

**TABLE DES MATIERES**

LISTE DES TABLEAUX	vii
LISTE DES FIGURES	x
INTRODUCTION	1
PARTIE I: GENERALITES SUR LE PROJET	2
<i>Chapitre I: Environnement du projet</i>	<i>3</i>
I.1) Présentation générale d'Analamanga	3
I.1.1) Cadre administratif et territorial	3
I.1.2) Cadre physique	4
I.1.3) Démographie	5
I.2) Etudes socio-économiques d'Analamanga.....	5
I.2.1) Secteurs sociaux	5
I.2.2) Secteurs économiques.....	7
I.2.3) Les infrastructures économiques	7
I.3) Implantation du projet	10
I.3.1) Plan de situation.....	10
I.3.2) Plan de masse.....	10
<i>Chapitre II: Justification du projet</i>	<i>11</i>
II.1) Zone stratégique.....	11
II.2) Nombre de population élevé	11
II.3) Augmentation en demande de logements	11
<i>Chapitre III: Etude architecturale du projet</i>	<i>13</i>
III.1) Description du bâtiment.....	13
III.1.1) Rez-de-chaussée (RDC).....	13
III.1.2) Premier étage	13
III.1.3) Deuxième au quatrième étage	14
III.1.4) Terrasse technique	16
III.2) Techniques constructives.....	16
III.2.1) Prescription de l'urbanisme	16
III.2.2) Eclairage naturel	16
III.2.3) Ventilation et aération.....	16
III.2.4) Isolation thermique	17
III.2.5) Isolation acoustique	17



III.2.6) Sécurité incendie	18
III.3) Choix du type de structure à adopter	18
III.3.1) Du point de vue transfert des charges jusqu'aux fondations	18
III.3.2) Du point de vue matériaux	20
CONCLUSION PARTIELLE I	20
PARTIE II: ETUDES TECHNIQUES.....	21
<i>Chapitre IV: Effets du vent</i>	<i>22</i>
IV.1) Définitions et principes généraux	22
IV.1.1) Quelques définitions et hypothèses	22
IV.1.2) Dimensions de l'immeuble à prendre en compte	22
IV.2) Pressions dynamiques dues au vent.....	23
IV.2.1) Pressions dynamiques de base	23
IV.2.2) Effet de site	24
IV.2.3) Effet de masque	24
IV.2.4) Effet de dimensions	24
IV.2.5) Effet de la hauteur au-dessus du sol	24
IV.2.6) Amplification dynamique	25
IV.3) Actions statiques exercées par le vent	26
IV.3.1) Actions extérieures	26
IV.3.2) Actions intérieures	27
<i>Chapitre V: Predimensionnement</i>	<i>30</i>
V.1) Dalles	31
V.1.1) Dalles de la toiture-terrasse.....	31
V.1.2) Dalles des planchers courants	32
V.2) Poutres	32
V.3) Poteaux	34
V.4) Escalier	35
<i>Chapitre VI: Descente des charges</i>	<i>37</i>
VI.1) Descente des charges horizontales	37
VI.1.1) Position du centre de gravité de l'ensemble des poteaux du portique.....	37
VI.1.2) Moment d'inertie des sections des poteaux	37
VI.1.3) Moment de renversement M	38
VI.1.4) Efforts normaux N_i	38



VI.2) Descente des charges verticales	39
VI.2.1) Charges au m ² de planchers	39
VI.2.2) Descente des charges proprement dit	40
<i>Chapitre VII: Etude du portique.....</i>	<i>44</i>
VII.1) Evaluation des charges	44
VII.1.1) Evaluation des charges supportées par la poutre.....	44
VII.1.2) Charges horizontales sur les poteaux	45
VII.2) Détermination des efforts dans les barres	47
VII.2.1) Méthode.....	47
VII.2.2) Combinaisons des charges.....	47
<i>Chapitre VIII: Etude de la superstructure.....</i>	<i>48</i>
VIII.1) Caractéristiques des matériaux et données de base	48
VIII.1.1) Béton	48
VIII.1.2) Acier.....	48
VIII.1.3) Méthode de calcul des armatures longitudinales pour une section rectangulaire soumise à une flexion simple	49
VIII.2) Etude d'exécution des planchers	50
VIII.2.1) Dalle pleine de la terrasse technique.....	50
VIII.2.2) Planchers à corps creux des étages courants	54
VIII.3) Etude d'exécution des poutres	66
VIII.3.1) Section de calcul et hypothèses.....	67
VIII.3.2) Armatures longitudinales	67
VIII.3.3) Vérification rapide à l'ELS	68
VIII.3.4) Redimensionnement à l'ELS	68
VIII.3.5) Calcul de la flèche.....	69
VIII.3.6) Vérification des zones d'appuis	70
VIII.3.7) Armatures transversales	71
VIII.4) Etude d'exécution des poteaux	72
VIII.4.1) Paramètres utiles en flexion composée	72
VIII.4.2) Armatures longitudinales	73
VIII.4.3) Vérification à l'ELS	76
VIII.4.4) Armatures transversales	79
<i>Chapitre IX: Etude de l'infrastructure</i>	<i>80</i>
IX.1) Environnement du site.....	80



IX.1.1) Contexte topographique.....	80
IX.1.2) Travaux de reconnaissance.....	80
IX.1.3) Résultats des sondages effectués.....	80
IX.2) Type de fondations envisagées.....	81
IX.3) Etude de la fondation.....	82
IX.3.1) Dimensionnement des puits.....	82
IX.3.2) Dimensionnement des semelles.....	85
IX.3.3) Dimensionnement des longrines.....	90
<i>Chapitre X: Etude du second œuvre.....</i>	<i>94</i>
X.1) Electricité.....	94
X.1.1) Installations électriques.....	94
X.1.2) Eclairagisme.....	94
X.2) Assainissement.....	97
X.2.1) Notions générales.....	97
X.2.2) Collecte des différentes eaux.....	98
X.2.3) Traitement des effluents.....	98
X.2.4) Collecteurs.....	100
X.3) Alimentation en eau potable.....	102
X.3.1) Prescriptions à suivre.....	102
X.3.2) Diamètres minimaux d'alimentation des appareils.....	102
X.4) Ascenseur.....	102
CONCLUSION PARTIELLE II.....	106
PARTIE III: ETUDES FINANCIERES ET ANALYSE ENVIRONNEMENTALE.....	107
<i>Chapitre XI: Evaluation financière du projet.....</i>	<i>108</i>
XI.1) Devis descriptif.....	108
XI.2) Devis Quantitatif et Estimatif (DQE).....	114
XI.2.1) Coefficient de déboursés ou coefficient de vente K.....	114
XI.2.2) Sous-détails des prix.....	115
XI.2.3) Devis Quantitatif et Estimatif.....	116
XI.3) Etude de rentabilité.....	117
XI.3.1) Collecte des informations nécessaires.....	117
XI.3.2) Etablissement des cash-flows prévisionnels.....	118
XI.3.3) Calcul des indicateurs de rentabilité.....	119



XI.4) Planning d'exécution des travaux.....	120
<i>Chapitre XII: Etude d'Impact Environnemental</i>	<i>121</i>
XII.1) Généralités	121
XII.2) Démarche pour l'élaboration d'une Etude d'Impact Environnemental	121
XII.3) Impacts négatifs avec ses mesures d'atténuation	122
XII.3.1) Impacts sur l'environnement physique.....	122
XII.3.2) Impacts sur l'environnement humain	123
XII.3.3) Impacts sur l'environnement biologique	124
XII.4) Impacts positifs	124
CONCLUSION PARTIELLE III	124
CONCLUSION GENERALE	125
BIBLIOGRAPHIE	126
WEBOGRAPHIE	127
SUPPORT ELECTRONIQUE	127

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1 : Découpage administratif et territorial de la Région d'Analamanga	3
Tableau 2 : Répartition par district de la population de la Région d'Analamanga.....	5
Tableau 3 : Répartition des infrastructures sanitaires par arrondissement de la CUA	6
Tableau 4 : Répartition par niveau d'instruction de la population active	6
Tableau 5 : Part de chaque secteur dans l'économie	7
Tableau 6 : Taux d'électrification pour chaque périmètre d'exploitation de la JIRAMA	8
Tableau 7 : Liste des gares fermées et ouvertes au sein de la Région	9
Tableau 8 : Evolution du nombre de population de la CUA.....	11
Tableau 9 : Distribution des locaux du 1 ^{er} étage.....	14
Tableau 10 : Distribution des locaux du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	15
Tableau 11 : Tableau de comparaison multicritères	19
Tableau 12 : Avantages et inconvénients des matériaux de structure	20
Tableau 13 : Vitesses du vent et pressions dynamiques de base selon chaque zone	23
Tableau 14 : Récapitulatif des coefficients correcteurs et pressions dynamiques corrigées	26
Tableau 15 : Valeurs relatives au maître-couple et à l'abaque R-III-5.....	27
Tableau 16 : Valeurs extrêmes de (Ce-Ci) sur chaque face du bâtiment	29
Tableau 17 : Valeurs des actions résultantes unitaires totales	29
Tableau 18 : Dimensionnement rapide des dalles.....	31
Tableau 19 : Dimensionnement rapide des poutres	32
Tableau 20 : Dimensions adoptées des poutres	33
Tableau 21 : Sections adoptées des poteaux du RDC.....	35
Tableau 22 : Sections adoptées des poteaux des étages courants	35
Tableau 23 : Dimensions moyennes des marches.....	35
Tableau 24 : Position du centre de gravité par rapport à 0	37
Tableau 25 : Moments d'inertie des sections des poteaux.....	38
Tableau 26 : Moment de renversement à équilibrer	38
Tableau 27 : Efforts normaux (kN).....	39
Tableau 28 : Charges permanentes au m ² de planchers	39
Tableau 29 : Charges permanentes au m ² de planchers des étages courants	39
Tableau 30 : Charges permanentes au m ² de planchers du RDC.....	40
Tableau 31 : Descente des charges sur le poteau C1	41
Tableau 32 : Récapitulatif de la descente des charges sur les poteaux de la file C	43
Tableau 33 : Charges supportées par les poutres	45
Tableau 34 : Moments isostatiques au centre de la plaque	50
Tableau 35 : Moments réels dans la plaque en kN.m	51
Tableau 36 : Sections minimales d'armatures en fonction de la portée et du type d'aciers	52
Tableau 37 : Armatures longitudinales de la dalle.....	52
Tableau 38 : Vérification rapide à l'ELS de la dalle pleine.....	53
Tableau 39 : Redimensionnement à l'ELS de la dalle pleine	53
Tableau 40 : Les méthodes de calcul des poutres continues et leur domaine de validité.....	55
Tableau 41 : Cas de charges à considérer pour les poutrelles.....	57
Tableau 42 : Combinaisons de charge pour chaque état de la travée	57



Tableau 43 : Moments fléchissants sur appuis et en travée à l'ELU toutes travées chargées	58
Tableau 44 : Moments fléchissants sur appuis et en travée à l'ELS toutes travées chargées	58
Tableau 45 : Moments fléchissants enveloppes des poutrelles à l'ELU en kN.m	59
Tableau 46 : Moments fléchissants enveloppes des poutrelles à l'ELS en kN.m	59
Tableau 47 : Efforts tranchants sur appuis à l'ELU	59
Tableau 48 : Efforts tranchants enveloppes des poutrelles à l'ELU en kN	60
Tableau 49 : Armatures longitudinales en travée des poutrelles	61
Tableau 50 : Armatures longitudinales sur appuis des poutrelles	61
Tableau 51 : Utilité de calcul des flèches pour les poutrelles	61
Tableau 52 : Flèches admissibles des poutrelles	62
Tableau 53 : Flèche de la travée 3 des poutrelles	63
Tableau 54 : Vérification des appuis de rive des poutrelles	64
Tableau 55 : Vérification des appuis intermédiaires des poutrelles	64
Tableau 56 : Armatures transversales des poutrelles en Té	65
Tableau 57 : Armatures longitudinales en travée des poutres	67
Tableau 58 : Armatures longitudinales sur appuis des poutres	68
Tableau 59 : Vérification rapide à l'ELS en travée	68
Tableau 60 : Vérification rapide à l'ELS sur appuis	68
Tableau 61 : Redimensionnement des poutres à l'ELS	69
Tableau 62 : Valeurs de flèches admissibles	69
Tableau 63 : Utilité de calcul des flèches pour les poutres	69
Tableau 64 : Calcul des flèches	70
Tableau 65 : Vérification des appuis de rive des poutres	71
Tableau 66 : Vérification des zones d'appuis sur appuis intermédiaires	71
Tableau 67 : Armatures transversales des poutres	72
Tableau 68 : Sollicitations de calcul	73
Tableau 69 : Valeurs des excentricités suivant I_{max}	74
Tableau 70 : Etats des sections suivant I_{max}	74
Tableau 71 : Moments fictifs et aciers fictifs	75
Tableau 72 : Armatures théoriques des SPC suivant I_{max}	75
Tableau 73 : Armatures théoriques de la SEC suivant I_{max}	75
Tableau 74 : Excentricités suivant I_{min}	75
Tableau 75 : Etats des sections suivant I_{min}	76
Tableau 76 : Moments fictifs et aciers fictifs suivant I_{min}	76
Tableau 77 : Armatures théoriques des SPC	76
Tableau 78 : Armatures théoriques de la SEC	76
Tableau 79 : Vérification à l'ELS pour les SPC	77
Tableau 80 : Vérification à l'ELS pour les SEC	78
Tableau 81 : Armatures longitudinales des poteaux	78
Tableau 82 : Armatures transversales des poutres	79
Tableau 83 : Profil géotechnique du site	81
Tableau 84 : Diamètres des puits	83
Tableau 85 : Dimensions des semelles isolées	86
Tableau 86 : Charge totale transmise au sol	86



Tableau 87 : Valeurs de modules pressiométriques de calcul	88
Tableau 88 : Armatures des semelles isolées.....	89
Tableau 89 : Longueur de scellement des barres	90
Tableau 90 : Longueurs des barres	90
Tableau 91 : Moments fléchissants des longrines à l'ELU.....	91
Tableau 92 : Moments fléchissants des longrines à l'ELS	92
Tableau 93 : Armatures longitudinales des longrines en travée	92
Tableau 94 : Armatures longitudinales des longrines aux appuis.....	92
Tableau 95 : Vérification rapide des longrines à l'ELS en travée	93
Tableau 96 : Vérification rapide des longrines à l'ELS aux appuis	93
Tableau 97 : Redimensionnement à l'ELS en travée.....	93
Tableau 98 : Redimensionnement à l'ELS aux appuis	93
Tableau 99 : Caractéristiques des différents types de lampes à néon	94
Tableau 100 : Réflectances selon la teinte de la peinture	95
Tableau 101 : Eclairagements moyens selon le type de local	96
Tableau 102 : Nombre de luminaires du RDC.....	97
Tableau 103 : Nombre de luminaires des locaux du 1 ^{er} étage	97
Tableau 104 : Nombre de luminaires des locaux du 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	97
Tableau 105 : Diamètres minimaux des chutes d'EU et d'EV	98
Tableau 106 : Dimensions usuelles des regards	99
Tableau 107 : Débit total de vidange des appareils	101
Tableau 108 : Débit total des appareils.....	102
Tableau 109 : Population à prendre en compte.....	103
Tableau 110 : Types d'ascenseurs selon leurs charges nominales	104
Tableau 111 : Ascenseurs à mettre en place et leurs nombres minimaux	104
Tableau 112 : Caractéristiques de l'immeuble.....	105
Tableau 113 : Valeurs du couple « P-I ».....	105
Tableau 114 : Caractéristiques de l'ascenseur à adopter	105
Tableau 115 : Devis descriptif	108
Tableau 116 : Composantes du coefficient de déboursés K	115
Tableau 117 : Sous-détail des prix d'un béton Q350.....	115
Tableau 118 : Récapitulatif du DQE.....	116
Tableau 119 : Capital initialement investi I_0	117
Tableau 120 : Chiffres d'affaires prévisionnels annuels.....	117
Tableau 121 : Bénéfices nets	118
Tableau 122 :Cash-flows actualisés.....	119
Tableau 123 : Impacts probables sur le milieu physique et mesures d'atténuation.....	122
Tableau 124 : Impacts probables sur le milieu humain et mesures d'atténuation	123

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte administrative et territoriale de la Région d'Analamanga	3
Figure 2 : Localisation du projet	10
Figure 3 : Organigramme fonctionnel du RDC.....	13
Figure 4 : Organigramme fonctionnel du 1 ^{er} étage	14
Figure 5 : Organigramme fonctionnel du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage.....	15
Figure 6 : Dimensions d'une construction prismatique à base rectangulaire.....	22
Figure 7 : Vent normal à la grande face Sa	28
Figure 8 : Vent normal à la petite face Sb	28
Figure 9 : Schéma de la structure adoptée	30
Figure 10 : Dimensions d'une dalle	31
Figure 11 : Dimensions d'une poutre.....	32
Figure 12 : Dimensions d'un poteau	34
Figure 13 : Portique servant à la descente des charges	41
Figure 14 : Mode transmission des charges des dalles aux poutres.....	44
Figure 15 : Modélisation du portique de calcul à l'ELU (en kN/m).....	46
Figure 16 : Modélisation du portique de calcul à l'ELS (en kN/m).....	46
Figure 17 : Moments réels pour un panneau intérieur de dalle continue	51
Figure 18 : Exemple type d'un plancher à corps creux.....	54
Figure 19 : Coefficients forfaitaires pour les moments sur appuis	57
Figure 20 : Cas de charges CCC	57
Figure 21 : Cas de charges CDC	58
Figure 22 : Cas de charges DCD.....	58
Figure 23 : Dimensions de la poutrelle en Té	60
Figure 24 : Poutres continues de calcul.....	66
Figure 25 : Section de calcul de la poutre continue étudiée.....	67
Figure 26 : Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire.....	85
Figure 27 : Méthode de détermination des modules pressiométriques de calcul.....	87



INTRODUCTION

La conception et la réalisation d'un bâtiment sont des tâches longues et complexes faisant appel : d'une part à la réflexion pour définir les espaces, les volumes, puis pour les quantifier et esquisser les grandes lignes du projet architectural et d'autre part à la technicité afin de transposer le conceptuel en réel, d'en assurer la stabilité et la fiabilité.

Madagascar est un pays où le secteur du BTP n'est ni très développé ni dominant et prioritaire. Les villes sont dotées de bâtiments à architecture traditionnelle et ne respectant pas les normes. Pourtant, ce ne sont pas les professionnelles de ce domaine qui manquent. N'est-il pas indispensable de maîtriser parfaitement son art afin de mieux concevoir ? Ne faut-il pas avoir une parfaite connaissance des techniques connexes afin de mieux concevoir et réaliser un édifice ?

Ankadifotsy, ville centrale et attirante à la fois, peut encore être exploitée même si elle dispose déjà de nombreuses infrastructures de pointe et qu'elle est déjà assez avancée.

C'est dans cette perspective, dans le but de faire respecter les normes, d'attirer les acquéreurs potentiels et de donner une meilleure image de cette ville que le thème de ce mémoire a été choisi: « Etude d'un bâtiment R+4 à usage mixte sis à Ankadifotsy ».

Pour ce faire, les cours et les méthodes enseignées durant la formation ont été appliqués ; ils ont été appuyés par des vérifications au moyen des logiciels. Aussi, des sondages et enquêtes auprès de plusieurs organismes ainsi que des consultations auprès de professionnels ont été effectués. Enfin, les recherches sur internet et dans les bibliothèques ont été fondamentales pour parvenir à l'élaboration de cet ouvrage.

Ainsi, dans un premier temps, on va d'abord entamer les généralités du projet, ensuite, on va aborder les études techniques et on va finir sur les études financières et l'analyse environnementale.

PARTIE I:
GENERALITES SUR LE PROJET

CHAPITRE I: ENVIRONNEMENT DU PROJET

I.1) PRESENTATION GENERALE D'ANALAMANGA

I.1.1) Cadre administratif et territorial

La Région Analamanga fait partie des Hautes Terres Centrales du pays, située en son centre, compte 134 communes regroupées dans 13 districts à savoir 7 districts périphériques et les 6 districts urbains. Elle s'étend sur une superficie de 17468 km², soit environ 3% de la superficie de Madagascar. Le tableau suivant montre la division administrative et territoriale de la Région.

Tableau 1 : Découpage administratif et territorial de la Région d'Analamanga

Districts	Superficie (km ²)	Communes (Nombres)	Fokontany (Nombres)
ANTANANARIVO RENIVOHIRA	107	1	192
AVARADRANO	545	14	213
ATSIMONDRANO	379	26	206
AMBOHIDRATRIMO	1418	25	319
MANJAKANDRIANA	1718	25	310
ANKAZOBE	7593	13	143
ANJOZOROBE	4292	18	175
ANDRAMASINA	1416	12	135
Total	17468	134	1689

Source : VPEI/CREAM/Monographie 2009

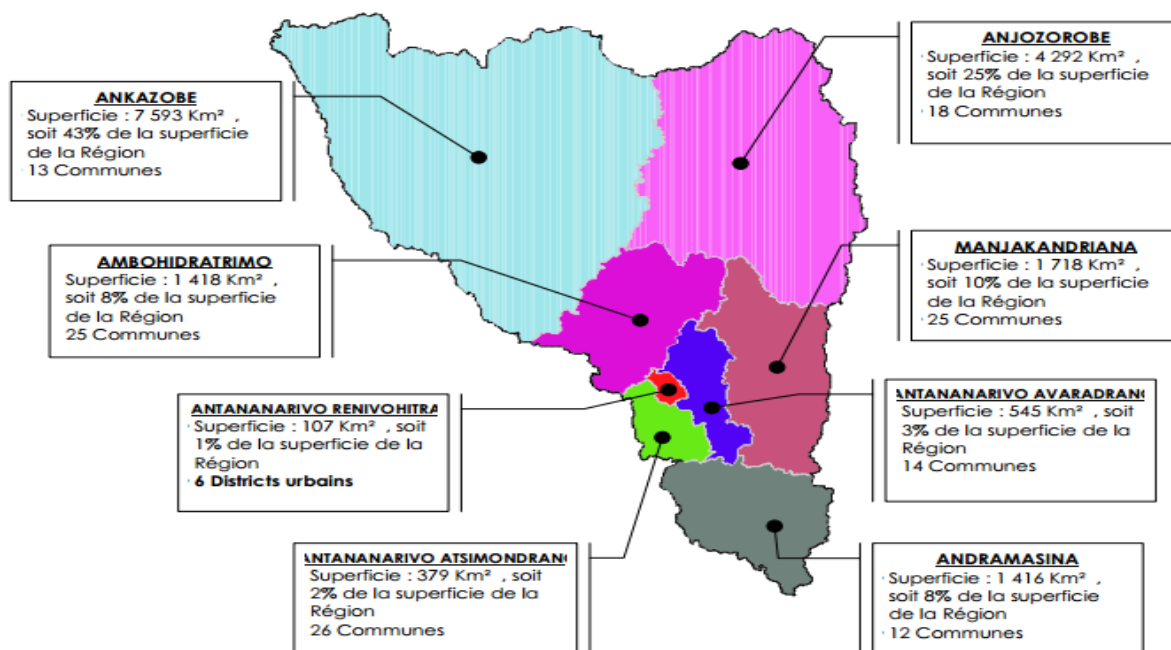


Figure 1 : Carte administrative et territoriale de la Région d'Analamanga

Source : CUA, 2009



VPEI : Vice Primature de l'Economie et de l'Industrie

CREAM : Centre de Recherches, d'Etudes et d'Appui à l'analyse économique à Madagascar

CUA : Commune Urbaine d'Antananarivo

I.1.2) Cadre physique

I.1.2.1) Relief

La Région fait partie de ce que l'on appelle les Hautes Terres ou les Hauts Plateaux par rapport à l'ensemble de l'île. Ces Hauts Plateaux sont localisés à une altitude dépassant les 1000m, fortement accidentés. Outre les montagnes d'origine orogénique, ils sont parsemés de dômes et de cratères volcaniques.

I.1.2.2) Formation végétale

Les écosystèmes naturels de la Région Analamanga sont composés de formation forestière (forêts humides) et de plans d'eau. La forêt couvre environ 5,31 % de la superficie totale de la région en 2010 alors que les formations savanicoles occupent 1617402 ha soit 92,61 %.

I.1.2.3) Hydrologie

La région dispose d'un réseau hydrographique relativement dense et bien réparti dans l'ensemble de son territoire. Ses plans d'eau (lacs et étangs) occupent une surface de 4759 ha. Les plus connus en sont les lacs de Mantasoa (1375 ha) et de Tsiacompaniry (2333 ha). Situés dans la partie Est qui est la plus arrosée du territoire régional, ces 2 lacs constituent les principaux réservoirs d'eau de la région.

- de Tsiacompaniry prennent sources 2 rivières se dirigeant vers l'Ouest pour rejoindre le fleuve Ikopa. (Varahina et Sisaony). Ce fleuve traverse et draine entièrement la partie occidentale de la région tout en phagocytant des cours d'eau provenant de ses altitudes ;
- de Mantasoa, partent des cours d'eau plus courts se dirigeant vers l'Est.

Ces 2 lacs alimentent aussi les 2 centrales hydro-électriques de la région.

I.1.2.4) Climatologie

La région fait partie du régime climatique tropical d'altitude supérieure à 900 mètres. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 20° C. Ce domaine climatique englobe l'axe central des Hautes-Terres et couvre une grande partie de la province d'Antananarivo.

L'année comporte 2 saisons bien individualisées:

- une saison pluvieuse et moyennement chaude, de Novembre à Mars ;
- une saison fraîche et relativement sèche, d'Avril à Octobre.

Il existe de nombreux microclimats. Il est même possible que chaque sous-préfecture ou chaque commune ait sa spécificité climatique.

I.1.3) Démographie

Selon les données collectées de la monographie 2009, 12,7 % de la population nationale vivent dans la Région Analamanga qui, parmi les 22 régions, est la plus peuplée avec ses 3.249.704 habitants. Cette proportion est presque 3 fois plus élevée que la moyenne nationale de 4,5 %.

La population est fortement concentrée dans la Capitale, avec 37,7 % de la population d'Analamanga, soit environ 4,8 % de la population nationale. Si la densité moyenne nationale n'est que de 29 habitants / km², la densité globale est de l'ordre de 8687 habitants / km² à Antananarivo Renivohitra ; celle-ci représente alors plus de 300 fois la moyenne nationale.

Le tableau ci-après montre la répartition de la population d'Analamanga par district.

Tableau 2 : Répartition par district de la population de la Région d'Analamanga

Districts	Démographie (habitants)	Part dans la population de la région d'Analamanga (%)	Part dans la population totale de Madagascar (%)
ANTANANARIVO RENIVOHITRA	1.298.242	37,7	4,8
AVARADRANO	343.232	10,6	1,3
ATSIMONDRANO	514.984	16,8	2,1
AMBOHIDRATRIMO	352.097	11,3	1,4
MANJAKANDRIANA	221.520	6,5	0,8
ANKAZOBE	155.087	4,9	0,6
ANJOZOROBE	227.187	6,0	0,8
ANDRAMASINA	197.255	6,2	0,8
Total	3.249.704	100,0	12,7

Source : MEI/CREAM/Monographie 2009

MEI : Ministère de l'Economie et de l'Industrie

I.2) ETUDES SOCIO-ECONOMIQUES D'ANALAMANGA

I.2.1) Secteurs sociaux

I.2.1.1) Santé

Dans le domaine de la santé, plusieurs maladies sont fréquentes à savoir les infections respiratoires, les syndromes palustres, les diarrhées et parasitoses intestinales qui constituent les

principales causes de morbidité affectant la population. Elles sont dues à l'insuffisance des latrines et des défécations à l'air libre. Il existe aussi les principales endémies telles que la tuberculose et les maladies sexuellement transmissibles.

Par rapport aux autres régions, celle d'Analamanga dispose le plus d'infrastructures sanitaires. On y trouve tous les niveaux de centres médicaux, environ 77% des formations sanitaires privées sont localisées dans la capitale. Le district de Manjakandriana dispose le plus en terme de nombre c'est à dire 18% de l'ensemble des centres de santé de la région.

Tableau 3 : Répartition des infrastructures sanitaires par arrondissement de la CUA

Arrondissement	Hôpitaux publics	Cliniques privées	Dispensaires publics et privés	ONG
I	2	1	6	13
II	1	2	3	12
III	1	3	1	14
IV	1	1	2	3
V	0	2	2	2
VI	1	0	1	2

Source : Institut Pasteur, 2009

I.2.1.2) Education

Globalement, le système éducatif à Madagascar comprend 5 niveaux : l'alphabétisation et le préscolaire, l'enseignement primaire, l'enseignement secondaire général (collège et lycée), la formation technique et professionnelle et l'enseignement supérieur et la recherche scientifique.

Population active : niveau d'instruction

Dans l'ensemble, plus de la moitié de la population active de la Région Analamanga a au moins suivi le cycle d'étude primaire avec un taux de 65,6%. De plus, 17,7% de la population ont continué jusqu'au niveau secondaire et seulement 9,5% ont fréquenté l'enseignement supérieur. Toutefois, 7,2% de la population restent sans instruction, un pourcentage relativement faible comparé au niveau national où la proportion de personnes non instruites atteint 33,3% de la population active totale. Ces données statistiques sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Répartition par niveau d'instruction de la population active

Région	Sans instruction	Primaire	Secondaire	Supérieur	Total
Analamanga	7,2	65,6	17,7	9,5	100
Madagascar	33,3	52	11,9	2,8	100

Source : INSTAT / DSM / EPM 2010

INSTAT : Institut National de la STATistique

DSM : Direction de la Modélisation et de la Planification

EPM : Ministère de l'Économie et de la Planification

I.2.2) Secteurs économiques

L'activité économique est divisée en 3 grands secteurs : secteur primaire, secteur secondaire et secteur tertiaire. Voici un tableau donnant les pourcentages que tient chaque secteur dans la région d'Analamanga.

Tableau 5 : Part de chaque secteur dans l'économie

Secteurs	Concerne	Pourcentages
Primaire	Agriculture, élevage, pêche,	6,5 %
Secondaire	Artisanat, industries : agroalimentaire, BTP, textile, bois et ses dérivées, tabac, métallurgique et électrique, chimique, cuir et chaussures	25,1 %
Tertiaire	Commerce, tourisme, services publics, transport	69,4 %

Source : INSTAT, 2009

La situation économique d'Analamanga se traduit principalement par les activités rizicole, avicole, piscicole, apicole, artisanale (broderie, soie, vannerie, tissage raphia et rabane, maroquinerie, corne, tannage), touristique (les palais d'Ambohimanga et de Manjakamiadana, le palais du Premier Ministre, le Parc zoologique et botanique de Tsimbazaza, le lac et le musée Jean Laborde (Mantaso), la Réserve Spéciale d'Ambohitantely Ankazobe et le lac de Tsiazompaniry...) et industrielle (agro-alimentaire, textile, bois et dérivés, plastique, chimique, pharmaceutique, paramédical,...)

I.2.3) Les infrastructures économiques

I.2.3.1) Infrastructures routières

Les infrastructures routières jouent un rôle primordial dans la mesure où d'une part, elles assurent l'acheminement des produits des zones productrices vers les consommateurs et d'autre part, elles permettent de rompre l'isolement géographique des communes de la Région.

Selon le Plan Régional de Développement (PRD), en 2007 : « Bénéficiant de la présence de la Capitale dans son ressort territorial, Analamanga dispose d'un réseau routier relativement dense. Ce réseau comprend en totalité 3765,2 km, dont 633,8 km bitumés (16,8 %), 2748,9 km en terre (73,0 %), et 25 km empierrés (0,7 %). »

Selon encore ce même organisme : « Tous les chefs-lieux de districts, à l'exception d'Andramasina, sont reliés à la Capitale par des routes bitumées. La majeure partie des Communes rurales sont reliées à leurs chefs-lieux de districts par des routes en terre, dont la plupart se trouvent dans un état détérioré à cause du manque d'entretien permanent. »

I.2.3.2) Réseau de distribution d'eau

Selon le MEI et le CREAM, en 2009, en termes d'infrastructures de distribution, 61,95 % des communes de la Région disposent de bornes fontaines contre une proportion de 37,31 % qui n'en ont pas. 49,25% des communes sont dotées de structures de gestion et d'entretien des bornes fontaines contre 27,61% qui n'en possèdent pas. Il importe cependant de remarquer l'existence d'une proportion relativement élevée de réponses manquantes qui concernent 23,13% de communes.

Le mode d'approvisionnement de la population en eau est diversifié. Les plus importants sont constitués par les puits pour 36,57% des communes, la borne fontaine pour 35,82%, la source pour 11,94%, l'eau courante pour 6,72% d'entre elles. Les approvisionnements dans les rivières et les fleuves et le forage manuel se rencontrent respectivement dans 5,22% et 2,24% des communes de la Région.

I.2.3.3) Réseau électrique

La Région connaît un important déficit en matière d'électricité. Aggravée par la faible couverture en eau courante, cette situation ralentit la vitesse d'installation des entreprises industrielles et des nouvelles constructions d'habitation dans les zones périphériques et les districts ruraux, en d'autres mots, du désengorgement de la Capitale. Le tableau 6 donne le pourcentage d'électrification pour chaque centre d'exploitation de la JIRAMA.

Tableau 6 : Taux d'électrification pour chaque périmètre d'exploitation de la JIRAMA

Centres d'exploitation	Taux d'électrification (%)
ANTANANARIVO (CAPITALE)	62,00
GRAND TANA (PERIPHERIE)	20,84
ANJOZOROBE	9,41
ANKAZOBE	19,22
MAHITSY	36,38
MANJAKANDRIANA	42,54
AMBOHIMIADANA	7,04
Ensemble région	48,21

Source : JIRAMA, 2009

I.2.3.4) Infrastructures ferroviaires

a) Réseau ferroviaire

La Région Analamanga dispose de 2 lignes ferroviaires :

- la ligne Antananarivo- Toamasina de 371km desservait les gares d'Antananarivo -Banlieue et de Manjakandriana ;

- la ligne Antananarivo-Antsirabe, de 158 km, desservant 14 gares.

Actuellement, ces 2 lignes ferroviaires ne sont pas entièrement fonctionnelles. Or, les chemins de fer jouent des rôles socio-économiques importants pour la Région Analamanga. En effet, ils relient cette dernière avec 3 Régions d'importance économique (Alaotra Mangoro, Antsiranana, Vakinankaratra), en traversant des communes rurales qui ne sont pas suffisamment désenclavées.

b) Gares

Actuellement, Madarail mobilise 5 à 6 trains toutes les 24 heures, ce qui peut aller jusqu'à 10 par 24 heures si toutes les gares des deux lignes sont recouvertes.

Après la reprise du trafic par la Société Madarail, plusieurs gares se trouvant au sein du territoire Régional ne sont plus recouvertes, comme le tableau suivant le montre.

Tableau 7 : Liste des gares fermées et ouvertes au sein de la Région

Lignes	Gares existantes	Gares fermées	Gares ouvertes
TCE (Tana-Côte Est)	Soarano Soanierana Mandroseza Ambohimambola Anjeva Nandihizana Sambaina (Halte) Manjakandriana	Soanierana Mandroseza Ambohimambola Sambaina	Soarano Anjeva Nandihizana Manjakandriana
Tana-Antsirabe	Soarano Soanierana Ambohijanaka Ambatofotsy Tsinjony (Halte)	Soanierana Ambohijanaka Tsinjony	Soarano Ambatofotsy

Source : Madarail, 2009

I.2.3.5) Réseau aérien

Avec la présence de l'Aéroport d'Ivato, le premier aéroport de l'île, Antananarivo est le centre du trafic aérien de Madagascar, pour les vols tant au niveau nationaux qu'internationaux.

La Commune Urbaine d'Ivato du district d'Ambohidratrimo abrite cet Aéroport qui reçoit la flotte desservant les lignes nationales et internationales. En 2008, selon le Ministère du Transport, 14807 vols nationaux, régionaux et internationaux pour l'ensemble de départs et arrivées, a été enregistré. 71,7 % sont pour le réseau national. Ces vols ont transporté 842409 passagers dont 54,1 % pour le réseau national. Quant au fret aérien, un volume de 14246 tonnes y a été enregistré dont 8,94% pour le réseau national.

I.3) IMPLANTATION DU PROJET

I.3.1) Plan de situation

Il permet de situer la parcelle ou le lot par rapport à une voie (route ou rue) connue de la commune. Ce plan est établi à une échelle comprise entre 1/5000 et 1/25000.

Le projet se situe à Ankadifotsy, un quartier du 3^{ème} arrondissement de la CUA. Il se trouve sur le côté droit de la Rue Rakoto de Monplaisir, juste en face de l'ISCAM Ankadifotsy.

La figure 2 représente le plan de situation du projet, établi à partir du logiciel de localisation Google Earth, il s'agit donc d'une image satellitaire.



Figure 2 : Localisation du projet
Source : Google Earth, 2014

I.3.2) Plan de masse

Il précise l'emplacement de la construction dans la parcelle ou le lot par rapport aux limites du terrain et des rues. Il est imprimé à une échelle variant de 1/40 à 1/500. Il est disponible en Annexe I.

CHAPITRE II: JUSTIFICATION DU PROJET

II.1) ZONE STRATEGIQUE

Etant donnée la position géographique de la ville d'Ankadifotsy, située juste à la périphérie du centre-ville et donc à proximité des grands centres commerciaux et des grands magasins, la construction d'un nouveau bâtiment n'en est que justifiée. De plus, c'est un lieu assez calme en matière de sécurité.

D'une part, en quête d'une vie meilleure qu'offre les différents services dans les grandes villes et grâce à la présence d'innombrables infrastructures et équipements urbains en matière d'éducation, santé, etc., la majorité de la population désire actuellement chercher des appartements proches de la ville et les convoite même. D'autre part, plus de 23 % de la population viennent s'installer dans les centres urbains selon l'INSTAT en 2012.

II.2) NOMBRE DE POPULATION ELEVE

L'évolution de la population de la CUA allant de 1994 à 2011, est représentée sur le tableau 8 ci-après :

Tableau 8 : Evolution du nombre de population de la CUA

Année	1994	1995	1996	1997	1999	1998
Nombre d'habitants	730965	754321	778688	804062	855771	829766

Année	2000	2001	2002	2003	2004	2005
Nombre d'habitants	876329	902731	929355	956191	983711	1004834

Année	2006	2007	2008	2009	2010	2011
Nombre d'habitants	1033348	1062396	1091947	1165787	1197963	1230915

Source : INSTAT, 2012

D'après ce tableau, le taux d'accroissement moyen par an est de 3,7%. C'est un pourcentage élevé qui fait apparaître des problèmes de logements. D'ailleurs, en ce qui concerne les logements d'habitations en milieux urbains, les infrastructures existantes ne peuvent plus couvrir l'ensemble du besoin des citoyens.

II.3) AUGMENTATION EN DEMANDE DE LOGEMENTS

Le marché de l'immobilier reprend petit à petit son souffle ces dernières années après avoir été touchée par la crise de 2009. Étant considérée comme un investissement sûr, aussi bien par les Malgaches que par les étrangers, la demande en logements de standing est en nette croissance à



Madagascar. La construction immobilière des particuliers et les lotissements résidentiels connaissent un regain de dynamisme.

La demande s'accroît pour les logements de standing. En effet :

- après une baisse de 40% en 2009, la demande pour les lotissements résidentiels ainsi que la construction immobilière de standing a connu une nette hausse ces trois dernières années. Comme exemple, selon une enquête réalisée auprès d'une agence immobilière :
 - ✓ plusieurs résidences de standing qui sont en cours de construction ont déjà eu des acquéreurs ;
 - ✓ pour l'année 2013, sur 37 appartements de standing qualifié de studio ou T5 mis sur le marché, 32 ont été vendus. La plupart des acquéreurs de ces types de logements sont des étrangers qui délocalisent leurs investissements à Madagascar. Le contexte international, surtout la crise financière de 2008, pousse les étrangers qui souhaitent devenir propriétaires à délocaliser leurs investissements dans la Grande île.
- en outre, vu les prix de la location de ces types de logements, les acquéreurs préfèrent louer des appartements que construire une maison.

Selon une enquête réalisée auprès d'un autre service immobilier :

- ✓ 70% de leurs clients sont des étrangers, cependant ils ne sont pas leurs seuls clients pour ces logements de standing, les riches familles malgaches sont également des acquéreurs potentiels ;
- ✓ la majorité d'entre eux préfèrent la construction à la location, en effet les dépenses pour la construction ou l'achat d'une maison tournent autour de 200 à 300 millions d'Ariary alors que le loyer peut s'élever jusqu'à 2 millions voire 3 millions d'Ariary. Pour ces logements de haut niveau, les acquéreurs exigent les qualités et les normes. Parmi les critères de vente, la proximité de tous les commerces est la plus importante, faisant l'avantage du lieu, ainsi que la sécurité maximale dans un endroit bien fermé.

CHAPITRE III: ETUDE ARCHITECTURALE DU PROJET

L'aspect architectural est celui que les gens regardent et remarquent en premier lorsqu'ils sont face à un bâtiment. C'est donc un aspect qu'il ne faut surtout pas négliger. Cependant, être esthétiquement réussi ne suffit pas car il faut aussi respecter les normes architecturales pour satisfaire aux conditions de confort et de sécurité exigées par les usagers.

III.1) DESCRIPTION DU BATIMENT

Le bâtiment a une forme générale polygonale car il suit la forme du terrain. La façade principale est orientée du côté de la rue et elle est dirigée vers l'Ouest. On va décrire chaque niveau de bas en haut.

III.1.1) Rez-de-chaussée (RDC)

Dans le RDC se trouvent :

- ✓ un parking de surface totale 123,83 m² divisée en 9 box pour voitures légères ;
- ✓ une circulation parking de 72,87 m² ;
- ✓ une cage d'ascenseur et une cage d'escalier

L'organigramme fonctionnel du RDC est représenté sur la figure 3 suivante :

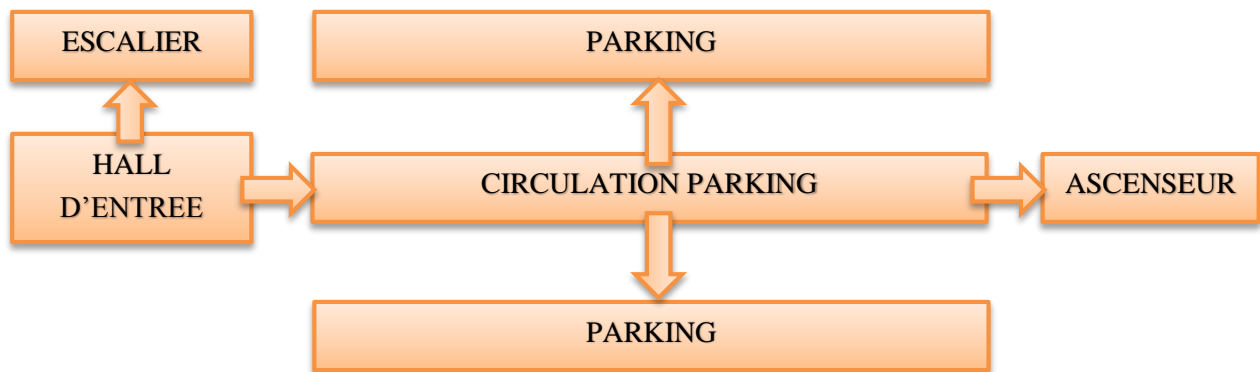


Figure 3: Organigramme fonctionnel du RDC

III.1.2) Premier étage

Le 1^{er} étage est constitué de bureaux. Le tableau 9 récapitule les locaux de cet étage ainsi que les aires occupées par chacun d'eux ; et l'organigramme fonctionnel de ce 1^{er} étage est représenté sur la figure 4.

Tableau 9 : Distribution des locaux du 1^{er} étage

Désignations de local	Constituants du local	Surfaces en m2
Bureau 1	Espace bureau 1	35,38
	Toilette	3,94
	Kitchenette	3
	Télécom room	0,51
Bureau 2	Espace bureau 2	78,11
	Toilette	4,91
	Kitchenette	2,79
	Télécom room	4,15
	Archives	2,85
Local groupe électrogène	Local groupe électrogène	2,87
Local gardien	Chambre gardien	4,12
	Toilette	1,64
Dégagement	Dégagement central	14,90
Cage d'ascenseur	Ascenseur	2,35
Cage d'escalier	Escalier 1	7,42
Cage d'escalier	Escalier 2	6,05
Hall	Hall	9,21

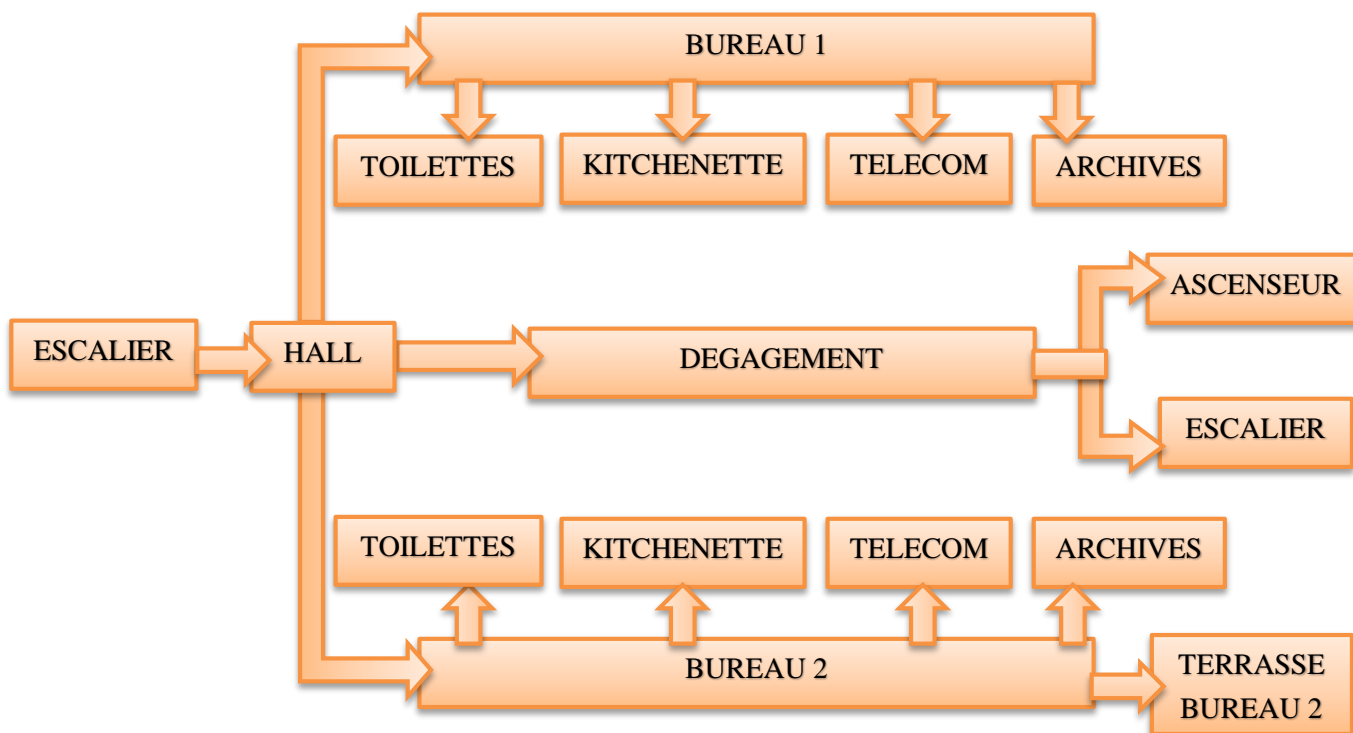


Figure 4 : Organigramme fonctionnel du 1^{er} étage

III.1.3) Deuxième au quatrième étage

Ces étages sont constitués d'appartements. Les appartements sont du type T3 c'est-à-dire qu'en dehors des pièces de service (bain, buanderie, WC et cuisine), il existe 3 pièces principales : 2 chambres et 1 séjour (Cf. tableau 10). Il y a 2 appartements dans chaque étage. Les dispositions des locaux sont les mêmes pour ces 3 étages (Cf. figure 5).

Tableau 10 : Distribution des locaux du 2^{ème} au 4^{ème} étage

Désignations du local	Constituants du local	Surfaces en m ²
Appartement T3 01	Chambre 1	14,61
	Chambre 2	14,43
	Dégagement	8,93
	Buanderie	2,41
	WC	1,43
	Salle de bain	4,69
	Salle de séjour-repas	29,58
	Cuisine	11,17
	Terrasse 1	7,67
Appartement T3 02	Chambre 3	14,32
	Chambre 4	15,12
	Dégagement	14,25
	Buanderie	2,24
	WC	1,56
	Salle de bain	5,61
	Salle de séjour-repas	28,74
	Cuisine	9,24
Terrasse 2	7,67	
Palier de distribution de logement	Palier de distribution de logement	6,82
Cage d'escalier	Escalier 2	9,86
Cage d'ascenseur	Ascenseur	2,35

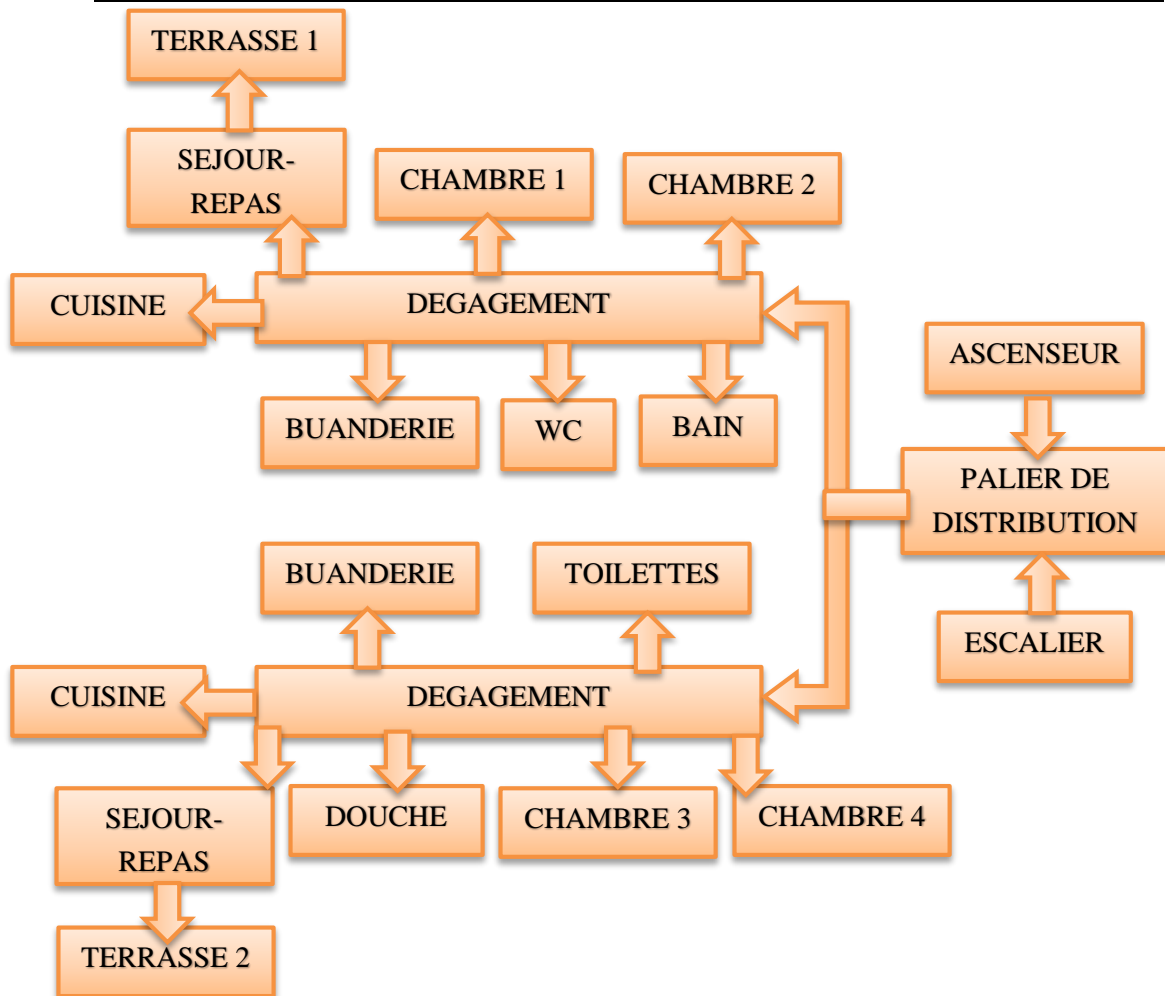


Figure 5 : Organigramme fonctionnel du 2^{ème} au 4^{ème} étage

III.1.4) Terrasse technique

Elle est destinée aux réglages techniques relatifs aux problèmes pouvant survenir au bâtiment, elle est constituée de :

- ✓ terrasse technique de 195,94 m² ;
- ✓ local technique de 4 m²
- ✓ château d'eau de 13,83 m²

III.2) TECHNIQUES CONSTRUCTIVES

III.2.1) Prescription de l'urbanisme

L'aire de la parcelle est de 266,39m², celle de la construction est de 260,74m², ce qui fait un taux d'occupation de 97% et le balcon dépasse un peu la limite de la propriété. Ce taux est largement supérieur au taux d'occupation autorisé par l'urbanisme qui est de 50%.

Aussi, en général, toute construction édifiée à la bordure d'une voie doit respecter $L \geq H$ avec L la distance de la façade principale à l'axe de la rue et H la hauteur du bâtiment à construire ; ce qui est impossible dans notre cas.

Malgré ces contraintes non respectées, la construction a obtenu une dérogation spéciale par une autorisation ministérielle et ainsi le projet a été accordé mais il est l'objet de suivi régulier.

III.2.2) Eclairage naturel

Toute pièce destinée à un séjour prolongé doit être éclairée par une quantité suffisante de lumière du jour. De plus, une vue suffisante de l'extérieur doit être assurée. Ainsi, pour optimiser l'éclairage naturel :

- la surface totale des baies est au moins égale à 1/5 de la surface de plancher à éclairer ;
- le type de vitrage dont la transmission lumineuse est maximale est choisi, tel que le double vitrage clair qui procure jusqu'à 66 % de transmission lumineuse ;
- les locaux sans lumière naturelle sont évités autant que possible.

III.2.3) Ventilation et aération

L'air doit pouvoir entrer librement par les pièces principales et être extrait dans les pièces de service, soit naturellement, soit artificiellement. Pour assurer une ventilation permanente du bâtiment, les dispositions suivantes doivent être prises en compte :

- arrivée d'air frais prise en toiture du local technique de la terrasse technique en direction du parking et de la cage d'escalier ;

- mise en place d'une Ventilation Mécanique Contrôlée (VMC) simple flux ;
- existence de grilles d'aération dans certains locaux.

III.2.4) Isolation thermique

L'isolation thermique consiste à limiter les déperditions de chaleur à travers les parois et à faire barrière à l'excès de chaleur en été.

- Isolation thermique des parois verticales : utilisation des enduits isolants qui sont constitués de mortiers auxquels sont incorporés des particules de matériaux isolants (billes de polystyrène expansé)
- Isolation thermique des parois horizontales :
 - ✓ *Pour le plancher de la terrasse technique* : on place un isolant thermique ;
 - ✓ *Pour la dalle sur terre-plein du RDC*: sur le terre-plein soigneusement damé, on place un film polyane pour éviter les remontées d'eau par capillarité puis un isolant thermique de type polystyrène expansé ou extrudé sur une largeur de 1 m à 1,20 m uniquement en périphérie de la construction ; on peut en outre relever l'isolant au niveau de la jonction dalle-mur extérieur en vue d'éviter les ponts thermiques à ce niveau et de désolidariser l'ensemble.

III.2.5) Isolation acoustique

C'est l'ensemble des procédés utilisés pour diminuer la transmission d'un bruit provenant d'une source de son jusqu'à un récepteur.

L'unité caractérisant le niveau de bruit dans un bâtiment est le Décibel pondéré «A» noté dB(A).

- Isolation phonique contre les bruits aériens :
 - ✓ utilisation de parois lourdes pour les murs telles que les briques pleines d'épaisseur 21,5 cm qui procurent un affaiblissement de l'ordre de 55 dB(A) ;
 - ✓ utilisation des vitrages doubles et épais pour les menuiseries procurant un affaiblissement pouvant atteindre 40 dB(A) ;
- Isolation phonique contre les bruits d'impacts :
 - ✓ utilisation des revêtements de planchers adéquats comme les carrelages et les parquets scellés qui apportent quasiment un affaiblissement total des bruits d'impact ;
 - ✓ interposition de placards continus entre 2 pièces principales ;
- Isolation phonique contre les bruits d'équipement : désolidarisation des matériels, gaines et canalisations par des appuis et des joints souples.



III.2.6) Sécurité incendie

Les bâtiments doivent offrir une résistance au feu satisfaisante. Les éléments peuvent être classés en 3 groupes selon leur comportement vis-à-vis du feu:

- éléments stables au feu : on ne demande à ces éléments que d'assurer la résistance mécanique et d'assurer la stabilité de la construction. Ce sont les éléments porteurs qui assurent la résistance au feu ;
- éléments pare-flammes : outre leur résistance mécanique, on leur demande d'assurer l'étanchéité aux flammes pendant le temps nécessaire à l'évacuation
- éléments coupe-feu : ces éléments, en plus des fonctions ci-dessus, sont dotés d'une isolation thermique suffisante pour empêcher que le feu ne se propage au-delà. Les éléments coupe-feu de notre bâtiment sont :
 - ✓ 1 porte coupe-feu 2 heures dans chaque étage courant ;
 - ✓ 1 cage d'escalier coupe-feu à la terrasse technique disposant d'une fenêtre de désenfumage activée par fusible sur détecteur de chaleur.

En outre, 2 extincteurs et 1 Robinet Incendiaire Armé (RIA) sont prévus dans chaque étage ainsi que des détecteurs de fumées dans les bureaux en cas d'incendie.

III.3) CHOIX DU TYPE DE STRUCTURE A ADOPTER

III.3.1) Du point de vue transfert des charges jusqu'aux fondations

2 principes généraux différents sont utilisés dans les bâtiments pour descendre les charges jusqu'aux fondations, déterminant 2 classes de bâtiments :

- bâtiments à murs porteurs : bâtiments dont les murs extérieurs et certains murs intérieurs sont agencés simultanément pour remplir 2 fonctions, d'une part de fermeture du bâtiment et, d'autre part, d'éléments porteurs de planchers et d'eux-mêmes ;
- bâtiments à ossatures : bâtiments dont les éléments porteurs sont formés de l'association poteaux-poutres.

Il existe aussi le bâtiment à structure mixte c'est-à-dire partiellement à murs porteurs et partiellement à ossatures. Ce type de structure est le plus difficile à résoudre.

III.3.1.1) Comparaison des 2 systèmes

Les 2 systèmes vont être comparés selon 6 critères :

- charges permanentes : un bâtiment à ossatures est beaucoup moins lourd qu'un bâtiment à murs porteurs, donc idéal pour un bâtiment élevé ou pour un bâtiment s'appuyant sur un sol de faible portance, ce qui est notre cas ;
- résistance au vent : un bâtiment à murs porteurs, lourd, présente une grande stabilité aux vents ; or le bâtiment se trouve dans les Hauts-Plateaux donc système inutile pour celui-ci ;
- confort thermique et acoustique : la masse importante des murs porteurs constitue un écran très important vis-à-vis du bruit et des variations thermiques ;
- utilisation : le bâtiment à ossatures s'accommode parfaitement de la transformation des locaux et procure, pour un même volume extérieur, un volume intérieur plus grand du fait des diminutions de surface des points d'appui et des épaisseurs des façades ; avantageux pour notre cas car on dispose de peu d'espace habitable ;
- sécurité : les bâtiments à ossatures sont beaucoup moins sensibles aux explosions accidentelles : la suppression d'une façade n'entraîne pas la ruine de l'ouvrage même si des précautions spéciales doivent être prises pour éviter la propagation du feu par les façades légères et pour augmenter la résistance au feu ;
- coût : un bâtiment à ossatures coûte en général beaucoup plus cher qu'un bâtiment à murs porteurs (de l'ordre de 2 à 3 fois plus).

Le tableau 11 ci-après reflète la comparaison entre murs porteurs et ossatures donnant une note de 0 ou 1 pour chaque critère énoncé ci-dessus.

Tableau 11 : Tableau de comparaison multicritères

Critères	Murs porteurs	Ossatures
Charges permanentes	0	1
Résistance au vent	0	1
Confort thermique et acoustique	1	0
Utilisation	0	1
Sécurité	0	1
Coût	1	0
Total	2	4

III.3.1.2) Système retenu

D'après ce tableau de comparaison, le bâtiment à ossatures est retenu.

III.3.2) Du point de vue matériaux

Les matériaux de structure constituent l'ossature de l'ouvrage et assurent le report des charges. Les principaux matériaux de structure utilisés en bâtiments sont l'acier, béton armé (BA), le béton précontraint (BP) et le bois. Le tableau suivant donne les avantages et les inconvénients de ces différents matériaux, à noter que ces listes ne sont pas exhaustives.

Tableau 12 : Avantages et inconvénients des matériaux de structure

Matériaux	Avantages	Inconvénients
Acier	-rapidité d'exécution ; -poids total de la structure moindre que le BA ; -bonne résistance mécanique	-coûteux -bon conducteur de chaleur -besoin de traitements contre la rouille et la corrosion
Béton armé	-bonne résistance au feu ; -économique pour les bâtiments de hauteur et de nombre d'étages moyens ; -bonnes isolations acoustique et thermique ; -souplesse d'utilisation et possibilité d'avoir des formes très variées	-assez lourd -matériau fragile (rupture atteinte facilement)
Béton précontraint	-idéal pour les ouvrages de grande portée supportant des charges importantes	-recours à de nouvelles techniques -coûteux
Bois	-poids le plus léger -faible dilatation	-besoin de traitements spécifiques, surtout contre les termites -faible résistance au feu -seulement pour les petits ouvrages

Le béton armé est choisi comme matériau de l'ossature du fait des avantages cités dans le tableau ci-dessus et du fait qu'il est adapté à l'envergure du bâtiment.

CONCLUSION PARTIELLE I

Grâce à ses nombreux atouts économiques, la ville d'Ankadifotsy possède toutes les qualités nécessaires pour pouvoir accueillir un nouvel édifice. Aussi, l'accroissement de la demande en logements est l'un des principaux facteurs qui a incité la projection d'une nouvelle construction.

Par ailleurs, il est à noter que la conception architecturale joue un rôle très important puisque de sa bonne réussite dépend le confort et le bien être des usagers lors de la phase d'exploitation du nouveau bâtiment.

Néanmoins, la beauté architecturale doit concilier avec une bonne conception des différents éléments de la structure, d'où la partie suivante qui se focalise sur les études techniques.

PARTIE II:
ETUDES TECHNIQUES

CHAPITRE IV: EFFETS DU VENT

Pour le calcul de l'action du vent, les règles de calcul *NV65-Règles de calcul définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes*-et les règles pour constructions para cycloniques à Madagascar sont utilisés.

IV.1) DEFINITIONS ET PRINCIPES GENERAUX

IV.1.1) Quelques définitions et hypothèses

- *Surfaces au vent* : ce sont celles éclairées par une source lumineuse dont le faisceau a pour direction le vent.
- *Surfaces sous le vent* : ce sont celles qui sont dans l'ombre.
- *Maitre couple* : c'est la projection de la construction sur un plan perpendiculaire au vent.
- *Pression ou dépression* : la face d'un élément de construction est dite soumise à une pression (ou à une surpression) lorsque l'action du vent est dirigée contre elle. Elle est dite soumise à une dépression (ou à une succion) dans le cas contraire.

Quant à la direction d'ensemble moyenne du vent, elle est supposée horizontale ; aussi ; il est supposé que le vent s'applique perpendiculairement sur la paroi sur laquelle il agit.

IV.1.2) Dimensions de l'immeuble à prendre en compte

Le bâtiment étant de forme assez complexe puisqu'il suit la forme du terrain, il est assimilé à une construction prismatique à base quadrangulaire, plus exactement à base rectangulaire pour pouvoir appliquer les règles NV65. (Cf. figure 6)

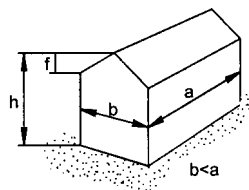


Figure 6 : Dimensions d'une construction prismatique à base rectangulaire

La longueur réelle étant égale à $L_{réelle}=16,42\text{m}$, la surface réelle étant $S_{réelle}=260,74\text{m}^2$, la largeur fictive sera prise égale à :

$$l_{fictive} = \frac{L_{réelle}}{S_{réelle}}$$

Après calcul : $l_{fictive} = 15,88\text{m}$.

Alors, les dimensions de l'immeuble que l'on tiendra en compte pour les calculs au vent sont :

- plus grande dimension $a= 16,42$ m
- plus petite dimension $b= 15,88$ m
- hauteur totale $h=19,22$ m
- flèche de la toiture $f=0$

IV.2) PRESSIONS DYNAMIQUES DUES AU VENT

Le calcul des pressions exercées par le vent sur les parois d'une construction se détermine à partir des pressions dynamiques de base q_{10} et q'_{10} auxquelles on affecte des coefficients correcteurs, tenant compte :

- de l'effet de site (k_s) ;
- de l'effet de masque (k_m) ;
- de l'effet de dimensions (δ) ;
- de l'effet de hauteur au-dessus du sol (k_h) ;
- de l'amplification dynamique β .

Les formules à utiliser sont donc :

- pour les pressions dynamiques normales corrigées:

$$q = q_{10} k_s k_m \delta k_h \beta_{norm}$$

- pour les pressions dynamiques extrêmes corrigées:

$$q' = q'_{10} k_s k_m \delta k_h \beta_{ext}$$

IV.2.1) Pressions dynamiques de base

La notion de pression dynamique introduit 2 types de vents :

- le vent normal qui est un vent qui ne touche la construction que 3 jours sur 1000 ;
- le vent extrême qui ne touche la construction qu'une fois dans sa vie.

Madagascar a récemment établie une nouvelle carte des vents disponible dans l'Annexe II.1 ; et le tableau 13 illustre les vitesses du vent et les pressions dynamiques de base selon chaque zone.

Tableau 13 : Vitesses du vent et pressions dynamiques de base selon chaque zone

Zones	Vitesse du vent (km/h)		Pressions de base (kN/m ²)	
	Normale	Extrême	Normale q_{10}	Extrême q'_{10}
1	266	350	3,36	5,88
2	216	284	2,08	3,64
3	162	212	1,24	2,17
4	126	165	0,75	1,31

Source : Règles pour constructions para cycloniques à Madagascar

Le site du projet se trouve dans la zone 3 donc les valeurs de pression dynamique de base retenues sont $q_{10} = 1,24 \text{ kN/m}^2$ et $q'_{10} = 2,17 \text{ kN/m}^2$.

IV.2.2) Effet de site

Pour chaque région et en fonction de chaque zone, les règles font intervenir un facteur k_s destiné à moduler les pressions en fonction des sites, on distingue :

- site protégé : $k_s=0,80$;
- site normal : $k_s=1,00$;
- site exposé : $k_s=1,20$.

Le bâtiment se trouve dans une plaine de grande étendue ne présentant pas de dénivellation dépassant une pente de 10%, donc sur un site normal. Par conséquent, $k_s=1,00$.

IV.2.3) Effet de masque

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions. Même si c'est le cas de notre bâtiment, la réduction par effet de masque doit être utilisée avec prudence car un bâtiment peut être détruit et ne plus servir d'écran à l'autre. Il est donc prudent de prendre $k_m=1$.

IV.2.4) Effet de dimensions

La pression dynamique, s'exerçant sur une paroi, diminue lorsque la surface augmente ; un coefficient réducteur δ tenant compte de la plus grande dimension du maître-couple est donc appliqué.

Pour le bâtiment, quelle que soit la direction du vent, qu'il soit perpendiculaire à la petite face ou à la grande face, la hauteur est toujours la plus grande dimension du maître-couple, c'est à dire $H = 19,22 \text{ m}$. Ensuite, la valeur de δ est lue sur l'abaque de l'Annexe II.4. Ainsi : $\delta = 0,79$.

IV.2.5) Effet de la hauteur au-dessus du sol

Etant donnée la pression dynamique de base à une hauteur de 10m au-dessus du sol, il faut affecter un coefficient k_h pour avoir une pression dynamique agissant à une hauteur H du bâtiment. Il est donné par la formule :

$$k_h = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Sachant $H = 19,22 \text{ m}$, alors $k_h = 1,17$

IV.2.6) Amplification dynamique

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure elle-même.

Pour tenir compte de cet effet, il faut pondérer les pressions dynamiques de base par un coefficient « d'amplification dynamique » β .

IV.2.6.1) Pour les charges normales de vent

$$\beta_{norm} = \theta(1 + \xi\tau)$$

Avec :

- ξ : coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure donné par la figure de l'Annexe II.6.

La formule simplifiée pour bâtiment à contreventement avec ossature en BA donnant la période de vibration propre T est la suivante :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

H : hauteur du bâtiment, H= 19,22 m

L : Longueur de la grande face ou de la petite face du bâtiment

- ✓ Pour le vent normal à la plus grande face : L = a = 16,42 m et T = 0,43 s
- ✓ Pour le vent normal à la plus petite face : L = b = 15,88 m et T = 0,43 s

Les valeurs sont sensiblement égales pour les 2 cas, et après lecture de l'abaque de l'Annexe II.5 : $\xi = 0,4$

- τ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur H au-dessus du sol et donné par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III-4 de l'annexe ; après lecture sur cette abaque pour H = 19,22 m : $\tau = 0,35$
- θ : coefficient global dépendant du type de construction et prenant les valeurs:
 - ✓ $\theta = 1$ pour les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire à l'exception des constructions à usage de bureaux ou d'habitation et pour les constructions ajourées à treillis ;
 - ✓ pour les autres constructions et en fonction de leur cote H_s au sommet :
 - $\theta = 0,7$ pour $H_s \leq 30$ m
 - $\theta = 0,7 + 0,01 (H_s - 30)$ pour $30 \text{ m} < H_s < 60$ m
 - $\theta = 1$ pour $H_s \geq 60$ m

Le bâtiment est à usage d'habitation et de bureaux avec $H_s = 19,22 \text{ m} \leq 30 \text{ m}$ donc $\theta = 0,7$

Ainsi, après calcul : $\beta_{norm} = 0,80$ pour les 2 cas de vent normal à Sa et normal à Sb.

IV.2.6.2) Pour les charges extrêmes de vent :

$$\beta_{ext} = \beta_{norm} \left(0,5 + \frac{\theta}{2} \right) \text{ avec } \beta \geq 1$$

Après calcul : $\beta_{xt} = 0,68$ et les valeurs de $\beta_{norm} = 1$ et $\beta_{ext} = 1$ sont prises car ce sont les valeurs minimales autorisées pour β .

Dans le tableau suivant sont récapitulés les coefficients correcteurs et les valeurs des pressions dynamiques corrigées pour les 2 cas de vents normal et extrême.

Tableau 14 : Récapitulatif des coefficients correcteurs et pressions dynamiques corrigées

Pressions et coefficients correcteurs	Pressions (kN/m ²)	
	Normale	Extrême
Pressions dynamiques de base q₁₀ et q'₁₀	1,24	2,17
Effet de site k_s	1	1
Effet de masque k_m	1	1
Effet de dimensions δ	0,79	0,79
Effet de hauteur k_h	1,17	1,17
Amplification dynamique β	1	1
Pressions dynamiques corrigées q et q'	1,15	2,01

IV.3) ACTIONS STATIQUES EXERCEES PAR LE VENT

Le vent exerce sur les parois des poussées que l'on désigne :

- Q_e =action extérieure ($Q_e=C_e*q$)
- Q_i =action intérieure ($Q_i=C_i*q$)

Dans ces expressions, C_e et C_i sont des coefficients de pression dépendant de la géométrie du bâtiment et q la pression exercée par le vent définie et calculée précédemment.

L'action résultante unitaire totale sur une paroi est donc :

$$p_r = Q_e - Q_i = q(C_e - C_i)$$

IV.3.1) Actions extérieures

Les coefficients C_e sont donnés, pour des parois verticales, par les formules :

- face au vent : $C_e = +0,8$
- face sous le vent et parallèle au vent : $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$

Le coefficient γ_0 est à lire sur l'abaque de l'Annexe II.2.

Le tableau 15 donne les valeurs relatives au maître couple et à l'abaque de l'Annexe II.2.

Tableau 15 : Valeurs relatives au maître-couple et à l'abaque R-III-5

	Vent normal à la grande face S_a		Vent normal à la petite face S_b
h	19,22	h	19,22
a	16,42	b	15,88
$\lambda_a=h/a$	1,17	$\lambda_b=h/b$	1,21
b	15,88	a	16,42
b/a	0,97	a/b	1,03
γ_0	1,00	γ_0	1,00

Après calcul : $C_e=-0,5$

IV.3.2) Actions intérieures

La valeur du coefficient C_i est fonction :

- du coefficient γ_0 de la construction;
- de la perméabilité μ des parois.

Pour une paroi donnée, la perméabilité μ est définie comme le rapport entre la somme des surfaces ouvertes de la paroi et la surface totale de la paroi. Le coefficient μ est exprimé en %.

Lorsque :

- $\mu \leq 5$ %, la paroi est dite fermée
- $\mu \geq 35$ %, la paroi est dite ouverte
- $5 \% < \mu < 35$ %, la paroi est dite semi-ouvert

Le bâtiment ne possède quasiment pas de surfaces ouvertes, donc $\mu \leq 5\%$; les formules que à utiliser sont les suivantes :

- surpression : $C_i = +0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$;
- dépression ou succion : $C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$

La valeur de γ_0 étant la même que pour le calcul de C_e , les calculs donnent :

- surpression : $C_i=+0,3$
- dépression ou succion : $C_i=-0,3$

Les valeurs de C_e , C_i et (C_e-C_i) sur chaque face du bâtiment sont données sous forme de schémas représentés sur les figures 7 et 8, pour les 2 cas où le vent est normal à la grande face et à la petite face.

Il est à noter que pour la vue en élévation, c'est la façade principale qui est schématisée. Pour celle de la vue en plan, la façade principale se trouve sur la paroi gauche.

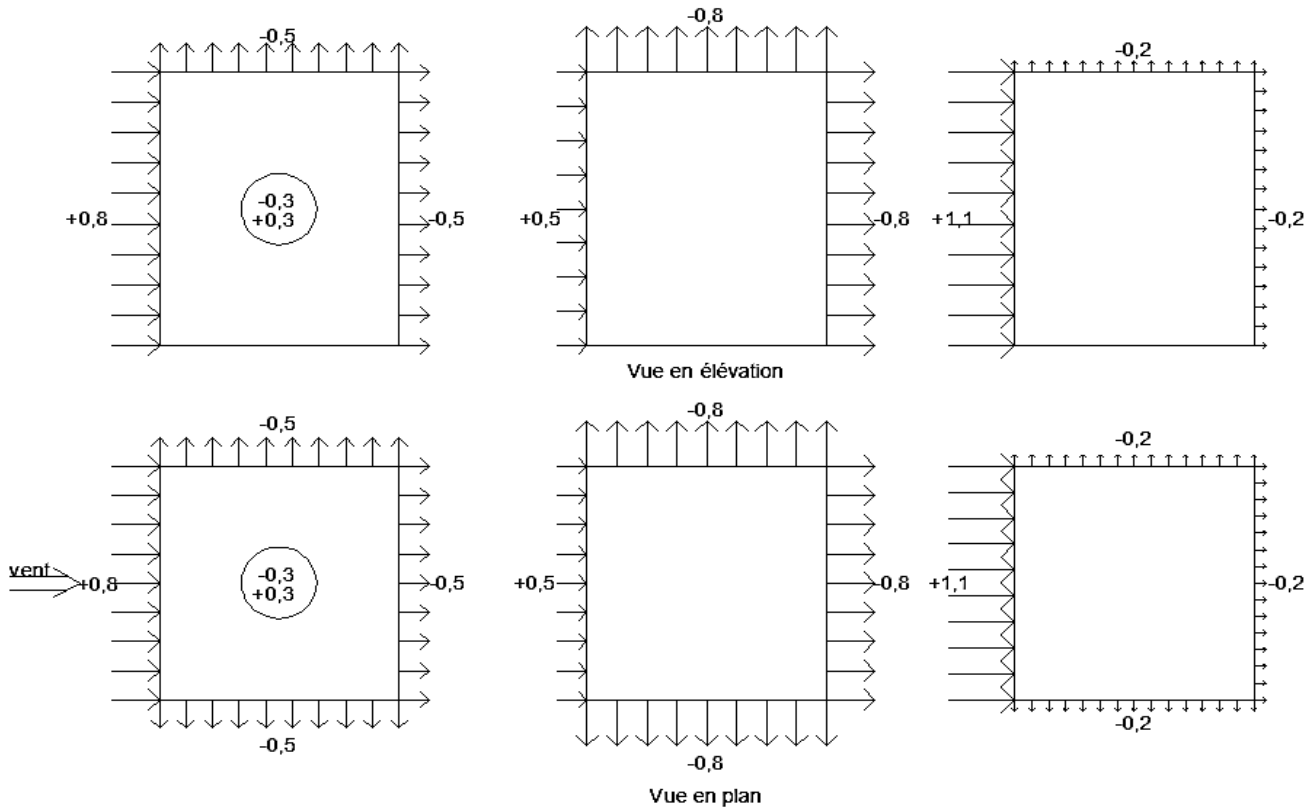


Figure 7 : Vent normal à la grande face Sa

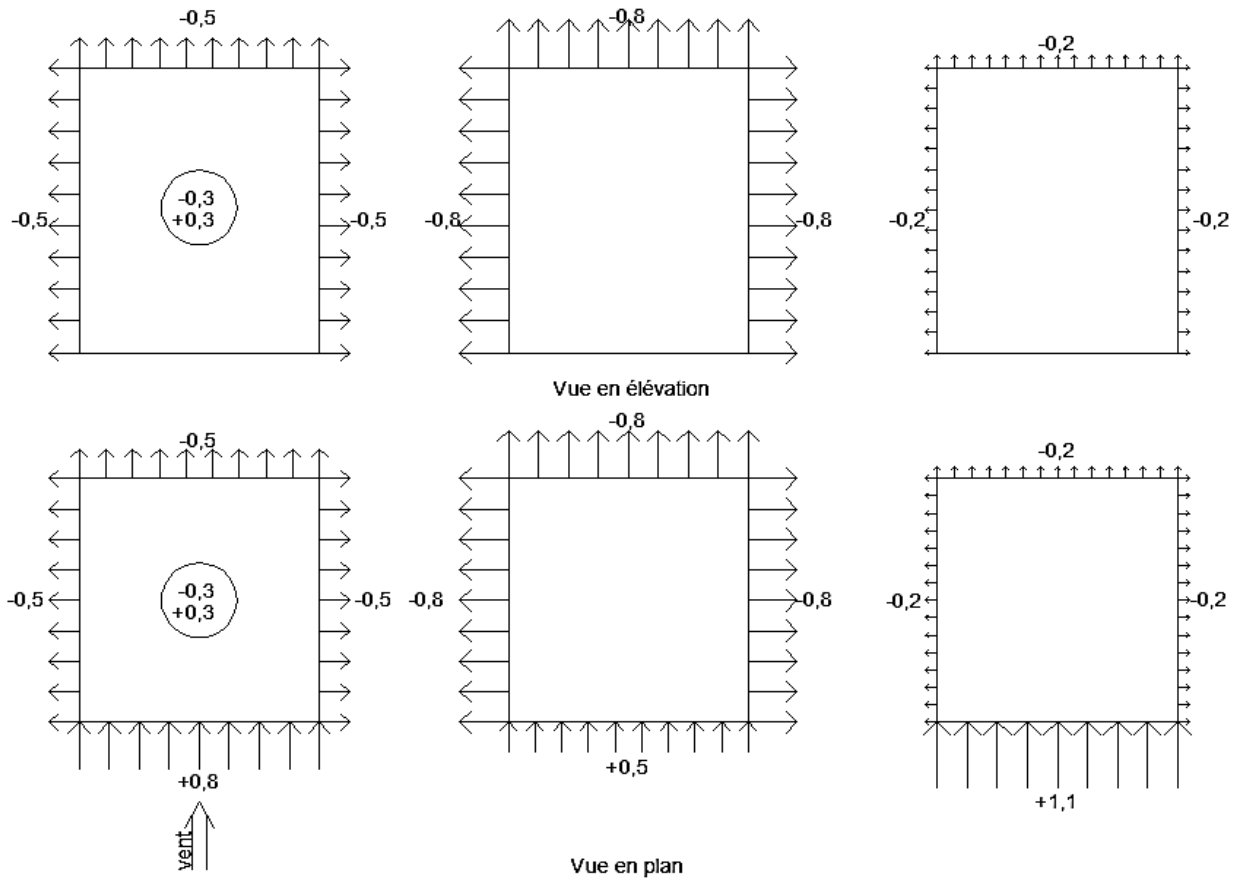


Figure 8 : Vent normal à la petite face Sb

Grâce à ces schémas, le tableau suivant, indiquant les valeurs extrêmes de la différence ($C_e - C_i$) sur chaque paroi du bâtiment, peut être établi.

Tableau 16 : Valeurs extrêmes de ($C_e - C_i$) sur chaque face du bâtiment

$C_e - C_i$	Grande face	Petite face	Toiture-terrasse
Surpression	+1,1	+1,1	Pas de surpression
Dépression	-0,8	-0,8	-0,2

A partir de ces résultats, le tableau 17 fait ressortir les actions résultantes unitaires totales p_r sur chaque paroi et pour les 2 cas de vents normal et extrême.

Tableau 17 : Valeurs des actions résultantes unitaires totales

	Types d'actions	Grande face	Petite face	Toiture-terrasse
p_r normale (kN/m^2)	Surpression	1,26	1,26	
	Dépression	0,92	0,92	0,92
p_r extrême (kN/m^2)	Surpression	2,21	2,21	
	Dépression	1,61	1,61	1,61

CHAPITRE V: PREDIMENSIONNEMENT

Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- les dalles et planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux et les voiles.

Il est à noter qu'on se trouve au stade du pré dimensionnement, les dimensions trouvées peuvent être donc corrigées éventuellement.

La figure 9 représente la structure qui a été choisie et qui servira dans toute la suite.

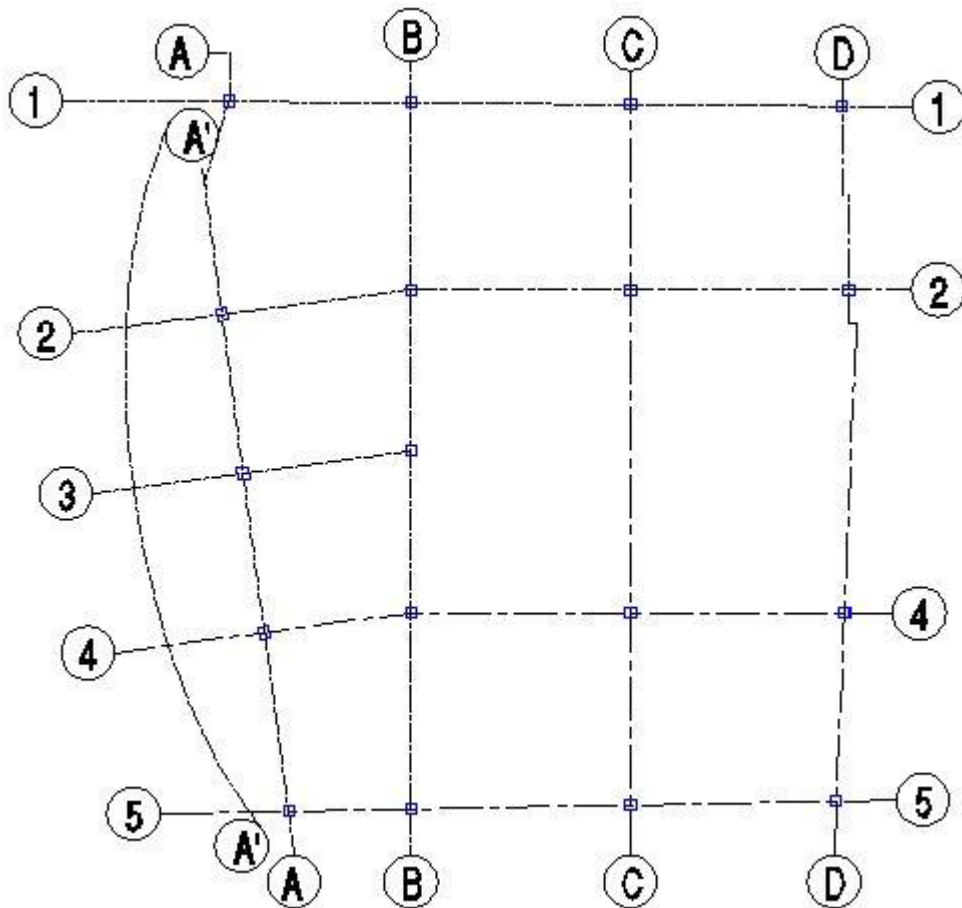


Figure 9 : Schéma de la structure adoptée

V.1) DALLES

Une dalle est un élément porteur, généralement horizontal, dont 2 dimensions l_x et l_y sont plus grandes par rapport à la 3^{ème} que l'on appelle épaisseur e . Le problème consiste à déterminer e sachant l_x et l_y .

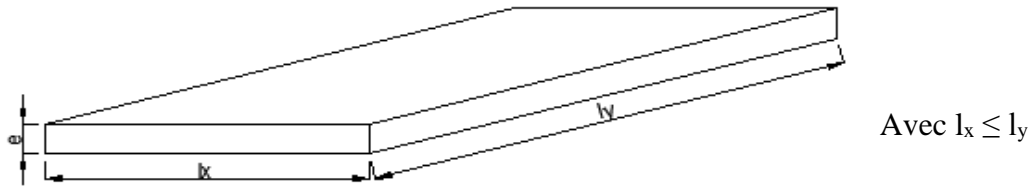


Figure 10 : Dimensions d'une dalle

V.1.1) Dalles de la toiture-terrasse

Une toiture-terrasse est une toiture dont la pente n'excède pas 15%.

La toiture-terrasse est une terrasse technique accessible seulement au personnel qualifié. Toutefois, qu'elle soit technique ou non, une toiture-terrasse comporte plusieurs éléments dont le plus important est l'élément porteur. Une dalle pleine en béton armé est donc choisie comme élément porteur. On va suivre les indications du tableau suivant :

Tableau 18 : Dimensionnement rapide des dalles

Epaisseur h d'une dalle en fonction de la portée L	Dalle d'une travée portant dans 1 direction	Dalle d'une travée portant dans 2 directions	Travée de rive d'une dalle continue dans 1 direction	Travée de rive d'une dalle continue dans 2 directions
Faible charge et petite portée	$L/25$	$L/35$	$L/33$	$L/45$
Forte charge et grande portée	$L/20$	$L/30$	$L/25$	$L/40$

Source : Conception et calcul des structures de bâtiment Tome 1, 1999

Avec $L = \sqrt{l_x l_y}$ pour une dalle portant dans 2 directions

Le panneau de dalle le plus large est [B-C] \cap [2-4] qui a les dimensions suivantes : $l_x = 5,04$ m et $l_y = 7,44$ m

$$\Rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,68 \geq 0,4 \Rightarrow \text{dalle portant dans 2 directions}$$

D'après le tableau ci-dessus, la formule pour une dalle dans 2 directions est appliquée, et une forte charge et une grande portée vont être considérées pour être en sécurité, c'est-à-dire : $\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30}$

$$L = \sqrt{5,04 \times 7,44} = 6,12 \text{ m donc } 0,153 \text{ m} \leq e \leq 0,204 \text{ m}$$

\Rightarrow Une épaisseur de 0,20 m = 20 cm est choisie, qui est adaptée pour des portées de 7 à 8 m.

V.1.2) Dalles des planchers courants

Le plancher des étages courants sera un plancher à poutrelles avec entrevous en terre cuite avec dalle de compression pour les raisons suivantes : léger, meilleure isolation acoustique, économique car il réduit le volume de béton à utiliser grâce à l'utilisation des hourdis comme coffrage.

En utilisant le même principe que pour le calcul de la dalle de la toiture terrasse et en choisissant le panneau de mêmes dimensions car c'est toujours le panneau le plus défavorable même dans les étages courants, on trouve $0,153 \text{ m} \leq e \leq 0,204 \text{ m}$

⇒ Une épaisseur de $0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$ est choisie, qui correspond à un plancher à corps creux de type 16+4 c'est-à-dire un hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

V.2) POUTRES

Une poutre est un élément horizontal, droit ou courbe, dont la longueur L est grande par rapport aux dimensions h et b de la section transversale. Le problème consiste à déterminer h et b sachant L .

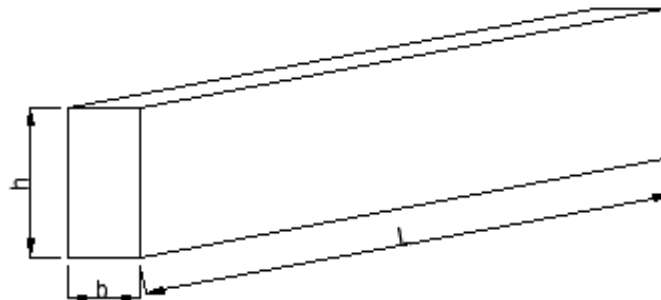


Figure 11 : Dimensions d'une poutre

Le tableau suivant est pris comme référence pour le pré dimensionnement des poutres.

Tableau 19 : Dimensionnement rapide des poutres

Dimensionnement des poutres	Poutres sur appuis simples		Poutres continues travées intérieures		Poutres continues travées de rive	
	Faibles charges et petites portées	Fortes charges et grandes portées	Faibles charges et petites portées	Fortes charges et grandes portées	Faibles charges et petites portées	Fortes charges et grandes portées
Hauteur totale h	L/16	L/10	L/18	L/15	L/16	L/12
Largeur b d'une section rectangulaire	0,3h à 0,6h					
Largeur b₀ d'une section en T	0,2h à 0,4h					

Source : Conception et calcul des structures de bâtiment Tome 1, 1999

Avec $L = \sqrt[n]{L_1 L_2 L_3 \dots L_n}$ pour une poutre continue à n travées.

Les poutres sont considérées comme des poutres continues pour être économiques. Toutes les poutres sont à sections rectangulaires.

- **Poutres des travées intérieures**

Les poutres de la file C sont étudiés, celle-ci semble être la file la plus chargée, elle contient 3 travées de longueurs $L_1 = 4,42$ m, $L_2 = 7,44$ m et $L_3 = 4,32$ m donc

$$L = \sqrt[3]{4,42 \times 7,44 \times 4,32} = 5,22 \text{ m}$$

D'après le tableau 19 ci-dessus, les formules à utiliser sont :

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{15} \text{ et } 0,3h \leq b \leq 0,6h$$

Après calcul : $0,29 \text{ m} \leq h \leq 0,35 \text{ m} \Rightarrow h = 0,35 \text{ m}$ est prise. Cependant, la travée de 7,44 m de portée est trop longue pour cette hauteur. $h = 0,40 \text{ m}$ est donc prise pour éviter de redimensionner la section éventuellement.

Ensuite, en remplaçant h : $0,11 \text{ m} \leq b \leq 0,21 \text{ m} \Rightarrow$ on va choisir tout de suite $b = 0,22 \text{ m}$ pour qu'elle soit égale à l'épaisseur du mur et ainsi facilite la mise en œuvre.

- **Poutres des travées de rive**

Les poutres de l'axe 1 sont dimensionnées, qui sont des poutres de travée de rive et qui sont plus chargées que les poutres d'une travée intérieure car elles supportent directement les murs, cet axe contient 3 travées de longueurs $L_1 = 4,29$ m, $L_2 = 5$ m et $L_3 = 4,86$ m donc

$$L = \sqrt[3]{4,29 \times 5 \times 4,86} = 4,71 \text{ m}$$

D'après le tableau 15 ci-dessus, on va donc utiliser les formules :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \text{ et } 0,3h \leq b \leq 0,6h$$

Après calcul : $0,29 \text{ m} \leq h \leq 0,39 \text{ m} \Rightarrow h = 0,40 \text{ m}$ est choisie tout de suite.

Ensuite, en remplaçant h , on trouve : $0,12 \text{ m} \leq b \leq 0,23 \text{ m} \Rightarrow$ on va choisir $b = 0,22 \text{ m}$ pour que la largeur s'ajuste à l'épaisseur du mur.

Les mêmes dimensions vont être adoptées dans tous les niveaux pour être en sécurité, seules les dimensions des poutres de travées de rive diffèrent de celles des travées intérieures.

Le tableau 20 résume les sections des poutres adoptées :

Tableau 20 : Dimensions adoptées des poutres

	Forme de la section	Largeur b (m)	Hauteur h (m)
Travées intérieures	rectangulaire	0,22	0,40
Travées de rive	rectangulaire	0,22	0,40

V.3) POTEAUX

Un poteau est un élément porteur vertical, rarement incliné, dont une dimension, la longueur ou la hauteur, est grande par rapport aux 2 autres. Le problème consiste à déterminer les dimensions a et b de la section transversale.

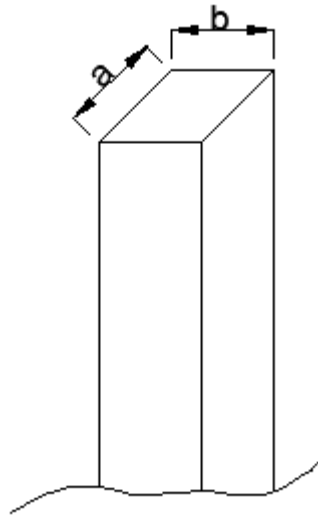


Figure 12 : Dimensions d'un poteau

La section B du poteau est telle que :

$$B \geq \frac{N}{10}$$

Avec : B : section en m² (B = ab pour une section rectangulaire de côtés a et b)

$$N = n A p \text{ (En MN)}$$

Et : n = nombre de niveaux supportés par le poteau

A= surface d'influence du poteau ou aire de plancher supportée par le poteau

p= charge non pondérée supportée par le poteau

En règle générale, les sections des poteaux diminuent à mesure que l'on monte d'étages. Mais seuls les poteaux du RDC et ceux du 1^{er} étage sont dimensionnés et des poteaux de même section pour les 3 étages supérieurs vont être adoptés.

Les charges non pondérées forfaitaires admises pour le pré dimensionnement des poteaux sont les suivantes:

- pour la terrasse technique : 8,5 kN/m²
- pour les R+4, R+3, et R+2 à usage d'appartements : 7,0 kN/m²
- pour le R+1 à usage de bureaux : 8,0 kN/m²

La file C semble être la plus chargée. On va donc dimensionner les poteaux de cette file.

- **Poteaux du RDC**

La charge supportée a été calculée comme suit :

$$8,5 + 3 \times 7,0 + 8,0 = 37,5 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 21 : Sections adoptées des poteaux du RDC

Poteaux	Position du poteau	Aire de chargement (m ²)	Charges supportées (kN/m ²)	N (MN)	B ≥ N/10 (m ²)	Forme de section	a (m)	b (m)
C1	rive	11,75	37,5	0,44	0,04	rectangulaire	0,22	0,50
C2	central	29	37,5	1,09	0,11	rectangulaire	0,22	0,50
C3	central	28	37,5	1,05	0,11	rectangulaire	0,22	0,50
C4	rive	11,75	37,5	0,44	0,04	rectangulaire	0,22	0,50

- **Poteaux des étages courants**

La charge supportée a été calculée comme suit :

$$8,5 + 3 \times 7,0 = 29,5 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 22 : Sections adoptées des poteaux des étages courants

Poteaux	Position du poteau	Aire de chargement (m ²)	Charges supportées (kN/m ²)	N (MN)	B ≥ N/10 (m ²)	Forme de section	a (m)	b (m)
C1	rive	11,75	29,5	0,35	0,04	rectangulaire	0,22	0,40
C2	central	29	29,5	0,86	0,09	rectangulaire	0,22	0,40
C3	central	28	29,5	0,83	0,08	rectangulaire	0,22	0,40
C4	rive	11,75	29,5	0,35	0,04	rectangulaire	0,22	0,40

V.4) ESCALIER

Un escalier est, dans une construction, une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Le bâtiment dispose d' :

- escaliers balancés reliant le RDC et le 1^{er} étage ainsi que le 1^{er} étage et le 2^{ème} étage. On a prévu des escaliers balancés car il permet un gain de place appréciable du fait qu'on dispose de peu d'espace habitable.
- escaliers hélicoïdaux : reliant les appartements du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.

Tableau 23 : Dimensions moyennes des marches

Types d'escalier	Hauteurs de marche h (cm)	Girons g (cm)
Escalier de perron	15,5 à 17	30 à 32
Escalier d'étage	16,5 à 17,5	27 à 30
Escalier de cave	17,5 à 19	25 à 28



Pour les calculs des giron et des hauteurs de marches, ils se font comme ceux des escaliers droits. Cependant, il est à noter que pour les escaliers balancés et les escaliers hélicoïdaux, les giron sont seulement maintenus constants sur la ligne de foulée.

Le problème consiste à déterminer le giron g d'une marche et la hauteur de marche h d'une contremarche sachant la hauteur à gravir H .

- Hauteur à gravir : $H = 310 \text{ cm}$
- Choix de la hauteur de marche : $h = 17 \text{ cm}$
- Détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h}$

$$n = \frac{310}{17} = 18,23 \text{ marches} \Rightarrow 18 \text{ marches}$$

- Détermination de la hauteur réelle de marche : $h = \frac{H}{n}$

$$h = \frac{310}{18} = 17,22 \text{ cm}$$

- Dimension du giron

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm selon la relation de BLONDEL}$$

$$\Rightarrow 25,6 \text{ cm} \leq g \leq 29,6 \text{ cm soit } g = 28 \text{ cm}$$

\Rightarrow On va donc adopter un escalier balancé avec un palier intermédiaire pour le RDC et le 1^{er} étage et un escalier hélicoïdal pour les 3 autres étages. On va choisir un emmarchement de 1,20 m qui est la valeur minimale pour un immeuble collectif.

CHAPITRE VI: DESCENTE DES CHARGES

Le problème de la descente des charges consiste à transmettre les charges permanentes et les charges d'exploitation de la toiture jusqu'au sol de fondation. D'une façon imagée, il faut assurer le circuit d'écoulement des charges par les éléments porteurs.

Le calcul de la descente des charges doit être fait pour 2 catégories d'actions :

- les actions des charges verticales dues aux charges permanentes et d'exploitation ;
- les actions des charges horizontales dues au vent.

VI.1) DESCENTE DES CHARGES HORIZONTALES

Les efforts horizontaux dus au vent sont repris par les portiques. On considère l'ensemble du portique comme des consoles encastées dans la fondation. Ainsi, on détermine les efforts normaux N_i transmis à chaque poteau.

Les poteaux de la file C vont être étudiés pour cette descente des charges horizontales.

VI.1.1) Position du centre de gravité de l'ensemble des poteaux du portique

Elle est donnée par la formule du barycentre suivante:

$$x_G = \frac{\sum x_{Gi} S_i}{\sum S_i} \text{ par rapport à une origine } 0 \text{ quelconque}$$

Avec : x_G : position du centre de gravité de l'ensemble des poteaux par rapport à 0

x_{Gi} : position du centre de gravité du poteau i par rapport à 0

S_i : section du poteau i

Tableau 24 : Position du centre de gravité par rapport à 0

Niveaux	Poteaux	Sections (m ²)	x_{Gi} (m)	x_G (m)
RDC	C1	0,110	0	8,115
	C2	0,110	4,42	
	C3	0,110	11,86	
	C4	0,110	16,18	
	Poteaux	Sections (m ²)	x_{Gi} (m)	x_G (m)
étage courant	C1	0,088	0	8,115
	C2	0,088	4,42	
	C3	0,088	11,86	
	C4	0,088	16,18	

VI.1.2) Moment d'inertie des sections des poteaux

La formule à utiliser est la suivante :

$$I = \sum S_i d_i^2$$

Avec : S_i : section du poteau i

d_i : distance du centre du centre de gravité du poteau par rapport au centre de gravité de l'ensemble des poteaux

Tableau 25 : Moments d'inertie des sections des poteaux

Niveaux	Poteaux	Sections (m ²)	d_i (m)	I (m ⁴)
RDC	C1	0,110	8,115	17,443
	C2	0,110	3,695	
	C3	0,110	3,745	
	C4	0,110	8,065	
	Poteaux	Sections (m ²)	d_i (m)	I (m ⁴)
étage courant	C1	0,088	8,115	13,955
	C2	0,088	3,695	
	C3	0,088	3,745	
	C4	0,088	8,065	

VI.1.3) Moment de renversement M

Soit q la pression dynamique corrigée exercée par le vent sur la paroi verticale, qu'on a déjà défini précédemment, on va prendre celle exercée par le vent extrême car c'est le plus défavorable c'est-à-dire $q = 2,21 \text{ kN/m}^2$, et $L = 4,93 \text{ m}$ la largeur d'influence supportée par le portique. Ainsi, la charge linéaire q_w exercée par le vent est : $q_w = 2,21 \times 4,93 = 10,90 \text{ kN/m}$

Le moment M à équilibrer est donnée par la relation :

$$M = q_w \frac{h^2}{2}$$

Avec : h : hauteur cumulée de l'étage considérée à partir du niveau le plus haut

q_w : charge linéaire exercée par le vent

Tableau 26 : Moment de renversement à équilibrer

Niveaux	q_w (kN/m)	h (m)	M (KNm)
R+4	10,90	3,10	52,35
R+3		6,20	209,41
R+2		9,30	471,17
R+1		12,40	837,63
RDC		15,15	1250,36

VI.1.4) Efforts normaux N_i

L'effort normal N_i transmis par le poteau i est :

$$N_i = \frac{M}{I} d_i S_i$$

Tableau 27 : Efforts normaux (kN)

Niveau	Poteau C1	Poteau C2	Poteau C3	Poteau C4
R+4	2,68	1,22	1,24	2,66
R+3	10,72	4,88	4,95	10,65
R+2	24,11	10,98	11,13	23,96
R+1	42,87	19,52	19,78	42,60
RDC	63,99	29,13	29,53	63,59

VI.2) DESCENTE DES CHARGES VERTICALES

VI.2.1) Charges au m² de planchers

Les charges d'exploitation sont celles préconisées par la norme *NF P 06-001*.

VI.2.1.1) Terrasse technique

- Charge d'exploitation: $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Charges permanentes :

Tableau 28 : Charges permanentes au m² de planchers

Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique par cm d'épaisseur (kN/m ²)	Poids (kN/m ²)
Carreaux de béton sur 2 cm de sable				0,50
Etanchéité multicouche				0,12
Isolant thermique	0,05	0,4		0,02
Forme de pente en béton de gravillons maigres	0,07		0,18	1,26
Dalle pleine en BA	0,20	25		5,00
Plaque de plâtre	0,02		0,09	0,18
Total en kN/m²				7,08

VI.2.1.2) Etages courants servant d'appartements : R+2 à R+4

- Charge d'exploitation : $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Charges permanentes :

Tableau 29 : Charges permanentes au m² de planchers des étages courants

Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique par cm d'épaisseur (kN/m ²)	Poids (kN/m ²)
Parquet				0,25
Chape en mortier de ciment	0,04		0,22	0,88
Poutrelles avec entrevous en terre cuite avec dalle de compression type 16+4	0,20			2,60
Faux-plafond				0,20
Total en kN/m²				3,93

VI.2.1.3) Etage courant servant de bureaux : R+1

- Charge d'exploitation: $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Charges permanentes : mêmes que celles des étages servant d'appartement

VI.2.1.4) RDC servant de parking

- Charge d'exploitation: $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Charges permanentes :

Tableau 30 : Charges permanentes au m^2 de planchers du RDC

Matériau	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique par cm d'épaisseur (kN/m^2)	Poids (kN/m^2)
Dalle pleine en BA	0,16	25		4,00
Tuyauteries, câbles				0,30
Total en kN/m^2				4,30

VI.2.2) **Descente des charges proprement dit**

VI.2.2.1) Principe

- Choisir une file, courante de préférence et celle qui semble être la plus chargée.
- Sur chaque poteau de la file choisie, évaluer les charges supportées (charges permanentes et charges d'exploitation).
- Faire la descente des charges en partant du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas.

Les majorations suivantes sont tenues en compte :

- Pour les files à 2 travées : la valeur trouvée sera majorée de 15 % (poteau central)
- Pour les files à plus de 2 travées : la valeur trouvée sera majorée de 10 % (poteau voisin de rive)

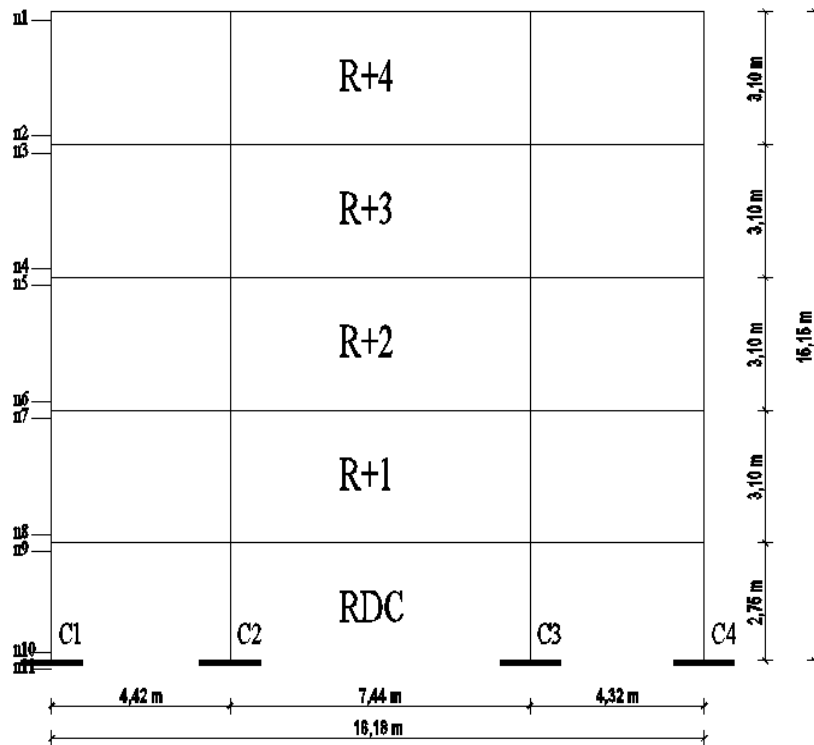


Figure 13 : Portique servant à la descente des charges

VI.2.2.2) Descente des charges

A titre d'exemple, le tableau 31 montre la descente des charges sur le poteau C1 à titre d'exemple, celles des poteaux C2, C3 et C4 peuvent être consultées dans l'Annexe III.

Tableau 31 : Descente des charges sur le poteau C1

POTEAU C1									
Niveau	Désignation	Dimensions				Charges unitaires		G (kN)	Q (kN)
		L (m)	l (m)	h (m)	Surface (m ²)	Valeurs	Unités		
n1	Plancher				11,75	7,58	kN/m ²	89,07	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,40		25,00	kN/m ³	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,21	0,22	0,40		25,00	kN/m ³	4,86	
	Surcharge terrasse				11,75	1,50	kN/m ²		17,63
	SOUS TOTAL							104,82	17,63
n2	Venant de n1							104,82	17,63
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,40	0,22	3,10		25,00	kN/m ³	6,82	
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,10		4,05	kN/m ²	62,15	
	Cloisons lourdes 14 cm	2,00		3,10		1,00	kN/m ²	6,20	
	SOUS TOTAL							179,98	17,63
n3	Venant de n2							179,98	17,63
	Plancher				11,75	3,93	kN/m ²	46,18	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,40		25,00	kN/m ³	10,89	



	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,21	0,22	0,40		25,00	kN/m3	4,86		
	Surcharge logement				11,75	1,50	kN/m2		17,63	
	SOUS TOTAL								241,91	35,25
n4	Venant de n3							241,91	35,25	
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,40	0,22	3,10		25,00	kN/m3	6,82		
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,10		4,05	kN/m2	62,15		
	Cloisons lourdes 14 cm	2,00		3,10		1,00	kN/m2	6,20		
	SOUS TOTAL								317,08	35,25
n5	Venant de n4							317,08	35,25	
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,40		25,00	kN/m3	10,89		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,21	0,22	0,40		25,00	kN/m3	4,86		
	Surcharge logement				11,75	1,50	kN/m2		17,63	
	SOUS TOTAL								379,01	52,88
n6	Venant de n5							379,01	52,88	
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,40	0,22	3,10		25,00	kN/m3	6,82		
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,10		4,05	kN/m2	62,15		
	Cloisons lourdes 14 cm	2,00		3,10		1,00	kN/m2	6,20		
	SOUS TOTAL								454,18	52,88
n7	Venant de n6							454,18	52,88	
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,40		25,00	kN/m3	10,89		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,21	0,22	0,40		25,00	kN/m3	4,86		
	Surcharge logement				11,75	1,50	kN/m2		17,63	
	SOUS TOTAL								516,11	70,50
n8	Venant de n7							516,11	70,50	
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,40	0,22	3,10		25,00	kN/m3	6,82		
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,10		4,05	kN/m2	62,15		
	SOUS TOTAL								585,07	70,50
n9	Venant de n8							585,07	70,50	
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,39		25,00	kN/m3	10,62		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,21	0,22	0,35		25,00	kN/m3	4,25		
	Surcharge bureau				11,75	2,50	kN/m2		29,38	
	SOUS TOTAL								646,12	99,88
n10	Venant de n9							646,12	99,88	
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,40	0,22	3,10		25,00	kN/m3	6,82		
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,10		4,05	kN/m2	62,15		
	SOUS TOTAL								715,09	99,88
n11	Venant de n10							715,09	99,88	
	Plancher				11,75	4,30	kN/m2	50,53		
	Surcharge parking				11,75	2,50	kN/m2		29,38	
	TOTAL								765,62	129,25



Les combinaisons de charges suivantes sont utilisées :

- ELS : $G + Q + 0,77 W$
- ELU : $1,35 G + 1,5 Q + W$

Le tableau suivant récapitule les descentes des charges sur les poteaux

Tableau 32 : Récapitulatif de la descente des charges sur les poteaux de la file C

Poteaux	G (kN)	Q (kN)	W (kN)	ELS (kN)	ELU (kN)
C1	765,62	129,25	63,99	944,14	1291,44
C2	1692,71	365,75	29,13	2080,89	2862,92
C3	1216,32	342,76	29,53	1581,82	2185,70
C4	747,35	129,25	63,59	925,56	1266,38

CHAPITRE VII: ETUDE DU PORTIQUE

VII.1) EVALUATION DES CHARGES

Pour avoir le cas le plus défavorable, c'est le portique ayant le moins de poteaux qui doit être calculé. Le portique de la file C va être étudié puisque c'est une file courante et semble être la plus chargée.

VII.1.1) Evaluation des charges supportées par la poutre

Une poutre supporte :

- son poids propre et le poids de la dalle située juste au-dessus d'elle ; uniformément répartis
- les triangles ou les trapèzes de dalles qui l'entourent et s'appuient sur elle

La transmission des charges des dalles aux poutres se fait par la méthode de la ligne de rupture, ce principe est explicité par la figure 14.

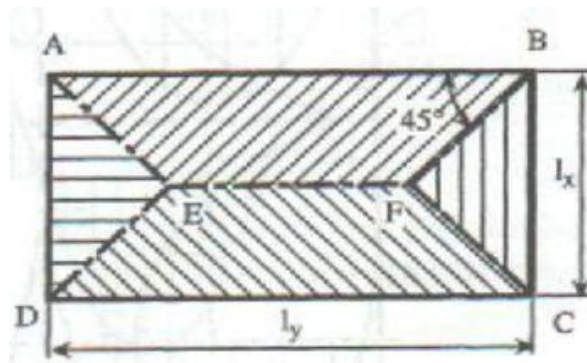


Figure 14 : Mode transmission des charges des dalles aux poutres

Soit p la charge de la dalle au m^2

- Pour la poutre au-dessous de la grande portée l_y , elle supporte une charge trapézoïdale venant de la dalle qui est équivalente à une charge uniforme de valeur $\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{pl_x}{2}$
- Pour la poutre supportant la petite portée l_x , la charge triangulaire est équivalente à une charge uniforme de valeur $\frac{pl_x}{3}$

Après application de ces conditions, le tableau 33, montrant les charges supportées par les poutres à l'ELU et à l'ELS, peut être établi :

Tableau 33 : Charges supportées par les poutres

Niveau	Travée	Charges		Combinaison	
		G (kN/m)	Q (kN/m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
Terrasse	A5-B5	24,54	4,32	43,29	28,86
	B5-C5	34,61	6,40	61,51	41,01
	C5-D5	25,05	4,42	44,20	29,47
R+4	A4-B4	14,03	4,32	27,52	18,35
	B4-C4	19,25	6,40	38,48	25,65
	C4-D4	14,29	4,42	28,07	18,71
R+3	A3-B3	14,03	4,32	27,52	18,35
	B3-C3	19,25	6,40	38,48	25,65
	C3-D3	14,29	4,42	28,07	18,71
R+2	A2-B2	14,03	4,32	27,52	18,35
	B2-C2	19,25	6,40	38,48	25,65
	C2-D2	14,29	4,42	28,07	18,71
R+1	A1-B1	14,03	7,20	31,84	21,23
	B1-C1	19,25	10,67	44,88	29,92
	C1-D1	14,29	7,37	32,49	21,66

VII.1.2) Charges horizontales sur les poteaux

Les effets du vent extrême sont pris pour le calcul des charges horizontales sollicitations de calcul c'est-à-dire $W = 10,90$ kN/m déjà calculé dans la descente des charges horizontales. Ensuite, il est à considérer qu'elle s'applique à gauche et à droite pour être dans le cas le plus défavorable. On obtient ainsi le vent gauche W_g et le vent droit W_d .

Les figures 15 et 16 illustrent la modélisation du portique de calcul respectivement à l'ELU et à l'ELS.

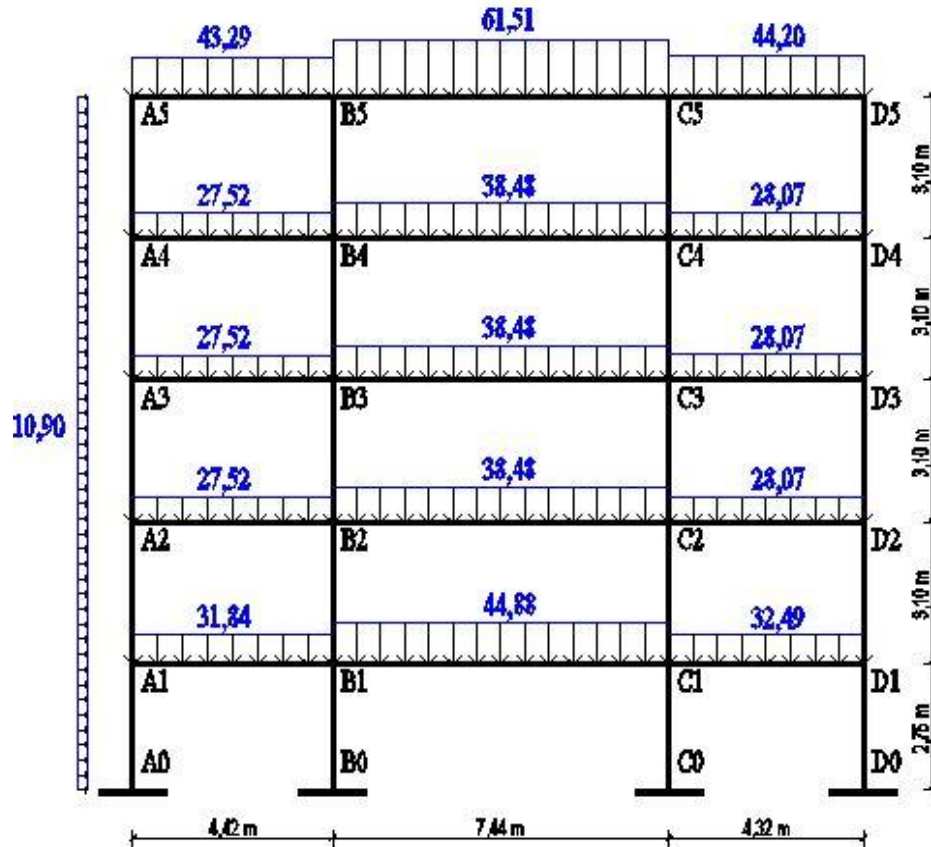


Figure 15 : Modélisation du portique de calcul à l'ELU (en kN/m)

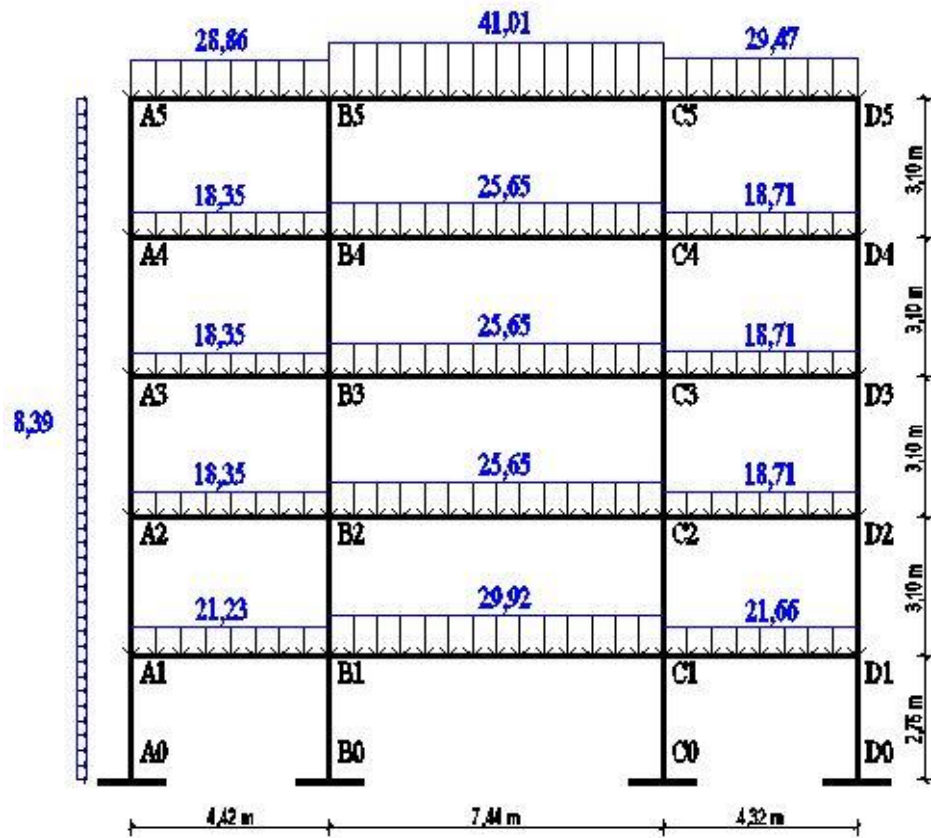


Figure 16 : Modélisation du portique de calcul à l'ELS (en kN/m)

VII.2) DETERMINATION DES EFFORTS DANS LES BARRES

VII.2.1) Méthode

Il existe plusieurs méthodes de calcul des portiques à savoir :

- la méthode rapide qui consiste à désolidariser les éléments horizontaux (poutres) des éléments verticaux (poteaux). Les traverses d'un même niveau peuvent être calculées comme des travées d'une poutre continue en négligeant la raideur des poteaux ; par la méthode des 3 moments ou les méthodes classiques du BAEL telles que la méthode forfaitaire, la méthode de CAQUOT ou la méthode de CAQUOT minoré ;
- la méthode des éléments finis qui est très précise mais difficile à utiliser ;
- la méthode de la Résistance Des Matériaux dont :
 - ✓ la méthode des rotations qui conduit à n équations à n inconnues (les rotations des nœuds) ;
 - ✓ La méthode de HARDY-CROSS qui, par approximations successives, donnent des résultats convergant vers les valeurs exactes

⇒ La méthode des rotations est celle qui va être utilisée puisque qu'elle s'apparente à la méthode des éléments finis, donc plus automatique.

Principe général de la méthode des rotations

Cette méthode de calcul de calcul est utilisée pour déterminer les sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants) s'exerçant dans un système de poutres hyperstatiques à nœuds fixes ou déplaçables sous l'action des forces extérieures. La structure est décrite comme étant un assemblage fini de barres et de nœuds.

La méthode consiste à prendre comme inconnues les rotations des nœuds θ et les rotations des poutres φ et à écrire les équations d'équilibre correspondantes.

VII.2.2) Combinaisons des charges

Les combinaisons des charges à considérer sont les suivantes :

- ELU :
$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ 1,35G + 1,5Q + W_g \\ 1,35G + 1,5Q + W_d \end{cases}$$
- ELS :
$$\begin{cases} G + Q \\ G + Q + 0,77W_g \\ G + Q + 0,77W_g \end{cases}$$

Après application de la méthode des rotations et après avoir considéré ces cas de charges, les courbes enveloppes peuvent être obtenues, elles sont consultables en Annexe IV.

CHAPITRE VIII: ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Pour le dimensionnement des aciers, on s'est basé sur les règles de calcul du BAEL 91 modifié 99 qui se basent sur la notion d'états limites.

VIII.1) CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET DONNEES DE BASE

VIII.1.1) Béton

- Dosage : Q350 avec CEM I 42.5
- Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa (formule valable pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa)}$$

- Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Résistance de calcul du béton à l'ELU :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité partielle pour la combinaison fondamentale

$\theta = 1$: coefficient pour une durée d'application des surcharges supérieure à 24 heures

VIII.1.2) Acier

- Les fissurations sont Peu Préjudiciables ou Préjudiciables selon le cas, les enrobages aussi sont variables
- Nuance : HA Fe E500 et Treillis Soudés (TS)
- Limite d'élasticité garantie: $f_e = 500 \text{ Mpa}$
- Contrainte admissible de l'acier à l'ELS:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e; \max (0,5 f_{t28}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 250 \text{ Mpa (pour une FP)}$$

- Résistance de calcul de l'acier à l'ELU :

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité partielle pour la combinaison fondamentale

VIII.1.3) Méthode de calcul des armatures longitudinales pour une section rectangulaire soumise à une flexion simple

Cette méthode est celle exposée dans le livre de *J.-P. Mougin* intitulé « *Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés* »

- Pour le dimensionnement des aciers, il ne tient pas compte du type de la fissuration, c'est-à-dire que celle-ci soit peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable, le dimensionnement se fait toujours à l'ELU et les vérifications et le redimensionnement à l'ELS si le cas se produit.
- Les données de calcul sont :
 - ✓ Les caractéristiques des matériaux
 - ✓ La sollicitation M_u supportée par la section
 - ✓ Les dimensions b et d de la section de béton
- La démarche de calcul est comme suit :
 - ✓ On calcule d'abord le moment réduit : $\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$
 - ✓ On la compare avec μ_{lim} dont la valeur dépend de la nuance d'aciers et du type de combinaisons, dont les valeurs sont consultables en Annexe V.3.
 - Si $\mu_u < \mu_{lim}$ alors on n'a pas besoins d'aciers comprimés, la section est appelée Section Simplement Armée (SSA) et la section des aciers tendus A_s est :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Les valeurs β_u sont données dans l'Annexe V.6.

En outre, lorsque μ_u est faible, en particulier pour $\mu_u < 0,1$, on peut utiliser les formules rapides ci-après :

$$A_s = \frac{1,07 M_u}{d \sigma_{su}} \text{ ou } A_s = \frac{M_u}{0,93 d \sigma_{su}}$$

- Si $\mu_{lim} < \mu_u < 0,667$, alors on a besoins d'aciers comprimés, la section est appelée Section Doublement Armée (SDA) et les sections tendue A_s et comprimée A'_s valent :

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \text{ et } A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

Les valeurs β_u et β'_u sont données dans l'Annexe V.7.

- Si $\mu_u > 0,667$, alors on mettra des aciers comprimés et la section est appelée SDA, les formules à utiliser sont les suivantes :

$$A'_s = \frac{M_u - \mu_{calcul} b d^2 f_{bc}}{435(d - d')} \text{ et } A_s = \frac{A'_s \sigma'_s + 0,8 \alpha_u b d f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec $\mu_{calcul} = 0,6\mu_{réel}$ et $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{calcul}})$

Cependant, pour ce dernier cas, ces formules conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petite pour supporter correctement le moment de flexion ; il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter cette section pour que $\mu_u < 0,667$. Dans ce cas, on veillera à tenir compte du nouveau poids propre de la pièce dans le calcul des sollicitations.

- La section d'armatures tendues A_s est au moins égale à la valeur minimale fixée par la règle du millième et la condition de non-fragilité :

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

VIII.2) ETUDE D'EXECUTION DES PLANCHERS

VIII.2.1) Dalle pleine de la terrasse technique

Le panneau de dalle [B-C] \cap [2-4] va être étudié car c'est un panneau intérieur et c'est le plus large donc c'est le plus défavorable.

Les charges supportées sont les suivantes :

- Charge permanente : $g = 7,08 \text{ kN/m}^2$ (Cf. Tableau 28)
- Charge d'exploitation : $q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Densité de charge à l'ELU : $1,35g + 1,5q = 11,08 \text{ kN/m}^2$
- Densité de charge à l'ELS : $g + q = 8,58 \text{ kN/m}^2$

VIII.2.1.1) Etude statique

D'abord, le panneau est considéré comme s'appuyant simplement sur le contour. Le panneau ayant une petite portée l_x et supportant une charge répartie p , les moments de flexion M_x et M_y , par unité de longueur, au centre de la plaque sont obtenues par les formules suivantes :

$$M_x = \mu_x l_x^2 p \text{ dans le sens de la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y M_x \text{ dans le sens de la grande portée}$$

μ_x et μ_y sont des coefficients dépendant de l'élanement α de la dalle et des états limites, on lit les valeurs de ces coefficients sont consultables en Annexe V.4.

Tableau 34 : Moments isostatiques au centre de la plaque

Etats limites	l_x (m)	l_y (m)	α	μ_x	μ_y	p (kN/m)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
ELU	5,04	7,44	0,68	0,0710	0,4034	11,81	21,30	8,59
ELS	5,04	7,44	0,68	0,0767	0,5584	8,58	16,72	9,33

En réalité, ce panneau n'est ni isolé ni isostatique puisqu'il est en continuité avec les autres panneaux. Pour une dalle continue, les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires. Pour un panneau intérieur :

- dans le sens de l_x :
 - ✓ au centre : $M_{tx} = 0,75 M_{0x}$
 - ✓ sur le bord : $M_{ax} = -0,5 M_{0x}$
- dans le sens de l_y :
 - ✓ au centre : $M_{ty} = 0,75 M_{0y}$
 - ✓ sur le bord : $M_{ay} = -0,5 M_{0y}$

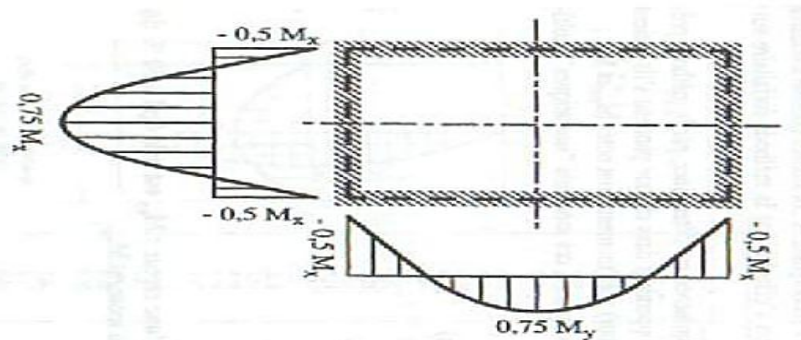


Figure 17 : Moments réels pour un panneau intérieur de dalle continue

Tableau 35 : Moments réels dans la plaque en kN.m

Etats limites	$0,5 M_x = M_{ax}$	$0,75 M_x = M_{tx}$	$0,5 M_y = M_{ay}$	$0,75 M_y = M_{ty}$
ELU	-10,65	15,97	-4,30	6,44
ELS	-8,36	12,54	-4,67	7,00

VIII.2.1.2) Etude de ferrailage

a) Calcul des armatures à l'ELU

- On va considérer une Fissuration Préjudiciable car la dalle se trouve à la terrasse technique donc exposée à l'air libre.
- Les dimensions à considérer sont les suivantes :
 - ✓ $b = 100$ cm (le calcul des armatures d'une dalle se fait par mètre linéaire),
 - ✓ $h = 20$ cm (épaisseur de la dalle)
 - ✓ enrobage = 2,5 cm
 - ✓ $d = 20 - 2,5 = 17,5$ cm (hauteur utile).

a1) Section minimale d'armatures

Pour une dalle, les sections des armatures doivent respecter les conditions de non-fragilité montrées dans le tableau 36:

Tableau 36 : Sections minimales d'armatures en fonction de la portée et du type d'aciers

	Fe E400 et TS $\phi > 6\text{mm}$	Fe E500 et TS $\phi \leq 6\text{mm}$
Sens x	$0,8\% \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh = 1,86\text{cm}^2$	$0,6\% \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh = 1,39\text{cm}^2$
Sens y	$0,8\% bh = 1,60\text{cm}^2$	$0,6\% bh = 1,20\text{cm}^2$

a2) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales se calculent comme celles d'une poutre mais en considérant une bande de dalle de 1 m de largeur. On va suivre simplement la méthode exposée dans le Paragraphe VIII.1.3.

Après calcul, on trouve $\mu_u = 0,039$ pour la section la plus fléchie à l'ELU avec $M_u = 15,97 \text{ kN.m}$ (Cf. tableau 35)

On constate que $\mu_u = 0,039 < 0,371 \Rightarrow$ il en est de même pour les autres sections \Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

De plus, $\mu = 0,039 < 0,1 \Rightarrow$ on peut utiliser la formule de calcul rapide.

Tableau 37 : Armatures longitudinales de la dalle

	Sens x		Sens y	
	Appui	Travée	Appui	Travée
A_s (cm²)	1,52	2,29	0,61	0,92
A_{\min} (cm²)	1,39	1,39	1,20	1,20
A_s retenue (cm²)	1,52	2,29	1,20	1,20

a3) Nécessité des armatures transversales

On calcule la contrainte tangentielle $\tau_{u \max}$ et de sa valeur dépend la mise en place d'armatures transversales ou non. L'effort tranchant maximal est évidemment porté par l_x et il est obtenu par application de la formule de dérivation suivante :

$$V_{u \max} = V_{xu} = \frac{4(M_{xu \text{ appui}} + M_{xu \text{ travée}})}{l_x}$$

Après calcul, on trouve $V_{u \max} = 21,13 \text{ kN}$

Et ensuite on calcule $\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b d}$ qui donne $\tau_{u \max} = 0,12 \text{ MPa}$

On lit sur l'abaque de l'Annexe V.5 et on peut conclure qu'on n'a pas besoin d'armatures transversales.

b) Vérification rapide à l'ELS

Cette méthode est une vérification rapide à l'ELS valable seulement pour les sections rectangulaires.

On compare M_{ser} à $M_{ser\ lim}$ qui est donné par la formule :

$$M_{ser\ lim} = \mu_{ser\ lim} b d^2 f_{c28}$$

$\mu_{ser\ lim}$ étant le moment réduit à l'ELS en fonction du type de la fissuration, de μ_u et de f_{c28} , on peut lire sa valeur dans le tableau de l'Annexe V.9 pour une FP.

On ne va considérer que les moments maximaux en travée et les moments maximaux sur appuis pour la vérification à l'ELS.

Tableau 38 : Vérification rapide à l'ELS de la dalle pleine

	Travée	Appui
M_{ser} (kN.m)	12,54	8,36
μ_{lim}	0,0125	0,007875
$M_{ser\ lim}$ (kN.m)	9,57	6,03
$M_{ser} < M_{ser\ lim}$	non vérifiée	non vérifiée

c) Redimensionnement à l'ELS

Pour les sections non vérifiées à l'ELS, la condition sur l'acier est le plus défavorable (d'après l'abaque de l'Annexe V.9) \Rightarrow On va recalculer A_s en admettant que les aciers travaillent au maximum possible, c'est-à-dire la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Pour ce faire, on va calculer respectivement u , α et la nouvelle section A_s

$$u = \frac{30 M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_s}$$

La valeur de α est fonction de u , elle est obtenue par lecture sur tableau de l'Annexe V.10 et après interpolation : $\alpha=0,1853$

La nouvelle section des aciers longitudinaux devient :

$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} b d$$

Tableau 39 : Redimensionnement à l'ELS de la dalle pleine

	Travée	Appui
u	0,049	0,033
α	0,2053	0,16045
A_s (cm ²)	3,09	1,79

d) Vérification de la flèche

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur 4 côtés, il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches lorsque les conditions suivantes sont respectées simultanément :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} \text{ et } \rho = \frac{A_s}{b d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Pour la section la plus fléchée :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,20}{5,04} = 0,0397 \geq \frac{M_{tx}}{20 M_{0x}} = \frac{12,54}{20 \times 16,72} = 0,0375$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,09}{100 \times 20} = 0,00177 \leq \frac{2}{f_e} = 0,0040$$

Donc le calcul de flèche est inutile \Rightarrow Il en est de même pour les autres sections \Rightarrow On peut se dispenser du calcul des flèches.

e) Choix des armatures

On peut maintenant choisir les armatures à mettre en place. On va mettre des treillis soudés car ce sont les plus courants pour les dalles en BA.:

Les différents types de TS sont répertoriés en Annexe V.2

- Appui : $1,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ ST20 avec $D/d = 1,89 \text{ cm}^2/1,28 \text{ cm}^2$
- Travée : $3,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ ST35 avec $D/d = 3,55 \text{ cm}^2/1,28 \text{ cm}^2$

VIII.2.2) Planchers à corps creux des étages courants

Le schéma de principe d'un plancher à corps creux est représenté sur la figure suivante :

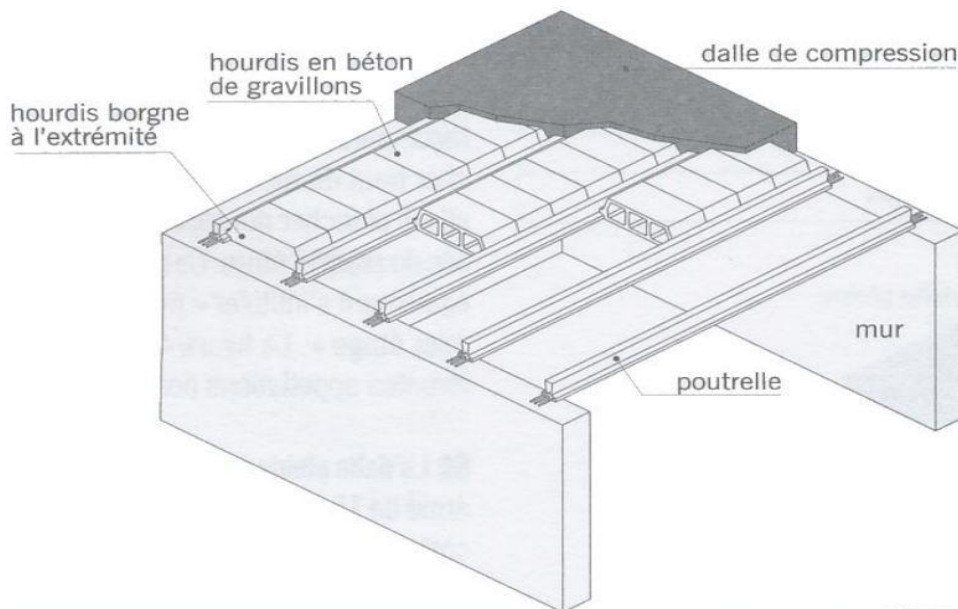


Figure 18 : Exemple type d'un plancher à corps creux

Le béton entre les hourdis se comporte comme une poutrelle en T.

VIII.2.2.1) Dalle de compression

Du fait de sa faible épaisseur, une dalle de compression est normalement armée d'un seul lit de 2 nappes longitudinales perpendiculaires dont les sections des armatures doivent respecter :

- Pour les armatures perpendiculaires aux nervures et dont l'écartement entre axes des nervures est ≤ 50 cm :

$$A_{perp} \geq \frac{200}{f_e} \Rightarrow A_{perp} \geq 0,4 \text{ cm}^2/ml$$

Pour un espacement $s_{t \text{ perp}}=20$ cm, on va choisir $5\phi 6=1,414 \text{ cm}^2$

- Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{par} \geq \frac{A_{perp}}{2} \Rightarrow A_{par} \geq 0,20 \text{ cm}^2/ml$$

Pour un espacement $s_{t \text{ par}}=33$ cm, on va choisir $3\phi 6=0,848 \text{ cm}^2$

VIII.2.2.2) Poutrelles

a) Etude statique

a1) Calcul des moments fléchissants

- Choix de la méthode à utiliser

Les poutrelles prennent appui sur les poutres principales et on suppose que ces poutrelles s'appuient simplement sur ces poutres.

Les poutrelles sont donc assimilées à des poutres continues s'appuyant sur les poutres principales. Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des efforts des poutres continues, elles sont explicitées dans le tableau suivant :

Tableau 40 : Les méthodes de calcul des poutres continues et leur domaine de validité

Conditions à satisfaire	Conditions satisfaites	Méthode à utiliser		
		Caquot	Caquot minoré	Forfaitaire
[1] Charges d'exploitation $\leq 2 \times$ Charges permanentes	toutes	oui	oui	oui
[2] Charges d'exploitation $\leq 5 \text{ kN/m}^2$	toutes sauf [4] [5] [6]	oui	oui	non
[3] Charges localisées $\leq \text{Max} \{2 \text{ kN/m}^2 ; 0,25 Q_t^*\}$				
[4] Inertie constante le long de chaque travée	autres cas	oui	non	non
[5] Rapport des portées successives compris entre 0,8 et 1,25				
[6] Fissuration peu préjudiciable				

* Q_t : charge d'exploitation totale applicable sur l'élément

On va étudier les poutrelles qui prennent appui sur les poutres de la file 2 contenant 3 travées de longueur 4,29 m, 5 m et 4,86 m.

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$;
 - ✓ pas de charge localisée ;
 - ✓ I est constante car la section est constante le long de chaque travée ;
 - ✓ rapport compris entre 0,8 et 1,25 pour toutes les travées successives ;
 - ✓ fissuration peu préjudiciable ;
- ⇒ Méthode à utiliser : méthode forfaitaire

- Principe de la méthode forfaitaire

Soient :

- ✓ α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B}$
- ✓ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ; dans une travée de portée L supportant une charge uniformément répartie q : $M_0 = \frac{q L^2}{8}$
- ✓ M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée
- ✓ M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1 : M_t \geq \text{Max}\{1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$2 : M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$3 : M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

4 : la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit au moins être égale à :

- ✓ $0,6 M_0$ pour une poutre à 2 travées ;
- ✓ $0,5 M_0$ pour les appuis voisins de rive pour une poutre à plus de 2 travées ;
- ✓ $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

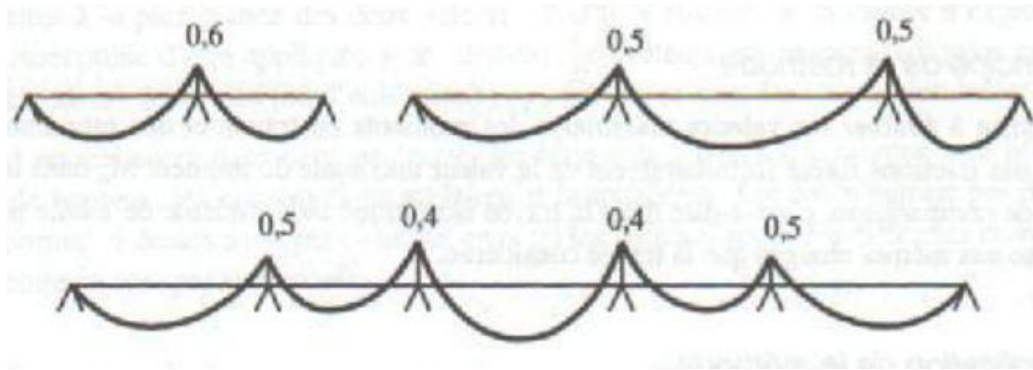


Figure 19 : Coefficients forfaitaires pour les moments sur appuis

• **Application de la méthode forfaitaire**

Calcul des charges appliquées aux poutrelles

La charge permanente au m² de dalle est $G_B = 3,93 \text{ kN/m}^2$ (d'après tableau 29) et $Q = 3 \text{ kN/m}^2$ (prise forfaitairement)

⇒ Pour la poutrelle de largeur transversale $33 \text{ cm} = 0,33 \text{ m}$, la charge permanente linéaire est $g = 3,93 \times 0,33 = 1,30 \text{ kN/m}$ et la charge d'exploitation linéaire $q = 3 \times 0,33 = 0,99 \text{ kN/m}$

Pour les cas des charges, on va considérer les cas suivants :

Tableau 41 : Cas de charges à considérer pour les poutrelles

Cas de charge	Travée 1 2	Travée 2 3	Travée 3 4
CCC	chargée	chargée	chargée
CDC	chargée	déchargée	chargée
DCD	déchargée	chargée	déchargée

Les combinaisons de charges sont montées dans le tableau suivant :

Tableau 42 : Combinaisons de charge pour chaque état de la travée

Cas	Travée chargée	Travée déchargée
ELU	$1,35 g + 1,5 q$	$1,35 g$
ELS	$g + q$	g

Les figures suivantes illustrent ces cas de charges :

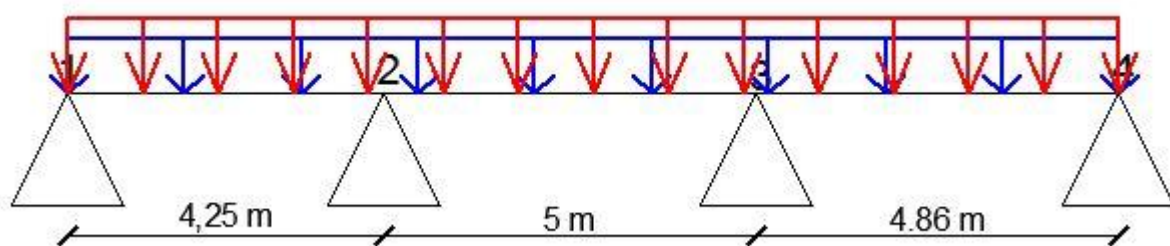


Figure 20 : Cas de charges CCC

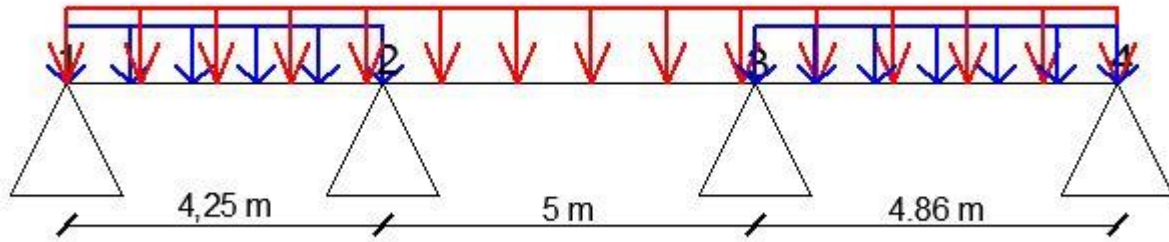


Figure 21 : Cas de charges CDC

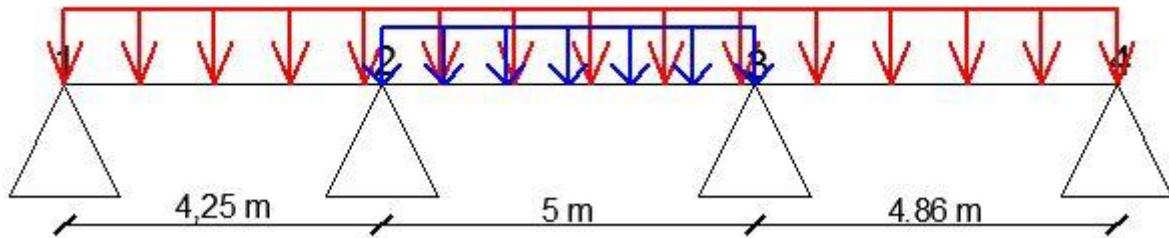


Figure 22 : Cas de charges DCD

Les tableaux 43 et 44 donnent les moments fléchissants respectivement à l'ELU et à l'ELS pour le cas CCC :

Tableau 43 : Moments fléchissants sur appuis et en travée à l'ELU toutes travées chargées

Travées	1 2	2 3	3 4	
$1,35g + 1,5q$ (kN/m)	3,26	3,26	3,26	
L (m)	4,29	5,00	4,86	
M_0 (kN.m)	7,44	10,11	9,55	
Appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0,5	0,5	0
M_a (kN.m)	0	5,06	5,06	0
M_t (kN.m)	5,88	6,37	8,27	
M_t (kN.m)	4,95	6,72	6,35	
M_t (kN.m) résultat	5,88	6,72	8,27	

Tableau 44 : Moments fléchissants sur appuis et en travée à l'ELS toutes travées chargées

Travées	1 2	2 3	3 4	
$g + q$ (kN/m)	2,27	2,27	2,27	
L (m)	4,29	5,00	4,86	
M_0 (kN.m)	5,26	7,15	6,75	
Appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0,5	0,5	0
M_a (kN.m)	0	3,57	3,57	0
M_t (kN.m)	4,16	4,50	5,84	
M_t (kN.m)	3,50	4,75	4,49	
M_t (kN.m) résultat	4,16	4,75	5,84	

En suivant les mêmes principes pour les 2 autres cas CDC et DCD, les tableaux suivants donnant les enveloppes peuvent être établis :

Tableau 45 : Moments fléchissants enveloppes des poutrelles à l'ELU en kN.m

Travées	1 2	2 3	3 4	
CCC	5,88	6,72	8,27	
CDC	6,55	3,28	8,41	
DCD	2,42	6,72	3,10	
Enveloppe	6,55	6,72	8,41	
Appuis	1	2	3	4
CCC	0	5,06	5,06	0
CDC	0	3,72	4,78	0
DCD	0	5,06	5,06	0
Enveloppe	0	5,06	5,06	0

Tableau 46 : Moments fléchissants enveloppes des poutrelles à l'ELS en kN.m

Travées	1 2	2 3	3 4	
CCC	4,13	4,83	5,81	
CDC	4,63	2,43	5,94	
DCD	1,79	4,75	2,30	
Enveloppe	4,63	4,83	5,94	
Appuis	1	2	3	4
CCC	0	3,57	3,57	0
CDC	0	2,63	3,38	0
DCD	0	3,57	3,57	0
Enveloppe	0	3,57	3,57	0

a2) Détermination des efforts tranchants

Le maximum des moments se trouve à des abscisses a de l'appui gauche et b de l'appui droite de la travée considérée:

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \text{ et } b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

Les efforts tranchants sur appui gauche et sur appui droite de la travée considérée sont respectivement :

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \text{ et } V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Tableau 47 : Efforts tranchants sur appuis à l'ELU

Travée	a (m)	b (m)	V _w (kN)	V _e (kN)
1	1,82	2,47	-6,48	9,52
2	2,50	2,50	-9,42	9,42
3	2,72	2,14	-9,80	7,72

En considérant les 3 cas de charges : CCC (toutes les travées sont chargées), CDC (travées impaires chargées) et DCD (travée paires chargées), on obtient le tableau 48 donnant l'enveloppe :

Tableau 48 : Efforts tranchants enveloppes des poutrelles à l'ELU en kN

Appuis	1e	2w	2e	3w	3e	4w
CCC	-6,48	9,52	-9,42	9,42	-9,80	7,72
CDC	-7,22	5,87	-5,41	6,23	-9,76	7,79
DCD	-2,66	8,61	-9,42	9,42	-5,43	3,35
Enveloppe	-7,22	9,52	-9,42	9,42	-9,80	7,79

b) Etude de ferrailage

Les dimensions considérées de la poutrelle en Té sont définies sur le schéma suivant :

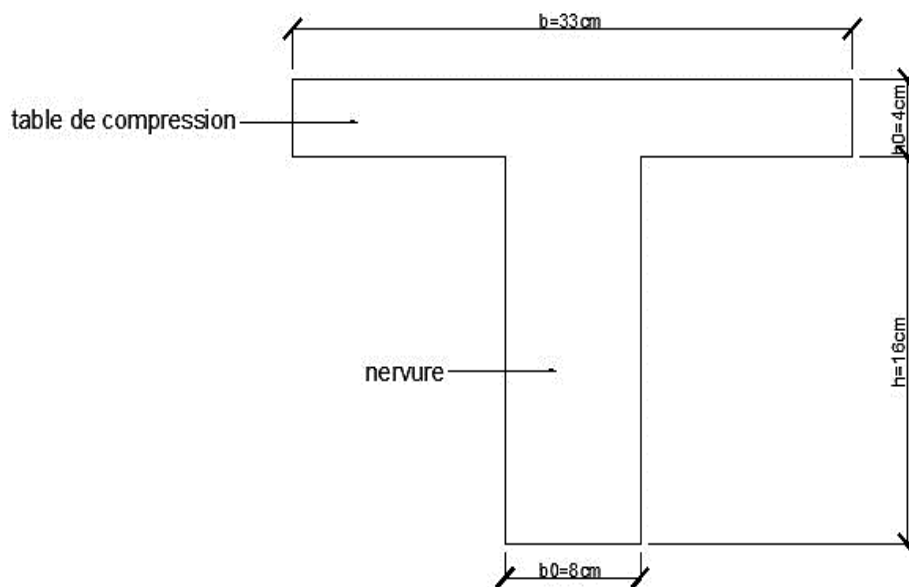


Figure 23 : Dimensions de la poutrelle en Té

b1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

- La section minimale d'armatures est définie par la règle du millième et condition de non-fragilité définie dans le Paragraphe VIII.1.3 mais en remplaçant b par b_0 :

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_s \geq 0,16 \text{ cm}^2$$

- Pour connaître la position de l'axe neutre, on compare le moment capable de la table avec le moment ultime maximal. On calcule d'abord $\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = 0,23 \Rightarrow$ on tire la valeur de μ_0 sur tableau de l'Annexe V.11 : $\mu_0 = 0,162$

Le moment capable M_t de la table est donné par :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

On trouve $M_t = 23,19 \text{ kN.m} > M_u = 8,27 \text{ kN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression \Rightarrow le calcul des armatures se fait comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table $b = 33 \text{ cm}$.

- Le calcul étant mené à un calcul d'armatures d'une section rectangulaire en flexion simple, on suit la méthode du Paragraphe VIII.1.3. On peut ainsi établir les tableaux suivants :

Tableau 49 : Armatures longitudinales en travée des poutrelles

Travée	1	2	3
M_u (kN.m)	6,55	6,72	8,41
μ_u	0,046	0,047	0,059
cas	SSA	SSA	SSA
A_s (cm ²)	0,92	0,95	1,18
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	0,16	0,16	0,16
A_s retenue (cm ²)	0,92	0,95	1,18
A_s réelle (cm ²)	1T12	1T12	1T14
	1,13	1,13	1,54

Tableau 50 : Armatures longitudinales sur appuis des poutrelles

Appuis	1	2	3	4
M_u (kNm)	0,00	5,06	5,06	0,00
μ_u	0	0,0352	0,0352	0
cas	SSA	SSA	SSA	SSA
A_s (cm ²)	0	0,71	0,71	0
$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	0,16	0,16	0,16	0,16
A_s retenue (cm ²)	0,16	0,71	0,71	0,16
A_s réelle (cm ²)	1T8	1T10	1T10	1T8
	0,503	0,785	0,785	0,503

b2) Calcul de flèche

On va d'abord analyser si le calcul de flèche est nécessaire. Il est inutile de procéder au calcul des flèches si l'une de ces 2 conditions n'est pas vérifiée :

$$(1) \frac{h}{L} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0}$$

$$(2) A_s \leq \frac{4,2b_0d}{f_e} \text{ pour poutres associées à des hourdis dont } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Tableau 51 : Utilité de calcul des flèches pour les poutrelles

Travée	L (m)	A_s (cm ²)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	h/L	$M_t/10M_0$
1	4,29	1,13	7,44	6,55	0,047	0,088
2	5	1,13	10,11	6,72	0,040	0,066
3	4,86	1,54	9,55	8,41	0,041	0,088

Déjà, la 1^{ère} inégalité n'est pas vérifiée donc il est inutile de procéder à la 2^{ème} vérification et on conclut que le calcul des flèches s'impose pour toutes les travées.

- Flèche admissible

Elle est donnée par les formules :

✓ Pour un élément sur 2 appuis :

$$\frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m \text{ et } 0,5cm + \frac{L}{500} \text{ dans le cas contraire}$$

✓ Pour un élément en console :

$$\frac{L}{250} \text{ si } L \leq 2m$$

Tableau 52 : Flèches admissibles des poutrelles

Travée	L (m)	f _{adm} (m)
1	4,29	0,0086
2	5	0,0100
3	4,86	0,0097

- Calcul de la flèche proprement dite

On va évaluer les flèches à partir de la détermination des courbures par la méthode générale.

Pour se faire :

- ✓ On découpe la travée en 4 tronçons égaux, ce qui détermine 5 sections de calcul
- ✓ Pour chaque section, les données sont b, d, d' et d'' = h-d, les sections d'aciers A_s et A'_s, le moment de service M_{ser}.
- ✓ Pour chaque section, on calcule :
 - La position de l'axe neutre y solution de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0$$

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d)^2]$$

- Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \text{ et } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}(d - y)}{I}$$

- Les déformations

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} \text{ et } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{15E_i} \text{ avec } E_i = 11000f_{c28}^{1/3}$$

- La courbure :

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s^* + \varepsilon_{bc}}{d} \times \text{signe}(M_{ser})$$

➤ La flèche qui nous intéresse est la flèche à mi-travée, c'est-à-dire au point 3 qui vaut :

$$f_3 = \frac{L^2}{384} \left(\frac{2}{r_1} + \frac{12}{r_3} + \frac{20}{r_4} + \frac{12}{r_4} + \frac{2}{r_5} \right)$$

Ainsi, on peut établir le tableau suivant pour la travée 3 car c'est la plus sollicitée :

Tableau 53 : Flèche de la travée 3 des poutrelles

Section	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
x (m)	0	1,215	2,43	3,645	4,86
A _s (cm ²)	0,785	1,54	1,54	1,54	0,503
A' _s (cm ²)	0	0	0	0	0
y (cm)	3,20	4,30	4,30	4,30	2,61
I (cm ⁴)	2768,31	4899,52	4899,52	4899,52	1868,39
M _{ser} (kN)	3,57	5,94	5,94	5,94	0,00
σ _{bc} (Mpa)	4,12	5,21	5,21	5,21	0
σ _s (Mpa)	276,97	240,10	240,10	240,10	0
ε _{bc}	0,00013	0,00016	0,00016	0,00016	0
ε _s	0,00057	0,00050	0,00050	0,00050	0
ρ _f	0,018690	0,036667	0,036667	0,036667	0,011976
f _{ti} /σ _s	0,004828	0,004828	0,004828	0,004828	0,004828
Δε _s	0,000281	0,000143	0,000143	0,000143	0,000438
ε _s [*]	0,000293	0,000354	0,000354	0,000354	-0,000438
1/r (m)	-0,002408	0,002952	0,002952	0,002952	-0,002505
f ₃		0,00738		7,38	
		(m)		(mm)	

⇒ On peut en conclure que la flèche est admissible.

b3) Vérification des zones d'appuis

Ce sont les zones où les efforts sont transmis sur les appuis ou sur une zone quelconque de la poutre.

- Appuis de rive
- ✓ Vérification des armatures longitudinales

Si l'effort tranchant à l'appui vaut V_u et si une force horizontale H_u est transmise par l'appui, la condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (1)$$

La force horizontale H_u est négligée dans notre cas.

- ✓ Vérification de la compression du béton

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} a b_0 \text{ avec } a = \text{Min}\{a'; 0,9d\} \quad (2)$$

Avec a' = largeur d'appui de la poutrelle. Les poutrelles s'appuient sur les poutres de largeur 22 cm donc $a' = 22$ cm.

Tableau 54 : Vérification des appuis de rive des poutrelles

Appui	1e	4w
A_s (cm ²)	0,503	0,503
V_u (kN)	7,22	7,79
(1)	0,17	0,18
condition	vérifiée	vérifiée
(2)	99,97	99,97
condition	vérifiée	vérifiée

- Appuis intermédiaires
- ✓ Vérification des armatures longitudinales

La condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (1)$$

- ✓ Vérification de la compression du béton

La condition à vérifier est :

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} a b_0 \quad (2)$$

Tableau 55 : Vérification des appuis intermédiaires des poutrelles

Appui	2w	2e	3w	3e
A_s (cm ²)	0,785	0,785	0,785	0,785
V_u (kN)	9,52	9,42	9,42	9,80
M_u (kNm)	5,06	5,06	5,06	5,06
(1)	0,22	0,22	0,22	0,23
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
(2)	99,97	99,97	99,97	99,97
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

b4) Armatures transversales

On suit simplement le diagramme de l'Annexe V.14.

- Vérification du béton de l'âme

On va considérer la contrainte conventionnelle τ_u qui correspond à $V_u = 9,80$ kN (Cf. tableau 55 : section la plus sollicitée en effort tranchant) $\Rightarrow \tau_u = 0,70$ MPa

Si on veut prévoir des armatures d'âmes droites ($\alpha = 90^\circ$) en Fissuration Peu Préjudiciable, il faut que : $\tau_u \leq \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$

Donc $\tau_u = 0,70 \text{Mpa} \leq 3,33 \text{Mpa} \Rightarrow$ il en est de même pour toutes les autres sections \Rightarrow Des armatures d'âmes droites sont suffisantes et le cisaillement du béton de l'âme n'est pas à craindre.

- Calcul des armatures

✓ Le pourcentage d'armatures d'âmes doit vérifier :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ avec } \tau_0 = 0,3 f_{t28}^* \text{ et } f_{t28}^* = \text{Min} \{ f_{t28}; 3,3 \text{MPa} \} \\ \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right\} \text{ (condition de non - fragilité)} \end{array} \right\}$$

A partir de cette condition, on impose A_t vérifiant le diamètre minimal d'armatures et on calcule l'espacement et on la compare avec l'espacement maximal.

- ✓ Section minimale d'armatures

➤ L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$s_t \leq \text{Min} \{ 0,9d; 40 \text{cm} \} \Rightarrow s_t \leq 15,75 \text{ cm}$$

➤ Le diamètre des armatures d'âmes doit vérifier :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 5,7 \text{ mm}$$

Sachant que le diamètre $\phi 5$ n'est pas disponible sur le marché, on va tout de suite adopter $\phi 6$.

En respectant toutes ces conditions, on peut établir le tableau suivant :

Tableau 56 : Armatures transversales des poutrelles en Té

Travées	1		2		3	
	1d	2g	2d	3g	3d	4g
V_u (kN)	6,4824	9,5190	9,4238	9,4238	9,8010	7,7203
τ_u (Mpa)	0,4630	0,6799	0,6731	0,6731	0,7001	0,5515
τ₀ (Mpa)	0,6480	0,6480	0,6480	0,6480	0,6480	0,6480
ρ_t	0,0005	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0002
ρ_{t min}	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
Max (ρ_t ; ρ_{t min})	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
Φ_t (mm)	6	6	6	6	6	6
S_t calculé (cm)	44,2188	44,2188	44,2188	44,2188	44,2188	44,2188
S_t réel (cm)	15	15	15	15	15	15

- Répartition des armatures d'âmes

Dans le cas des travées de hauteur constante sans charges concentrées, on peut utiliser une méthode simplifiée forfaitaire : la méthode de CAQUOT.

Après avoir calculé le 1^{er} écartement S_{t0} des armatures transversales à l'appui, le 1^{er} cadre est placé à $0,5 S_{t0}$ du nu de l'appui, puis on adopte pour l'écartement des cadres suivants, en cm, la suite de nombres (à partir de S_{t0}) : 7 – 8 – 9 – 10 – 11 – 13 – 16 – 20 – 25 – 35 – 40

Chaque espacement étant répété n fois et n = nombre entier de mètres (par excès) dans la demi-travée de la poutre ou dans la portée totale pour une console.

✓ Exemple d'application

Le 1^{er} cadre sera placé à $\frac{S_{t0}}{2} = 7,5 \text{ cm}$

Pour la travée 2 de longueur $l = 5,00 \text{ m}$; $\frac{l}{2} = 2,50 \text{ m} \Rightarrow n = 3$

En appliquant la méthode de CAQUOT :

7cm x 1 cours, 10 cm x 3 cours, 13 cm x 3cours, 16 cm x 3cours, 20 cm x 3 cours, 25 cm x 3 cours
 \Rightarrow longueur totale = 2,59m \Rightarrow On a 16 épingles dans la demi-travée donc 32 épingles dans toute la travée.

Le plan de ferrailage est disponible dans l'Annexe VII.

VIII.3) ETUDE D'EXECUTION DES POUTRES

Les poutres du portique de la file C se trouvant à la terrasse technique vont être étudiées car ce sont les plus sollicitées.

Le schéma suivant illustre le système de poutres continues à étudier :

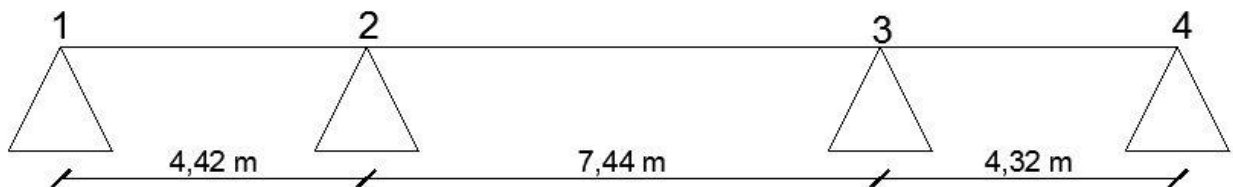


Figure 24 : Poutres continues de calcul

VIII.3.1) Section de calcul et hypothèses

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable car les poutres se trouvent en milieu clos, à l'intérieur. La figure suivante illustre les dimensions transversales de la poutre qui serviront dans toute la suite.

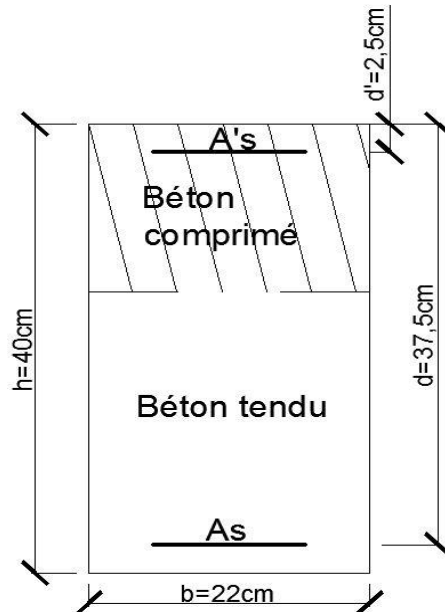


Figure 25 : Section de calcul de la poutre continue étudiée

Il est à noter que l'enrobage est de 2,5 cm.

VIII.3.2) Armatures longitudinales

Les poutres étant soumises à la flexion simple, on suit la méthode exposée dans le Paragraphe VIII.1.3 pour déterminer les aciers longitudinaux. Quant aux moments ultimes M_u , ils ont été déjà déterminés précédemment et leurs valeurs peuvent être consultées sur les courbes enveloppes de l'Annexe IV.1. On obtient donc les tableaux suivants :

Tableau 57 : Armatures longitudinales en travée des poutres

Travée	1 2	2 3	3 4
M_u (kN.m)	25,910	146,970	24,780
μ_u	0,059	0,335	0,056
$\mu_{u \text{ lim}}$	0,371	0,371	0,371
Cas	SSA	SSA	SSA
β_u tableau I	0,063	0,425	0,058
A_s (cm ²)	1,686	11,448	1,570
A_s réelle (cm ²)	3T10	6T16	3T10
	2,350	12,06	2,350

Tableau 58 : Armatures longitudinales sur appuis des poutres

Appui	1	2	3	4
M_u (kN.m)	45,660	244,670	244,470	44,520
μ_u	0,104	0,557	0,556	0,101
$\mu_{u \text{ lim}}$	0,371	0,371	0,371	0,371
Cas	SSA	SDA	SDA	SSA
β_u tableau I	0,111			0,107
β_u tableau II		0,701	0,700	
β'_u tableau II		0,208	0,208	
A_s (cm ²)	2,979	18,879	18,849	2,871
A'_s (cm ²)		5,607	5,588	
A_s réelle (cm ²)	3T12	6T20	6T20	3T12
	3,390	18,850	18,850	3,390
A'_s réelle (cm ²)		3T16	3T16	
		6,030	6,030	

VIII.3.3) Vérification rapide à l'ELS

Les sections sont rectangulaires, donc on peut effectuer la vérification rapide à l'ELS.

Tableau 59 : Vérification rapide à l'ELS en travée

Travée	1 2	2 3	3 4
$\mu_{ser \text{ lim}}$	0,0595	0,1478	0,06435
$M_{ser \text{ lim}}$ (kN.m)	46,02	114,31	49,77
M_{ser} (kN.m)	18,92	107,01	18,10
$M_{ser} < M_{ser \text{ lim}}$	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau 60 : Vérification rapide à l'ELS sur appuis

Appui	1	2	3	4
$\mu_{ser \text{ lim}}$	0,0685	0,17	0,17	0,0685
$M_{ser \text{ lim}}$ (kN.m)	52,98	131,48	131,48	52,98
M_{ser} (kN.m)	33,53	180,580	180,420	42,18
$M_{ser} < M_{ser \text{ lim}}$	vérifiée	non vérifiée	non vérifiée	vérifiée

VIII.3.4) Redimensionnement à l'ELS

Pour les appuis non vérifiés à l'ELS, la condition de compression du béton n'est pas assurée (d'après l'abaque de l'Annexe V.8, tous les caractères sont droits) donc : soit on redimensionne la section, soit on introduit des armatures comprimées ou on augmente leurs sections si elles existent déjà ;

Pour se faire, on calcule respectivement :

$$\alpha = \frac{9f_{cj}}{9f_{cj} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\sigma'_s = 9f_{cj} \left(1 - \frac{d'}{\alpha d} \right)$$

La nouvelle section d'aciers comprimés vaut :

$$A'_s = \frac{M_{ser} - 0,1\alpha(3 - \alpha)bd^2f_{cj}}{\sigma'_s(d - d')}$$

Et celle des aciers tendus vaut :

$$A_s = \frac{A'_s\sigma'_s + 0,3\alpha b d f_{cj}}{\bar{\sigma}_s}$$

On peut ainsi établir le tableau suivant :

Tableau 61 : Redimensionnement des poutres à l'ELS

Appui	2	3
M_{ser} (kN.m)	180,58	180,42
α	0,4737	0,4737
σ'_s (Mpa)	172	172
A'_s (cm ²)	14,62	14,60
A_s (cm ²)	21,78	21,77
A'_s réelle (cm ²)	3T20+3T16	3T20+3T16
	15,45	15,45
A_s réelle (cm ²)	3T25+3T20	3T25+3T20
	24,15	24,15

VIII.3.5) Calcul de la flèche

VIII.3.5.1) Flèche admissible

Les valeurs des flèches admissibles sont celles qui sont préconisées dans le Paragraphe VIII.2.2.b).b2).

Tableau 62 : Valeurs de flèches admissibles

Travée	L(m)	f(m)
1 2	4,42	0,01384
2 3	7,44	0,01988
3 4	4,32	0,01364

VIII.3.5.2) Calcul de la flèche

a) Utilité de calcul des flèches

Pour une poutre à section rectangulaire, la condition à vérifier est simplement : $\frac{h}{L} \geq 0,1 \frac{M_t}{M_0}$

Tableau 63 : Utilité de calcul des flèches pour les poutres

Travée	L (m)	A_s (cm ²)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	h/L	$0,1 M_t/M_0$
1 2	4,42	2,35	105,7163	25,91	0,090498	0,02450898
2 3	7,44	12,060	425,6	146,97	0,053763	0,03453243
3 4	4,32	2,35	103,1098	24,78	0,092593	0,02403264

⇒ Les calculs de flèche sont nécessaires pour toutes les travées.

b) Calcul de flèche

On va utiliser la méthode de l'inertie fissurée qui n'est applicable que pour une section rectangulaire; pour cela, on procède comme suit :

✓ Soit I_0 le moment d'inertie de la section totale homogène (avec $n = 15$) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 - A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

(Formule approchée supposant que le centre de gravité de la section totale homogène est au centre géométrique, approximation justifiée ici)

✓ On calcule ensuite :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \text{ avec } \rho = \frac{A}{b_0 d}$$

✓ Puis :

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \text{ si } \mu > 0, \text{ sinon } \mu = 0$$

✓ L'inertie fissurée vaut :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu}$$

✓ Les courbures valent :

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}}$$

✓ Une estimation majorée de la flèche maximale de la travée de poutre à partir du seuil de calcul dans la section à moment maximal

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{L^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right) \text{ avec } E_i = 11000 f_{c28}^{1/3}$$

Tableau 64 : Calcul des flèches

Travée	I_0 (m4)	ρ	λ_i	μ	I_{fi} (m2)	E_i (Mpa)	M_{ser} (kN)	$1/r$ (m ⁻¹)	f_i (m)
1 2	0,0013	0,0028	7,3723	0,4792	0,0003	32164,20	18,92	0,0019	0,0037
2 3	0,0017	0,0146	1,4366	0,8665	0,0008	32164,20	107,01	0,0039	0,0197
3 4	0,0013	0,0028	7,3723	0,4792	0,0003	32164,20	18,10	0,0018	0,0034

⇒ Toutes les flèches sont tolérables.

VIII.3.6) Vérification des zones d'appuis

On suit simplement les mêmes étapes que celles expliquées dans le Paragraphe VIII.2.2) b) b3.

VIII.3.6.1) Appuis de rive
Tableau 65 : Vérification des appuis de rive des poutres

Appui	1e	4w
A_s (cm ²)	3,390	3,390
V_u (kN)	73,98	73,49
(1)	1,70	1,69
condition	vérifiée	vérifié
(2)	322,67	322,67
condition	vérifiée	vérifiée

 VIII.3.6.2) Appuis intermédiaires
Tableau 66 : Vérification des zones d'appuis sur appuis intermédiaires

Appui	2w	2e	3w	3e
A_s (cm ²)	24,15	24,15	24,15	24,15
V_u (kN)	106,29	210,57	210,51	106,61
M_u (kN.m)	244,670	244,670	244,470	244,470
(1)	19,11	21,51	21,49	19,10
Condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
(2)	322,67	322,67	322,67	322,67
Condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

VIII.3.7) Armatures transversales

On va suivre simplement l'organigramme exposée en Annexe V.14.

 VIII.3.7.1) Vérification du béton de l'âme

On va considérer la contrainte conventionnelle τ_u qui correspond à $V_u = 210,57 \text{ kN}$ (section la plus sollicitée en effort tranchant) $\Rightarrow \tau_u = 2,55 \text{ MPa}$

Si on veut prévoir des armatures d'âmes droites ($\alpha = 90^\circ$) en Fissuration Peu Préjudiciable, il faut que $:\tau_u \leq \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

Donc $\tau_u = 2,55 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ il en est de même pour toutes les autres sections \Rightarrow Des armatures d'âmes droites sont suffisantes et le cisaillement du béton de l'âme n'est pas à craindre.

 VIII.3.7.2) Armatures transversales

 ✓ Section minimale d'armatures

➤ L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$s_t \leq \text{Min}\{0,9d ; 40\text{cm}\} \Rightarrow s_t \leq 33,75 \text{ cm}$$

➤ Le diamètre des armatures d'âmes doit vérifier :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 11,43 \text{ mm}$$

On suit le diagramme de calcul de l'effort tranchant en Annexe V.14. Ainsi, on obtient le tableau suivant :

Tableau 67 : Armatures transversales des poutres

Appuis	V _u (kN)	τ _u (Mpa)	τ ₀ (Mpa)	ρ _t	ρ _t min	Φ _t (mm)	S _t calculé (cm)	S _t à prendre (cm)
1e	73,98	0,90	0,65	0,0006	0,0026	8	35,99	15
2w	24,15	0,29	0,65	-0,0009	0,0026	8	-25,20	30
2e	210,57	2,55	0,65	0,0049	0,0026	8	4,70	4
3e	210,51	2,55	0,65	0,0049	0,0026	8	4,70	4
3w	106,61	1,29	0,65	0,0016	0,0026	8	13,89	13
4e	73,49	0,89	0,65	0,0006	0,0026	8	36,87	15

Ainsi, pour la répartition des armatures transversales, un espacement constant St₀ calculé dans le tableau 67 précédent jusqu'à 5h/6 ; et au-delà, on va se baser sur la méthode de CAQUOT pour les répartir.

Le plan de ferrailage est disponible dans l'Annexe VII.

VIII.4) ETUDE D'EXECUTION DES POTEAUX

Puisque le bâtiment est à structures poteaux-poutres de type portiques multiples, les poteaux sont soumis à 2 types de sollicitations :

- effort normal dû à la descente des charges ; celui-ci est considéré comme centré :
- moment de flexion dû aux charges provenant des poutres.

⇒ Ils sont soumis à une flexion composée.

VIII.4.1) Paramètres utiles en flexion composée

VIII.4.1.1) Longueur de flambement et élancement

Pour le cas de bâtiments, la longueur de flambement l_f d'un poteau est 0,7l₀ lorsque celui-ci est, à ses extrémités, soit encasté dans un massif de fondation, soit à des poutres de plancher ;

L'élancement λ d'un poteau vaut :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} l_f}{a} \text{ pour un poteau rectangulaire } a \times b \text{ avec } a \leq b$$

VIII.4.1.2) Excentricités

Les pièces étant comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué. Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle : $e_1 = \frac{M_u G}{N_u}$ par une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$ avec :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \text{ et } e_2 = \frac{3 l_f^2}{10000 h} (2 + \alpha \phi)$$

Expression dans laquelle on désigne par :

✓ α le rapport du moment du premier ordre, qui vaut :

$$\alpha = \frac{M_{perm}}{M_{perm} + M_{expl}} \text{ ou } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) \text{ ou } \alpha = 0,5 \text{ si } M_i = 0$$

✓ ϕ le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, en général $\phi = 2$

Les sollicitations de calcul deviennent : $N_u = \text{inchangé et } M_u = e_{(totale)} \times N_u$

Les poteaux correspondants à [file C] \cap [axe 3] vont être étudiés ils possèdent la descente des charges la plus élevée.

VIII.4.2) Armatures longitudinales

VIII.4.2.1) Selon axe d'inertie maximale

Les sollicitations de calcul pour la section d'inertie maximale sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 68 : Sollicitations de calcul

Niveau	Poteau	Section (cm x cm)	M_u (kN.m)	N_u (kN)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)
R+4	C34	22 x 40	144,40	450,28	105,55	328,90
R+3	C33	22 x 40	74,12	766,45	54,74	558,43
R+2	C32	22 x 40	97,18	1086,58	75,91	791,09
R+1	C31	22 x 40	98,71	1410,64	77,37	1026,77
RDC	C30	22 x 50	85,31	1747,38	68,98	1269,11

a) Excentricités

Le tableau 69 montre les valeurs des différents paramètres aboutissant aux excentricités.

Tableau 69 : Valeurs des excentricités suivant I_{max}

Poteau	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	e_1 (m)	e_a (m)	e_2 (m)	e (m)	M_u (kN.m)
C34	3,100	2,170	34,169	0,880	0,321	0,020	0,013	0,354	159,38
C33	3,100	2,170	34,169	0,973	0,097	0,020	0,014	0,131	100,13
C32	3,100	2,170	34,169	1,465	0,089	0,020	0,017	0,127	137,83
C31	3,100	2,170	34,169	1,495	0,070	0,020	0,018	0,108	151,78
C30	2,750	1,925	30,311	1,755	0,049	0,020	0,012	0,081	141,67

b) Etats de la section

Pour un poteau soumis à une flexion composée avec compression, il existe 2 états possibles pour sa section :

- section partiellement comprimée (SPC) ;
- section entièrement comprimée (SEC).

Après avoir suivi l'organigramme de calcul en flexion composée de l'Annexe V.12, le tableau suivant détermine l'état de chaque section :

Tableau 70 : Etats des sections suivant I_{max}

Poteau	ψ_1	ζ	e_{NC} (m)	ξ	χ	Section
C34	0,3603	0,1533	0,0613			SPC
C33	0,6134	0,1336	0,0534			SPC
C32	0,8695			0,3171	0,4329	SPC
C31	1,1289			0,2690	0,3328	SPC
C30	1,1187			0,1621	0,1768	SEC

c) Dimensionnement des sections partiellement comprimées

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment $M_{u \text{ fictif}}$; on obtient :

- le cas échéant une section d'aciers comprimés A'_s ; en utilisant la formule :
- une section d'aciers tendus A_s fictif

Pour cette étude en flexion simple, les formules suivantes sont utilisées :

$$A'_s = \frac{M_u - 0,371bd^2f_{bc}}{435(d - d')} \text{ et } A_s = A'_{s+} \frac{bdf_{bc}}{881} \text{ avec } d = 0,9h \text{ et } d' = \frac{d}{10}$$

La section réelle d'aciers comprimés est la section trouvée ci-dessus ;

La section réelle d'aciers tendus vaut : $A_s = A_s \text{ fictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$; cette dernière peut être négative, on prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non-fragilité

Tableau 71 : Moments fictifs et aciers fictifs

Poteau	d (m)	d' (m)	$M_u \text{ fictif (kN.m)}$	$A'_s \text{ fictif (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ fictif (cm}^2\text{)}$
C34	0,36	0,036	231,43	5,76	18,53
C33	0,36	0,036	222,76	5,15	17,91
C32	0,36	0,036	311,69	11,46	24,22
C31	0,36	0,036	377,48	16,13	28,89

Tableau 72 : Armatures théoriques des SPC suivant I_{max}

Poteau	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min (cm}^2\text{)}}$	$A_s \text{ retenue (cm}^2\text{)}$
C34	5,76	8,18	0,88	8,18
C33	5,15	0,29	0,88	0,88
C32	11,46	-0,76	0,88	0,88
C31	16,13	-3,54	0,88	0,88

d) Dimensionnement des sections entièrement comprimées

Pour le cas où $0 \leq \chi \leq 0.19$: les aciers inférieurs A_s sont inutiles et les aciers supérieurs A'_s se calculent par :

$$A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi)bhf_{bc}}{\sigma'_s} \text{ avec } \sigma'_s = 435 \text{ Mpa pour FeE500 et } \chi \geq 0,004$$

Tableau 73 : Armatures théoriques de la SEC suivant I_{max}

Poteau	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
C30	10,61	0

VIII.4.2.2) Selon axe d'inertie minimale

Autour de l'axe d'inertie minimale, même s'il n'y a pas de moment de flexion, le risque de flambement existe : on doit donc examiner la section dont la base et la hauteur sont inversées.

On suppose qu'elle est soumise à un moment de flexion ultime $M_u = 0 \Rightarrow e_1 = 0$ mais les autres valeurs ne changent pas. On suit les mêmes étapes de calcul que pour I_{max} .

Tableau 74 : Excentricités suivant I_{min}

Poteau	l_0 (m)	l_r (m)	λ	α	e_1 (m)	e_a (m)	e_2 (m)	e (m)	M_u (kN.m)
C34	3,1	2,17	34,169	0,5	0	0,02	0,019	0,039	17,680
C33	3,1	2,17	34,169	0,5	0	0,02	0,019	0,039	30,094
C32	3,1	2,17	34,169	0,5	0	0,02	0,019	0,039	42,663
C31	3,1	2,17	34,169	0,5	0	0,02	0,019	0,039	55,387
C30	2,75	1,925	30,311	0,5	0	0,02	0,015	0,035	61,437

Tableau 75 : Etats des sections suivant I_{min}

Poteau	ψ_1	ζ	e_{NC} (m)	ξ	χ	Section
C34	0,360	0,1533	0,033726			SPC
C33	0,613	0,1336	0,029392			SPC
C32	0,870			0,178	0,274	SPC
C31	1,129			0,178	0,198	SPC
C30	1,119			0,160	0,173	SEC

Tableau 76 : Moments fictifs et aciers fictifs suivant I_{min}

Poteau	d (m)	d' (m)	M_u fictif (kN.m)	A'_s fictif (cm ²)	A_s fictif (cm ²)
C34	0,198	0,020	57,304	-3,265	9,500
C33	0,198	0,020	97,541	1,926	14,691
C32	0,198	0,020	138,282	7,181	19,947
C31	0,198	0,020	179,523	12,502	25,267

Tableau 77 : Armatures théoriques des SPC

Poteau	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	A_s retenue (cm ²)
C34	-3,27	-0,85	0,88	0,88
C33	1,93	-2,93	0,88	0,88
C32	7,18	-5,03	0,88	0,88
C31	12,50	-7,16	0,88	0,88

Tableau 78 : Armatures théoriques de la SEC

Poteau	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
C30	10,49	0

VIII.4.3) Vérification à l'ELS

Les sollicitations à considérer sont :

- un moment de flexion M_{ser} ;
- et un effort normal N_{ser} ,

⇒ L'excentricité en service vaut: $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Pour la vérification à l'ELS, on va procéder à celle de la section d'inertie maximale.

VIII.4.3.1) Vérification d'une section partiellement comprimée

On suit les étapes suivantes :

- Détermination des paramètres c, p et q :

$$c = \frac{h}{2} - e \text{ avec } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{d - c}{b}$$

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

- Résolution de l'équation du 3^{ème} degré : $z^3 + pz + q = 0$

Pour ce faire, on calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{si } \Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; z = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{si } \Delta < 0 : \varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$z_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) ; z_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) ; z_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3} \right) \text{ avec } \varphi \text{ en radians}$$

- On calcule ensuite $y_{ser} = z + c$ qui représente la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section ; dans le cas où $\Delta < 0$: on choisit parmi z_1, z_2 et z_3 celle qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d$
- On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

- Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{zN_{ser}}{I} y_{ser} \text{ et } \sigma_s = 15 \frac{zN_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_s \geq 0$; sinon on recommence le calcul avec une SPC.

On vérifie enfin que les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles.

Tableau 79 : Vérification à l'ELS pour les SPC

Poteau	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	e (m)	c (m)	p (m ²)	q (m ³)	Δ	y _{ser} (m)	I (m ⁴)	σ _s (Mpa)
C34	5,76	8,18	0,321	-0,121	0,154	0,075	6,18E-03	-0,4254	0,0038	-1,18
C33	5,15	0,88	0,098	0,102	-0,036	-0,001	-6,39E-06	0,0839	0,0002	0,46
C32	11,46	0,88	0,096	0,104	-0,055	-0,002	-2,06E-05	0,0656	0,0002	0,88
C31	16,13	0,88	0,075	0,125	-0,097	-0,007	-8,37E-05	0,0466	0,0001	1,65

On constate que seul le poteau C34 n'est pas vérifié car $\sigma_s < 0$, on va donc procéder à une vérification d'une SEC pour ce poteau.

VIII.4.3.2) Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule respectivement :

- L'aire de section homogène totale :

$$S = bh + 15(A'_s + A_s)$$

- La position du centre de gravité résistant situé à une distance x_G au-dessus du centre de gravité géométrique

$$x_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhx_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - x_G\right)^2 - A_s \left(d - \frac{h}{2} + x_G\right)^2 \right]$$

- Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - x_G) \left(\frac{h}{2} - x_G\right)}{I} \text{ et } \sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - x_G) \left(\frac{h}{2} + x_G\right)}{I}$$

La section est effectivement entièrement comprimée si ces 2 contraintes sont positives, sinon on recommence le calcul avec une SPC.

Tableau 80 : Vérification à l'ELS pour les SEC

Poteau	S (m2)	x_G (m)	I (m4)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	condition
C34	0,1102	-0,0050	0,0011	14,58	5,37	vérifiée
C30	0,1416	0,0316	0,0029	13,72	2,82	vérifiée

On ignore si e_a (défaut de réalisation) et e_2 (risque de flambement) peuvent s'appliquer dans un sens ou dans l'autre, on placera donc des armatures symétriques sur la grande face.

En définitif, les sections d'aciers qu'on va adopter pour chaque poteau sont données dans le tableau suivant :

Tableau 81 : Armatures longitudinales des poteaux

Poteau	Petite face				Grande face			
	A'_s (cm ²)	A'_s réelle (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s réelle (cm ²)	A'_s (cm ²)	A'_s réelle (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s réelle (cm ²)
C34	5,76	3T16	8,18	2T20+1T16	0,00		0,88	
		6,03		8,29				
C33	5,15	3T16	0,88	2T10	1,93	3T10	0,88	3T10
		6,03		2,35		2,35		2,35
C32	11,46	2T25+1T16	0,88	2T10	7,18	4T16	0,88	4T16
		11,83		2,35		14,01		14,01
C31	16,13	2T25+2T20	0,88	2T10	12,50	4T20	0,88	4T20
		16,10		2,35		8,04		8,04
C30	10,61	3T16+3T14	0,00		10,49	2T16+4T14	0,00	
		10,65				10,20		

VIII.4.4) Armatures transversales

Elles se déterminent par des règles forfaitaires.

VIII.4.4.1) Diamètre

Il est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers des armatures longitudinales qu'elles maintiennent :

$$\frac{\phi_l}{3} \leq \phi_t \leq 12mm$$

VIII.4.4.2) Espacement

Pour un poteau, les espacements des armatures d'âmes sont constants le long de la longueur, et ils doivent respecter la condition suivante :

$$S_t \leq \text{Min}\{15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10\} \text{ avec } a \text{ la plus petite dimension de la section}$$

Tableau 82 : Armatures transversales des poutres

Poteau	$\Phi_{l \max}$ (mm)	$\Phi_l/3$ (mm)	15 Φ_l (cm)	a+10 (cm)	Φ_t (mm)	S_t (cm)
C34	16	5,33	24	32	6	20
C33	16	5,33	24	32	6	20
C32	25	8,33	37,5	32	10	30
C31	25	8,33	37,5	32	10	30
C30	25	8,33	37,5	32	10	30

Le plan de ferrailage est disponible dans l'Annexe VII

CHAPITRE IX: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1) ENVIRONNEMENT DU SITE

Les études géotechniques et les reconnaissances du terrain ont été faites par le LABORATOIRE GRACCHUS OCEAN INDIEN. On va exploiter les résultats obtenus à partir de leurs études.

IX.1.1) Contexte topographique

En général, le terrain est plat, il ne représente aucune dénivellation. Mais celui-ci a été récemment déblayé.

IX.1.2) Travaux de reconnaissance

Les travaux de reconnaissance ont été menés à partir des sondages suivants :

- 11 sondages au pénétromètre dynamique notés Pd1 à Pd11 ;
- 11 sondages au pressiomètre Ménard notés Pr1 à Pr11.

Le plan d'implantation situant les emplacements des différents points de sondage peut être consulté dans l'Annexe VI.1.

IX.1.3) Résultats des sondages effectués

IX.1.3.1) Pénétrogrammes

Les résultats des sondages au pénétromètre dynamique sont tracés sous forme de diagrammes (pénétrogrammes) donnant en abscisse la résistance dynamique de pointe q_d du sol en fonction de la profondeur du sol (en ordonnées).

L'examen des pénétrogrammes permet de constater des valeurs de résistance dynamique de pointe q_d du sol verticalement hétérogènes. 2 horizons de résistance peuvent être mis en évidence :

- horizon 1 : de 0,00 m à 7,00 m de profondeur par rapport au zéro sondeur : q_d varie de 2 à 4 MPa caractérisant une couche très faiblement à moyennement résistante;
- horizon 2 : de 7 m jusqu'à la profondeur d'essai, q_d varie et est supérieure 4 MPa, croît légèrement jusqu'au refus pénétrométrique, caractérisant une couche de résistance forte à très forte.

Un échantillon de courbe pénétrométrique est disponible dans l'Annexe VI.2

IX.1.3.2) Coupes du sol

Les sondages à la tarière manuelle préalables aux essais pressiométriques ont donné les coupes suivantes :

- de 0 à 4,50 m de profondeur par rapport au zéro sondeur, le sol est constitué d'une Argile limoneuse sableuse rosâtre;
 - au-delà de 4,50 à m, la variation est de l'Argile limoneuse rougeâtre à roche décomposée
- Pendant les essais de sondage (Mois d'Aout 2013), la nappe phréatique n'a pas été décelée.

IX.1.3.3) Paramètres pressiométriques

Un extrait de courbe pressiométrique est disponible dans l'Annexe V.3.

IX.1.3.4) Profil géotechnique

La corrélation des résultats des sondages pénétrométriques, de la coupe du sol et des paramètres pressiométriques permet de dresser le profil géotechnique du site:

Tableau 83 : Profil géotechnique du site

Profondeur (m)	Nature du sol	Résistance de pointe q_d (MPa)	Module pressiométrique E (MPa)	Pression limite P_1 (Mpa)	Observation
0 à 4,50	Argile-limoneuse-sableuse	2,00 à 4,00	0,99 à 15,50	0,03 à 0,80	Pas de nappe
> 4 ,50	Roche décomposée jaunâtre	4,00 à 5,00	10 à 20,30	0,43 à 1,89	

Le calcul de la fondation a été fait suivant les règles de DTU 13.2 et DTU 13.12.

IX.2) TYPE DE FONDATIONS ENVISAGEES

Compte tenu de tous les résultats de l'analyse du sol et de la descente des charges, les 3 possibilités suivantes peuvent être envisagées:

- fondation semi-profonde ou puits ;
- fondation en radier général ;
- fondation en semelle filante sur matelas de substitution

⇒Choix de la fondation

La fondation semi-profonde ou puits est choisie puisque la couche superficielle présente une résistance insuffisante et le sol résistant ne se trouve qu'à 5 m de profondeur, idéale pour un puits. De plus, les charges sont assez élevées

IX.3) ETUDE DE LA FONDATION

L'ensemble suivant constitue la fondation du bâtiment : des puits reliés par des longrines et surmontés de semelles isolées sous poteaux.

IX.3.1) Dimensionnement des puits

Les puits situés au-dessous des poteaux de la file du portique C vont être étudiés.

IX.3.1.1) Matériaux

- Ciment CEM I 42,5
- Béton dosage Q250 avec $f_{c28} = 16 \text{ MPa}$
- Pour le béton : $\gamma_b = 1,5$ et pour l'acier : $\gamma_s = 1,15$

IX.3.1.2) Prescriptions pour les dimensions d'un puits

- Les puits de section circulaire ont des diamètres supérieurs à 1,20 m. Les puits de section quelconque (rectangulaire, oblongue, en fer à cheval, etc.) ont une largeur minimale de 0,80 m et une section minimale de $1,1 \text{ m}^2$;
- la profondeur ne dépasse guère 8 m ;
- la distance entre-axes varie de 4 m à 8 m ;
- la base des puits s'encastre de 20 cm à 50 cm dans le sol jugé résistant ;

IX.3.1.3) Prédimensionnement

Si D est la profondeur d'ancrage et B est le diamètre du puits cylindrique alors : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$

Le sol résistant se trouve à 7 m de profondeur et on choisit un encastrement de 30 cm dans le sol résistant ; donc $D = 7,30 \text{ m} \Rightarrow 0,73 \text{ m} \leq B \leq 1,83 \text{ m}$

Soit f_c la résistance conventionnelle du béton : $f_c = \frac{f_{c28}}{1,2} = 13,33 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_c = 8 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : contrainte de compression du béton telle que : $\sigma_{bc} = \frac{N}{S} = \frac{4N}{\pi B^2}$

Avec N : charge venant de la descente des charges à l'ELS et S la section du puits.

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{4N}{\pi \overline{\sigma}_{bc}}}$$

Le tableau 84 montre les diamètres des puits retenus.

Tableau 84 : Diamètres des puits

Poteaux	N _{ELS} (kN)	B _{min} (m)	B (m)
C1	944,14	0,39	1,30
C2	2080,89	0,58	1,30
C3	1581,82	0,50	1,30
C4	925,56	0,38	1,30

IX.3.1.4) Capacité portante du puits

La charge N à l'ELS venant de la superstructure est équilibrée par :

- la résultante de la force de frottement latéral Q_s dans les couches jugées résistantes
- la résistance de pointe Q_P s'exerçant sous la base de la fondation

la contrainte admissible du puits est la somme de ces 2 termes affectés de coefficients réducteurs :

$$q_{adm} = 0,33 Q_P + 0,5 Q_S \text{ à l'ELS}$$

Et la force portante du puits est :

$$Q_{adm} = q_{adm} S$$

Les résultats du point de sondage Pr4 à l'Annexe V.3 vont être exploités car c'est celui situé le plus près du poteau possédant la plus grande descente des charges.

a) Résistance de pointe

Le calcul du terme de pointe se fait par application de la formule semi-empirique suivante

$$q_p - q_0 = k(p_{le} - p_0)$$

Où :

- p_0 et q_0 sont des pressions horizontales et verticales des terres au niveau considéré, termes qui sont négligés
- p_{le} : pression milite équivalente telle que :

$$p_{le} = \sqrt[3]{p_{l1}p_{l2}p_{l3}}$$

✓ p_{l1} : pression limite à 1 m au-dessus pointe du pieu (la base du puits)

✓ p_{l2} : pression limite au niveau de la pointe du pieu (la base du puits)

✓ p_{l3} : pression limite à 1 m au-dessous pointe du pieu (la base du puits)

Calcul

- $p_{l1} = 1,16$ MPa, $p_{l2} = 1,47$ Mpa et $p_{l3} = 2,41$ MPa $\Rightarrow p_{le} = 1,60$ MPa
- Pour déterminer k, il faut déterminer la catégorie de sol et le rapport H_e / R et ensuite lire sa valeur sur l'abaque de l'Annexe VI.9



✓ Le puits s'ancre à 7,30 m $\Rightarrow p_1 = 1,47 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Sol de catégorie 2 d'après le tableau de l'Annexe VI.6

✓ Le rapport H_e/R (encastrement relatif de la fondation) est tel que :

H_e : longueur de la fondation pour un sol homogène

R : demi-dimension transversale

$H_e = 7,3 \text{ m}$; $R = 0,65 \text{ m}$ (demi-diamètre du puits) donc $H_e/R = 11,23$

D'où $k = 1,6$ (par lecture sur abaque de l'Annexe VI.9)

Ainsi : $Q_p = 1,6 \times 1,60 = 2,56 \text{ MPa}$

b) Frottement latéral

Le frottement latéral total mobilisable à la rupture est donné par la formule :

$$Q_s = p \sum_i^n h_i q_{si}$$

Avec ;

- p : périmètre du puits
- h_i : épaisseur de la couche i ($h_i = D$ pour la couche d'ancrage)
- q_{si} : frottement latéral unitaire de la couche
- n : nombre de couches traversées ou atteinte par le pieu ou puits

Ainsi:

- $p = 3,14 \text{ m}$
- $h_i = D = 7,3 \text{ m}$
- $n = 1$ car on constate que jusqu'à 7 m, il n'y a que de l'argile
- $q_s = 80 \text{ kPa} = 0,08 \text{ MPa}$ après lecture sur abaque de l'Annexe VI.9

Ainsi : $Q_s = 3,14 \times 7,3 \times 0,08 = 1,83 \text{ MPa}$

c) Capacité portante du puits

Ainsi, $q_{adm} = 0,33 \times 2,56 + 0,5 \times 1,83 = 1,76 \text{ MPa}$

Et $Q_{adm} = 1,76 \times 1,33 = 2,34 \text{ MN} = 2340 \text{ kN}$

\Rightarrow Cette valeur est supérieure aux descentes des charges (Cf. Tableau 84) dont la valeur maximale est 2080,89 kN. Donc le puits possède une capacité portante suffisante.

IX.3.2) Dimensionnement des semelles

IX.3.2.1) Matériaux

- Fissuration Préjudiciable avec enrobage $c = 5 \text{ cm}$
- Ciment CEM I 42,5
- Béton dosage Q350 avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Aciers HA FeE500 avec $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Pour le béton : $\gamma_b = 1,5$ et pour l'acier : $\gamma_s = 1,15$

IX.3.2.2) Prédimensionnement

La figure suivante illustre les dimensions à considérer pour une semelle isolée rectangulaire sous poteau rectangulaire

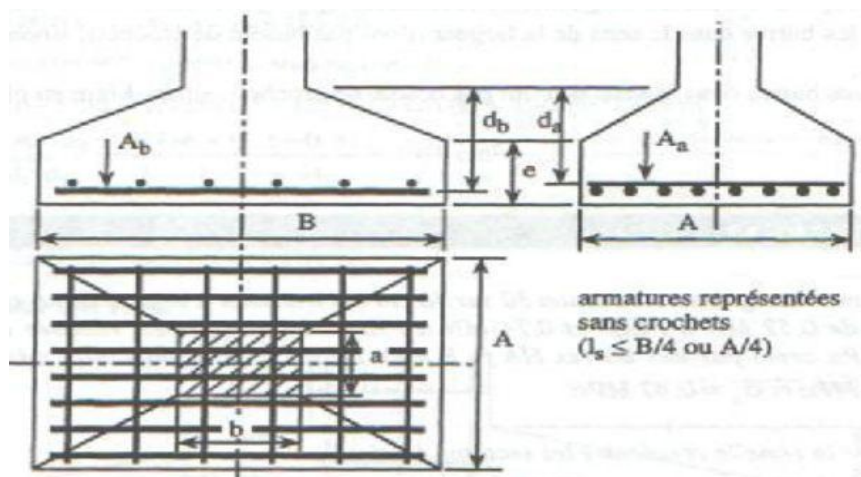


Figure 26 : Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire

a) Largeur et longueur de la semelle

- Il faut que la semelle et le poteau aient des dimensions homothétiques, c'est-à-dire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

- Sachant aussi que la semelle rectangulaire repose sur le puits cylindrique, alors il faut que les côtés de la semelle soient inscrits dans le cercle servant de base au puits, c'est-à-dire :

$$D^2 = A^2 + B^2$$

⇒ Ces 2 relations impliquent :

$$A = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{b}{a}\right)^2}} \text{ et } B = \frac{D}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{b}\right)^2}}$$

b) Hauteur totale de la semelle

La condition de rigidité de la semelle s'écrit :

$$\begin{cases} \frac{A-a}{4} < d < A-a \\ \frac{B-b}{4} < d < B-b \end{cases} \quad \text{ou simplement} \quad \frac{B-b}{4} < d < A-a$$

Tableau 85 : Dimensions des semelles isolées

Poteaux	a (cm)	b (cm)	A (cm)	B (cm)	(B-b)/4 (cm)	A-a (cm)	d (cm)	h (cm)
C1	22	50	52,36	118,99	17,25	30,36	30	35
C2	22	50	52,36	118,99	17,25	30,36	30	35
C3	22	50	52,36	118,99	17,25	30,36	30	35
C4	22	50	52,36	118,99	17,25	30,36	30	35

On va choisir $e = 20$ cm et donc le gousset a une hauteur de $e' = 15$ cm puisque $h = e + e'$.

IX.3.2.3) Vérifications**a) Vérification au poinçonnement**

La charge totale Q transmise au sol est la somme de la charge totale N venant de la superstructure, du poids propre Q_{semelle} de la semelle et du poids propre du puits Q_{puits} .

Tableau 86 : Charge totale transmise au sol

Poteaux	N ELS (kN)	Q semelle (kN)	Q puits (kN)	Q (kN)
C1	944,14	4,13	53,29	1001,56
C2	2080,89	4,13	53,29	2138,31
C3	1581,82	4,13	53,29	1639,24
C4	925,56	4,13	53,29	982,98

⇒ La capacité portante du puits qui est égale à 2340 kN est supérieure à la charge transmise au sol, donc le poinçonnement n'est pas à craindre.

b) Vérification au tassement

Le tassement au niveau de la semelle C2 va être calculé car c'est la plus sollicitée. Elle se trouve au même niveau de point de sondage Pr4 donc les paramètres pressiométriques de ce point de sondage vont être utilisés.

Le tassement va être évalué à partir des essais pressiométriques.

Le tassement final S est la somme de 2 termes :

$$S = S_c + S_d$$

Avec :

- S_c : tassement dit de consolidation tel que :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B$$

- S_d : tassement dit déviatorique tel que :

$$S_d = \frac{\alpha}{9E_d} (\sigma - \gamma D) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

- α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol, dont les valeurs peuvent être consultées en Annexe VI.4
- σ : composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'ELS
- γ : poids volumique du sol
- D : encastrement de la semelle isolée
- B_0 : largeur de référence qui est prise égale à 0,6 m
- λ_c et λ_d ; coefficients de forme, fonction du rapport L/B , dont les valeurs peuvent être consultées en Annexe VI.5
- E_c et E_d : modules pressiométriques correspondants respectivement à S_c et S_d

Pour déterminer E_c et E_d , le sol est découpé en couches successives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16, comme illustré sur la figure 27.

Alors :

$$E_c = E_1$$

E_d est donnée par la formule :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,8}} + \frac{1}{E_{9,16}}$$

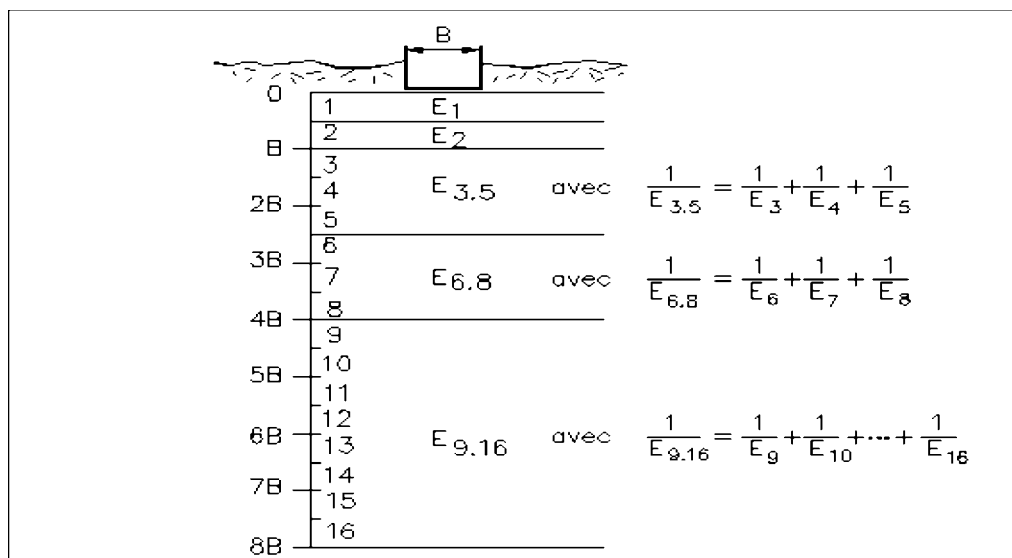


Figure 27 : Méthode de détermination des modules pressiométriques de calcul

b1) Détermination de différents paramètres utiles

- $B = 0,52$ m et $L = 1,19$ m
- $\alpha = 1$ car la base de la semelle s'ancre dans de l'argile et $E/Pl > 16$ (Cf. Annexe VI.4)
- $D = 1$ m
- σ est tel que $\sigma = \frac{N_{ELS}}{S} \Rightarrow \sigma = \frac{2.089}{1,19 \times 0,52} = 3,37$ Mpa (pour la semelle sous poteau C2)
- $\gamma = 18$ kN/m³ (poids volumique de l'argile)
- $\lambda_c = 1,22$ et $\lambda_d = 1,55$ pour $L/B = 2,27$ et après interpolation (Cf. Annexe VI.5)
- Pour déterminer E_c et E_d , on va exploiter les valeurs des modules pressiométriques qu'on peut lire dans la courbe pressiométrique de l'Annexe VI.3 et on peut établir le tableau suivant.

La valeur $0,5B = 1,26$ m signifie que pour la 1^{ère} demi-couche, l'épaisseur est telle que $e = 0,52 / 2 = 0,26$ m, mais se trouve à la base de l'ancrage, c'est-à-dire à 1 m, d'où la valeur 1,26 m.

Tableau 87 : Valeurs de modules pressiométriques de calcul

0,5B	1,26	E1	14,75	E₁	14,75
B	1,52	E2	14	E₂	14
1,5B	1,79	E3	12	E_{3 5}	10,71
2B	2,05	E4	10,09		
2,5B	2,31	E5	10,25		
3B	2,57	E6	10,5	E_{6 8}	10,71
3,5B	2,83	E7	10,75		
4B	3,09	E8	11,02		
4,5B	3,36	E9	10,85	E_{9 16}	11,11
5B	3,62	E10	10,75		
5,5B	3,88	E11	10,75		
6B	4,14	E12	10,65		
6,5B	4,40	E13	10,75		
7B	4,66	E14	11		
7,5B	4,93	E15	11,5		
8B	5,19	E16	13		

Ainsi, en utilisant les formules ci-dessus, on trouve $E_c = 14,75$ MPa et $E_d = 12,55$ MPa

b2) Valeurs des tassements

- Après calcul, on trouve : $S_c = 0,016$ m et $S_D = 0,024$ m soit $S = 0,040$ m = 4 cm.
- Or, pour une semelle isolée reposant sur de l'argile, le tassement admissible est $S_{adm} = 6$ cm (Cf. Annexe VI.7)

⇒ Le tassement n'est pas à craindre

c) Vérification de la compression du puits

Il s'agit de vérifier la capacité portante du béton à la compression car le puits est soumis à la compression simple.

Soit N_{uc} la capacité portante à la compression du puits, on a la relation :

$$N_{uc} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

En supposant que le puits n'est pas armé, c'est-à-dire $A = 0$, l'effort de compression est alors supporté en totalité par le béton seul.

Soit B_r la section de béton réduite de 1 cm d'épaisseur sur toute la périphérie, on a :

$$B_r = \pi \frac{(B - 0,02)^2}{4} = 0,75 \text{ m}^2 \text{ avec } B = 1 \text{ m}$$

α : coefficient réducteur fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right)} \text{ si } \lambda \leq 50 \text{ et } \lambda = \frac{4l_f}{B}$$

$l_f = 0,5 D = 3,65 \text{ m}$ avec $D = 7,3 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 11,23 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,86$

$\Rightarrow N_{uc} = 13230,23 \text{ kN} > N_u$ donc il n'y a pas de risque à la compression, les puits résistent et on n'a pas besoin d'aciers comprimés. Cependant, on mettra des armatures d'attente en tête de puits.

IX.3.2.4) Ferraillage

Les semelles jouent le rôle d'intermédiaire entre les poteaux et les puits. Elles ont des sections rectangulaires.

a) Armatures

Soit P_u la charge transmise au pied du poteau à l'ELU, c'est-à-dire $P_u = N_u$

Par la méthode de bielles comprimées, les formules suivantes sont utilisées :

$$A_a = \frac{P_u(A - a)}{8d_a \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_b = \frac{P_u(B - b)}{8d_b \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec A_a et A_b les sections d'armatures respectivement relatives aux côtés A et b de la semelle

Tableau 88 : Armatures des semelles isolées

P_u (kN)	A_a (cm ²)	A_a réelle (cm ²)		A_b (cm ²)	A_b réelle (cm ²)	
1291,44	4,03	5T10	3,92	9,15	6T14	9,24
2862,92	8,92	8T12	9,04	18,93	6T20	18,85
2185,70	6,81	6T12	6,78	14,45	5T20	15,71
1266,38	3,95	5T10	3,92	8,37	6T14	9,24

b) Longueur des barres

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, il faut calculer la longueur de scellement l_s telle que :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28}$$

Avec $\psi = 1,5$ pour les barres HA

Tableau 89 : Longueur de scellement des barres

Diamètres des aciers	Φ10	Φ12	Φ14	Φ20
l_s (cm)	44,09	52,91	61,73	88,18

On a : $\frac{A}{4} = \frac{53}{4} = 13,09 \text{ cm} < 44,09 \text{ cm} \Rightarrow$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporte des ancrages courbes.

La longueur des barres est donc :

$$L_A = (A - 2e) + 2 \times 5\phi \text{ et } L_B = (B - 2e) + 2 \times 5\phi$$

e étant l'enrobage

Tableau 90 : Longueurs des barres

Poteaux	A (cm)	B (cm)	L_A (cm)	L_B (cm)
C1	53,00	119,00	53	121
C2	53,00	119,00	55	123
C3	53,00	119,00	55	123
C4	53,00	119,00	53	121

IX.3.3) Dimensionnement des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier transversalement et longitudinalement les semelles et d'équilibrer les moments venant des poteaux pour que les semelles ne travaillent qu'en compression centrée.

Les longrines de la file C vont être étudiées. Elles ont des dimensions 25 cm x 45 cm (définies préalablement)

On suppose qu'elles ne reposent pas directement sur le sol. Donc, le dimensionnement des armatures se ramènent au calcul en flexion simple.

IX.3.3.1) Sollicitations

Pour calculer les sollicitations dans les longrines, on suppose que le moment dû à la superstructure se répartit proportionnellement à la raideur de l'élément.

$$M_G = \frac{\frac{I_G}{l_G}}{\frac{I_G}{l_G} + \frac{I_D}{l_D}} M \text{ pour poutre de gauche}$$

$$M_D = \frac{\frac{I_D}{l_D}}{\frac{I_G}{l_G} + \frac{I_D}{l_D}} M \text{ pour poutre de droite}$$

Dans lesquelles :

M_g et M_d : moments respectivement que les longrines à gauche et à droite du poteau doivent équilibrer ;

M : moment transmis par le poteau considéré (moment obtenu en consultant la courbe enveloppe) ;

I_g et I_d : moments d'inertie des longrines respectivement à gauche et à droite du poteau ;

l_g et l_d : longueurs des longrines respectivement à gauche et à droite du poteau considéré.

Les moments dus aux charges permanentes sont :

En travée : $M_t = 0,8M_0$

Aux appuis : $M_a = 0,5M_0$

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ le moment isostatique de la longrine supposée isolée et s'appuyant simplement.

q : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la longrine : $q = 25 \times 0,25 \times 0,45 = 2,81 \text{ kN/m}$

Les 2 tableaux suivants représentent les moments fléchissants des longrines respectivement à l'ELU et à l'ELS

Tableau 91 : Moments fléchissants des longrines à l'ELU

Travée	12		23		34	
	1	2	2	3	3	4
L (m)	4,42		7,44		4,32	
b (m)	0,25		0,25		0,25	
h (m)	0,45		0,45		0,45	
I (m⁴)	0,00190		0,00190		0,00190	
I/L (m³)	0,00043		0,00026		0,00044	
M (kN.m)	95,44	128,89	128,89	129,48	129,48	95,45
M_g et M_d (kN.m)	95,44	80,86	48,03	47,56	81,92	95,45
M₀ (kN.m)	6,86		19,44		6,56	
M_t (kN.m)	5,49		15,55		5,24	
M_a (kN.m)	3,43	3,43	9,72	9,72	3,28	3,28
M_a total (kN.m)	98,87	84,29	57,76	57,29	85,19	98,73

Tableau 92 : Moments fléchissants des longrines à l'ELS

Travée	12		23		34	
Appui	1	2	2	3	3	4
L (m)	4,42		7,44		4,32	
b (m)	0,25		0,25		0,25	
h (m)	0,45		0,45		0,45	
I (m⁴)	0,00190		0,00190		0,00190	
I/L (m³)	0,00043		0,00026		0,00044	
M (kNm)	72,89	97,08	97,08	97,52	97,52	72,91
M_g et M_d (kNm)	72,89	60,90	36,18	35,82	61,70	72,91
M₀ (kNm)	6,86		19,44		6,56	
M_t (kNm)	5,49		15,55		5,24	
M_a (kNm)	3,43	3,43	9,72	9,72	3,28	3,28
M_a total (kNm)	76,32	64,33	45,90	45,55	64,97	76,19

IX.3.3.2) Ferrailage

a) *Armatures longitudinales*

Elles se calculent comme des poutres soumises à une flexion simple, donc on suit la méthode du Paragraphe VIII.1.3

Tableau 93 : Armatures longitudinales des longrines en travée

Travée	1	2	3
M_u (kN.m)	5,49	15,55	5,24
μ_u	0,010	0,027	0,009
cas	SSA	SSA	SSA
β_u tableau I	0,0102	0,02878	0,0092
A_s (cm²)	0,33	0,94	0,30
A_s min (cm²)	1,125	1,125	1,125
A_s retenue (cm²)	1,125	1,125	1,125
A_s réelle (cm²)	3T8	3T8	3T8
	1,5	1,5	1,5

Tableau 94 : Armatures longitudinales des longrines aux appuis

Appuis	1	2	3	4
M_u (kN.m)	98,87	84,29	85,19	98,73
μ_u	0,174	0,148	0,150	0,174
cas	SSA	SSA	SSA	SSA
β_u tableau I	0,1932	0,1617	0,1641	0,1932
A_s (cm²)	6,31	5,28	5,36	6,31
A_s min (cm²)	1,125	1,125	1,125	1,125
A_s retenue (cm²)	6,31	5,28	5,36	6,31
A_s réelle (cm²)	3T16	3T16	3T16	3T16
	6,03	6,03	6,03	6,03

b) Vérification à l'ELS

Comme la section est rectangulaire, on peut effectuer des vérifications rapides à l'ELS.

Les 2 tableaux suivants peuvent tout de suite être établis.

Tableau 95 : Vérification rapide des longrines à l'ELS en travée

Travée	1	2	3
$\mu_{ser\ lim}$	0,0063	0,0094	0,0063
$M_{ser\ lim}$ (kN.m)	6,3	9,4	6,3
M_{ser} (kN.m)	5,49	15,55	5,24
$M_{ser} < M_{ser\ lim}$	vérifié	non vérifié	vérifié

Tableau 96 : Vérification rapide des longrines à l'ELS aux appuis

Appui	1	2	3	4
$\mu_{ser\ lim}$	0,0541	0,0474	0,0474	0,0541
$M_{ser\ lim}$ (kN.m)	54,1	47,4	47,4	54,1
M_{ser} (kN.m)	76,32	64,33	64,97	76,19
$M_{ser} < M_{ser\ lim}$	non vérifié	non vérifié	non vérifié	non vérifié

c) Redimensionnement à l'ELS

Pour les sections qui ne sont pas vérifiées à l'ELS, il faut faire un redimensionnement en tenant compte de la condition la plus défavorable : la condition sur l'acier ou la condition sur le béton (dépend de la valeur de μ_{lim}).

Les μ_{lim} ici correspondent toutes à la condition sur l'acier la plus défavorable.

Tableau 97 : Redimensionnement à l'ELS en travée

Travée	u	α	A_s (cm ²)	A_s réelle (cm ²)
1	0,047	0,2053	1,77	3T10 2,35

Tableau 98 : Redimensionnement à l'ELS aux appuis

Appuis	1	2	3	4
u	0,23	0,19	0,19	0,23
α	0,39	0,37	0,37	0,39
A_s (cm ²)	8,31	7,24	7,24	8,31
A_s réelle (cm ²)	3T20	2T20+1T16	2T20+1T16	3T20
	9,42	8,29	8,29	9,42

CHAPITRE X: ETUDE DU SECOND ŒUVRE

X.1) ELECTRICITE

X.1.1) Installations électriques

Une installation électrique doit assurer les fonctions suivantes :

X.1.1.1) Protection des personnes :

On protège les personnes contre les courants de fuite dus aux fils conducteurs dénudés et touchant les parties métalliques extérieures un appareil.

Le circuit de protection est la prise de terre qui est un dispositif passif. Une seule prise de terre sera suffisante pour toutes les prises murales du bâtiment. La prise de terre est connectée à chaque prise murale par un conducteur jaune rayé vert qui est à son tour relié à la prise mâle.

X.1.1.2) Protection du bâtiment :

Elle se fait au moyen de l'installation d'un paratonnerre. C'est un dispositif qui capte la foudre et guide le courant dans le sol par l'intermédiaire d'une prise de terre indépendante de la prise de terre destinée à la protection des personnes.

X.1.1.3) Protection des circuits électriques contre les surintensités :

2 types d'appareillage existent pour protéger les circuits des surintensités (surcharges et court-circuit) qui sont tous des dispositifs bipolaires :

- un disjoncteur divisionnaire ;
- un coupe-circuit à cartouche fusible.

Le disjoncteur divisionnaire est choisi car il permet un repérage aisé en cas d'accident.

X.1.2) Eclairagisme

On va installer principalement des tubes fluorescents comme types de lampes car ils sont économiques ; ils ont une durée de vie très élevée (jusqu'à 4000 heures), ils permettent de réaliser des éclairagements élevés et il est possible de choisir la teinte la mieux adaptée. Le tableau suivant illustre les caractéristiques des principales lampes à néon existantes:

Tableau 99 : Caractéristiques des différents types de lampes à néon

Longueur (mm)	Puissance (W)	Flux (lm)
360	8	450
590	18	1150
1200	36	3000
1500	58	4800

Pour l'établissement de l'avant-projet d'éclairage, on va suivre les étapes suivantes :

X.1.2.1) 1^{ère} étape :

On détermine l'indice du local K en fonction des dimensions du local et du système d'éclairage que l'on veut avoir : direct, semi-direct ou mixte, indirect. Elle est donnée par la formule :

$$K = \frac{a b}{h (a + b)} \text{ pour un éclairage direct et mixte}$$

Avec : a et b : côtés du local

h : hauteur des luminaires au-dessus du plan utile telle que $h = h_o - 0.85 m$

et h_o : hauteur plancher-plancher du local

X.1.2.2) 2^{ème} étape :

On détermine les facteurs de réflexion ou réflectances des murs et des plafonds en fonction des peintures et des matériaux utilisés.

Tableau 100 : Réflectances selon la teinte de la peinture

Teinte	Plafond	Mur
Clair	$\geq 70 \%$	$\geq 50 \%$
Moyen	50 %	30 %
Sombre	$< 30 \%$	$< 10 \%$

On va choisir pour le plafond un teint clair de 70 % de réflectance et pour les murs un teint clair de 50 % de réflectance.

X.1.2.3) 3^{ème} étape :

On lit la valeur de l'utilance U sur les tableaux d'utilance dans l'Annexe VIII.1, U est en fonction de K, de la classe de luminaires choisie et de l'indice de suspension J.

- Les luminaires sont répartis en 20 classes photométriques, variant de la classe A à T, en fonction de la répartition des intensités lumineuses dans l'espace. On va opter pour le système d'éclairage direct intensif de classe E.
- On ne prend en général que 2 valeurs de J :
 - ✓ $J = 0$ pour une lampe fixée (accolée) au plafond ;
 - ✓ $J = 1/3$ pour une lampe présentant une distance par rapport au plafond.

Toutes les lampes installées sont accolées au plafond donc $J = 0$

X.1.2.4) 4^{ème} étape :

On choisit l'indice de dépréciation d dont les valeurs peuvent être les suivantes : 1,2-1,3-1,5 ; d est fonction des conditions d'environnement. On se trouve dans un environnement normal donc on va choisir $d=1,3$;

X.1.2.5) 5^{ème} étape :

On choisit l'éclairement E en lux (lx) qui dépend de la catégorie ou de l'usage du bâtiment et du type de local correspondant à cet usage. Dans le tableau suivant sont donnés les éclairagements moyens en service :

Tableau 101 : Eclairagements moyens selon le type de local

Local	Eclairement moyen recommandé (lx)
Bureau	300 à 500
Chambre	200
Cuisine	100 à 200
Toilettes, douche	100
Salle de séjour	300
Couloirs, escaliers selon locaux desservis	100 à 300
Parking intérieur	200

X.1.2.6) 6^{ème} étape :

On calcule le flux lumineux total F en lumen (lm) à l'aide de la formule suivante :

$$F = \frac{E \times S \times d}{\eta \times U}$$

Avec : S : surface du local considéré tel que $S = a \times b$

η : rendement, qui dépend de la classe de luminaire choisie et du type de réflecteur, variant de 0 à 1. On va prendre une valeur moyenne de 0,5

X.1.2.7) 7^{ème} étape :

On calcule le nombre de lampes N nécessaires pour chaque salle par la formule :

$$N = \frac{F}{f}$$

Avec : f : flux lumineux par source en lm

Après avoir suivi toutes ces étapes, les tableaux 102, 103 et 104 montrent les nombres des luminaires à installer respectivement au RDC, au 1^{er} étage et aux 3 derniers étages

Tableau 102 : Nombre de luminaires du RDC

Local	a (m)	b(m)	h(m)	K	U	E (lx)	S (m ²)	F (lm)	f (lm)	N
Hall d'entrée	2,22	1,45	1,90	0,46	0,44	100	3,22	1902,73	3000	1
Parking	16,08	12,24	1,90	3,66	0,94	200	196,70	108812,77	4800	23
Escalier	1,2	6,18	1,90	0,53	0,44	100	7,42	4384,55	4800	1

Tableau 103 : Nombre de luminaires des locaux du 1^{er} étage

Local	a (m)	b(m)	h(m)	K	U	E (lx)	S (m ²)	F (lm)	f (lm)	N
Hall	2,45	3,76	2,25	0,66	0,44	100	9,21	5442,27	4800	1
Dégagement	1,30	11,46	2,25	0,52	0,44	200	14,90	17609,09	4800	4
Bureau 1	3,90	9,07	2,25	1,21	0,68	300	35,38	40582,94	4800	9
Bureau 2	7,20	10,85	2,25	1,92	0,81	300	78,11	75217,04	4800	16
Toilette	1,72	2,85	2,25	0,48	0,44	100	4,91	2901,36	3000	1
Kitchenette	1,40	2,14	2,25	0,38	0,44	100	3,00	1772,73	1150	2
Télécom room	1,72	2,41	2,25	0,45	0,44	100	4,15	2452,27	1150	2
Archives	1,72	1,54	2,25	0,36	0,44	100	2,65	1565,91	1150	1

Tableau 104 : Nombre de luminaires des locaux du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage

Local	a (m)	b(m)	h(m)	K	U	E (lx)	S (m ²)	F (lm)	f (lm)	N
Dégagement	1,10	8,12	2,25	0,43	0,44	200	8,93	10553,64	4800	2
Séjour	6,11	4,84	2,25	1,20	0,68	300	29,58	33930,00	4800	7
Chambre 1	4,74	3,08	2,25	0,83	0,53	200	14,61	14334,34	4800	3
Chambre 2	4,80	3,15	2,25	0,85	0,53	200	15,14	14854,34	4800	3
Toilette	1,20	4,09	2,25	0,41	0,44	100	4,91	2901,36	3000	1
Cuisine	1,71	6,53	2,25	0,60	0,44	100	11,17	6600,45	3000	2
Buanderie	1,20	2,01	2,25	0,33	0,44	100	2,41	1424,09	1150	1
Douche	2,20	2,55	2,25	0,52	0,44	100	5,61	3315,00	3000	1
Escalier	2,98	3,31	2,25	0,70	0,44	100	9,86	5826,36	3000	2

X.2) ASSAINISSEMENT

X.2.1) Notions générales

C'est l'ensemble des techniques d'évacuation et de traitement des eaux pluviales (EP), des eaux vannes (EV) et des eaux usées (EU).

Le principe d'un réseau d'assainissement est basé sur :

- la collecte séparée ou mélangée des EU, des EV et des EP au moyen des chutes d'EU et des descentes d'EP ;
- le traitement des EU, EV et EP par les différents ouvrages annexes, visitables ou non ;
- le rejet vers un collecteur public ou en milieu naturel au moyen d'un ou de plusieurs collecteurs.

Les règlements imposés par le *DTU 60.11-Règles de calcul des installations de plomberie sanitaire et des installations d'évacuation des eaux pluviales* vont être suivis. Tous les tableaux et les abaques de cette section sont donc issus du DTU 60.11.

X.2.2) Collecte des différentes eaux

X.2.2.1) Descente d'EP

Elle recueille les eaux pluviales venant de la toiture.

Pour éviter les risques d'obstruction, le diamètre intérieur minimal des tuyaux de descente est fixé à 60 mm. Son diamètre dépend de la surface à desservir.

Le diamètre de la descente d'EP est choisi conformément au tableau de l'Annexe VIII.3. On un diamètre de 160 mm est adopté, qui correspond à une surface desservie de 287 m² puisque la surface à desservir est 233,74 m².

Ces tuyaux de chute sont disposés dans chaque coin du bâtiment.

X.2.2.2) Chutes d'EU et d'EV

Les diamètres intérieurs des chutes d'EU et d'EV doivent être constants sur toute la hauteur des colonnes et choisis dans le tableau ci-dessous.

Tableau 105 : Diamètres minimaux des chutes d'EU et d'EV

Appareils	Nombre total d'appareils	Diamètre intérieur minimal (mm)
W.-C.	1 ou plusieurs	90
Baignoire, évier, douche, urinoir, bidet, lave-mains, machine à laver	1 à 3 appareils autres que baignoire ou 1 baignoire	50
	4 à 10 appareils incluant 2 baignoires ou plus	65
	≥11 appareils	90

Sachant qu'on a 17 W.-C. et 40 appareils autres que W.-C en tout, le diamètre minimal de chutes d'EU est donc 90 mm, un diamètre de 100 mm est choisi.

X.2.3) Traitement des effluents

A l'arrivée des différentes eaux au bas des chutes, celles-ci ont besoin d'être traitées avant d'être évacuées. Le traitement consiste au prétraitement et à l'épuration des effluents traités. Les ouvrages annexes sont responsables de ce traitement ; les dispositifs de traitement adoptés sont les suivants :

- bac à graisse ou séparateur à graisse pour les EU: il est destiné à assurer la rétention des matières solides et des graisses contenues dans les eaux ménagères. une capacité de 200 l a été choisie ;
- filtre à charbon pour les EU: après avoir passé par le bac à graisse, les effluents prétraités sont purifiés.

- regards pour les EP

Un regard est une boîte enterrée de forme parallélépipédique ou cylindrique en béton ou en matière plastique. Les regards assurent, dans un réseau d'assainissement, essentiellement 2 fonctions :

- ✓ l'entretien et le curage de canalisation : il s'agit de regard de branchement ;
- ✓ l'empêchement de la remontée des mauvaises odeurs dans l'habitation: on parle de regard siphonoïde.

Le tableau suivant donne les dimensions usuelles des regards :

Tableau 106 : Dimensions usuelles des regards

DIMENSIONS DES REGARDS (cm)			
Profondeurs	Dimensions	Profondeurs	Dimensions
≤ 40	30 x 30	80	60 x 60
50	40 x 40	120	80 x 80
60	50 x 50	≥ 150	100 x 100

On va opter pour le regard de dimensions 60 cm x 60 cm x 80 cm et on va en prévoir au pied de chaque chute des EP et à l'intersection des chutes d'EP et des collecteurs d'EU et d'EV.

- fosse septique pour les EV

Une fosse septique est destinée à la collecte et à la liquéfaction partielle des matières polluantes contenues dans les EV.

- ✓ Dimensionnement de la fosse septique

Les dimensions de la fosse septique sont fonction du nombre des usagers. Le volume de la fosse est normalement de 250 l / personnes. Sa profondeur doit être supérieure à 1 m.

Une fosse septique contient généralement 3 compartiments : la chute, la décantation et le filtre.

On propose une seule fosse septique pour 25 personnes même si le nombre des usagers est estimé à 40 du fait de l'existence du filtre à charbon traitant les effluents venant directement de fosse septique.

Volume V de la fosse

$$V = 250 \times 25 = 6250 \text{ l}$$

Volume V₁ de la chute : il occupe 2/3 du volume de la fosse

$$V_1 = \frac{2}{3}V = 4167 \text{ l}$$

Volume V₂ de la décantation : il occupe 1/3 du volume de la fosse

$$V_2 = \frac{1}{3}V = 2083 \text{ l}$$

On va prendre une hauteur de 1,50 m de la fosse septique et une largeur de 2,30 m. Les longueurs correspondantes à ces 2 compartiments sont :

$$L_1 = \frac{V_1}{HL} = 1,19 \text{ soit } L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{V_2}{HL} = 0,59 \text{ soit } L_2 = 0,60 \text{ m}$$

Volume V_3 du filtre

On détermine d'abord la surface S du lit bactérien qui est en fonction du nombre d'usagers N . Elle est donnée par la formule :

$$S = \frac{N}{10H^2}$$

H étant la hauteur de l'épurateur

On va prendre la même hauteur $H = 1,50$ m que celle de la fosse septique

Donc : $S = 1,06 \text{ m}^2$

Ainsi $L_3 = \frac{S}{L} = 0,47 \text{ m}$ et le volume est $V_3 = L_3 \times L \times H = 0,50 \text{ m}^3 \text{ soit } 500 \text{ l}$

Des schémas détaillés de la fosse septique ainsi que les différents ouvrages annexes sont disponibles dans l'Annexe I.

X.2.4) Collecteurs

Ils reçoivent les eaux recueillies traitées et les renvoie au réseau d'égout ou dans le milieu naturel, dans notre cas il les renvoie vers le canal public.

Un réseau unitaire est adopté, c'est-à-dire l'ensemble des effluents EU-EV-EP est rassemblé dans un collecteur unique avant d'être évacués. On tient donc en compte le débit provoqué par les EU et EV des appareils et le débit provoqué par les EP.

Les calculs suivants concernent seulement le dimensionnement du collecteur principal et non des différents collecteurs des EU et des EV.

X.2.4.1) Débit de vidange des appareils

Le tableau donnant le débit total que le collecteur principal doit évacuer, en fonction du nombre d'appareils est le suivant :

Tableau 107 : Débit total de vidange des appareils

Appareils	Nombres	Débit (l/s)	
		Nominal	Total
W.-C.	17	1,50	25,50
Douches	6	0,50	3,00
Eviers	8	0,75	6,00
Lavabos	15	0,75	11,25
Machines à laver le linge	6	0,65	3,90
RIA	5	0,5	2,50
Totaux	57		52,15

Il est à noter que le débit nominal ici est le débit de base de vidange des appareils et non le débit proprement dit des appareils.

Le débit probable est une fraction du débit cumulé de tous les appareils du fait que ceux-ci ne sont pas tous ouverts en même temps.

Le coefficient de simultanéité à appliquer au débit total est lu sur le diagramme de l'Annexe VIII.2, dépendant du nombre d'appareils, on a une installation de 57 appareils donc le coefficient de simultanéité est 0,12.

Le débit probable est donc : $52,15 \times 0,12 = 6,26$ l/s

X.2.4.2) Débit d'EP à évacuer

On prend un débit moyen de 3l/min ou 0,05 l/s d'EP par m² de projection horizontale. Le débit d'eaux météoriques à évacuer est donné par la formule :

$$Q_0 = A \times 0,05 \text{ l/s}$$

Sachant que A est la surface de toiture projetée horizontalement, $A = 233,74 \text{ m}^2 \Rightarrow Q_0 = 11,69$ l/s.

X.2.4.3) Débit total à évacuer et dimensionnement du collecteur principal

Le débit total à évacuer de $Q = 6,26 + 11,69 = 17,95$ l/s

Le diamètre du collecteur principal est à lire sur un tableau, la pente qu'on va adopter est 0,02 ou 2% ou 2 cm/m. On a donc : 144 mm

Il est prescrit dans le DTU 60.11 que lorsqu'après calcul, le diamètre du collecteur principal est inférieur au diamètre de chute, le diamètre à prendre en compte est celui de la chute. Le diamètre des chutes d'EU et EV est 100 mm, et le diamètre des EP est 160 mm. Le diamètre du collecteur principal à prendre est donc 160 mm.

X.3) ALIMENTATION EN EAU POTABLE

X.3.1) Prescriptions à suivre

- L'eau doit être servie entre 0,2 et 3 bars. Au-dessous de 0,2 bar, on devra prévoir des pompes ou des surpresseurs. Au-dessus de 3 bars, on installera des réducteurs de pression.
- Aussi, afin d'éviter les bruits, la vitesse de l'eau dans les canalisations doit être comprise entre 1 et 2 m/s.

X.3.2) Diamètres minimaux d'alimentation des appareils

Le problème consiste à trouver les diamètres minimaux d'alimentation des appareils pour les alimentations en eau froide et en eau chaude. Le principe est le même pour le calcul des conduites d'eau froide et celui d'eau chaude mais on utilise simplement 2 abaques différents. On note que les débits de base restent sensiblement les mêmes pour les appareils alimentant en eau froide, en eau chaude ou en eau mélangée. Le tableau 106 donne le débit total des appareils par rapport à leurs débits nominaux :

Tableau 108 : Débit total des appareils

Appareils	Nombres	Débit (l/s)	
		Nominal	Total
W.-C.	17	0,12	2,04
Douches	6	0,20	1,20
Eviers	8	0,20	1,60
Lavabos	15	0,20	3,00
Machines à laver le linge	6	0,20	1,20
RIA	5	0,50	2,5
Totaux	57		11,54

Le coefficient de simultanéité 0,12 est à affecter à ce débit total. On trouve un débit probable de $11,54 \times 0,12 = 1,38$ l/s.

Une vitesse d'écoulement de 1,5 m/s est choisie et les diamètres des conduites sont lus sur les abaques de DARIES dans les Annexes VIII.5 et VIII.6 :

- eau froide : 33 mm
- eau chaude : 34 mm

X.4) ASCENSEUR

On va suivre la norme de calcul *DTU 75.1-Principe d'établissement du programme d'ascenseurs dans les bâtiments à usage d'habitation-* pour effectuer l'étude de l'ascenseur. On

ne va pas s'intéresser aux dimensions de la gaine, de la cage ou de la porte de l'ascenseur ici mais plutôt à ses caractéristiques mécaniques.

X.4.1.1) Quelques définitions et hypothèses

Population desservie: c'est le nombre de personnes habitant les niveaux situés au-dessus du hall de départ des ascenseurs.

A défaut d'indications précises sur l'importance de la population, les données du tableau ci-après seront adoptées :

Tableau 109 : Population à prendre en compte

Situation de l'immeuble	Nombre de personnes
Cas général	1 personne par pièce principale + 1 personne par logement
Immeubles abritant des vacanciers et situés dans les stations de port d'hiver ou en bord de mer avec accès direct à la plage	2 personnes par pièce principale + 1 personne par logement

Hall de départ : c'est le lieu auquel accèdent normalement les piétons venant de la voie publique. Le hall de départ se trouve au RDC.

Niveaux desservis : ces niveaux sont les suivants :

- les niveaux habitables ;
- le niveau du hall de départ et éventuellement les autres niveaux d'accès normaux des piétons ;
- les niveaux de parkings desservis lorsqu'il en existe.

Intervalle maximal probable I

Cet intervalle correspond au temps moyen qui s'écoule au hall de départ entre 2 départs consécutifs à la montée d'un appareil isolé ou entre les départs consécutifs à la montée de 2 appareils dans le cas de batterie d'ascenseurs.

En général : $80 \text{ s} \leq I \leq 100 \text{ s}$.

Durée du parcours ou rapport course/vitesse t

Elle est donnée par la formule :

$$\text{Durée du parcours } t \text{ (s)} = \frac{\text{distance entre les 2 niveaux extrêmes desservis (m)}}{\text{vitesse nominale de l'ascenseur (m/s)}}$$

En général : $40 \text{ s} \leq t \leq 50 \text{ s}$.

Il est aisé de calculer la vitesse nominale de l'ascenseur en fixant la durée du parcours et en sachant au préalable la distance entre les 2 niveaux extrêmes desservis.

X.4.1.2) Types d'ascenseurs

Selon leurs mécanismes d'entraînement, il existe 2 types d'ascenseurs :

- ascenseurs à câble avec poulie motrice ;
- ascenseurs hydrauliques.

Selon leurs charges nominales, il existe 3 types d'ascenseurs décrits dans le tableau suivant :

Tableau 110 : Types d'ascenseurs selon leurs charges nominales

Types	Descriptions
Type 400 (petit ascenseur)	ascenseur de charge nominale 400 kg comportant une cabine de petites dimensions.
Type 630 (ascenseur moyen)	ascenseur de charge nominale 630 kg comportant une cabine de dimensions moyennes permettant le transport des fauteuils roulants « normaux » pour handicapés, des voitures d'enfants et des sapeurs-pompiers.
Type 1000 (grand ascenseur)	ascenseur de charge nominale 1 000 kg comportant une cabine de grandes dimensions permettant en outre le transport des brancards à poignées escamotables, des cercueils et des meubles encombrants.

Dans le cas d'un service moyen, les types d'ascenseurs et leurs nombres minimaux à prévoir dans un bâtiment d'habitation dépendent du nombre de niveaux et de la hauteur au-dessus du hall de départ :

Tableau 111 : Ascenseurs à mettre en place et leurs nombres minimaux

Niveaux au-dessus du hall de départ	Hauteur au-dessus du hall de départ (m)	Services minimaux assurés
R+4 à R+6	9,01 à 18	Desserte de chaque niveau par au moins 1 ascenseur du type 630
R+7 à R+8	18,01 à 24	Desserte de chaque niveau par au moins 1 ascenseur du type 1000
R+9 à R+12	24,01 à 36	2 ascenseurs au moins sont à prévoir. Desserte de chaque niveau par au moins 1 ascenseur du type 1000 et 1 ascenseur du type 630
R+13 et plus	>36	2 ascenseurs au moins sont à prévoir. Desserte de chaque niveau par au moins 2 ascenseurs du type 1000

Par raison de commodité, le hall de départ est désigné par la lettre « R »

X.4.1.3) Détermination des caractéristiques de l'ascenseur

- Voici les caractéristiques de l'immeuble :

Tableau 112 : Caractéristiques de l'immeuble

Situation	Cas général
Population P à prendre en compte	40
Niveaux desservis à prendre en compte	5 (hall de départ et 4 niveaux au-dessus du hall de départ)
Distance séparant les 2 niveaux extrêmes desservis à prendre en compte	12,05 m

- La qualité du service est inversement proportionnelle à l'intervalle maximal probable. On s'assigne donc une limite supérieure de 80 s.
- La qualité du service croît également lorsque la durée du parcours diminue. On se fixe alors une limite supérieure de 40 s, ce qui fait une vitesse nominale égale à : $v = \frac{12,05}{40} = 0,3 \text{ m/s}$

Donc, une vitesse nominale de 0,63 m/s est choisie car c'est la valeur minimale qui existe dans le tableau de l'Annexe VIII.8.

- Le type d'ascenseur choisi est celui du type 630 conformément au tableau 15 précédent.
- La détermination des valeurs du couple « P-I » se fait par lecture du tableau de l'Annexe VIII.8. Un ascenseur 630 kg à 0,63 m/s, tous niveaux desservis. Les couples des valeurs « P-I » applicables sont les suivants :

Tableau 113 : Valeurs du couple « P-I »

P	164	195	225	250	277
I	73	82	89	96	101

Du fait que, dans le couple de valeurs $P = 164$ et $I = 73$, P est largement supérieur à la population à prendre en compte et I inférieur à l'intervalle maximal probable, la solution est satisfaisante.

- Voici donc un tableau résumant les caractéristiques de l'ascenseur à mettre en place

Tableau 114 : Caractéristiques de l'ascenseur à adopter

Type d'ascenseur	Type 630
Charge nominale	630 kg
Vitesse nominale	0,63 m/s
Intervalle maximal probable I	73 s
Population P desservie	164 personnes
Niveaux desservis	Tous les niveaux



CONCLUSION PARTIELLE II

Au terme de cette partie, il est à souligner qu'un bon dimensionnement des éléments porteurs de la superstructure tels que les dalles, les poutres, les poteaux et les voiles permet d'assurer la résistance de l'ouvrage. Ensuite, une bonne étude l'infrastructure permet à l'ouvrage d'assurer sa stabilité. Enfin, concernant le second œuvre, dont les éléments concernent les aménagements intérieurs et extérieurs, il permet au bâtiment d'être fonctionnel.

Disposant maintenant de toutes les données nécessaires comme les dimensions des éléments et leurs nombres, on peut maintenant évaluer qualitativement, quantitativement et financièrement le projet et analyser ses impacts potentiels sur l'environnement ; ce qui font l'objet de la partie suivante.

PARTIE III:
ETUDES FINANCIERES ET
ANALYSE
ENVIRONNEMENTALE

**CHAPITRE XI: EVALUATION FINANCIERE DU PROJET****XI.1) DEVIS DESCRIPTIF**

C'est un sous-document du cahier des prescriptions définissant en détails les travaux prévus suivant les différents corps d'état sur la nature de la construction et les matériaux à utiliser ou à employer.

Tableau 115 : Devis descriptif

N°	Désignation	Concerne	Unité
1-INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER			
1.01	Installation de chantier : -amenée des matériels et personnels ; -baraquements et accessoires ; -branchement provisoire ; -clôture de chantier	Chantier	Fft
1.02	Repli de chantier : -repli des matériels et des outillages ; -nettoyage général du chantier et remise en état des lieux	Chantier	Fft
2-TERRASSEMENT			
2.01	Décapage et nettoyage du sol Débroussaillage et décapage y compris dressage à la pelle et épandage de recoupe	Chantier	m2
2.02	Fouille en rigole Fouille en rigole y compris premier jet de pelle, dressage des parois et des fonds	Semelles de fondation, longrines, assainissement (canalisation et regards)	m3
2.03	Fouille en excavation Fouille en excavation avec premier jet de pelle, dressage de parois et des fonds	Assainissement (fosse septique, bac à graisse et filtre à charbon)	m3
2.04	Forage pour puits Forage pour puits, y compris blindage et toutes sujétions	Fondations en puits	m3
2.05	Remblaiement des terres Remblai des terres avec reprise, réglage par couche et compactage avec arrosage, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Comblement des fouilles autour des ouvrages	m3
3-OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE			
3.01	Béton dosé à 200 kg de ciment Béton pour béton de propreté et toutes sujétions de mise en œuvre	Béton de propreté	m3



3.02	Béton dosé à 250 kg de ciment Fourniture et mise en œuvre de gros béton dosé à 250 kg de ciment CEM-I 42,5, coulé entre ou sans coffrage et toutes sujétions	Puits	m3
3.03	Béton dosé à 350 kg de ciment Fourniture et mise en œuvre de béton dosé à 350 kg de ciment CEM-I 42,5, coulé entre ou sans coffrage et toutes sujétions	Semelles, longrines, amorce des poteaux	m3
3.04	Aciers pour armatures de béton Fourniture et mise en œuvre d'armatures en aciers TOR, tout diamètre, y compris coupe, façonnage, montage pour ligature	Ouvrages concernés par l'article 3.03	kg
3.05	Coffrage en bois ordinaire Fourniture et mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical en bois ordinaire du pays ; étalement, buttage et toutes sujétions de mise en œuvre	Ouvrages concernés par l'article 3.03	m2
3.06	Dallage -Hérissonnage d'épaisseur 20 cm, y compris compactage et réglage -Couche de forme en sable de 5 cm d'épaisseur -Béton de forme dosé à 350 kg de ciment, d'épaisseur 16 cm -Chape de 2 cm d'épaisseur	Surface du bâtiment	m2
4-OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE			
4.01	Béton dosé à 350 kg de ciment Fourniture et mise en œuvre de béton dosé à 350 kg de ciment CEM-I 42,5, coulé entre ou sans coffrage et toutes sujétions	Poteaux, poutres, chaînages, linteaux, appuis de baie, dalle de la terrasse, poutrelles, mur pour cage d'escalier et d'ascenseur	m3
4.02	Aciers pour armatures de béton Fourniture et mise en œuvre d'armatures en aciers TOR, tout diamètre, y compris coupe, façonnage, montage pour ligature	Ouvrages concernés par l'article 4.01	kg
4.03	Coffrage en bois ordinaire Fourniture et mise en œuvre de coffrage horizontal et vertical en bois ordinaire du pays ; étalement, buttage et toutes sujétions de mise en œuvre	Ouvrages concernés par l'article 4.01	m2
4.04	Planchers à corps creux Plancher à entrevous en terre cuite du type 16+4 y compris coffrage et ferrailage	Planchers des étages courants	m2
4.05	Maçonnerie en briques pleines d'épaisseur 22 cm Maçonnerie en briques de terre cuite de haute qualité	Murs des façades et pignons	m2
4.06	Maçonnerie en parpaings d'épaisseur 15 cm Maçonnerie d'agglomérés hourdés au mortier dosé à 300 kg de ciment en fourniture et mise en œuvre y compris toutes sujétions	Murs intérieurs	m2



4.07	Cloisons lourdes d'épaisseur 14 cm	Cloisons intérieurs	m2
4.08	Cloisons légères d'épaisseur 7,5 cm	Cloisons intérieurs	m2
5-DRAINAGE ET CANALISATION OU ASSAINISSEMENT			
5.01	Tuyaux de chute pour EU et EV Fourniture et pose de tuyau de chute en PVC 100 y compris coudes, colliers et toutes sujétions	Canalisations d'évacuation des EU et EV	ml
5.02	Tuyaux de chute pour les EP Fourniture et pose de tuyau de chute en PVC 160 y compris coude, colliers et toutes sujétions	Canalisations d'évacuation des EP	ml
5.03	Fosse septique pour 25 personnes Fosse septique en BA pour 25 personnes	Fosse septique	u
5.04	Filtre à charbon Fourniture et pose de filtre à charbon y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Filtre à charbon	u
5.05	Bac à graisse Fourniture et pose de bac à graisse de capacité 200 l avec toutes sujétions comprises	Bac à graisse	u
5.06	Regard en BA Regard de branchement de dimensions 60cmx60cmx80cm	Regard	u
6-COUVERTURE-PLAFONNAGE			
6.01	Faux plafond Fourniture et pose d'un faux plafond	Toutes les pièces du bâtiment	m2
6.02	Etanchéité Fourniture et pose d'étanchéité bicouche 12 mm, y compris toutes sujétions	Plancher de la terrasse technique	m2
7-CONDUITS DE FUMEE-VENTILATION			
7.01	Climatiseur Fourniture et pose de climatiseurs, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Toutes les pièces principales	u
7.02	Ventilation Mécanique Contrôlée (VMC) Installation de VMC à simple flux avec accessoires et toutes sujétions de mise en œuvre	Ventilation artificielle de tout le bâtiment	Fft
7.03	Grilles d'aération Pose et fourniture de grilles d'aération avec toutes sujétions de mise en œuvre	Certaines portes et fenêtres	
8-MENUISERIE BOIS			
8.01	Porte isoplane 90 x 210 Porte isoplane à un vantail en contreplaqué, aux 2 faces collées à la presse sur bâti en bois dur, épaisseur totale finie 40 mm	Portes des pièces principales et des cuisines	u



8.02	Porte isoplane 70 x 210 Porte isoplane à un vantail en contreplaqué, aux 2 faces collées à la presse sur bâti en bois dur, épaisseur totale finie 40 mm	Porte des salles de bain, des WC	u
9-MENUISERIE ALUMINIUM			
9.01	Fenêtre 200 x 175 Fenêtre vitrée à 2 vantaux	Façade latérale	u
9.02	Fenêtre 130 x 175 Fenêtre vitrée coulissante	Façade principale	u
9.03	Fenêtre 80 x 175 Fenêtre vitrée coulissante	Façade principale	u
9.04	Fenêtre 220 x 175 Fenêtre vitrée coulissante	Façade principale	u
9.05	Porte 120 x 210 Porte vitrée à 2 vantaux	Façade principale	u
9.06	Porte 100 x 210 Porte vitrée à un vantail	Entrée principale	u
9.07	Porte 210 x 210 Porte vitrée à un vantail	Entrée principale	u
9.08	Porte 210 x 210 Porte vitrée à 2 vantaux	Façade latérale	u
10-MENUISERIE METALLIQUE			
10.01	Porte pleine 300 x 210 Porte pleine métallique à double parois tôlees, ouvrant de bas en haut	Entrée garage	u
10.02	Préau d'entrée Structure démontable pour préau d'entrée au garage	Entrée garage	u
10.03	Garde-corps Garde – corps de hauteur variable et de forme variable	Escaliers, balcons	ml
11-ELECTRICITE			
11.01	Tableau général de distribution Fourniture et pose de tableau général de distribution	Tableau compteur	Fft
11.03	Tableau secondaire de distribution Fourniture et pose de tableau secondaire de distribution, y compris disjoncteurs, fusibles et toutes sujétions	Distribution de l'électricité à chaque niveau	u
11.04	Câblage électrique Câblage électrique comprenant tube orange et fil isolé	Ensemble de l'installation électrique	Fft



11.05	Prise de courant Fourniture et pose de prise de courant bipolaire, y compris mise à la terre et toutes sujétions	Tous les locaux	u
11.06	Lampe fluorescente 0,59m/18W Installation et réglette complète monotube de 1,50 m lampe 220V installé à simple allumage, tous accessoires inclus	Certains locaux	u
11.07	Lampe fluorescente 1,20m/36W Installation et réglette complète monotube de 1,50 m lampe 220V installé à simple allumage, tous accessoires inclus	Certains locaux	u
11.08	Lampe fluorescente 1,50m/56W Installation et réglette complète monotube de 1,50 m lampe 220V installé à simple allumage ou à double allumage, tous accessoires inclus.	Certains locaux	u
11.09	Interrupteurs simple allumage Installation d'interrupteurs à simple allumage encastrés ou non dans les murs, y compris accessoires et toutes sujétions	Certains locaux	u
11.10	Interrupteurs double allumage Installation d'interrupteurs à double allumage encastrés ou non dans les murs, y compris accessoires et toutes sujétions	Certains locaux	u
12-PLOMBERIE-SANITAIRE			
12.01	WC à l'anglaise Fourniture et pose de siège WC à l'anglaise en porcelaine y compris accessoire et toutes sujétions de pose	Salles de bain et WC	u
12.02	Lave-mains Fourniture et pose de lave-mains émaillée	WC	u
12.03	Evier Fourniture et pose d'évier double bac avec égouttoir et toutes sujétions de pose	Cuisines	u
12.04	Lavabo Fourniture et pose de meubles pour lavabo, y compris accessoires et toutes sujétions de pose	Salles de bain	u
12.05	Receveur de douche Pose de receveur de douche en porcelaine, y compris accessoires et toutes sujétions de pose	Salles de bain	u
12.06	Chauffe-eau Installation complète de chauffe-eau électrique	Salles de bain	u
12.07	Accessoires sanitaires Fourniture et pose d'accessoires sanitaires : sèche-mains, distributeurs de papier hygiénique	Salles de bain et WC	u



12.08	Bouche d'incendie Bouche d'incendie en fonte à poser en sol avec boîtier, couvercle, robinet à croisillon et prise à raccord symétrique, y compris vanne d'incendie en bronze à volant	Dispositif d'urgence d'incendie à côté de la cage d'ascenseur	u
13-ENDUITS-CHAPES-REVETEMENTS			
13.01	Enduit ordinaire dosé à 350 kg de ciment Enduit au mortier de ciment exécuté en 2 couches de 1,5 cm d'épaisseur	Faces extérieures des murs, faces apparentes des bétons	m2
13.02	Enduit plâtre Fourniture et pose d'enduits de plâtre d'épaisseur 1,5 cm avec toutes sujétions comprises	Faces intérieures des murs	m2
13.03	Chape Fourniture et pose de chape en mortier de ciment dosé à 200 kg de ciment	Tous les planchers	m2
13.04	Carreaux muraux Carreaux de faïence	Toilettes, douche, bain	m2
13.05	Carreaux sur sol Carreaux en céramique posés sur sol et toutes sujétions de mise en œuvre	Toilettes, douche, bain	m2
13.06	Parquets Revêtement de sol en parkex, collé sur chape préalablement dressée et toutes sujétions	Tous les locaux sauf toilettes, douche, bain	m2
13.07	Plinthe Plinthe en grès cérame	Pourtour de tous les locaux	ml
14-PEINTURE-VITRERIE			
14.01	Badigeonnage Badigeonnage à la chaux grasse alunée à 2 couches avant la peinture définitive, y compris toutes sujétions	Surfaces enduites intérieures du bâtiment	m2
14.02	Peinture à l'eau Application de peinture acrylique ou vinylique ou méthacrylique	Façade	m2
14.03	Peinture à l'huile Peinture à l'huile de 1 ^{ère} qualité, appliqué en 2 couches croisées, y compris travaux préparatoires et toutes sujétions	Façade extérieure	m2
14.04	Peinture glycérophtalique Peinture glycérophtalique appliquée après application de couche antirouille, y compris travaux préparatoires et toutes sujétions	Menuiserie métallique, garde-corps	m2
14.05	Vernis Vernis appliqué en 2 couches	Menuiserie bois	m2



15-EQUIPEMENTS SPECIAUX			
15.01	Ascenseur Installation et montage d'un ascenseur hydraulique du type 630	Ascenseur	u
15.02	Extincteurs Pose d'extincteurs à eau pulvérisée et d'extincteurs CO ₂ 5 kg	Sécurité incendie par niveau	u
15.03	Groupe électrogène Installation groupe, y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Maintenance électrique	Fft
15.04	Robinets Incendies Armées (RIA) Fourniture et pose de RIA avec toutes sujétions de mise en œuvre	Sécurité incendie par niveau	u
15.05	Détecteurs de fumées Fourniture et pose de détecteurs de fumée y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Sécurité incendie par niveau	u
15.06	Château d'eau Fourniture et pose de château d'eau y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Maintenance hydraulique	Fft

XI.2) DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF (DQE)

XI.2.1) Coefficient de déboursés ou coefficient de vente K

Le coefficient de vente K est la valeur à appliquer sur le Déboursé Sec (DS) de l'ouvrage élémentaire pour obtenir son Prix de Vente Hors Taxes (PVHT).

Il existe plusieurs formules permettant de calculer K, mais la suivante est celle la plus utilisée dans les entreprises :

$$K = \frac{(1 + A1)(1 + A2)}{1 - A3(1 + TVA)}$$

Avec:

$$A1 = a1 + a2 + a3 + a4$$

$$A.2 = a5 + a6 + a7 + a8$$

A3 = a9, celle-ci est égale à 0% car l'entreprise réalise les travaux dans la localité de son siège social.

TVA ou Taxes sur les Valeurs Ajoutées : en général, TVA = 20 % pour les travaux.

Les significations de ces notations seront décrites dans le tableau 116, ainsi que leurs valeurs respectives.

**Tableau 116 :** Composantes du coefficient de déboursés K

Origine des frais	Décomposition à l'intérieur de chaque catégorie	Indice de composition de catégorie	
Frais généraux proportionnels aux déboursés	Frais d'agence et patente	a1 = 4%	A1 = 12%
	Frais de chantier	a2 = 5%	
	Frais d'étude et de laboratoire	a3 = 2%	
	Assurance	a4 = 1%	
Bénéfice brut et frais proportionnels aux prix de revient	Bénéfice net et impôts sur le bénéfice	a5 = 13%	A2 = 27%
	Aléas techniques	a6 = 3%	
	Aléas de révision des prix	a7 = 1%	
	Frais financiers	a8 = 10%	
Frais proportionnels au prix de règlement avec TVA	Frais de siège	a9 = 0%	A3 = 0%

Après calcul, on trouve une valeur de coefficient de déboursés $K=1,42$; ce qui correspond à l'envergure moyenne du projet.

XI.2.2) Sous-détails des prix

Le sous-détail des prix est l'ensemble le calcul conduisant à la détermination du déboursé sec puis du prix de vente unitaire PVHT d'un ouvrage élémentaire.

Le tableau suivant illustre le sous-détail des prix pour réaliser un béton Q350, des autres sous-détails des prix sont présentés en Annexe IX.1.

Tableau 117 : Sous-détail des prix d'un béton Q350

Tâche : Béton Q350

Rendement : 10 m³/j

Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels (Ar)	Matériaux (Ar)	MO (Ar)	
Matériels									
Outillages manuels	Fft	1	Fft	1	10 000,00	10 000,00			
Bétonnière	h	1	h	2,5	18 000,00	45 000,00			
Pervibrateur	h	2	h	2,5	7 000,00	35 000,00			90 000,00
Matériaux									
Ciment CEM I 42,5	kg	350	kg	3500	560,00		1 960 000,00		
Gravillons	m3	0,85	m3	8,5	30 000,00		255 000,00		
Sable	m3	0,45	m3	4,5	20 000,00		90 000,00		2 305 000,00
Main d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	2 000,00			2 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	1	1 500,00			1 500,00	
OS	Hj	2	h	8	1 000,00			16 000,00	
Manœuvres	Hj	3	h	8	800,00			19 200,00	38 700,00
k=1,42						TOTAL DES DEBOURSES SECS DS			2 433 700,00
						PVHT Unitaire (Ar/m3)			345 585,40
						Arrondi à (Ar/m3)			345 590,00

XI.2.3) Détail Quantitatif et Estimatif

Le DQE est un document contractuel contenant la liste détaillée des ouvrages à réaliser et indique leur quantité respective ainsi que leur prix de vente (PVHT et TTC)

Le tableau suivant récapitule le DQE, les détails peuvent être consultés en Annexe IX.2.

Tableau 118 : Récapitulatif du DQE

N° PRIX	DESIGNATION	MONTANT [Ar]
1	INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	85 000 000,00
2	TERRASSEMENT	3 282 881,00
3	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE	43 768 050,10
4	OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE	328 530 352,40
5	ASSAINISSEMENT	21 105 000,00
6	COUVERTURE-PLAFONNAGE	40 414 700,00
7	CONDUITS DE FUMEE-VENTILATION	92 000 000,00
8	MENUISERIE BOIS	19 750 000,00
9	MENUISERIE ALUMINIUM	66 039 000,00
10	MENUISERIE METALLIQUE	6 944 825,00
11	ELECTRICITE	9 972 650,00
12	PLOMBERIE-SANITAIRE	38 480 000,00
13	ENDUITS-CHAPES-REVETEMENTS	99 602 030,00
14	PEINTURE-VITRERIE	14 509 868,00
15	EQUIPEMENTS SPECIAUX	80 500 000,00
MONTANT HTVA		949 899 356,50
TVA 20 %		189 979 871,30
MONTANT TTC		1 139 879 227,80

Arrêté le montant estimé du projet à la somme de **UN MILLIARD CENT TRENTE NEUF MILLIONS HUIT CENT SOIXANTE DIX NEUF MILLES DEUX CENT VINGT SEPT QUATRE VINGT (Ar 1 139 879 227,80)**, y compris la Taxe sur la Valeur Ajoutée (TVA) au taux de **VINGT POUR CENT (20%)** pour un montant de **CENT QUATRE VINGT NEUF MILLIONS NEUF CENT SOIXANTE DIX NEUF MILLES HUIT CENT SOIXANTE ONZE TRENTE (Ar 187 979 871,30)**.

Soit le montant du coût au mètre carré bâti à la somme de **QUATRE MILLIONS DEUX CENT SOIXANTE NEUF MILLES DEUX CENT DIX CINQUANTE NEUF (Ar 4 269 210 ,59)**.

XI.3) ETUDE DE RENTABILITE

La prise de décision de réaliser et de concrétiser un projet ne dépend essentiellement que d'un seul facteur : sa rentabilité. Un projet ne sera réalisé que si celui-ci apportera des bénéfices futures pour le maître d'ouvrage, des bénéfices à court ou à long termes.

Un investissement est rentable lorsque le flux de recettes qu'il rapporte est supérieur à la dépense qu'il représente.

XI.3.1) Collecte des informations nécessaires

XI.3.1.1) Capital initialement investi

Il concerne :

- le coût de l'ouvrage qui a déjà été calculé dans le DQE ;
- le prix d'acquisition du terrain ;
- la prestation du maître d'œuvre, qui, en général, est estimée à 8 % du coût de la construction.

Tableau 119 : Capital initialement investi I_0

Désignation	Montant (Ar)
Terrain	53 400 000,00
Construction	1 139 879 227,80
Maître d'œuvre	91 190 338,22
Capital investi	1 284 469 566,02

XI.3.1.2) Les recettes annuelles

Ce sont des chiffres d'affaires prévisionnels, ce sont les bénéfices bruts que l'on pourrait avoir en une année. Les loyers des appartements et des bureaux constituent donc les recettes annuelles pour notre bâtiment.

Tableau 120 : Chiffres d'affaires prévisionnels annuels

Locaux	Nombre	Location par mois par unité (Ar)	Total par mois (Ar)	Total par an (Ar)
Bureaux	2	2 000 000,00	4 000 000,00	48 000 000,00
Appartements	6	1 500 000,00	9 000 000,00	108 000 000,00
Total				156 000 000,00

XI.3.1.3) Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont considérées comme les dépenses ou les coûts futurs de maintenance et d'exploitation de l'ouvrage. Elles concernent :

- les dépenses annuelles engendrées par les travaux d'entretien et de réparation de l'immeuble ; elles sont prises forfaitairement à 3% de la recette annuelle ;

- les impôts et taxes à verser à l'Etat et à la commune dont il appartient (CUA); selon le code général des impôts, en 2013, pour les immeubles à louer ayant un loyer annuel supérieur à 20 millions Ar, l'impôt est estimé à 22 % du bénéfice annuel

XI.3.2) Etablissement des cash-flows prévisionnels

La mesure de rentabilité des investissements repose essentiellement sur le concept de cash-flow. Ce dernier est le solde des flux de caisse engendrés par un investissement à la fin d'une période.

Pour pouvoir déterminer les cash-flows, les formules suivantes sont nécessaires :

- Le bénéfice brut est tel que : $\text{bénéfice brut} = \text{recette annuelle} - \text{charge annuelle}$
- Le bénéfice fiscal est : $\text{bénéfice fiscal} = \text{montant d'amortissement} - \text{bénéfice brut}$
avec $\text{montant d'amortissement} = I_0 \times \text{taux d'amortissement}$

Ainsi : $\text{montant d'amortissement} = \text{Ar } 64\,223\,478,30$

- Le bénéfice net est tel que : $\text{bénéfice net} = \text{bénéfice fiscal} - \text{impôt et taxe}$
- Et le cashflow non actualisé = bénéfice net

Tableau 121 : Bénéfices nets

Année	Recettes annuelles (Ar)	Charges annuelles (Ar)	Bénéfices bruts (Ar)	Bénéfices fiscaux (Ar)	Impôts et taxes (Ar)	Bénéfices nets (Ar)
1	156 000 000,00	4 680 000,00	151 320 000,00	87 096 521,70	19 161 234,77	67 935 286,93
2	174 720 000,00	5 241 600,00	169 478 400,00	105 254 921,70	23 156 082,77	82 098 838,93
3	195 686 400,00	5 870 592,00	189 815 808,00	125 592 329,70	27 630 312,53	97 962 017,17
4	219 168 768,00	6 575 063,04	212 593 704,96	148 370 226,66	32 641 449,86	115 728 776,79
5	245 469 020,16	7 364 070,60	238 104 949,56	173 881 471,25	38 253 923,68	135 627 547,58
6	274 925 302,58	8 247 759,08	266 677 543,50	202 454 065,20	44 539 894,34	157 914 170,86
7	307 916 338,89	9 237 490,17	298 678 848,72	234 455 370,42	51 580 181,49	182 875 188,93
8	344 866 299,56	10 345 988,99	334 520 310,57	270 296 832,27	59 465 303,10	210 831 529,17
9	386 250 255,50	11 587 507,67	374 662 747,84	310 439 269,54	68 296 639,30	242 142 630,24
10	432 600 286,16	12 978 008,58	419 622 277,58	355 398 799,28	78 187 735,84	277 211 063,44
11	484 512 320,50	14 535 369,62	469 976 950,89	405 753 472,59	89 265 763,97	316 487 708,62
12	542 653 798,96	16 279 613,97	526 374 184,99	462 150 706,69	101 673 155,47	360 477 551,22
13	607 772 254,84	18 233 167,65	589 539 087,19	525 315 608,89	115 569 433,96	409 746 174,93
14	680 704 925,42	20 421 147,76	660 283 777,66	596 060 299,35	131 133 265,86	464 927 033,50
15	762 389 516,47	22 871 685,49	739 517 830,97	675 294 352,67	148 564 757,59	526 729 595,08
16	853 876 258,44	25 616 287,75	828 259 970,69	764 036 492,39	168 088 028,33	595 948 464,06
17	956 341 409,46	28 690 242,28	927 651 167,17	863 427 688,87	189 954 091,55	673 473 597,32
18	1 071 102 378,59	32 133 071,36	1 038 969 307,23	974 745 828,93	214 444 082,37	760 301 746,57
19	1 199 634 664,02	35 989 039,92	1 163 645 624,10	1 099 422 145,80	241 872 872,08	857 549 273,73
20	1 343 590 823,71	40 307 724,71	1 303 283 098,99	1 239 059 620,69	272 593 116,55	966 466 504,14

Dans le tableau suivant, on note que CFAC type 1 signifie Cash-flow Actualisé Cumulé avec ajout de l'investissement initial, en vue du calcul de la VAN que l'on verra plus tard, et CFAC type 2 signifie Cash-flow Actualisé Cumulé à partir de la 1^{ère} année, sans l'investissement initial ;

Tableau 122 :Cash-flows actualisés

Année	CF (Ar)	Coefficient d'actualisation	CFA (Ar)	CFAC type 1 (Ar)	CFAC type 2 (Ar)
0	-1 284 469 566,02	1		-1 284 469 566,02	
1	67 935 286,93	0,893	60 656 506,18	-1 223 813 059,84	60 656 506,18
2	82 098 838,93	0,797	65 448 691,75	-1 158 364 368,10	126 105 197,93
3	97 962 017,17	0,712	69 727 428,85	-1 088 636 939,24	195 832 626,78
4	115 728 776,79	0,636	73 547 729,84	-1 015 089 209,40	269 380 356,63
5	135 627 547,58	0,567	76 958 712,87	-938 130 496,53	346 339 069,50
6	157 914 170,86	0,507	80 004 233,43	-858 126 263,10	426 343 302,93
7	182 875 188,93	0,452	82 723 448,22	-775 402 814,88	509 066 751,14
8	210 831 529,17	0,404	85 151 318,56	-690 251 496,32	594 218 069,71
9	242 142 630,24	0,361	87 319 059,94	-602 932 436,38	681 537 129,64
10	277 211 063,44	0,322	89 254 543,31	-513 677 893,07	770 791 672,96
11	316 487 708,62	0,287	90 982 653,47	-422 695 239,60	861 774 326,43
12	360 477 551,22	0,257	92 525 608,96	-330 169 630,63	954 299 935,39
13	409 746 174,93	0,229	93 903 247,80	-236 266 382,83	1 048 203 183,19
14	464 927 033,50	0,205	95 133 282,47	-141 133 100,36	1 143 336 465,66
15	526 729 595,08	0,183	96 231 527,72	-44 901 572,64	1 239 567 993,38
16	595 948 464,06	0,163	97 212 103,83	52 310 531,19	1 336 780 097,21
17	673 473 597,32	0,146	98 087 618,22	150 398 149,41	1 434 867 715,43
18	760 301 746,57	0,130	98 869 327,49	249 267 476,89	1 533 737 042,92
19	857 549 273,73	0,116	99 567 282,20	348 834 759,09	1 633 304 325,12
20	966 466 504,14	0,104	100 190 456,04	449 025 215,13	1 733 494 781,16

XI.3.3) Calcul des indicateurs de rentabilité

Ce sont :

- La Valeur Actuelle Nette (VAN)

La VAN mesure la création de valeur du projet. Elle est égale à :

$$VAN = \left(\sum_{p=1}^n F_p (1 + a)^{-p} \right) - I_0$$

- Le Taux de Rentabilité Interne (TRI)

Le TRI est le taux d'actualisation qui annule la VAN, c'est-à-dire :

$$TRI \text{ est tel que } \left(\sum_{p=1}^n F_p (1 + TRI)^{-p} \right) - I_0 = 0$$

- L'Indice de Profitabilité (IP)

L'IP permet de donner une indication de création de valeur. Elle est égale à :

$$IP = 1 + \frac{VAN}{I_0}$$

- Le Délai de Récupération du Capital Investi (DRCI) ou Payback Period

C'est la durée au bout de laquelle les flux cumulés permettent de récupérer le capital investi
Ainsi, après calcul, on obtient :

- VAN = Ar 449 025 25,13 > 0
- TRI = 12,96 % > 12 % (taux d'actualisation)
- IP = 1,35 qui signifie Ar 1 investi génère Ar 1,35 ou pour Ar 1 investi, il y a une création de richesse de Ar 0,35
- DRCI = 15,46 ans soit 15 ans 5 mois et 16 jours < durée de vie du projet = 20 ans

On peut donc en conclure que le projet est rentable.

XI.4) PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX

L'étude et la réalisation d'un projet de construction exigent un grand nombre de travaux de natures très diverses, faisant intervenir un grand nombre de participants. De plus, les tâches des uns et des autres sont le plus souvent liées, voire conditionnées les unes par les autres.

Il est donc impérativement nécessaire d'ordonner les actions de chacun et de matérialiser dans un langage approprié les décisions prises et les conséquences qui en découlent.

Pour effectuer le planning général, on va choisir le planning GANTT ou planning à barres car c'est le type de planning le plus utilisé en BTP du fait de sa simplicité de lecture. Pour ce faire, on va utiliser le logiciel de gestion de projet « MICROSOFT PROJECT » qui fonctionne avec ce principe. Le planning d'exécution des travaux est disponible dans l'Annexe IX.3.

CHAPITRE XII: ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

XII.1) GENERALITES

Un impact sur l'environnement d'un projet peut se définir comme l'effet, sur une période de temps donnée et dans un espace défini, d'une activité humaine sur une composante de l'environnement biophysique et humaine, en comparaison de la situation en l'absence du projet.

Ainsi, comme tout nouvel projet, le nôtre va avoir 2 impacts opposés sur son monde environnant :

- impacts négatifs ;
- impacts positifs.

L'étude d'impact doit considérer au niveau du site du projet et de ses zones d'influence :

- l'environnement physique ;
- l'environnement biologique ;
- l'environnement humain.

XII.2) DEMARCHE POUR L'ELABORATION D'UNE ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Voici la démarche à suivre pour une EIE:

- **Mise en contexte du projet**

Elle a pour but de présenter les éléments à l'origine du projet. Elle comprend :

- ✓ la présentation du promoteur ;
- ✓ le contexte et la justification du projet.

- **Description du projet**

Elle a pour objectif de présenter :

- ✓ les composantes du projet et ses infrastructures techniques ;
- ✓ les ressources utilisées ;
- ✓ les modes d'exploitation et de traitement c'est-à-dire les matériels utilisés.

- **Description du milieu récepteur**

Elle est essentielle à l'analyse environnementale afin d'obtenir une connaissance adéquate des composantes du milieu d'insertion du projet. Elle comprend :

- ✓ délimitation de la zone d'étude ou de la zone d'influence du projet ;
- ✓ caractérisation des composantes du milieu récepteur.

- **Analyse des variantes du projet**

L'objectif de cette section consiste à démontrer que le projet proposé, ou la variante du projet choisie par le promoteur parmi d'autres solutions envisageables, constitue globalement une solution acceptable surtout sur le plan environnemental. Elle comprend :

- ✓ description et analyse comparative des variantes ;
- ✓ sélection de la variante préférable.

- **Analyse des impacts**

Cette partie porte sur l'identification et l'évaluation des impacts probables sur l'environnement, associés à la réalisation du projet. Elle vise à proposer les mesures à prendre pour atténuer les impacts néfastes à la qualité de l'environnement ou mieux, pour les prévenir. Elle comprend :

- ✓ l'identification des impacts potentiels ;
- ✓ l'évaluation de l'importance des impacts ;
- ✓ les enjeux ;
- ✓ l'atténuation des impacts.

Comme la plupart de ces étapes ont déjà été abordées précédemment, on va tout de suite passer à l'analyse des impacts et les mesures d'atténuation y afférentes.

XII.3) IMPACTS NEGATIFS AVEC SES MESURES D'ATTENUATION

XII.3.1) Impacts sur l'environnement physique

Ils concernent les impacts probables sur l'eau, le sol et sa végétation ainsi que l'air.

Tableau 123 : Impacts probables sur le milieu physique et mesures d'atténuation

Eléments naturels récepteurs	Origines	Impacts	Mesures préventives, mesures d'atténuation et mesures de sécurité
EAU	Déversement des polluants (hydrocarbures, pesticides engrais, etc.)	Pollution et contamination des eaux superficielles et souterraines	Diriger les polluants vers les points de rejet conçus spécialement.
	Utilisation excessive des ressources en eau	Gaspillage de la ressource en eau et réduction de la disponibilité en eau	Sensibiliser les ouvriers pour l'économie de l'eau
	Aspiration de la nappe et éventuellement drainage de celle-ci	Altération de la qualité, du niveau et de la réalimentation de la nappe phréatique	Suivre l'évolution de la nappe si possible après l'achèvement des travaux

Eléments naturels récepteurs	Origines	Impacts	Mesures préventives, mesures d'atténuation et mesures de sécurité
SOL	Introduction et injection de substances dans le sol	Pollution et dégradation du sol	Prévoir des systèmes de rétention de ces produits
	Déversement des résidus, déchets et eaux usées produits		Scarifier le sol avant la remise en état
AIR	Marche des engins et matériels de chantier	Emissions nocives dans l'atmosphère et odeurs affectant la qualité de l'air	Utiliser de machines et de matériels en bon état de fonctionnement
		Poussières, particules en suspension, gaz à effet de serre	Utiliser les nouvelles techniques et les nouveaux procédés écologiques.

XII.3.2) Impacts sur l'environnement humain

Ils concernent les études des impacts sur les aspects social, économique et culturel.

Tableau 124 : Impacts probables sur le milieu humain et mesures d'atténuation

Domaine	Origines	Impacts	Mesures préventives, mesures d'atténuation et mesures de sécurité
SOCIAL	Bruits et vibrations des engins et matériels de chantier	Altération des ambiances sonores et possibilité d'apparition de maladies auditives	-Prévenir le voisinage sur la nature des travaux -Moduler les horaires de travail et éviter les travaux de nuit -Limiter les vitesses de croisière des engins et matériels
	Engins et matériels	Accidents technologiques pouvant toucher les ouvriers et le voisinage	-Limiter l'accès au site -Installer des moyens de sécurité : -Etablir un programme de gestion des risques
	Poussières, odeurs désagréables	Maladies	Installer de moyens d'entreposage des produits toxiques et dangereux
CULTUREL	Existence de la nouvelle construction	Modification des modes de vie et changement des habitudes des mitoyens	-Informers les riverains -Prévoir des mesures de compensation
ECONOMIQUE	Existence de la nouvelle construction	Forte concurrence avec les bâtiments similaires existants environnant.	Discuter et être en concurrence loyale.



XII.3.3) Impacts sur l'environnement biologique

Ils concernent les études d'impacts sur l'écosystème, la faune et la flore.

Sachant que notre site se trouve en milieu urbain, les impacts sur le milieu biologique sont quasiment inexistantes, il n'y a rien à craindre au niveau de l'environnement biologique.

XII.4) IMPACTS POSITIFS

Notre projet n'a pas seulement des impacts négatifs sur l'environnement, au contraire, comme tout projet, il a été conçu dans un souci de respect des conditions imposées par la Charte de l'Environnement, pour qu'il soit bénéfique surtout sur le plan social.

Voici quelques retombées positives que notre projet entraîne :

- amélioration des infrastructures locales ;
- augmentation de la disponibilité des biens et services ;
- création d'emplois et diminution du chômage (par le recrutement d'ouvriers notamment);
- transfert des compétences, des techniques et des savoir-faire entre les travailleurs du chantier

CONCLUSION PARTIELLE III

Après avoir estimé le montant du projet, l'étude de la rentabilité a permis de confirmer que le projet mérite d'être réalisé. Cependant, les bénéfices ne seront pas immédiatement concrets mais les résultats seront palpables à long terme.

En outre, l'existence d'un nouveau bâtiment peut avoir des répercussions sur l'environnement, qui doivent être analysées avec parcimonie afin d'éviter les retombées négatives et au contraire, être à l'avantage de la localité où il va être édifié.

CONCLUSION GENERALE

En achevant cet ouvrage, il est à rappeler que plusieurs méthodes de calcul et plusieurs théories d'ingénierie ont été effectuées pour permettre au projet d'être réalisable mais surtout rentable, et d'assurer en même temps la sécurité de ses usagers. De l'exactitude des calculs et de la crédibilité des résultats dépendent la pérennité d'un ouvrage. Ankadifotsy est une ville dotée de nombreuses potentialités économiques en plus d'être géographiquement avantageux. Aussi, les bâtiments à haut standing sont de plus en plus prisés actuellement. D'où l'idée d'en projeter un nouveau dans cette localité.

Il est à noter que, même si les calculs ont été effectués méticuleusement, les résultats trouvés doivent être suivis prudemment lors de la réalisation du projet puisque dans la plupart des cas, ceux-ci ont été évalués en prenant les cas défavorables, donc logiquement des résultats assez surestimés qui pourraient coûter chers financièrement au maître d'ouvrage.

L'élaboration de ce mémoire nous a permis d'approfondir en long et en large tous les acquis dispensés lors de la formation, en faisant appel particulièrement de notre esprit de recherche et notre esprit de créativité.

En outre, elle nous a également apporté un petit aperçu de ce qui pourrait déjà nous attendre dans le monde professionnel.

Cependant, la vraie difficulté pour un ingénieur ou un projeteur est de concilier la réalité et le papier. Il s'avère toujours compliqué de concrétiser les choses établies pendant les études d'APS et d'APD à cause de l'existence de nombreuses contraintes, telles que les contraintes économique, technologique ou écologique.

En effet, à travers ce mémoire, pourrait-on, dans un avenir proche ou lointain, espérer avoir beaucoup plus de constructions architecturalement réussies, respectant à la fois les règles de l'art et les conditions environnementales, contribuant donc à embellir notre pays, augmenter notre estime aux yeux du monde et par suite notre niveau économique ?

**BIBLIOGRAPHIE****LIVRES**

- [1] Cognon et Lacombe ; GENIE CIVIL; Ecole Centrale Paris, 1997-1998, 261 pages
- [2] E. Neufert ; LES ELEMENTS DES PROJETS DE CONSTRUCTION ; Edition Dunod ; 9^{ème} édition ; 2006 ; 623 pages
- [3] G. Karsenty ; LA FABRICATION DU BATIMENT, TOME 1 : LE GROS-ŒUVRE ; Edition Eyrolles ; 1997 ; 547 pages
- [4] H. Renaud ; CONSTRUCTEUR BATIMENT TECHNOLOGIE TOME 1 ET TOME 2 ; Edition Foucher
- [5] H. Thonier ; CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT TOME 1 A 6 ; Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 1999
- [6] J.-M. Destrac, D. Lefavre, Y. Maldent, S. Vila ; MEMOTECH GENIE CIVIL ; Edition Casteilla, 1996, 472 pages
- [7] J.-P. Mougin ; BETON ARME: BAEL 91 MODIFIE 99 ET DTU ASSOCIES ; Edition Eyrolles ; 2006 ; 284 pages
- [8] Ministère de l'Environnement, Office National pour l'Environnement ; DIRECTIVE GENERALE POUR LA REALISATION D'UNE ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL A MADAGASCAR ; Direction de l'évaluation environnementale / ONE, Projet PAGE / USAID / Banque Mondiale ; 45 pages
- [9] Ministère des Travaux Publics et de la Météorologie ; REGLES POUR CONSTRUCTION PARACYCLONIQUES A MADAGASCAR ; 15 pages
- [10] R. Adrait, D. Sommier avec la collaboration de J.-P. Battail ; GUIDE DU CONSTRUCTUER EN BATIMENT-MAITRISER L'INGENIERIE CIVILE; Edition Hachette Technique ; 2006-2007; 240 pages

COURS ET POLYCOPIES

- [11] Rabenatoandro M ; cours et photocopiés de Fondations ; BTP 4^{ème} année ; ESPA ; 2012
- [12] Rahelison L.H. ; cours et photocopiés de Management de Construction Routière ; BTP 5^{ème} année ; ESPA ; 2012
- [13] Rakotoarivelo R. ; cours et photocopiés de Calcul des Structures ; BTP 4^{ème} année ; ESPA ; 2012
- [14] Randriaherindrainy S. ; cours et photocopiés de Management d'Entreprise ; BTP 5^{ème} année ; ESPA ; 2013



[15] Randrianaivoarijaona J. ; cours et photocopiés d'Ossatures de Bâtiment ; BTP 5^{ème} année ; ESPA, 2013

[16] Randrianarimanana R. ; cours et photocopiés de Technologie de Bâtiment ; BTP 3^{ème} année ; 2011

[17] Ravaoharisoa L. ; cours et photocopiés de BAEL ; BTP 3^{ème} année ; ESPA ; 2011

WEBOGRAPHIE

- Wikipédia
- www.civilmania.fr
- www.facebook_GCA.com
- www.filecrop.com
- www.cours-génie-civil.com

SUPPORT ELECTRONIQUE

- CD REEF Version 3 S154 / 2008.4 ; CSTB; 2008
- Encyclopedia Universalis 2014
- Traités des Techniques de l'Ingénieur

ANNEXES

ANNEXE I : PLANS ARCHITECTURAUX

ANNEXE II : EFFETS DU VENT

ANNEXE III : DESCENTE DES CHARGES

ANNEXE IV : COURBES ENVELOPPES

ANNEXE V : BETON ARME

ANNEXE VI : FONDATIONS

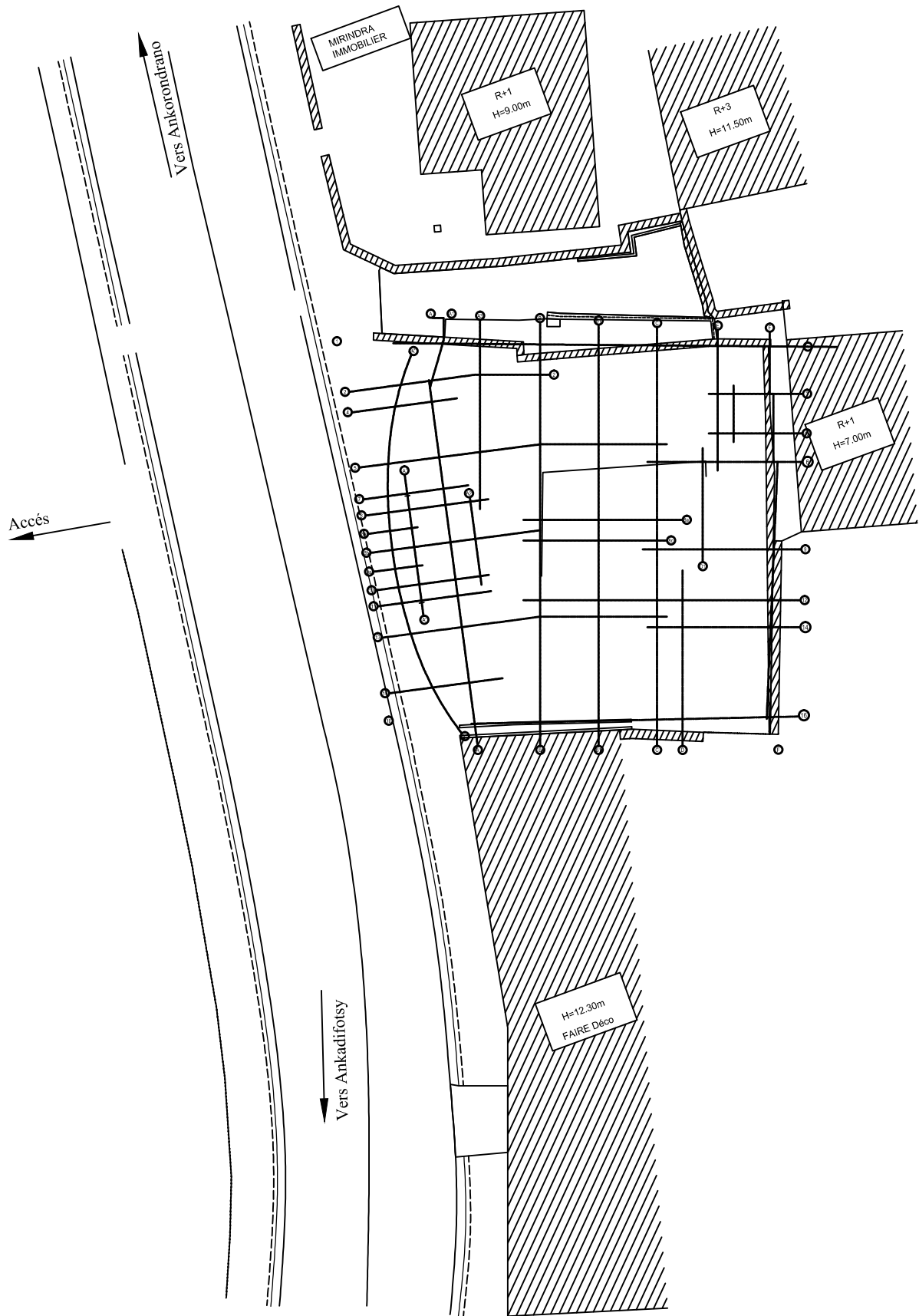
ANNEXE VII : PLANS DE FERRAILLAGE

ANNEXE VIII : SECOND OEUVRE

ANNEXE IX : ETUDES FINANCIERES



ANNEXE I: PLANS ARCHITECTURAUX



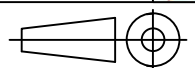
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
PLAN DE MASSE

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

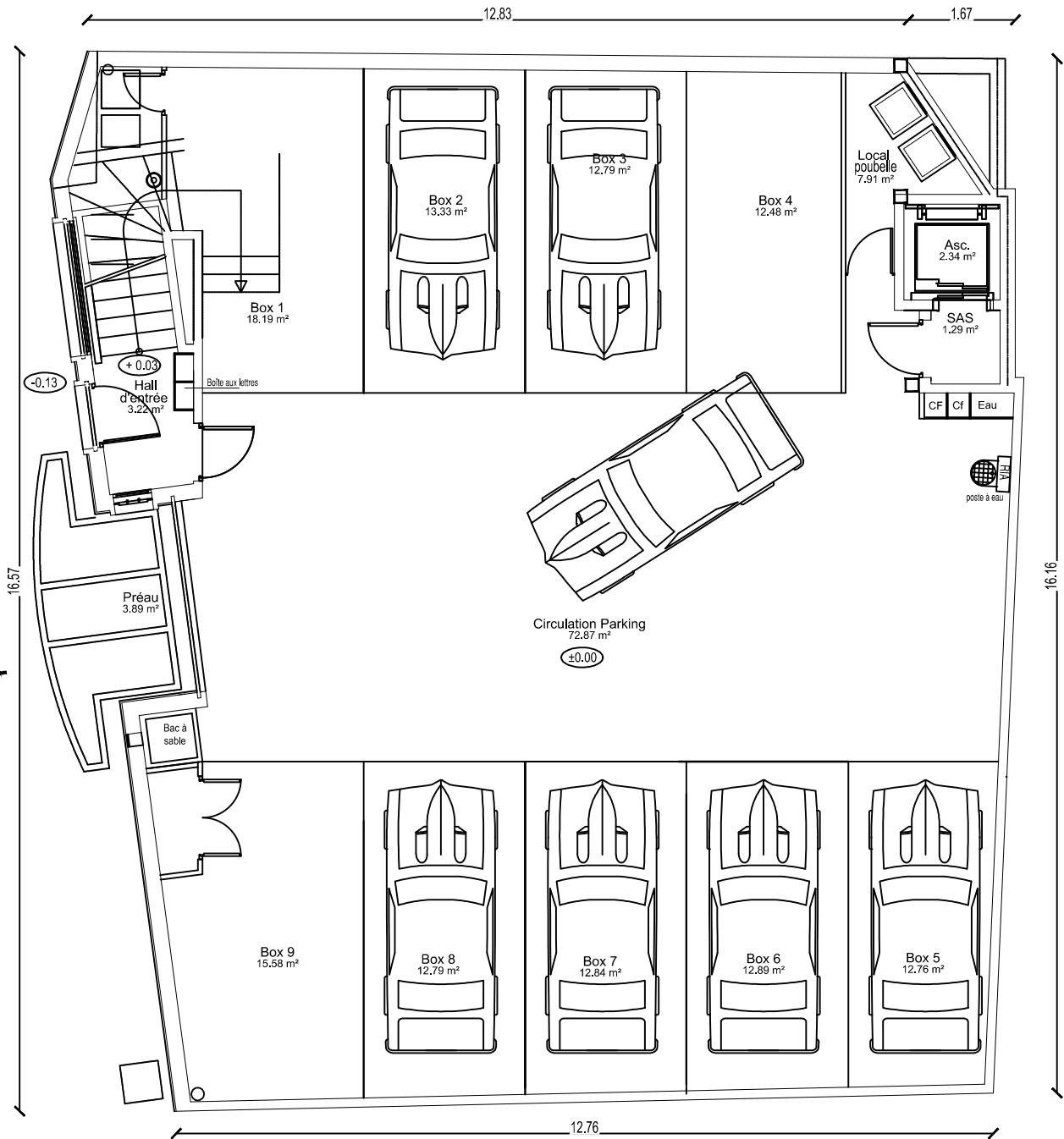


ECHELLE : 1/40



P-01

2014



IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY

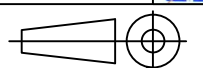
RDC : PARKING

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

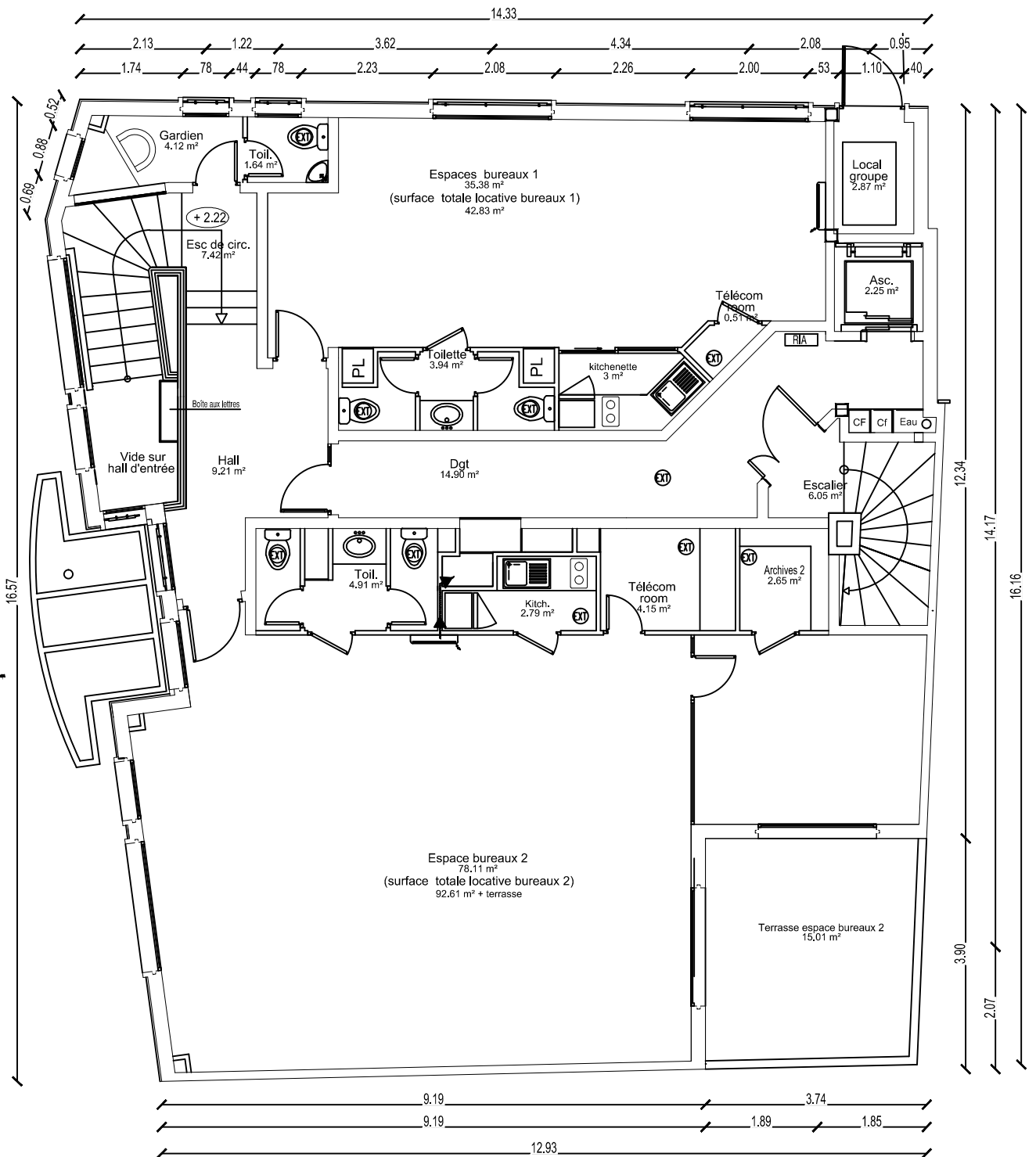


ECHELLE : 1/100



P-02

2014



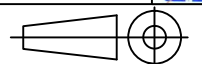
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
ETAGE 1 : BUREAUX

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

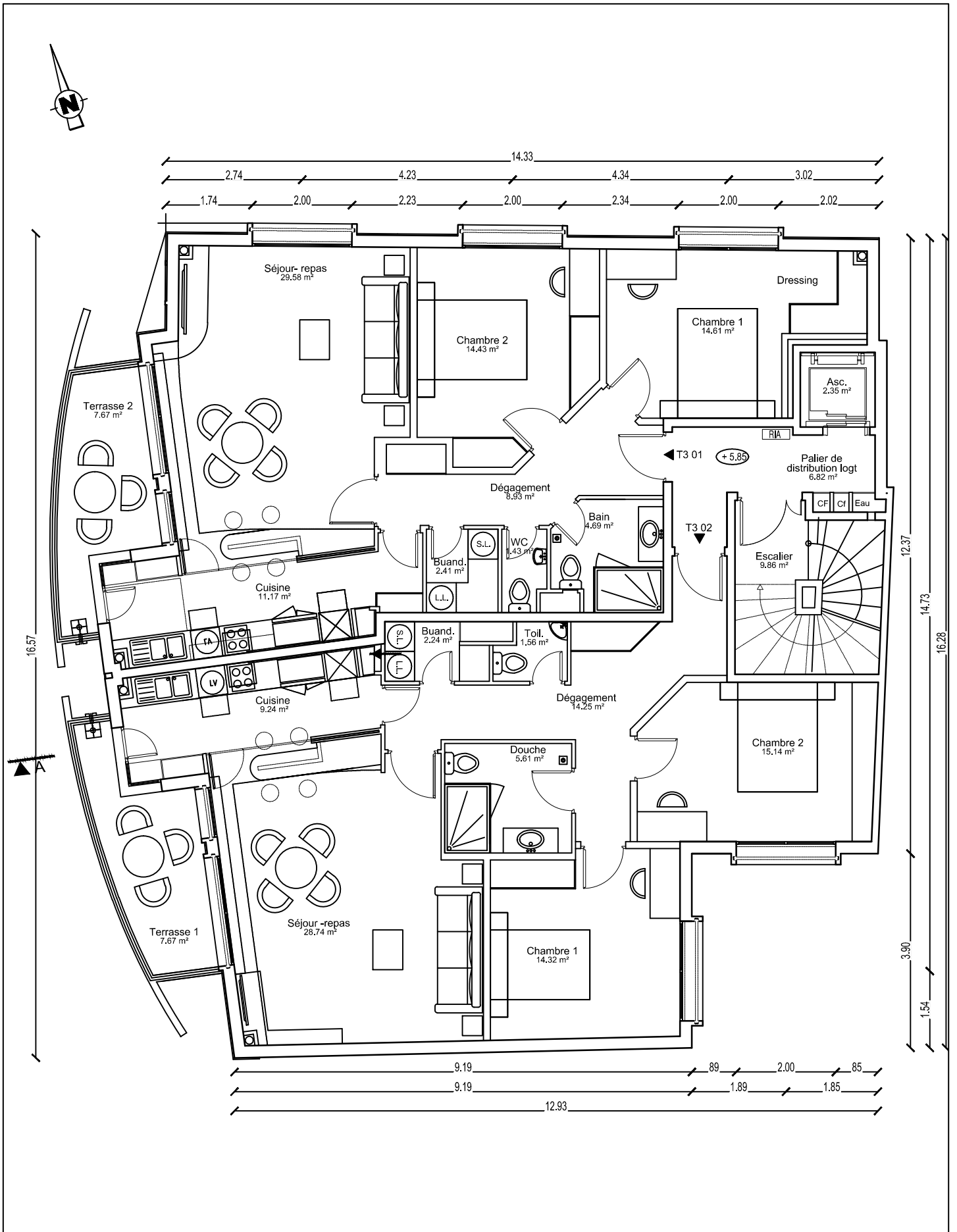


ECHELLE : 1/100



P-03

2014



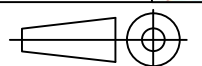
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
ETAGE 2-3-4 : APPARTEMENTS

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

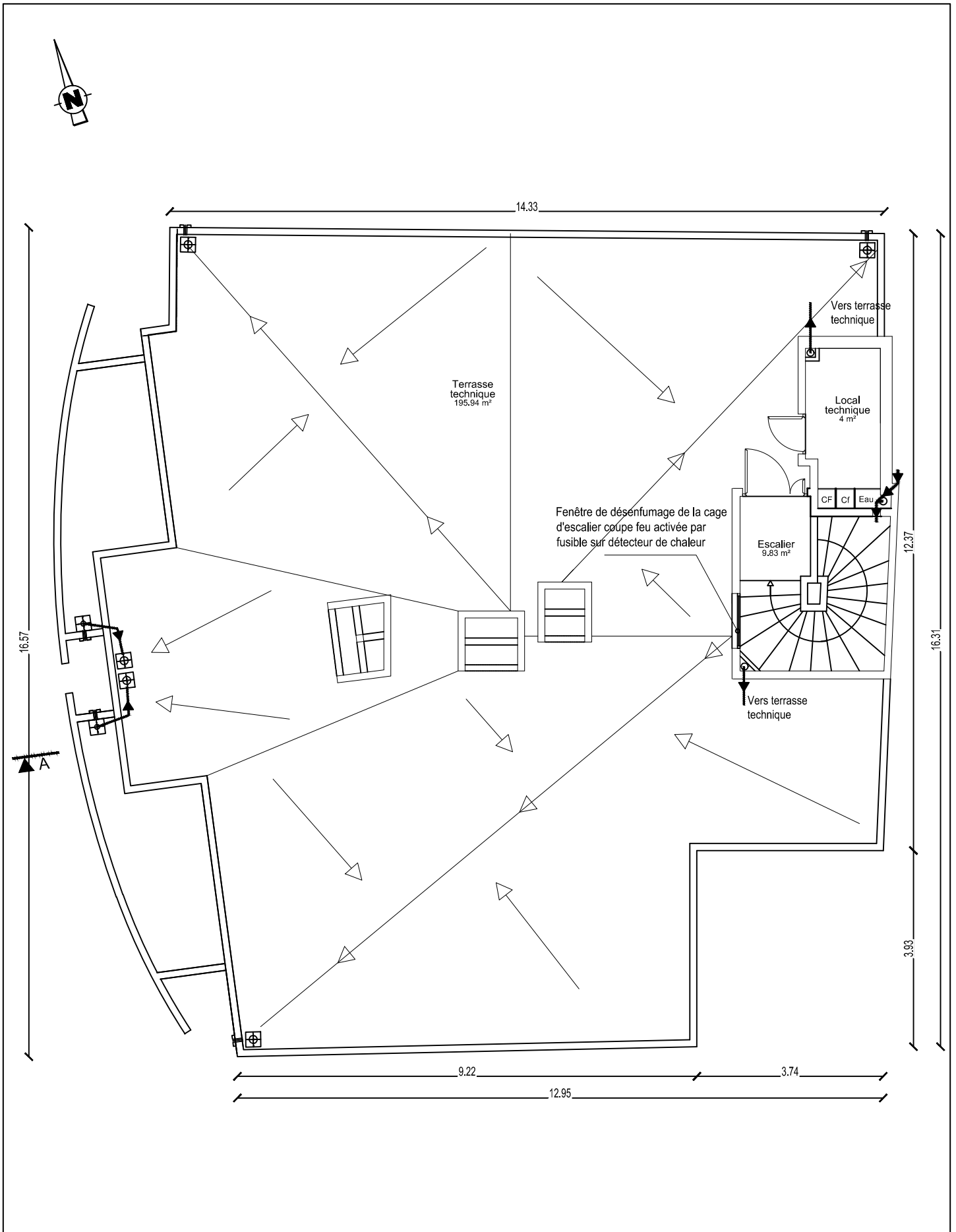


ECHELLE : 1/100



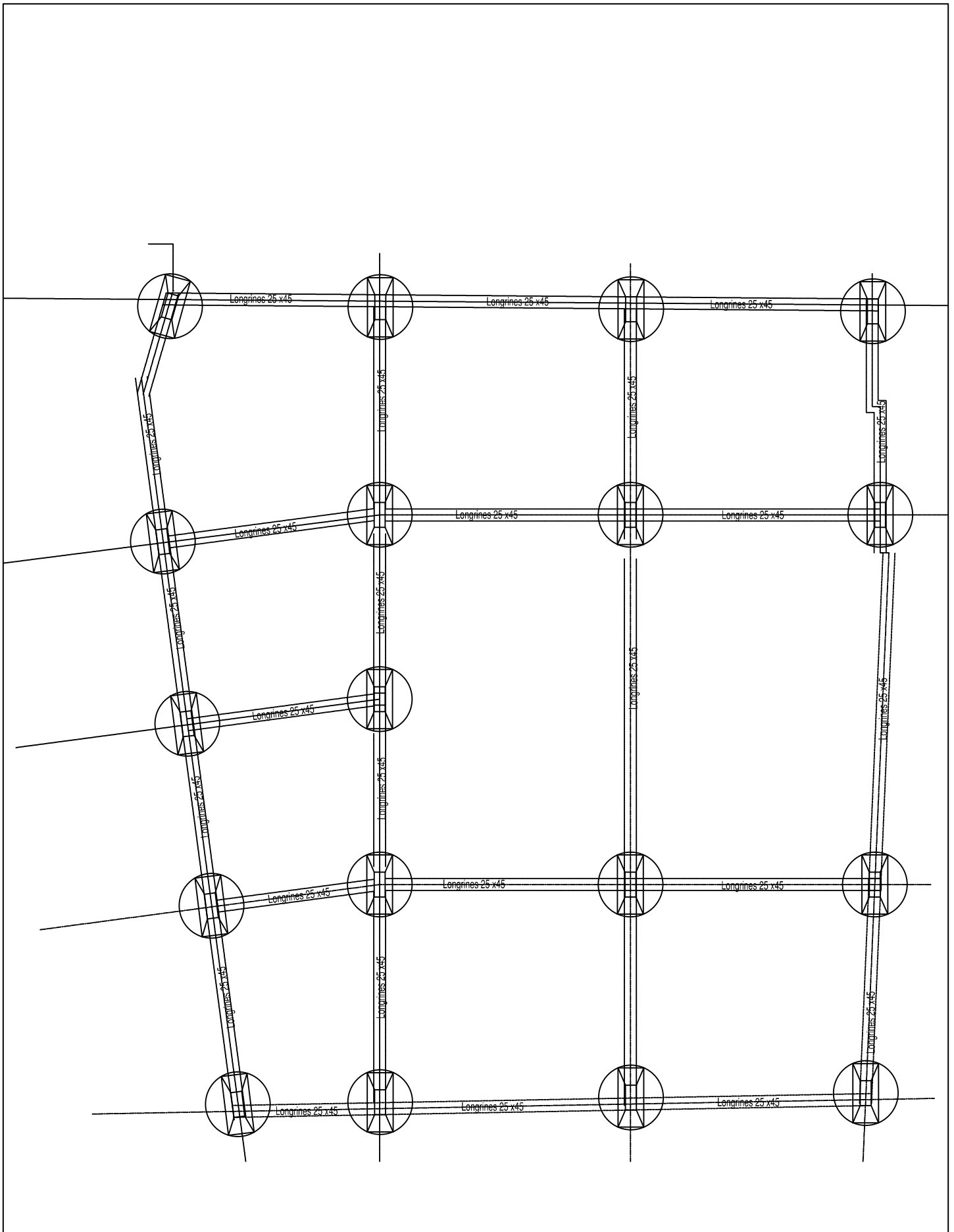
P-04

2014


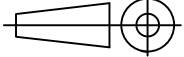


IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
TERRASSE TECHNIQUE

RAMAHERIMANANA Andry T.	ESPA	
ECHELLE : 1/100		
P-05	2014	



IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
FONDATION

RAMAHERIMANANA Andry T.	ESPA	
ECHELLE : 1/100		
P-06	2014	



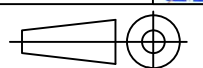
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
FAÇADE OUEST

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

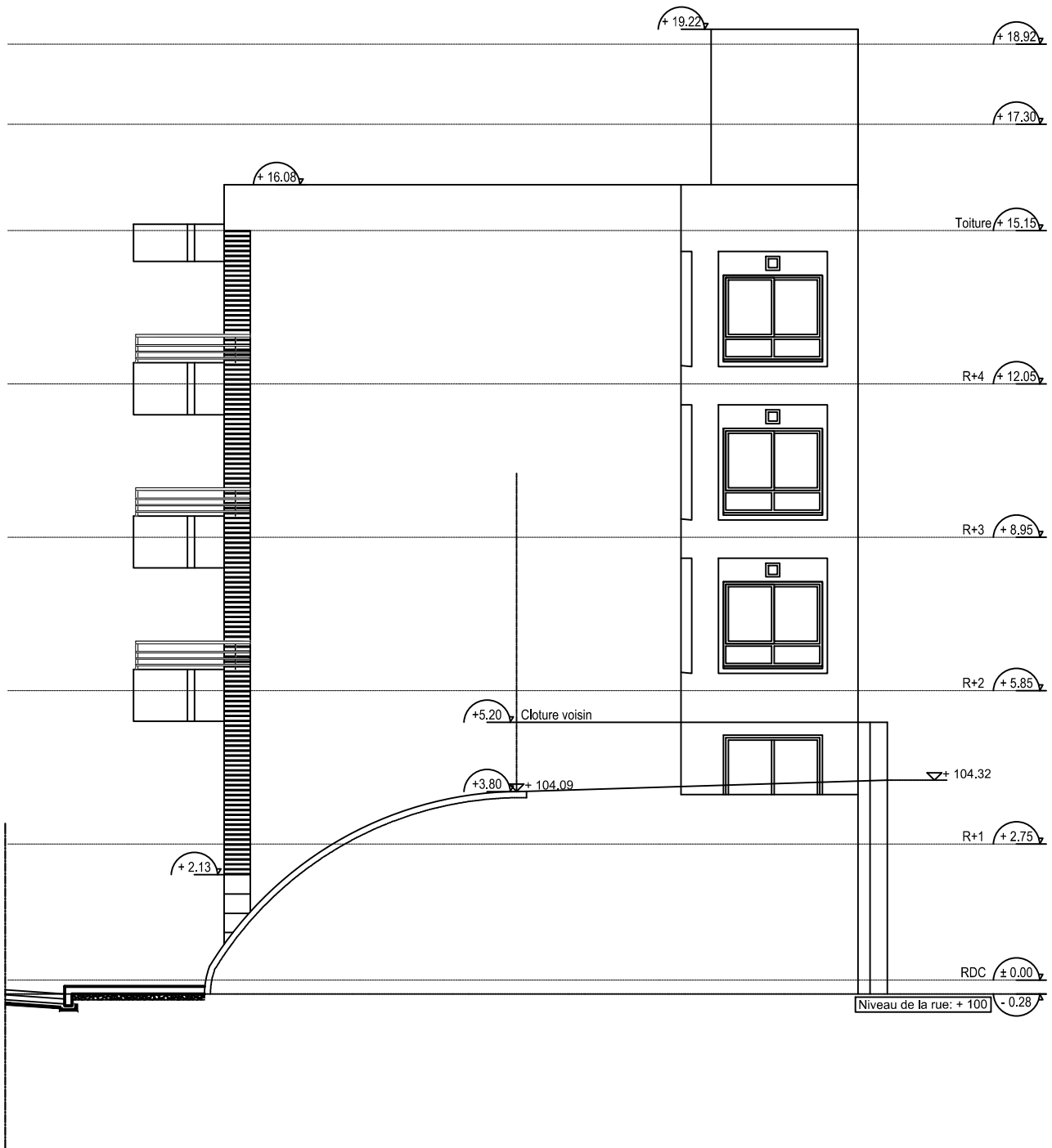


ECHELLE : 1/80


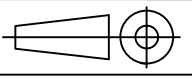


P-07

2014



IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
FAÇADE SUD

RAMAHERIMANANA Andry T.	ESPA	
ECHELLE : 1/80		
P-08	2014	



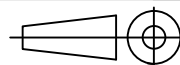
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
FAÇADE EST

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA



ECHELLE : 1/80


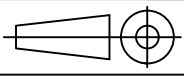


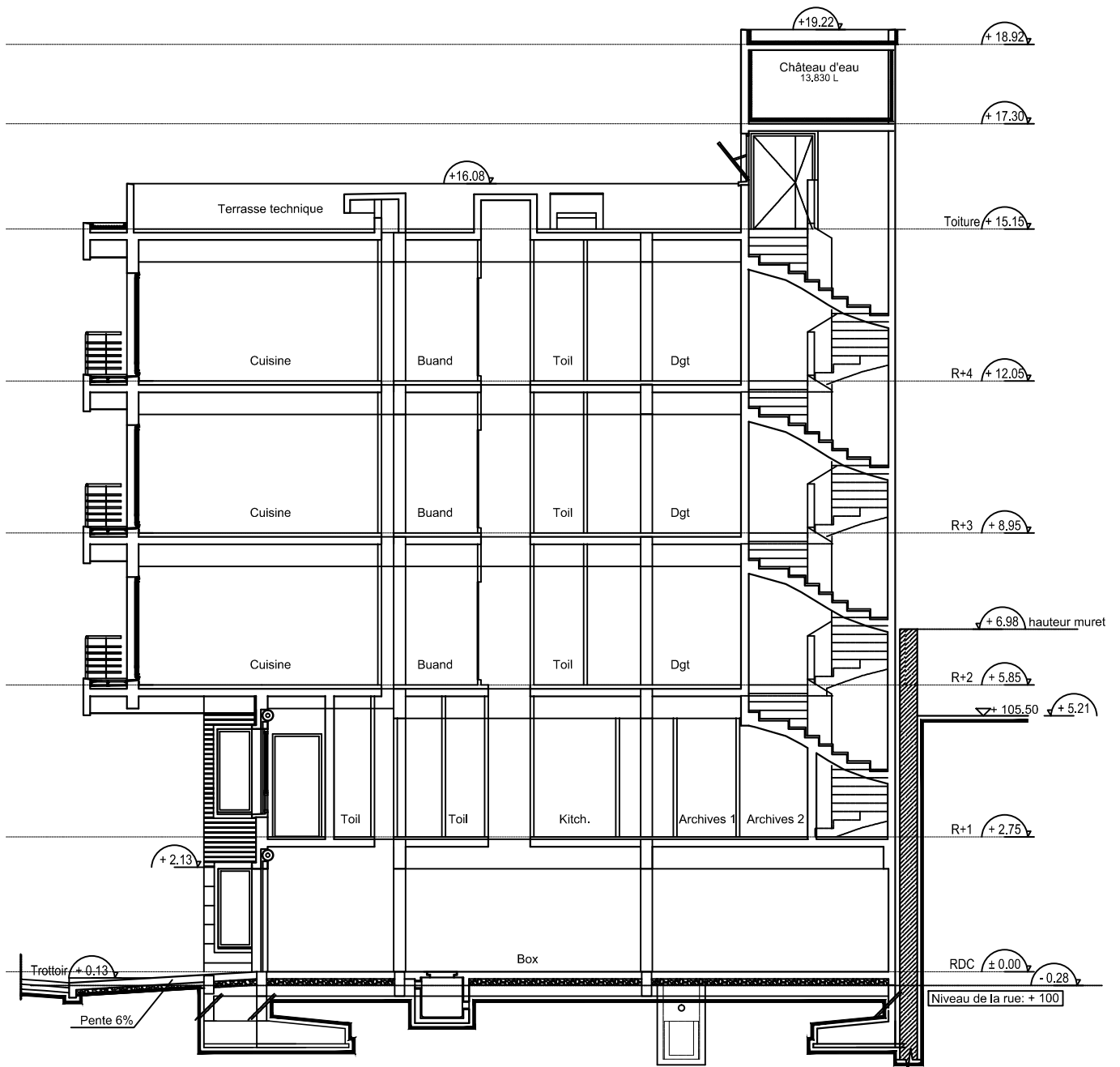
P-09

2014



IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
FAÇADE NORD

RAMAHERIMANANA Andry T.	ESPA	
ECHELLE : 1/80		
P-10	2014	



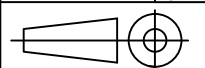
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
COUPE A-A

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

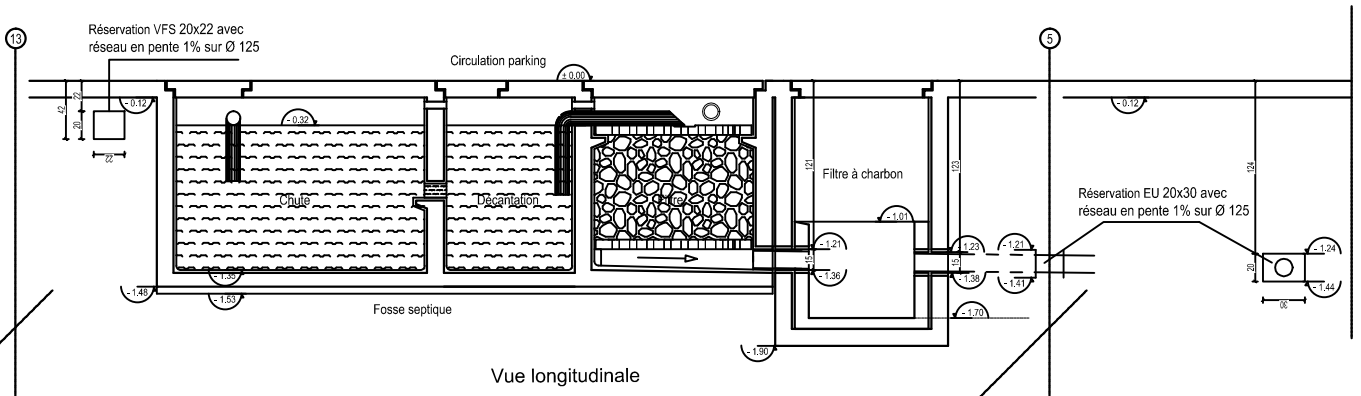
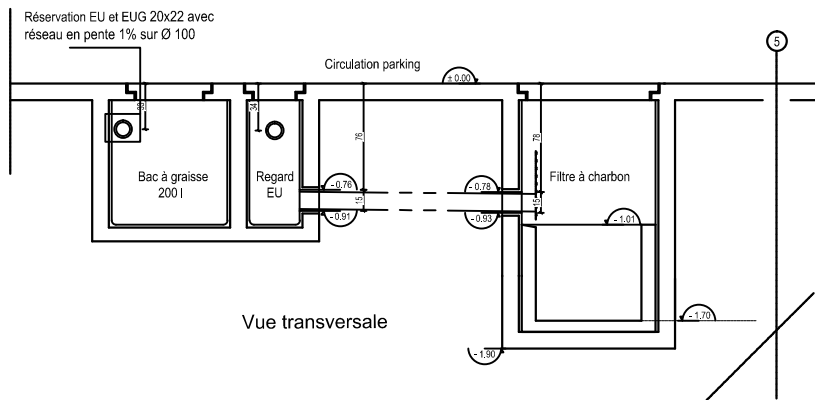


ECHELLE : 1/80



P-11

2014



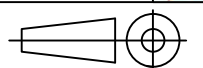
IMMEUBLE R+4 ANKADIFOTSY
OVRAGES ANNEXES

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA



ECHELLE : 1/20

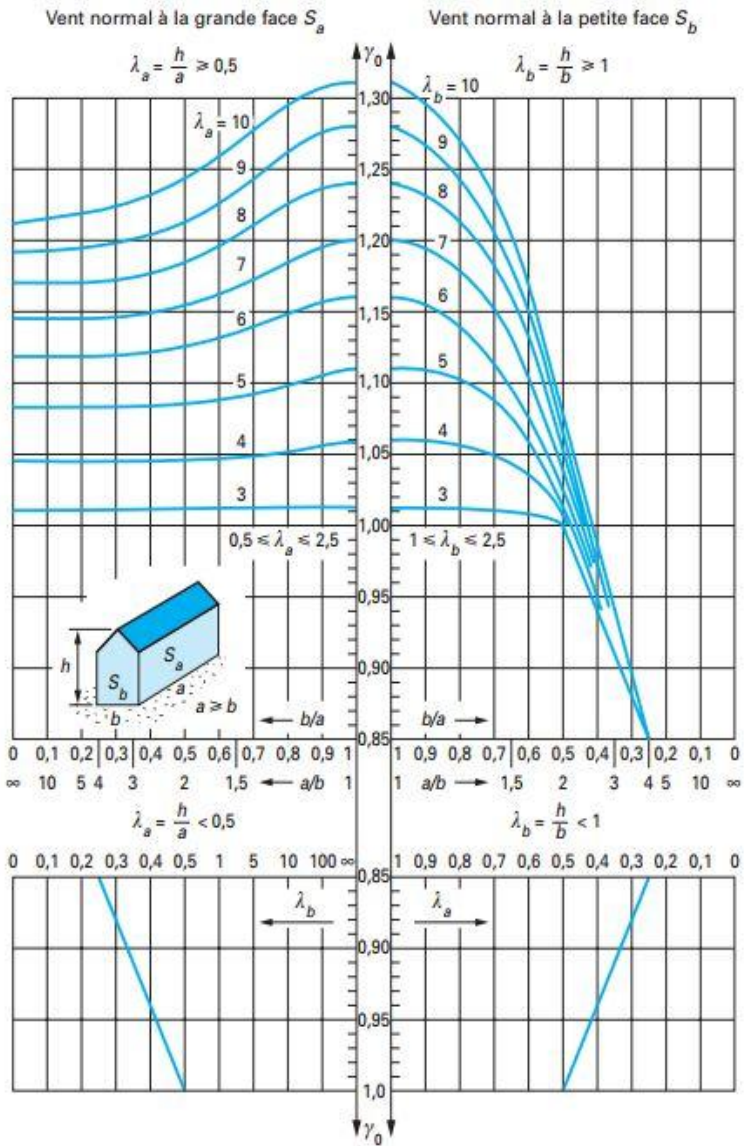


P-12

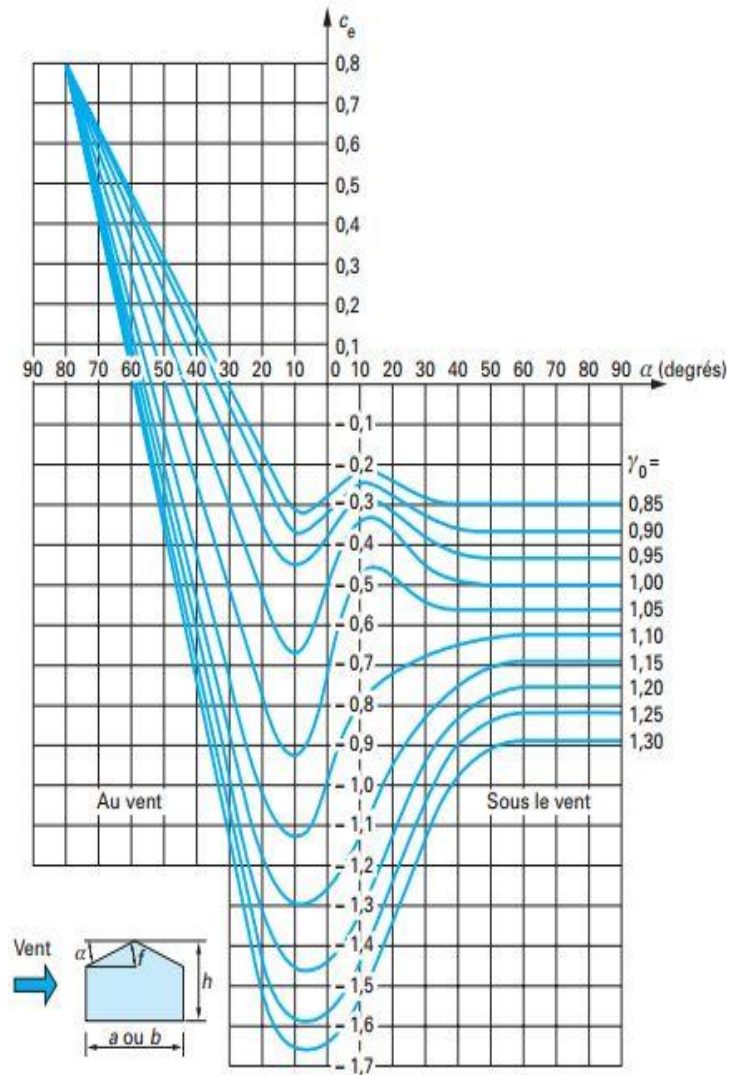
2014

ANNEXE II: EFFETS DU VENT

II.2) COEFFICIENT γ_0

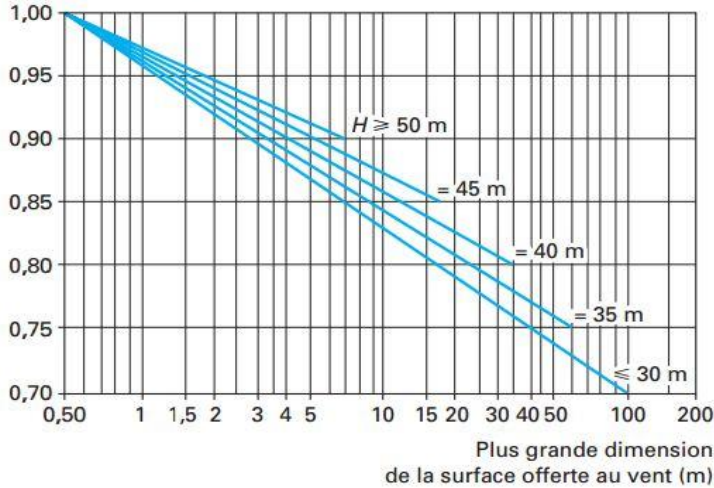


II.3) COEFFICIENT C_E



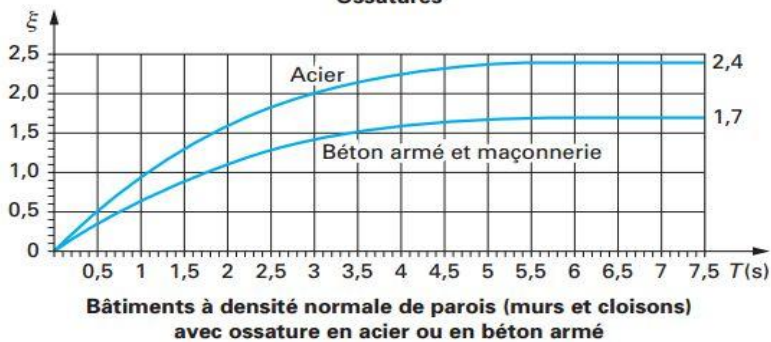
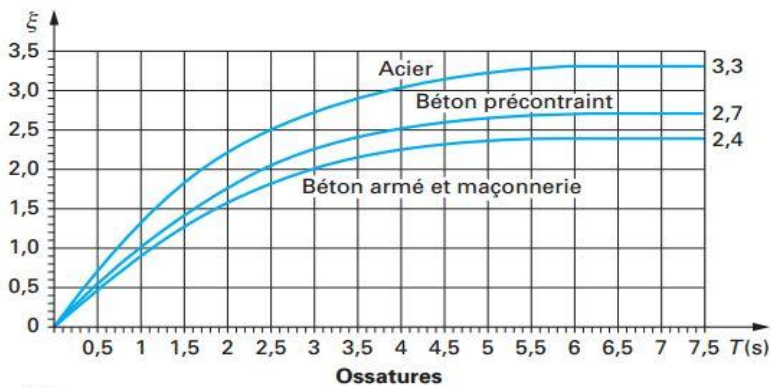
II.4) COEFFICIENT DE REDUCTION DE PRESSION DYNAMIQUE δ

Coefficient de réduction
des pressions dynamiques δ

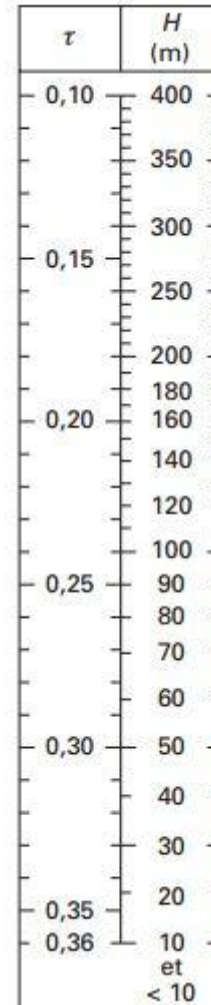


On notera que ce coefficient est limité à 0,90 pour des immeubles d'une hauteur de 50 m ou plus, quelle qu'en soit la longueur.
Le coefficient de réduction garde une valeur constante (0,70) jusqu'à 30 m de hauteur, pour des bâtiments ayant plus de 100 m de longueur.

II.5) COEFFICIENT DE REPONSE ξ



II.6) COEFFICIENT DE PULSATION τ



ANNEXE III: DESCENTE DES CHARGES



POTEAU C2

Niveau	Désignation	Dimensions				Charges unitaires		G (kN)	Q (kN)
		L (m)	l (m)	h (m)	Surface (m ²)	Valeurs	Unités		
n1	Plancher				29	7,48	kN/m ²	216,92	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m ³	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m ³	13,05	
	Surcharge terrasse				29	1,5	kN/m ²		43,50
	SOUS TOTAL							240,86	43,50
n2	Venant de n1							240,86	43,50
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m ³	6,82	
	Cloisons légères 7,5 cm	4,73		3,1		0,5	kN/m ²	7,33	
	Cloisons lourdes 14 cm	4,64		3,1		1	kN/m ²	14,38	
	Mur en agglos 15 cm	12,12		3,1		2,7	kN/m ²	101,44	
	Surcharge escalier	3	0,45			2,5	kN/m ²		3,38
	SOUS TOTAL							370,84	46,88
n3	Venant de n2							370,84	46,88
	Plancher				29	3,93	kN/m ²	113,97	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m ³	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m ³	13,05	
	Surcharge logement				29	1,5	kN/m ²		43,50
	SOUS TOTAL							508,74	90,38
n4	Venant de n3							508,74	90,38
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m ³	6,82	
	Cloisons légères 7,5 cm	4,73		3,1		0,5	kN/m ²	7,33	
	Cloisons lourdes 14 cm	4,64		3,1		1	kN/m ²	14,38	
	Mur en agglos 15 cm	12,12		3,1		2,7	kN/m ²	101,44	
	Surcharge escalier	3	0,45			2,5	kN/m ²		3,38
	SOUS TOTAL							638,72	93,75
n5	Venant de n4							638,72	93,75
	Plancher				29	3,93	kN/m ²	113,97	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m ³	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m ³	13,05	
	Surcharge logement				29	1,5	kN/m ²		43,50
	SOUS TOTAL							776,63	137,25
n6	Venant de n5							776,63	137,25
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m ³	6,82	
	Cloisons légères 7,5 cm	4,73		3,1		0,5	kN/m ²	7,33	
	Cloisons lourdes 14 cm	4,64		3,1		1	kN/m ²	14,38	
	Mur en agglos 15 cm	12,12		3,1		2,7	kN/m ²	101,44	
	Surcharge escalier	3	0,45			2,5	kN/m ²		3,38
	SOUS TOTAL							906,61	140,63
n7	Venant de n6							906,61	140,63
	Plancher				29	3,93	kN/m ²	113,97	



	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05		
	Surcharge logement				29	1,5	kN/m2		43,50	
	SOUS TOTAL								1044,51	184,13
n8	Venant de n7							1044,51	184,13	
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82		
	Cloisons légères 7,5 cm	4,73		3,1		0,5	kN/m2	7,33		
	Cloisons lourdes 14 cm	4,64		3,1		1	kN/m2	14,38		
	Mur en agglos 15 cm	12,12		3,1		2,7	kN/m2	101,44		
	Surcharge escalier	3	0,45			2,5	kN/m2		3,38	
	SOUS TOTAL								1174,49	187,50
n9	Venant de n8							1174,49	187,50	
	Plancher				29	3,93	kN/m2	113,97		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05		
	Surcharge bureau				29	2,5	kN/m2		72,50	
	SOUS TOTAL								1312,40	260,00
n10	Venant de n9							1312,40	260,00	
	Poteau 0,22 m x 0,50 m	0,5	0,22	3,1		25	kN/m3	8,53		
	Cloisons légères 7,5 cm	6,4		3,1		0,5	kN/m2	9,92		
	Mur en agglos 15 cm	9,95		3,1		2,7	kN/m2	83,28		
	SOUS TOTAL								1414,13	260,00
n11	Venant de n10							1414,13	260,00	
	Plancher				29	4,3	kN/m2	124,70		
	Surcharge parking				29	2,5	kN/m2		72,50	
TOTAL								1538,83	332,50	
TOTAL AVEC MAJORATION DE 10 %								1692,71	365,75	

POTEAU C3

Niveau	Désignation	Dimensions				Charges unitaires		G (kN)	Q (kN)	
		L (m)	l (m)	h (m)	Surface (m2)	Valeurs	Unités			
n1	Plancher				28	7,58	kN/m2	212,24		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89		
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05		
	Surcharge terrasse				28	1,5	kN/m2		42,00	
	SOUS TOTAL								236,18	42,00
n2	Venant de n1							236,18	42,00	
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82		
	Cloisons légères 7,5 cm	5,92		3,1		0,5	kN/m2	9,18		
	Cloisons lourdes 14 cm	7,02		3,1		1	kN/m2	21,76		
	Mur en agglos 15 cm	1,25		3,1		2,7	kN/m2	10,46		
	Surcharge escalier	0,8	0,45			2,5	kN/m2		0,90	
	SOUS TOTAL								284,40	42,90



n3	Venant de n2							284,40	42,90
	Plancher				28	3,93	kN/m2	110,04	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05	
	Surcharge logement				28	1,5	kN/m2		42,00
	SOUS TOTAL							418,37	84,90
n4	Venant de n3							418,37	84,90
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Cloisons légères 7,5 cm	5,92		3,1		0,5	kN/m2	9,18	
	Cloisons lourdes 14 cm	7,02		3,1		1	kN/m2	21,76	
	Mur en agglos 15 cm	1,25		3,1		2,7	kN/m2	10,46	
	Surcharge escalier	0,8	0,45			2,5	kN/m2		0,90
	SOUS TOTAL							466,59	85,80
n5	Venant de n4							466,59	85,80
	Plancher				28	3,93	kN/m2	110,04	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05	
	Surcharge logement				28	1,5	kN/m2		42,00
	SOUS TOTAL							600,57	127,80
n6	Venant de n5							600,57	127,80
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Cloisons légères 7,5 cm	5,92		3,1		0,5	kN/m2	9,18	
	Cloisons lourdes 14 cm	7,02		3,1		1	kN/m2	21,76	
	Mur en agglos 15 cm	1,25		3,1		2,7	kN/m2	10,46	
	Surcharge escalier	0,8	0,45			2,5	kN/m2		0,90
	SOUS TOTAL							648,79	128,70
n7	Venant de n6							648,79	128,70
	Plancher				28	3,93	kN/m2	110,04	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05	
	Surcharge logement				28	1,5	kN/m2		42,00
	SOUS TOTAL							782,77	170,70
n8	Venant de n7							782,77	170,70
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Cloisons légères 7,5 cm	5,92		3,1		0,5	kN/m2	9,18	
	Cloisons lourdes 14 cm	7,02		3,1		1	kN/m2	21,76	
	Mur en agglos 15 cm	1,25		3,1		2,7	kN/m2	10,46	
	Surcharge escalier	0,8	0,45			2,5	kN/m2		0,90
	SOUS TOTAL							830,99	171,60
n9	Venant de n8							830,99	171,60
	Plancher				28	3,93	kN/m2	110,04	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	5,93	0,22	0,4		25	kN/m3	13,05	
	Surcharge bureau				28	2,5	kN/m2		70,00
	SOUS TOTAL							964,96	241,60



n10	Venant de n9							964,96	241,60
	Poteau 0,22 m x 0,50 m	0,5	0,22	3,1		25	kN/m3	8,53	
	Cloisons légères 7,5 cm	7,65		3,1		0,5	kN/m2	11,86	
SOUS TOTAL								985,34	241,60
n11	Venant de n10							985,34	241,60
	Plancher				28	4,3	kN/m2	120,40	
	Surcharge parking				28	2,5	kN/m2		70,00
TOTAL								1105,74	311,60
TOTAL AVEC MAJORATION DE 10 %								1216,32	342,76

POTEAU C4

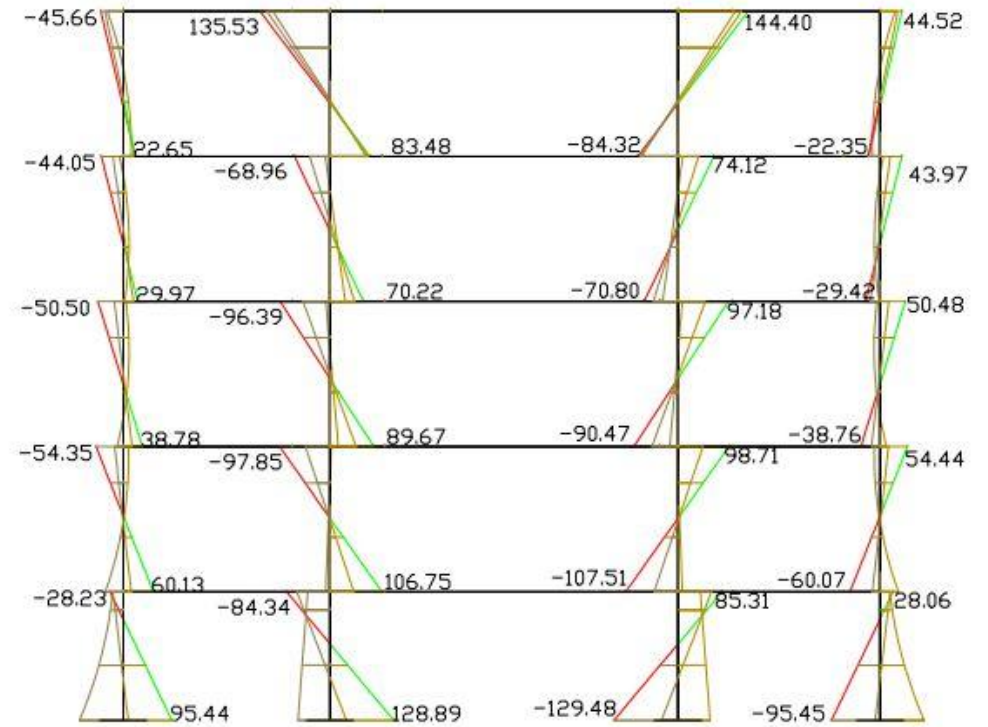
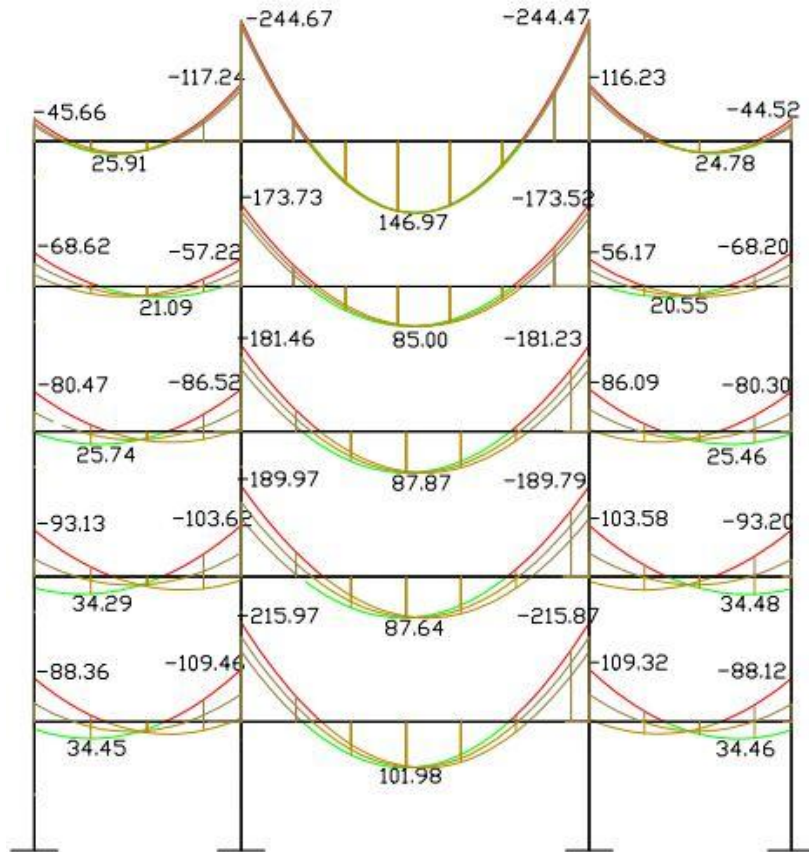
Niveau	Désignation	Dimensions				Charges unitaires		G (kN)	Q (kN)
		L (m)	l (m)	h (m)	Surface (m2)	Valeurs	Unités		
n1	Plancher				11,75	7,58	kN/m2	89,07	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,16	0,22	0,4		25	kN/m3	4,75	
	Surcharge terrasse				11,75	1,5	kN/m2		17,63
SOUS TOTAL								104,71	17,63
n2	Venant de n1							104,71	17,63
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,1		4,05	kN/m2	62,15	
SOUS TOTAL								173,67	17,63
n3	Venant de n2							173,67	17,63
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,16	0,22	0,4		25	kN/m3	4,75	
	Surcharge logement				11,75	1,5	kN/m2		17,63
SOUS TOTAL								235,49	35,25
n4	Venant de n3							235,49	35,25
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,1		4,05	kN/m2	62,15	
SOUS TOTAL								304,46	35,25
n5	Venant de n4							304,46	35,25
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,16	0,22	0,4		25	kN/m3	4,75	
	Surcharge logement				11,75	1,5	kN/m2		17,63
SOUS TOTAL								366,28	52,88
n6	Venant de n5							366,28	52,88
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,1		4,05	kN/m2	62,15	
SOUS TOTAL								435,25	52,88



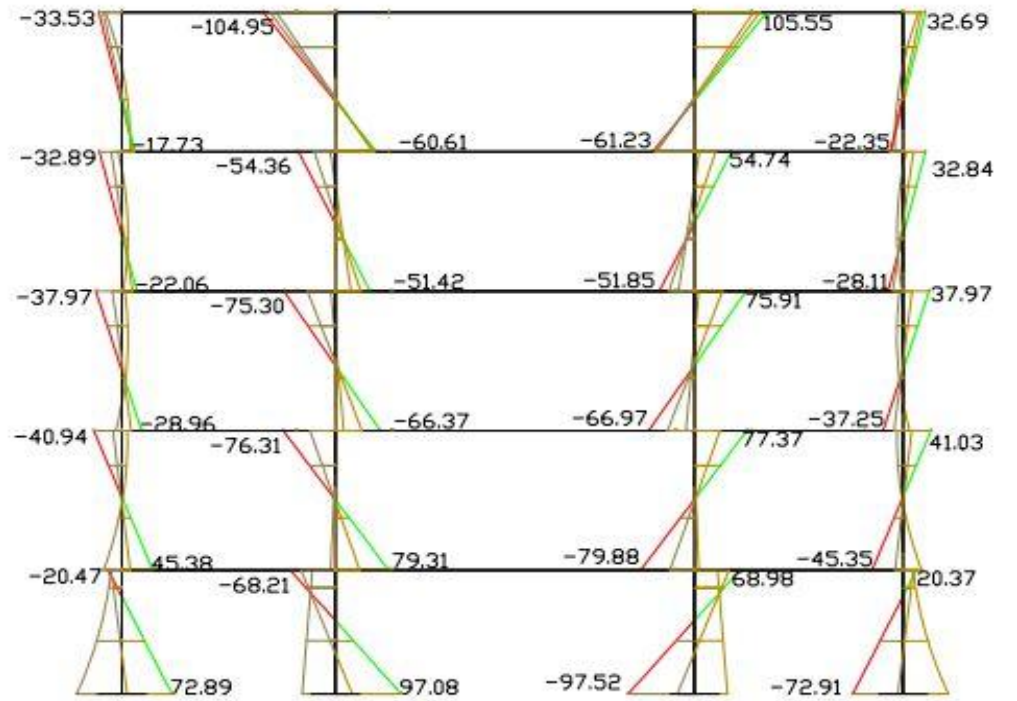
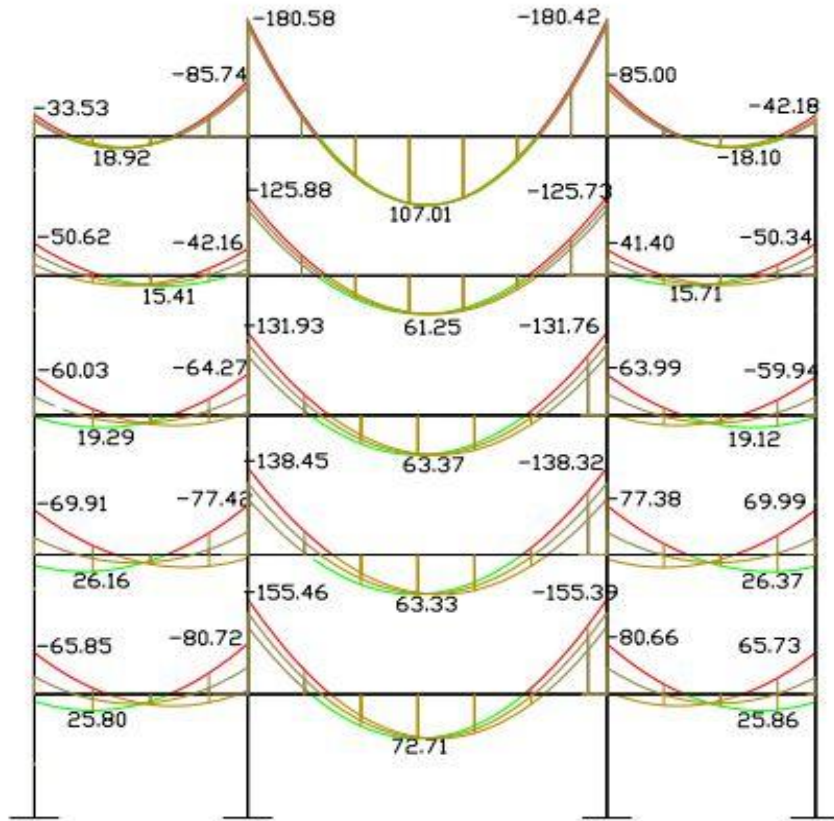
n7	Venant de n6							435,25	52,88
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,16	0,22	0,4		25	kN/m3	4,75	
	Surcharge logement				11,75	1,5	kN/m2		17,63
SOUS TOTAL								497,07	70,50
n8	Venant de n7							497,07	70,50
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,1		4,05	kN/m2	62,15	
SOUS TOTAL								566,03	70,50
n9	Venant de n8							566,03	70,50
	Plancher				11,75	3,93	kN/m2	46,18	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	4,95	0,22	0,4		25	kN/m3	10,89	
	Poutres 0,22 m x 0,40 m	2,16	0,22	0,4		25	kN/m3	4,75	
	Surcharge bureau				11,75	2,5	kN/m2		29,38
SOUS TOTAL								627,85	99,88
n10	Venant de n9							627,85	99,88
	Poteau 0,22 m x 0,40 m	0,4	0,22	3,1		25	kN/m3	6,82	
	Mur en brique 22 cm	4,95		3,1		4,05	kN/m2	62,15	
SOUS TOTAL								696,82	99,88
n11	Venant de n10							696,82	99,88
	Plancher				11,75	4,3	kN/m2	50,53	
	Surcharge parking				11,75	2,5	kN/m2		29,38
TOTAL								747,35	129,25

ANNEXE IV: COURBES ENVELOPPES

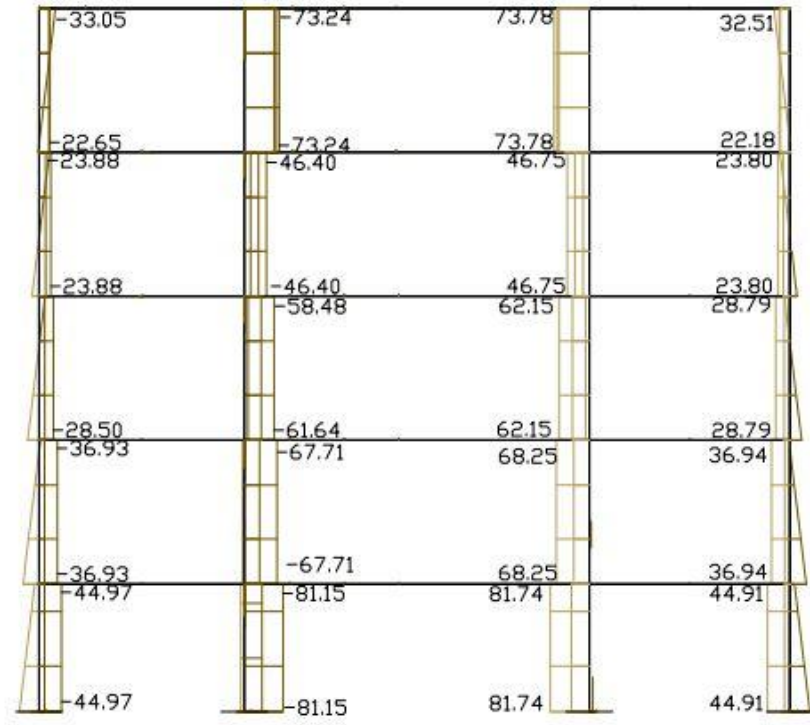
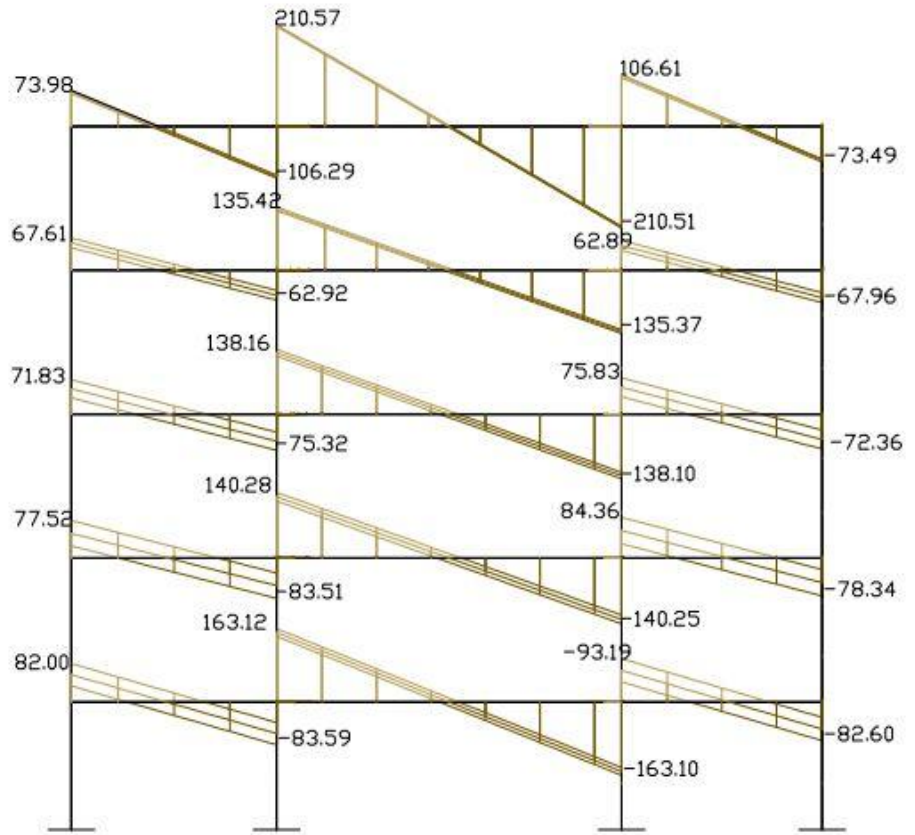
IV.1) COURBES ENVELOPPES DES MOMENTS FLECHISSANTS A L'ELU (en kNm)



IV.2) COURBES ENVELOPPES DES MOMENTS FLECHISSANTS A L'ELS (en kNm)



IV.3) COURBES ENVELOPPES DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU (en kN)



ANNEXE V: BETON ARME

V.1) SECTIONS-POIDS-PERIMETRES NOMINAUX DES ACIERS COURANTES

Diamètre nominal (mm)	Section des aciers (cm ²)									Masse (kg/m)	π*φ Péri-mètre Nominal (cm)
	Nombre de barres										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154	1,57
6	0,283	0,565	0,848	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222	1,80
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	0,394	2,51
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,616	3,14
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,887	3,77
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	1,208	4,40
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	5,13
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	6,28
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	7,25
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,613	10,05
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,954	12,57

V.2) TREILLIS SOUDES COURANTS

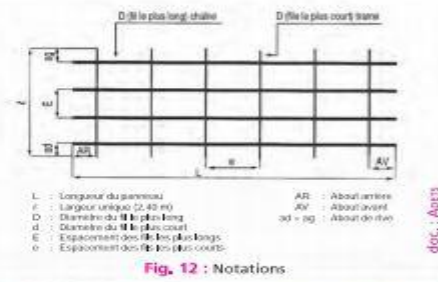
CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES
 • Limite d'élasticité: 500 MPa
 NF A 35-016 R_{yk}
 NF A 35-024 R_{yk}

CARACTÈRES D'ADHÉRENCE
 L'association béton-acier est caractérisée par:
 - le coefficient de frottement = 1,3
 - le coefficient de scellement = 1,3

ANCRAGES RECTILIGNES (BAEL) (cf. ASET et ASES)

ancrage total avec:
 3 sautoires pour les fils perforets
 2 sautoires pour les fils de répartition
 ou
 d'après la longueur de scellement droit donnée en fonction de la résistance caractéristique du béton.

fc28 (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60
la = $\frac{R_{yk}}{4}$	44,0	38,0	34,0	31,0	28,0	25,0	24,0	22,0



Treillis antifissuration (NF A 35-024)

Désignation ADETS	Section S (cm ² /m)	S (cm ² /m)	E (mm)	D (mm)	Abouts AV AR ad ag (mm/mm)	Nombre de fils n	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Masse nominale (kg/m ²)	Surface 1 rouleau ou 1 panneau (m ²)	Masse 1 panneau (kg)
RAF R	0,80	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	100/100 100/100	12 167	50,00* 2,40	1,043	120,00	125,10	
PAF R	0,80	0,80 0,53	200 300	4,5 4,5	150/150 100/100	12 12	3,60 2,40	1,042	8,64	9,00	
RAF C	0,80	0,80	200	4,5	100/100	12	40,00* 2,40	1,250	96,00	120,00	
PAF C	0,80	0,80	200	4,5	100/100	12	3,60 2,40	1,250	8,64	10,80	
PAF V	0,99	0,80 0,99	200 160	4,5 4,5	135/25 100/100	12 16		7,68	9,60		

* Rouleaux : diamètre extérieur minimum autorisé = 500 mm.

Treillis de structure (NF A 35-016)

Désignation ADETS	Section S (cm ² /m)	S (cm ² /m)	E (mm)	D (mm)	Abouts AV AR ad ag (mm/mm)	Nombre de fils n	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Masse nominale (kg/m ²)	Surface 1 rouleau ou 1 panneau (m ²)	Masse 1 panneau (kg)
ST 10	1,19	1,19 1,19	200 200	5,5 5,5	100/100 100/100	12 24	4,80 2,40	1,870	11,52	21,54	
ST 20	1,89	1,88 1,28	150 300	6 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	2,487	14,40	35,81	
ST 25	2,57	2,57 1,28	150 300	7 7	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	3,020	14,40	43,49	
ST 30	2,83	2,83 1,28	100 300	6 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	3,236	14,40	46,46	
ST 35	3,85	3,85 1,28	100 300	7 7	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	
ST 45	4,24	4,24 1,68	150 300	9 8	150/150 75/75	16 20	6,00 2,40	4,643	14,40	66,86	
ST 50	5,03	5,03 1,68	100 300	8 8	150/150 50/50	24 20	6,00 2,40	5,267	14,40	75,84	
ST 60	6,36	6,36 2,51	100 200	9 8	100/100 50/50	24 30	6,00 2,40	6,965	14,40	100,3	
ST 25 C	2,57	2,57 1,50	150 150	7 7	75/75 75/75	16 40	6,00 2,40	4,026	14,40	57,98	
ST 40 C	3,85	3,85 3,55	100 100	7 7	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	6,040	14,40	86,98	
ST 65 C	6,36	6,36 6,36	100 100	9 9	50/50 50/50	24 60	6,00 2,40	9,980	14,40	143,71	

V.3) VALEURS DE μ_{lim} EN FONCTION DES NUANCES D'ACIERS

Caractéristiques des aciers à l'ELU

NUANCE f_{yk} (MPa)	COMBINAISONS DURABLES OU TRANSITOIRES ($\gamma_s = 1,15$)				COMBINAISONS ACCIDENTELLES ($\gamma_s = 1$)			
	f_{yk}/γ_s MPa	ϵ_{sc} ‰	α_{limite}	μ_{limite}	f_{yk}/γ_s MPa	ϵ_{sc} ‰	α_{limite}	μ_{limite}
Fe E 215	189	0,935	0,789	0,429	215	1,075	0,765	0,422
Fe E 235	204	1,022	0,774	0,425	235	1,175	0,749	0,418
Fe E 400	348	1,739	0,668	0,391	400	2,000	0,636	0,379
Fe E 500	435	2,174	0,617	0,371	500	2,500	0,583	0,358

$$\alpha_{limite} = \frac{3,5 \text{ ‰}}{3,5 \text{ ‰} + \epsilon_{sc}} \quad \mu_{limite} = 0,8 \alpha_{limite} (1 - 0,4 \alpha_{limite})$$

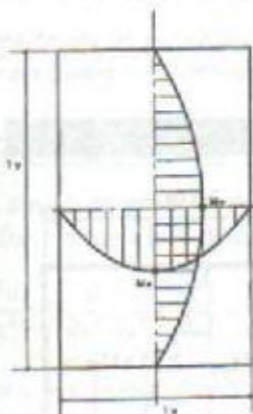
V.4) VALEURS DE μ_x ET μ_y D'UNE DALLE PLEINE

Calcul des moments au centre:

$$0,4 \leq a = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

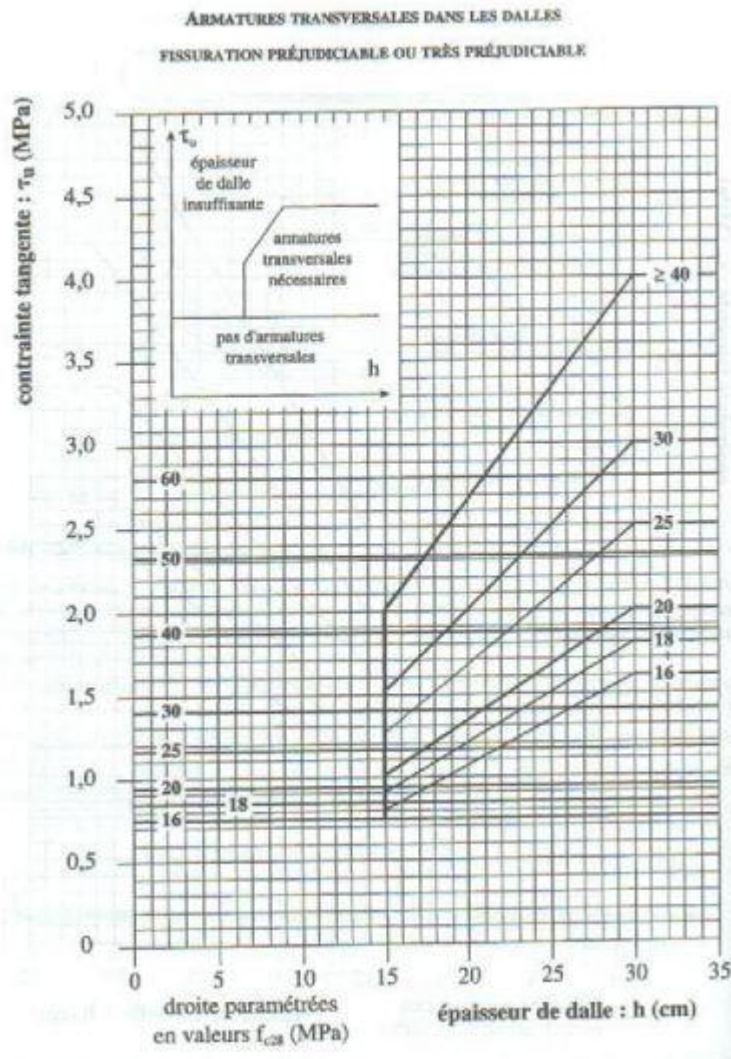
$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$



Dalle uniformément chargée : moments au centre.

$a = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2705	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3206	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4329	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5448	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5628	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7633	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8645
0,92	0,0437	0,8231	0,0509	0,8789
0,93	0,0428	0,8438	0,0500	0,8937
0,94	0,0419	0,8641	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8843	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9042	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9243	0,0465	0,9533
0,98	0,0384	0,9445	0,0457	0,9684
0,99	0,0376	0,9711	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

V.5) ABAQUE POUR LA NECESSITE D'ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES DALLES





V.6) VALEURS DE β POUR SSA

V.7) VALEURS DE β ET β' POUR SDA

Tableau 09-I : $\beta_u = f(\mu)$ pour $\mu \leq \mu_{limite}$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

μ	β	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β
0,002	0,0020	0,102	0,1078	0,202	0,2280	0,302	0,3707	0,402	0,5673
0,004	0,0040	0,104	0,1108	0,204	0,2306	0,304	0,3739	0,404	0,5618
0,006	0,0061	0,106	0,1131	0,206	0,2332	0,306	0,3771	0,406	0,5664
0,008	0,0081	0,108	0,1153	0,208	0,2358	0,308	0,3803	0,408	0,5710
0,010	0,0102	0,110	0,1176	0,210	0,2384	0,310	0,3836	0,410	0,5757
0,012	0,0122	0,112	0,1198	0,212	0,2411	0,312	0,3868	0,412	0,5805
0,014	0,0143	0,114	0,1221	0,214	0,2437	0,314	0,3901	0,414	0,5853
0,016	0,0163	0,116	0,1244	0,216	0,2463	0,316	0,3934	0,416	0,5901
0,018	0,0184	0,118	0,1267	0,218	0,2490	0,318	0,3967	0,418	0,5950
0,020	0,0205	0,120	0,1290	0,220	0,2517	0,320	0,4000	0,420	0,6000
0,022	0,0225	0,122	0,1313	0,222	0,2543	0,322	0,4033	0,422	0,6050
0,024	0,0246	0,124	0,1336	0,224	0,2570	0,324	0,4067	0,424	0,6101
0,026	0,0267	0,126	0,1359	0,226	0,2597	0,326	0,4101	0,426	0,6153
0,028	0,0288	0,128	0,1382	0,228	0,2624	0,328	0,4135	0,428	0,6205
0,030	0,0309	0,130	0,1405	0,230	0,2652	0,330	0,4169	0,430	0,6258
0,032	0,0330	0,132	0,1428	0,232	0,2679	0,332	0,4203	0,432	0,6312
0,034	0,0351	0,134	0,1452	0,234	0,2706	0,334	0,4238	0,434	0,6367
0,036	0,0372	0,136	0,1475	0,236	0,2734	0,336	0,4273	0,436	0,6422
0,038	0,0393	0,138	0,1498	0,238	0,2761	0,338	0,4308	0,438	0,6476
0,040	0,0414	0,140	0,1522	0,240	0,2789	0,340	0,4343	0,440	0,6530
0,042	0,0435	0,142	0,1546	0,242	0,2817	0,342	0,4379	0,442	0,6584
0,044	0,0456	0,144	0,1569	0,244	0,2845	0,344	0,4414	0,444	0,6638
0,046	0,0477	0,146	0,1593	0,246	0,2873	0,346	0,4450	0,446	0,6714
0,048	0,0498	0,148	0,1617	0,248	0,2901	0,348	0,4486	0,448	0,6775
0,050	0,0519	0,150	0,1641	0,250	0,2929	0,350	0,4523	0,450	0,6836
0,052	0,0541	0,152	0,1664	0,252	0,2957	0,352	0,4559	0,452	0,6902
0,054	0,0562	0,154	0,1688	0,254	0,2985	0,354	0,4596	0,454	0,6967
0,056	0,0583	0,156	0,1713	0,256	0,3014	0,356	0,4633	0,456	0,7034
0,058	0,0604	0,158	0,1737	0,258	0,3043	0,358	0,4671	0,458	0,7102
0,060	0,0625	0,160	0,1761	0,260	0,3072	0,360	0,4709	0,460	0,7172
0,062	0,0647	0,162	0,1785	0,262	0,3101	0,362	0,4746	0,462	0,7243
0,064	0,0668	0,164	0,1809	0,264	0,3130	0,364	0,4785	0,464	0,7317
0,066	0,0690	0,166	0,1834	0,266	0,3159	0,366	0,4823	0,466	0,7392
0,068	0,0711	0,168	0,1858	0,268	0,3188	0,368	0,4862	0,468	0,7470
0,070	0,0732	0,170	0,1883	0,270	0,3218	0,370	0,4901	0,470	0,7551
0,072	0,0754	0,172	0,1908	0,272	0,3247	0,372	0,4940	0,472	0,7634
0,074	0,0775	0,174	0,1932	0,274	0,3277	0,374	0,4980	0,474	0,7720
0,076	0,0797	0,176	0,1957	0,276	0,3307	0,376	0,5020	0,476	0,7809
0,078	0,0818	0,178	0,1982	0,278	0,3337	0,378	0,5060	0,478	0,7902
0,080	0,0840	0,180	0,2007	0,280	0,3367	0,380	0,5101	0,480	0,8000
0,082	0,0861	0,182	0,2032	0,282	0,3397	0,382	0,5142		
0,084	0,0883	0,184	0,2057	0,284	0,3427	0,384	0,5183		
0,086	0,0904	0,186	0,2075	0,286	0,3458	0,386	0,5225		
0,088	0,0926	0,188	0,2101	0,288	0,3488	0,388	0,5267		
0,090	0,0948	0,190	0,2128	0,290	0,3519	0,390	0,5310		
0,092	0,0969	0,192	0,2151	0,292	0,3550	0,392	0,5352		
0,094	0,0991	0,194	0,2177	0,294	0,3581	0,394	0,5396		
0,096	0,1013	0,196	0,2203	0,296	0,3613	0,396	0,5439		
0,098	0,1034	0,198	0,2228	0,298	0,3644	0,398	0,5483		
0,100	0,1056	0,200	0,2254	0,300	0,3675	0,400	0,5528		

Tableau 09-II : $\beta_u = f(\mu)$ et $\beta'_u = f(\mu)$ pour $\mu_{limite} \leq \mu \leq 0,667$

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}} \quad \text{et} \quad A'_s = \beta'_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

μ	fe E 400		fe E 500		μ	fe E 400		fe E 500	
	β	β'	β	β'		β	β'	β	β'
0,375			0,4972	0,0037	0,525	0,6845	0,1500	0,6059	0,1724
0,380			0,5028	0,0083	0,530	0,6901	0,1567	0,6716	0,1761
0,385			0,5084	0,0149	0,535	0,6957	0,1613	0,6772	0,1857
0,390			0,5141	0,0208	0,540	0,7014	0,1669	0,6828	0,1893
0,395	0,5362	0,0038	0,5197	0,0262	0,545	0,7070	0,1725	0,6884	0,1949
0,400	0,5438	0,0094	0,5253	0,0318	0,550	0,7126	0,1782	0,6941	0,2006
0,405	0,5495	0,0150	0,5309	0,0374	0,555	0,7182	0,1838	0,6997	0,2062
0,410	0,5551	0,0207	0,5366	0,0431	0,560	0,7239	0,1894	0,7053	0,2118
0,415	0,5607	0,0263	0,5422	0,0487	0,565	0,7295	0,1950	0,7109	0,2174
0,420	0,5664	0,0319	0,5478	0,0543	0,570	0,7351	0,2007	0,7166	0,2231
0,425	0,5720	0,0375	0,5534	0,0599	0,575	0,7407	0,2063	0,7222	0,2287
0,430	0,5776	0,0432	0,5591	0,0656	0,580	0,7464	0,2119	0,7278	0,2343
0,435	0,5832	0,0488	0,5647	0,0712	0,585	0,7520	0,2175	0,7334	0,2399
0,440	0,5889	0,0544	0,5703	0,0768	0,590	0,7576	0,2232	0,7391	0,2456
0,445	0,5945	0,0600	0,5759	0,0824	0,595	0,7632	0,2288	0,7447	0,2512
0,450	0,6001	0,0657	0,5816	0,0881	0,600	0,7689	0,2344	0,7503	0,2568
0,455	0,6057	0,0713	0,5872	0,0937	0,605	0,7745	0,2400	0,7559	0,2624
0,460	0,6114	0,0769	0,5929	0,0993	0,610	0,7801	0,2457	0,7616	0,2681
0,465	0,6170	0,0825	0,5984	0,1049	0,615	0,7857	0,2513	0,7672	0,2737
0,470	0,6228	0,0882	0,6041	0,1106	0,620	0,7914	0,2569	0,7728	0,2793
0,475	0,6282	0,0938	0,6097	0,1162	0,625	0,7970	0,2625	0,7784	0,2849
0,480	0,6339	0,0994	0,6153	0,1218	0,630	0,8026	0,2682	0,7841	0,2906
0,485	0,6395	0,1050	0,6209	0,1274	0,635	0,8082	0,2738	0,7897	0,2962
0,490	0,6451	0,1107	0,6265	0,1331	0,640	0,8139	0,2794	0,7953	0,3018
0,495	0,6507	0,1163	0,6322	0,1387	0,645	0,8195	0,2850	0,8009	0,3074
0,500	0,6564	0,1219	0,6378	0,1443	0,650	0,8251	0,2907	0,8066	0,3131
0,505	0,6620	0,1275	0,6434	0,1499	0,655	0,8307	0,2963	0,8122	0,3187
0,510	0,6678	0,1332	0,6491	0,1556	0,660	0,8364	0,3019	0,8178	0,3243
0,515	0,6732	0,1388	0,6547	0,1612	0,665	0,8420	0,3075	0,8234	0,3299
0,520	0,6789	0,1444	0,6603	0,1668	0,670	0,8476	0,3132	0,8291	0,3356



V.8) VALEURS DE $\mu_{ser\ lim}$ EN FPP

V.9) VALEURS DE $\mu_{ser\ lim}$ EN FP

valeurs de $\mu_{ser\ lim} = \frac{M_{ser\ lim}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cj}}$ en fonction de $\mu_s = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

valeurs de $\mu_{ser\ lim} = \frac{M_{ser\ lim}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cj}}$ en fonction de $\mu_s = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

HA fe E 500 fissuration non préjudiciable (pas de condition sur l'acier)								
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
	16	18	20	25	30	40	50	60
0,02	0,0308	0,0324	0,0340	0,0376	0,0407	0,0462	0,0508	0,0548
0,04	0,0421	0,0443	0,0464	0,0510	0,0550	0,0619	0,0676	0,0726
0,06	0,0503	0,0529	0,0553	0,0605	0,0651	0,0729	0,0792	0,0847
0,08	0,0570	0,0598	0,0624	0,0682	0,0732	0,0815	0,0882	0,0940
0,10	0,0627	0,0657	0,0685	0,0746	0,0799	0,0886	0,0957	0,102
0,12	0,0677	0,0709	0,0738	0,0802	0,0857	0,0947	0,102	0,108
0,14	0,0723	0,0756	0,0786	0,0852	0,0909	0,100	0,107	0,114
0,16	0,0764	0,0798	0,0829	0,0898	0,0955	0,105	0,112	0,118
0,18	0,0802	0,0837	0,0869	0,0939	0,0998	0,109	0,117	0,123
0,20	0,0838	0,0874	0,0906	0,0978	0,104	0,113	0,121	0,127
0,22	0,0871	0,0908	0,0941	0,101	0,107	0,117	0,124	0,131
0,24	0,0903	0,0940	0,0974	0,105	0,111	0,120	0,128	0,134
0,26	0,0934	0,0971	0,101	0,108	0,114	0,124	0,131	0,137
0,28	0,0963	0,100	0,104	0,111	0,117	0,127	0,134	0,140
0,30	0,0991	0,103	0,106	0,114	0,120	0,130	0,137	0,143
0,32	0,102	0,106	0,109	0,117	0,123	0,132	0,140	0,145
0,34	0,105	0,109	0,112	0,120	0,126	0,135	0,142	0,148
0,36	0,107	0,111	0,115	0,122	0,128	0,138	0,145	0,150
0,38	0,110	0,114	0,117	0,125	0,131	0,140	0,147	0,153
0,40	0,114	0,118	0,122	0,131	0,138	0,150	0,159	0,167
0,42	0,117	0,122	0,126	0,136	0,144	0,157	0,166	0,178
0,44	0,121	0,126	0,130	0,141	0,149	0,165	0,178	0,189
0,46	0,124	0,129	0,134	0,145	0,155	0,172	0,187	0,200
0,48	0,127	0,133	0,138	0,150	0,161	0,180	0,196	0,211
0,50	0,131	0,137	0,142	0,155	0,167	0,187	0,205	0,222
0,52	0,134	0,140	0,146	0,160	0,172	0,194	0,215	0,234
0,54	0,137	0,144	0,150	0,165	0,178	0,202	0,224	0,245
0,56	0,141	0,148	0,154	0,170	0,184	0,209	0,233	0,256
0,58	0,144	0,151	0,158	0,174	0,189	0,217	0,243	0,267
0,60	0,147	0,155	0,162	0,179	0,195	0,224	0,252	0,278
0,62	0,150	0,159	0,166	0,184	0,201	0,232	0,261	0,289
0,64	0,154	0,162	0,170	0,189	0,206	0,239	0,270	0,300
0,66	0,157	0,166	0,174	0,194	0,212	0,247	0,280	0,312

HA fe E 500 fissuration préjudiciable (diamètre supérieur ou égal à 6 mm - $\eta = 1,8$)								
μ	Résistance à la compression simple du béton en MPa							
	16	18	20	25	30	40	50	60
0,02	0,0064	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0062	0,0065
0,04	0,0127	0,0126	0,0126	0,0126	0,0126	0,0124	0,0123	0,0129
0,06	0,0190	0,0189	0,0188	0,0187	0,0186	0,0184	0,0184	0,0192
0,08	0,0254	0,0253	0,0252	0,0250	0,0248	0,0245	0,0245	0,0256
0,10	0,0318	0,0317	0,0315	0,0313	0,0310	0,0306	0,0306	0,0319
0,12	0,0384	0,0382	0,0380	0,0376	0,0373	0,0368	0,0364	0,0380
0,14	0,0450	0,0448	0,0446	0,0441	0,0437	0,0431	0,0429	0,0448
0,16	0,0518	0,0516	0,0513	0,0507	0,0502	0,0494	0,0491	0,0510
0,18	0,0587	0,0584	0,0581	0,0575	0,0569	0,0560	0,0558	0,0578
0,20	0,0656	0,0654	0,0651	0,0643	0,0637	0,0626	0,0622	0,0643
0,22	0,0723	0,0722	0,0720	0,0714	0,0707	0,0694	0,0692	0,0713
0,24	0,0792	0,0791	0,0789	0,0782	0,0775	0,0764	0,0762	0,0783
0,26	0,0861	0,0860	0,0858	0,0851	0,0842	0,0830	0,0828	0,0849
0,28	0,0930	0,0929	0,0927	0,0920	0,0912	0,0899	0,0897	0,0918
0,30	0,0999	0,0998	0,0996	0,0989	0,0980	0,0967	0,0965	0,0986
0,32	0,1068	0,1067	0,1065	0,1058	0,1049	0,1036	0,1034	0,1055
0,34	0,1137	0,1136	0,1134	0,1127	0,1118	0,1105	0,1103	0,1124
0,36	0,1206	0,1205	0,1203	0,1196	0,1187	0,1174	0,1172	0,1193
0,38	0,1275	0,1274	0,1272	0,1265	0,1256	0,1243	0,1241	0,1262
0,40	0,1344	0,1343	0,1341	0,1334	0,1325	0,1312	0,1310	0,1331
0,42	0,1413	0,1412	0,1410	0,1403	0,1394	0,1381	0,1379	0,1400
0,44	0,1482	0,1481	0,1479	0,1472	0,1463	0,1450	0,1448	0,1469
0,46	0,1551	0,1550	0,1548	0,1541	0,1532	0,1519	0,1517	0,1538
0,48	0,1620	0,1619	0,1617	0,1610	0,1601	0,1588	0,1586	0,1607
0,50	0,1689	0,1688	0,1686	0,1679	0,1670	0,1657	0,1655	0,1676
0,52	0,1758	0,1757	0,1755	0,1748	0,1739	0,1726	0,1724	0,1745
0,54	0,1827	0,1826	0,1824	0,1817	0,1808	0,1795	0,1793	0,1814
0,56	0,1896	0,1895	0,1893	0,1886	0,1877	0,1864	0,1862	0,1883
0,58	0,1965	0,1964	0,1962	0,1955	0,1946	0,1933	0,1931	0,1952
0,60	0,2034	0,2033	0,2031	0,2024	0,2015	0,2002	0,2000	0,2021
0,62	0,2103	0,2102	0,2100	0,2093	0,2084	0,2071	0,2069	0,2090
0,64	0,2172	0,2171	0,2169	0,2162	0,2153	0,2140	0,2138	0,2159
0,66	0,2241	0,2240	0,2238	0,2231	0,2222	0,2209	0,2207	0,2228

Caractères droits : condition sur le béton la plus défavorable. Caractères italiques : condition sur l'acier la plus défavorable.

V.10) DIFFERENTS PARAMETRES POUR LE REDIMENSIONNEMENT A L'ELS

Tableau 10-IX : Dimensionnement des aciers à l'ELS lorsque la condition de fissuration est la plus défavorable

$$u = \frac{30 M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} \quad - \quad \alpha = \frac{y}{d} \quad - \quad \rho = \frac{A_s}{b d} \quad - \quad k = \frac{\sigma_{tr}}{\sigma_s}$$

u	α	1000 ρ	k	u	α	1000 ρ	k	u	α	1000 ρ	k
0,02	0,1348	0,698	0,0104	0,82	0,6240	34,51	0,1106	1,62	0,7434	71,79	0,1931
0,04	0,1863	1,422	0,0153	0,84	0,6294	35,42	0,1127	1,64	0,7454	72,74	0,1952
0,06	0,2243	2,162	0,0193	0,86	0,6327	36,33	0,1148	1,66	0,7474	73,69	0,1972
0,08	0,2552	2,916	0,0228	0,88	0,6360	37,24	0,1169	1,68	0,7493	74,64	0,1992
0,10	0,2816	3,679	0,0261	0,90	0,6410	38,15	0,1190	1,70	0,7512	75,60	0,2013
0,12	0,3047	4,452	0,0292	0,92	0,6450	39,07	0,1211	1,72	0,7531	76,55	0,2033
0,14	0,3255	5,235	0,0322	0,94	0,6489	39,98	0,1232	1,74	0,7549	77,50	0,2053
0,16	0,3443	6,025	0,0350	0,96	0,6527	40,90	0,1253	1,76	0,7567	78,46	0,2074
0,18	0,3615	6,822	0,0377	0,98	0,6565	41,82	0,1274	1,78	0,7585	79,41	0,2094
0,20	0,3774	7,626	0,0404	1,00	0,6601	42,74	0,1295	1,80	0,7603	80,37	0,2114
0,22	0,3922	8,436	0,0430	1,02	0,6637	43,66	0,1316	1,82	0,7620	81,32	0,2134
0,24	0,4060	9,252	0,0456	1,04	0,6672	44,58	0,1336	1,84	0,7637	82,28	0,2155
0,26	0,4190	10,07	0,0481	1,06	0,6706	45,51	0,1357	1,86	0,7654	83,24	0,2175
0,28	0,4313	10,90	0,0506	1,08	0,6739	46,43	0,1378	1,88	0,7671	84,19	0,2195
0,30	0,4428	11,73	0,0530	1,10	0,6772	47,36	0,1399	1,90	0,7687	85,15	0,2215
0,32	0,4538	12,57	0,0554	1,12	0,6804	48,28	0,1419	1,92	0,7703	86,11	0,2235
0,34	0,4642	13,41	0,0578	1,14	0,6835	49,21	0,1440	1,94	0,7719	87,07	0,2255
0,36	0,4742	14,25	0,0601	1,16	0,6866	50,14	0,1461	1,96	0,7735	88,03	0,2275
0,38	0,4837	15,10	0,0624	1,18	0,6896	51,07	0,1481	1,98	0,7750	88,99	0,2295
0,40	0,4927	15,95	0,0648	1,20	0,6926	52,01	0,1502	2,00	0,7765	89,95	0,2317
0,42	0,5014	16,81	0,0670	1,22	0,6955	52,94	0,1522	2,02	0,7780	90,91	0,2337
0,44	0,5098	17,67	0,0693	1,24	0,6983	53,87	0,1543	2,04	0,7795	91,87	0,2357
0,46	0,5178	18,53	0,0716	1,26	0,7011	54,81	0,1564	2,06	0,7810	92,83	0,2377
0,48	0,5255	19,40	0,0738	1,28	0,7038	55,74	0,1584	2,08	0,7824	93,80	0,2398
0,50	0,5329	20,27	0,0761	1,30	0,7065	56,68	0,1605	2,10	0,7838	94,76	0,2418
0,52	0,5401	21,14	0,0783	1,32	0,7091	57,62	0,1625	2,12	0,7853	95,72	0,2438
0,54	0,5470	22,01	0,0805	1,34	0,7117	58,56	0,1646	2,14	0,7867	96,69	0,2458
0,56	0,5536	22,89	0,0827	1,36	0,7142	59,50	0,1666	2,16	0,7880	97,65	0,2478
0,58	0,5601	23,77	0,0849	1,38	0,7167	60,44	0,1687	2,18	0,7894	98,61	0,2499
0,60	0,5663	24,65	0,0871	1,40	0,7191	61,38	0,1707	2,20	0,7907	99,58	0,2519
0,62	0,5724	25,54	0,0892	1,42	0,7215	62,32	0,1727	2,22	0,7920	100,5	0,2539
0,64	0,5782	26,43	0,0914	1,44	0,7239	63,27	0,1748	2,24	0,7933	101,5	0,2559
0,66	0,5839	27,32	0,0935	1,46	0,7262	64,21	0,1768	2,26	0,7946	102,5	0,2579
0,68	0,5894	28,21	0,0957	1,48	0,7285	65,15	0,1789	2,28	0,7959	103,4	0,2599
0,70	0,5948	29,10	0,0979	1,50	0,7307	66,10	0,1809	2,30	0,7971	104,4	0,2620
0,72	0,6000	30,00	0,1000	1,52	0,7329	67,05	0,1830	2,32	0,7984	105,4	0,2640
0,74	0,6051	30,90	0,1021	1,54	0,7351	67,99	0,1850	2,34	0,7996	106,3	0,2660
0,76	0,6100	31,80	0,1043	1,56	0,7372	68,94	0,1870	2,36	0,8008	107,3	0,2680
0,78	0,6148	32,70	0,1064	1,58	0,7393	69,89	0,1891	2,38	0,8020	108,3	0,2700
0,80	0,6194	33,61	0,1085	1,60	0,7414	70,84	0,1911	2,40	0,8032	109,2	0,2720

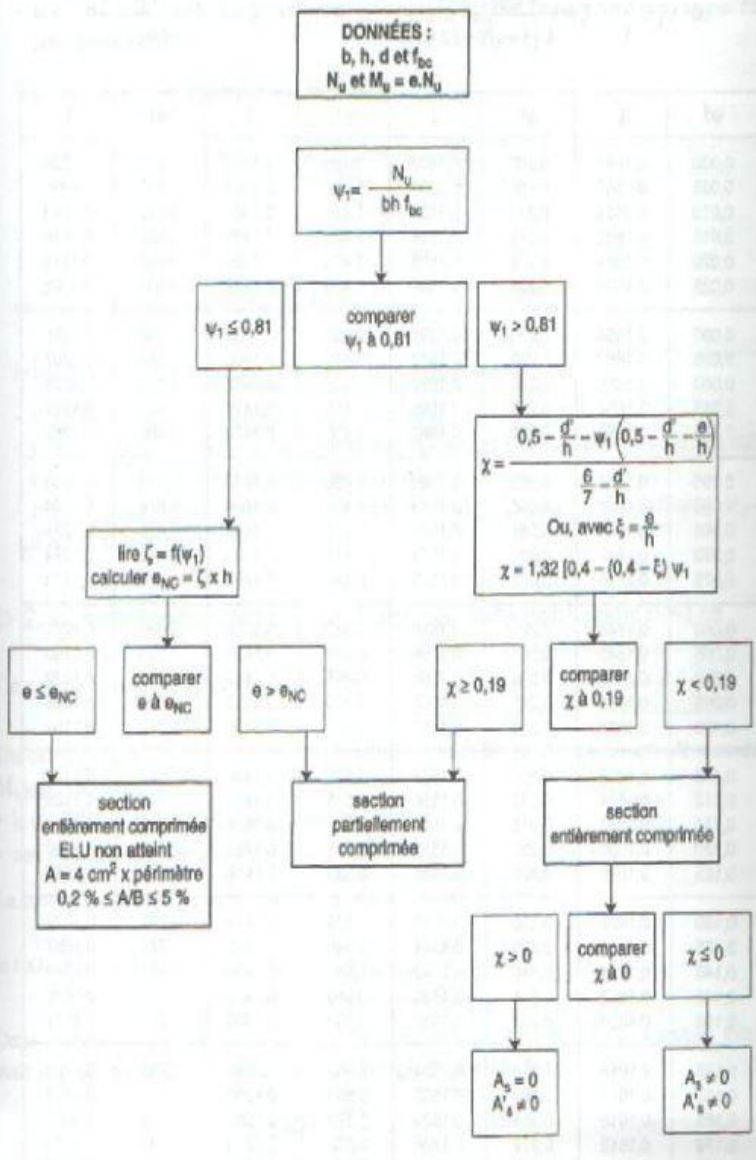
V.11) VALEURS DE α₀ POUR UNE SECTION EN TE

α₀	μ₀	α₀	μ₀	α₀	μ₀	α₀	μ₀
0,01	0,0005	0,11	0,0519	0,21	0,144	0,31	0,217
0,02	0,0020	0,12	0,0605	0,22	0,153	0,32	0,223
0,03	0,0044	0,13	0,0695	0,23	0,162	0,33	0,229
0,04	0,0076	0,14	0,0788	0,24	0,171	0,34	0,235
0,05	0,0118	0,15	0,0883	0,25	0,179	0,35	0,241
0,06	0,0168	0,16	0,0978	0,26	0,186	0,36	0,247
0,07	0,0225	0,17	0,107	0,27	0,193	0,37	0,252
0,08	0,0289	0,18	0,117	0,28	0,199	0,38	0,258
0,09	0,0360	0,19	0,126	0,29	0,205	0,39	0,263
0,10	0,0437	0,20	0,135	0,30	0,211	0,40	0,269

**V.12) ORGANIGRAMME DE CALCUL
D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE EN FLEXION
COMPOSEE A L'ELU**

**V.13) EXCENTRICITE CRITIQUE
RELATIVE ζ**

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'état-limite ultime

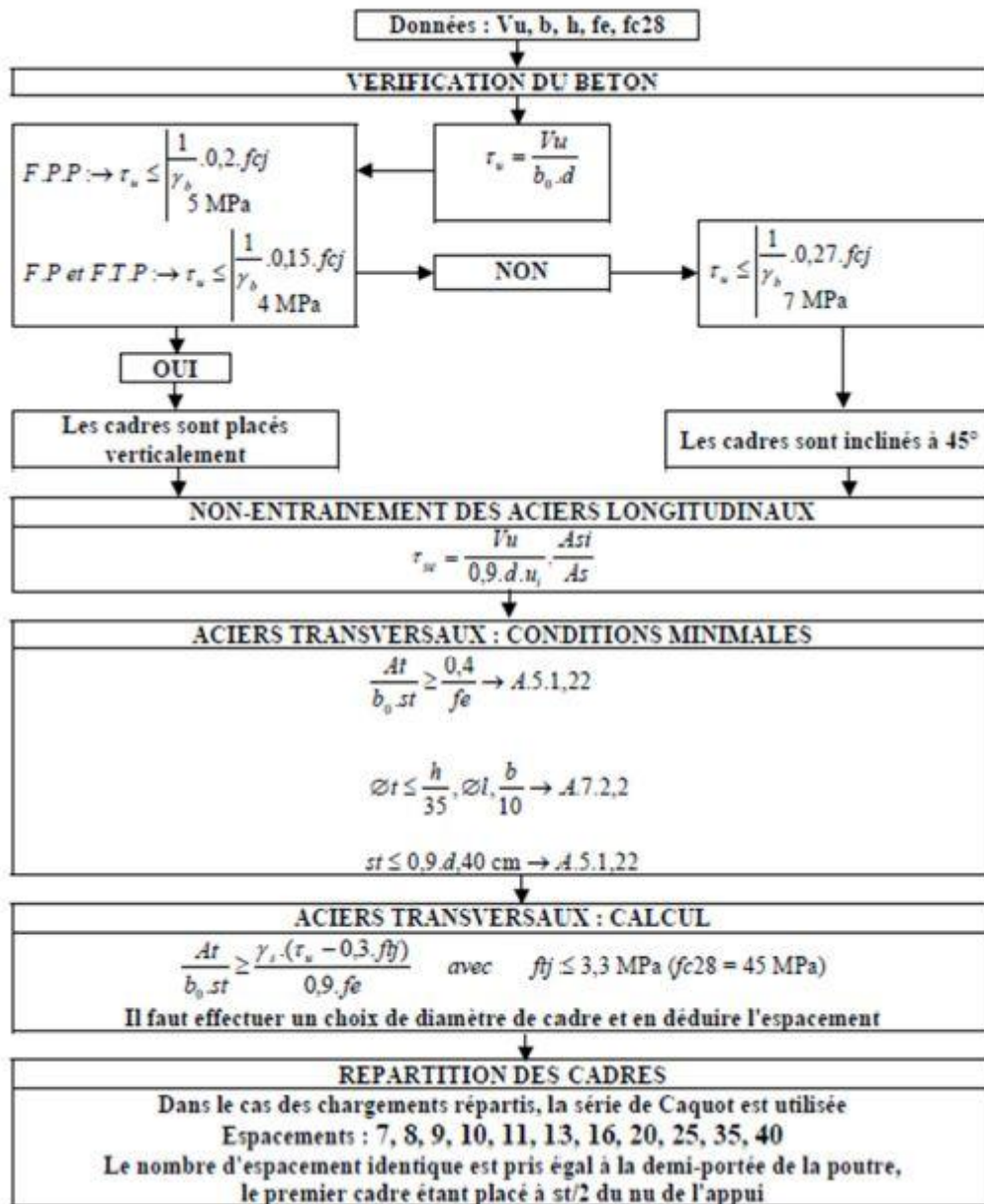


Excentricité critique relative : $\zeta = f(\psi_1)$

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

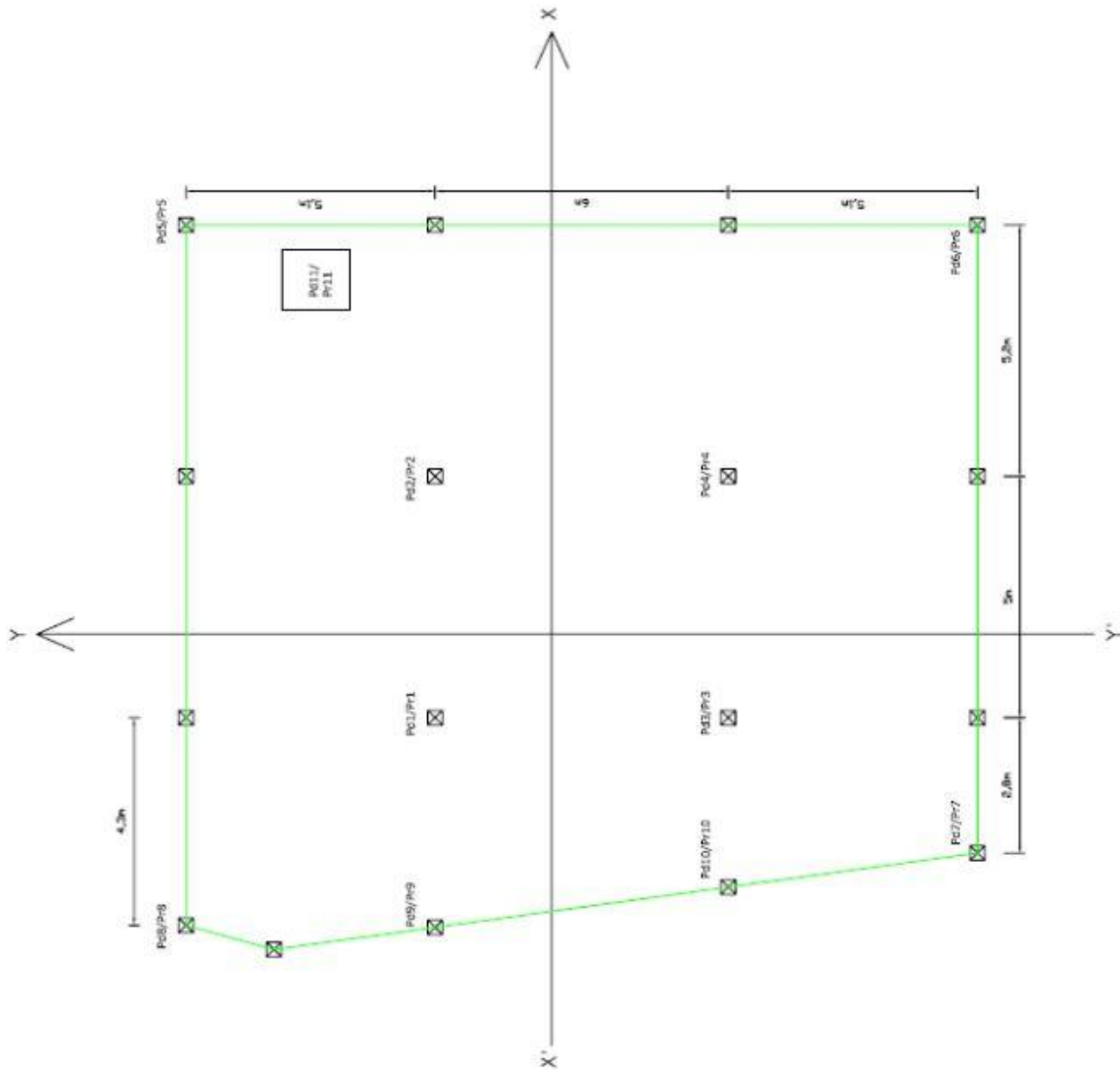
ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

V.14) ORGANIGRAMME DE CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

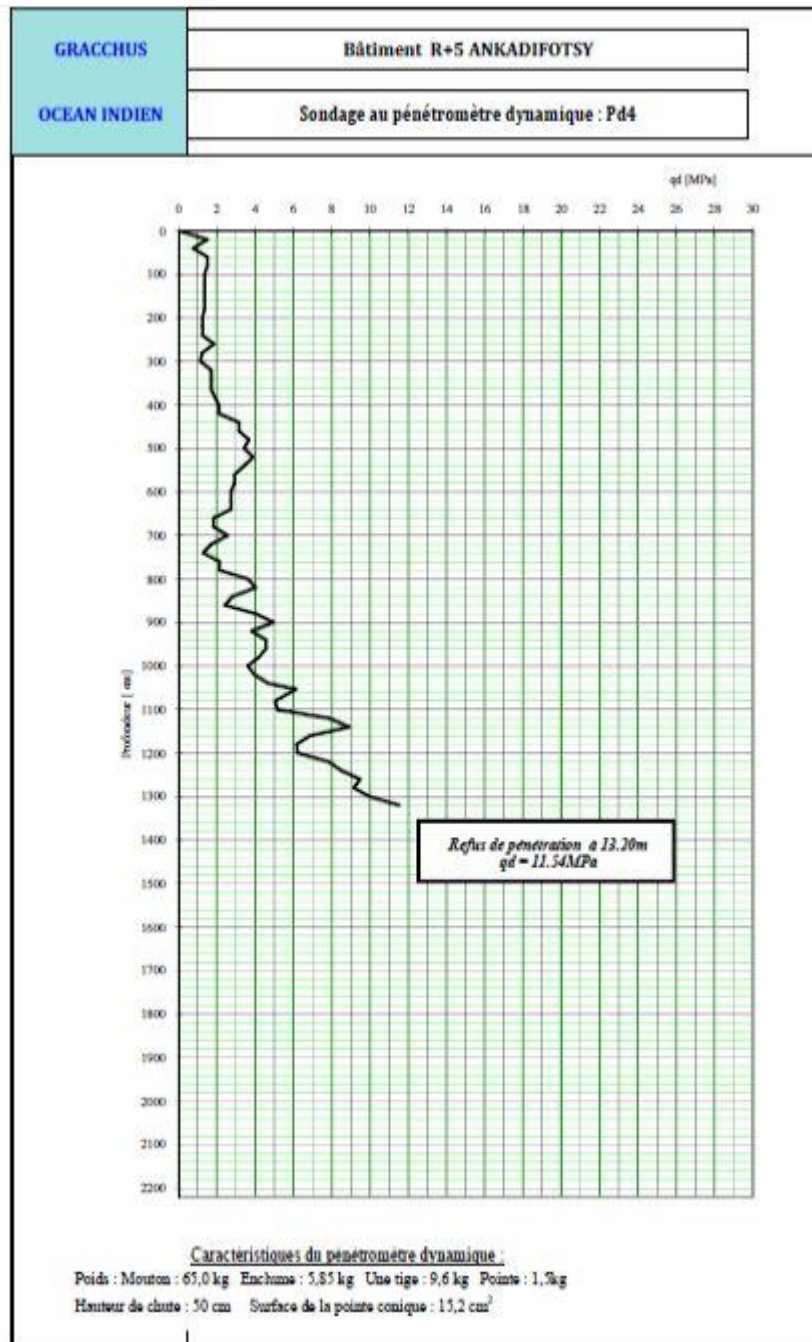


ANNEXE VI: FONDATIONS

VI.1) EMBLACEMENT DES POINTS DE SONDAGE

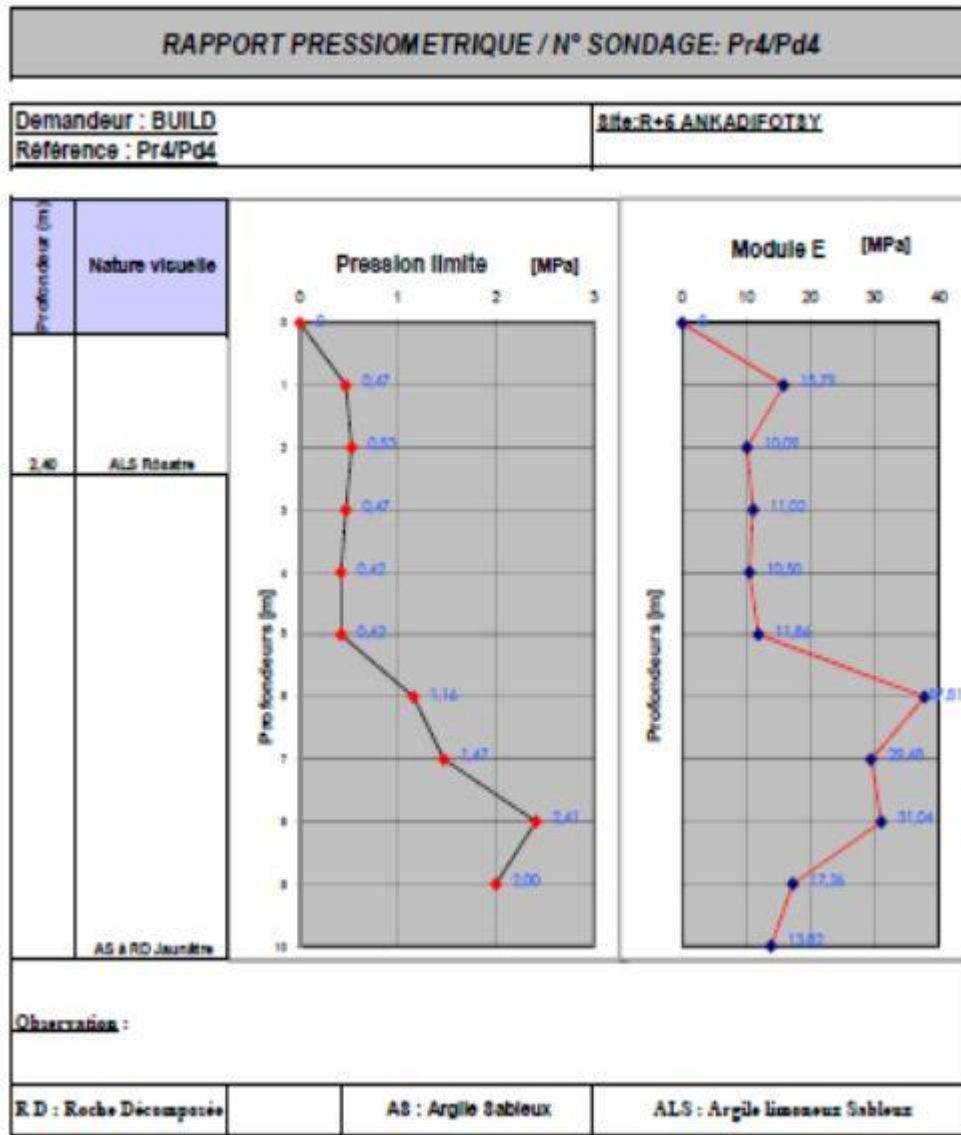


VI.2) EXTRAIT DE COURBE PENETROMETRIQUE AU POINT DE SONDAGE PD4





VI.3) EXTRAIT DE COURBE PRESSIOMETRIQUE AU POINT DE SONDAGE PR4



VI.4) COEFFICIENT RHEOLOGIQUE α

Tableau 10 – Coefficient rhéologique α											
Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α	E/p_ℓ	α		α
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé.....	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal.....	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé.....	1/3
										Très altéré.....	2/3

VI.5) COEFFICIENTS DE FORME λ_c ET λ_d

Tableau 9 – Coefficients de forme λ_c et λ_d						
L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

VI.6) CATEGORIE DES SOLS

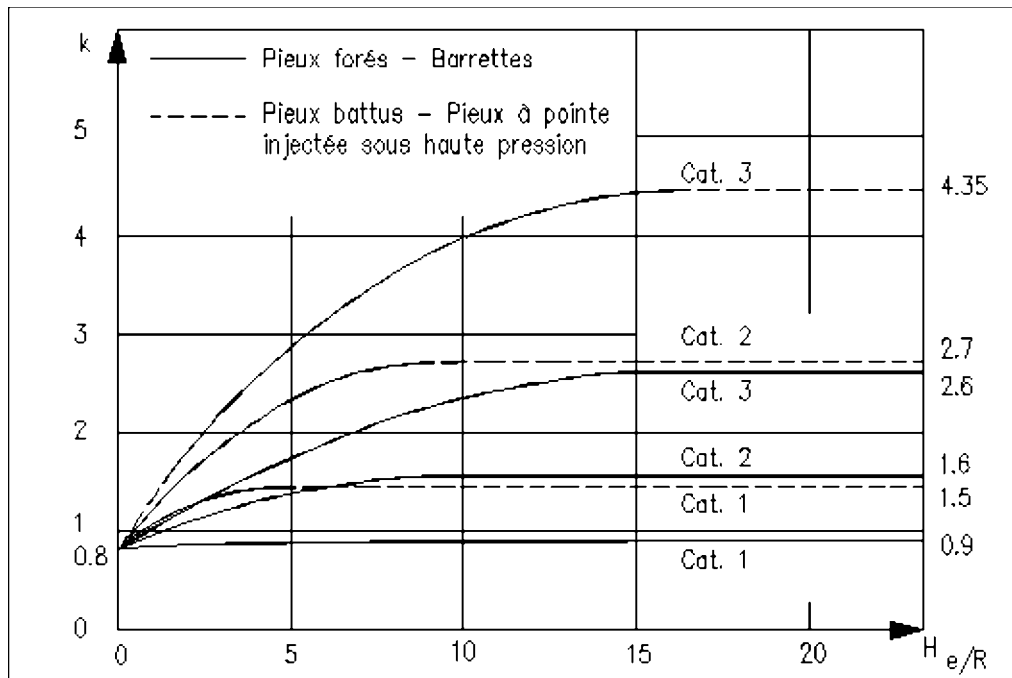
Pression limite P_l (MPa)	Nature des sols	Catégorie
< 0,7	Argile molle	1
< 0,8	Limon et craie molle	
< 0,7	Sable argileux et limoneux ou vasard lâche	
1,0 à 1,8	Sable et grave moyennement compacts	2
1,2 à 3,0	Argile et limon compacts	
1,5 à 4,0	Marne et marno-calcaire	
1,0 à 2,5	Craie altérée	
2,5 à 4,0	Roche altérée	
> 3,0	Craie fragmentée	
> 4,5	Marne très compacte	3
> 2,5	Sable et gravier compacts à très compacts	
> 4,5	Roche fragmentée	

En raison du nombre trop faible de résultats expérimentaux, les valeurs K correspondant à la catégorie 3 sont à utiliser avec prudence.

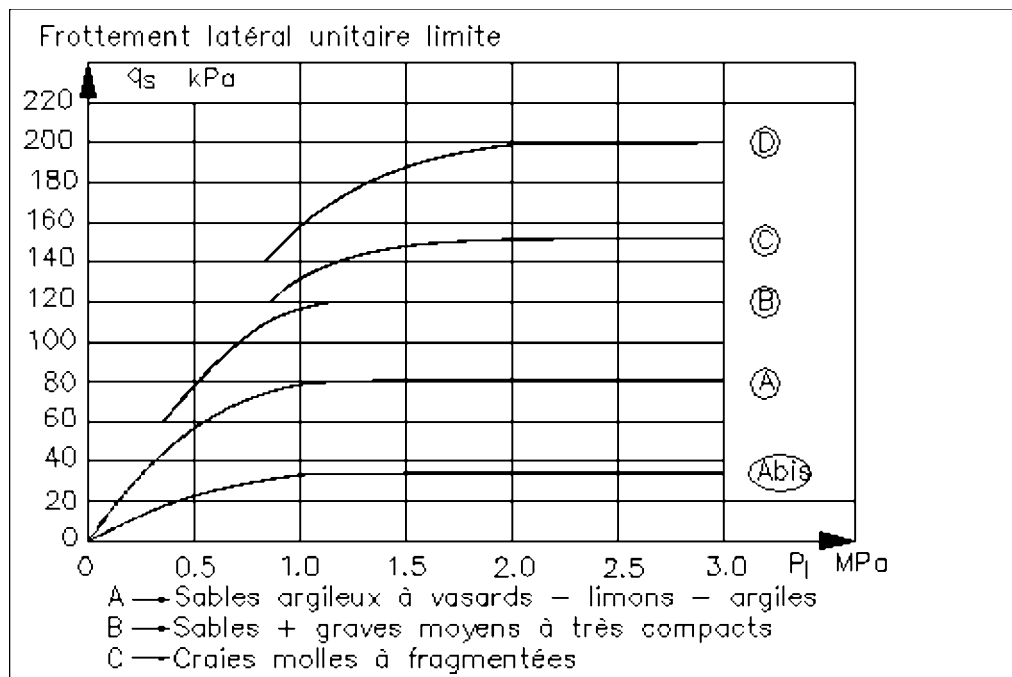
VI.7) TASSEMENT ADMISSIBLE GENERALISE

Tassement différentiel admissible	$\frac{1}{500}$ de la portée entre appuis (appuis isolés ou radier), et $\frac{1}{1000}$ si l'on veut être très sûr.
Tassement différentiel admissible	sur argile ; 3 à 4 cm sur sable ; 2 à 3 cm
Tassement total	avec fondation isolée argile 6 cm sable 4 cm avec un radier argile 10 cm sable 6 cm

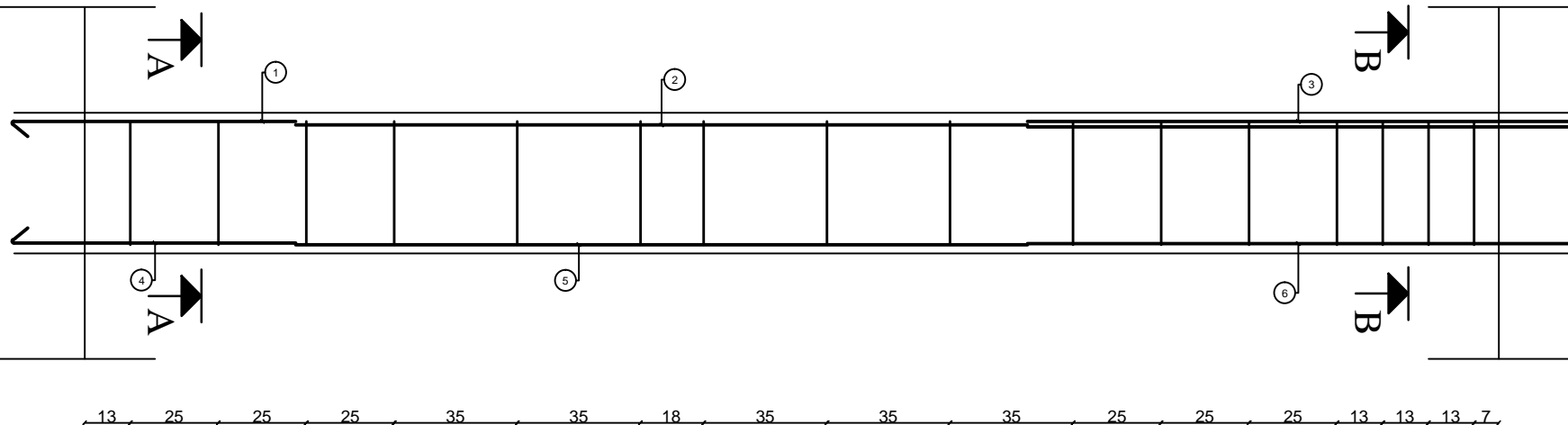
VI.8) FACTEUR DE PORTANCE K



VI.9) FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE q_s

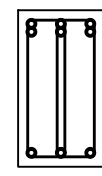
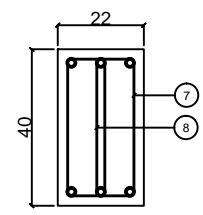


ANNEXE VII: PLANS DE FERRAILLAGE



Coupe A-A

Coupe B-B



Code	Φ (mm)	Nbre	L (m)	L total (m)	Forme
1	12	3	1	3	
2	10	3	2,96	8,88	
3	20	6	3,30	19,80	
4	10	3	0,97	2,91	
5	10	3	2,42	7,26	
6	16	3	2,96	8,88	
7	8	16	0,85	13,60	
8	8	16	0,50	8,00	

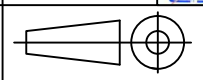
FERRAILLAGE POUTRE TRAVEE 1

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

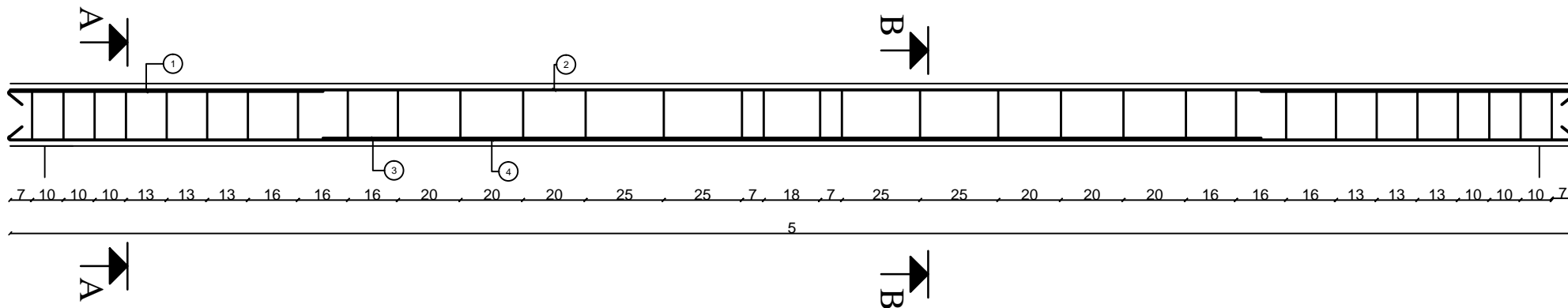


ECHELLE : Variable



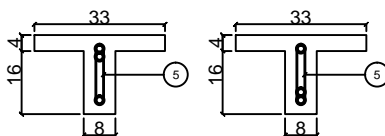
P-13

2014



Coupe A-A

Coupe B-B



Code	Φ (mm)	Nbre	L (m)	L total (m)	Forme
1	10	1	1,17	25,02	
2	10	1	5,88	5,88	
3	10	1	3,88	9,04	
4	10	1	5,34	5,34	
5	8	32	0,46	14,72	

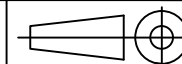
FERRAILLAGE POUTRELLE TRAVEE 2

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

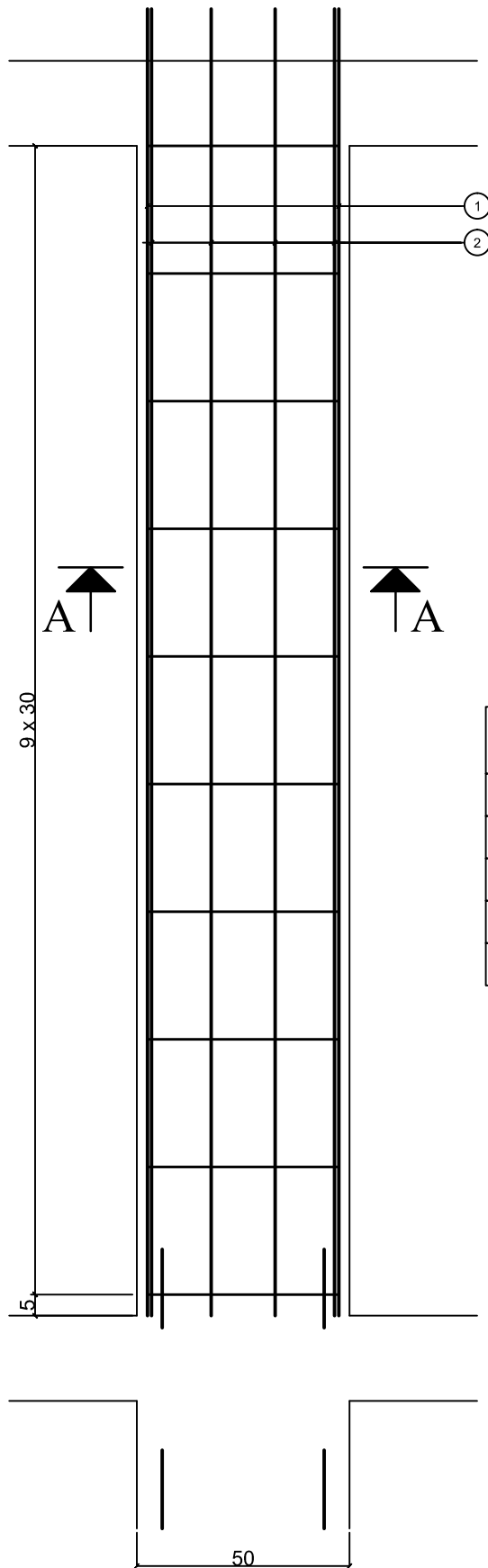


ECHELLE : Variable

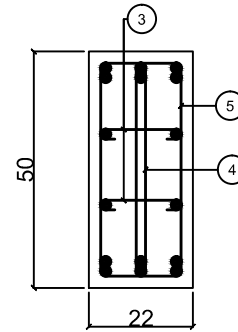


P-14

2014



Coupe A-A



Code	Φ (mm)	Nbre	L (m)	L total (m)	Forme
1	16	6	4,17	25,02	<u>4,17</u>
2	14	10	3,99	39,9	<u>3,99</u>
3	8	20	0,33	0,66	$0,04 \times 0,17$
4	8	10	1,22	12,2	$0,45 \times 0,2$
5	8	10	1,40	14	$0,45 \times 0,17$

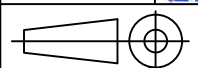
FERRAILLAGE
POTEAU C0 DU RDC

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA

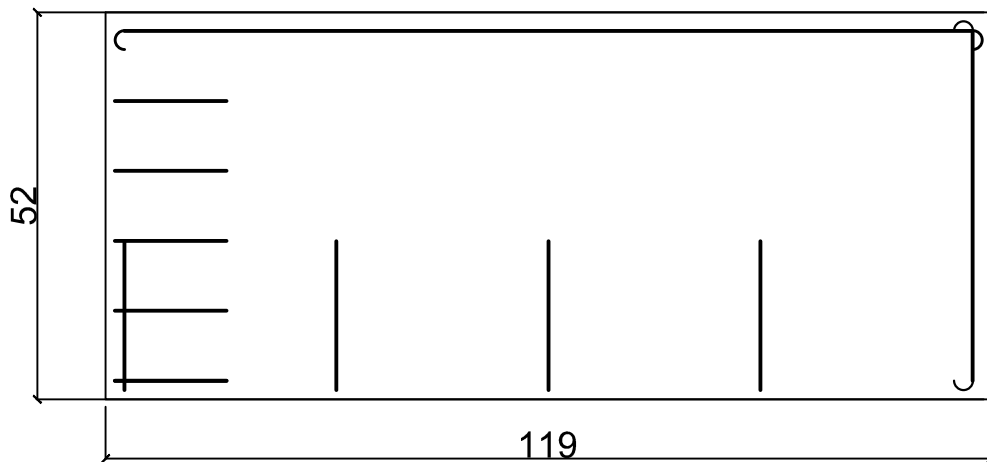
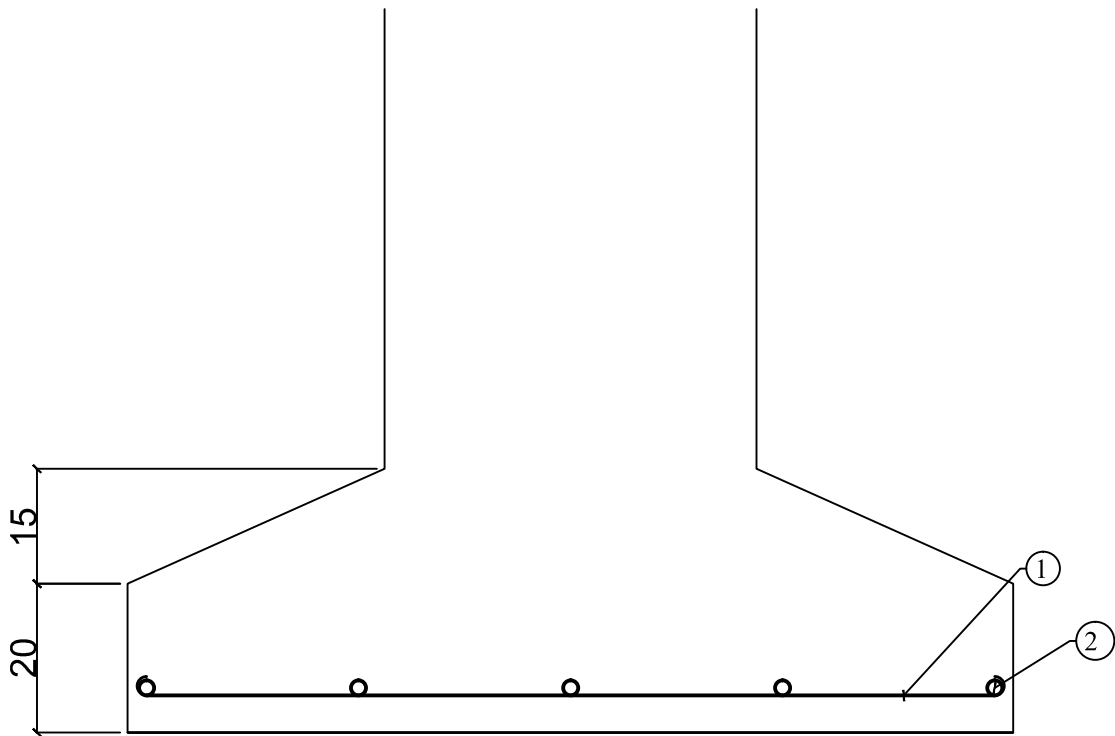


ECHELLE : Variable



P-15

2014



Code	Armatures	Longueur (cm)	Forme
1	6HA14	121	(121)
2	5HA10	53	(53)

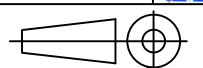
FERRAILLAGE SEMELLE DE LIAISON C1

RAMAHERIMANANA Andry T.

ESPA



ECHELLE : Variable



P-16

2014

ANNEXE VIII: SECOND ŒUVRE



VIII.1) FACTEURS D'UTILANCE U

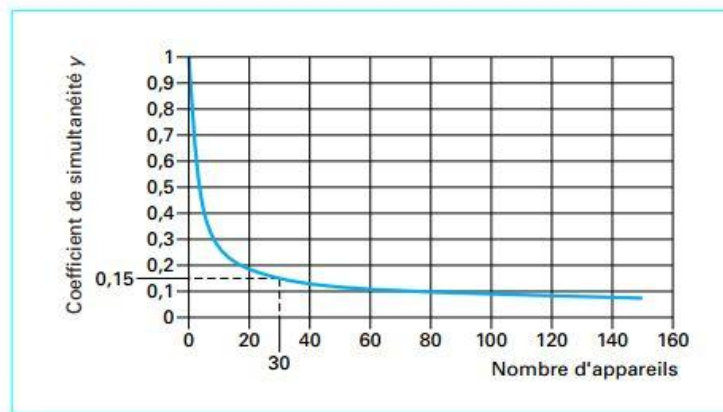
J = 0												J = 1/3											
K = 0,60												K = 0,60											
Facteur refraction (%)	plat. murs	70	70	70	70	50	50	30	30	00	70	70	70	70	50	50	30	30	00				
		A	0,83	0,77	0,73	0,70	0,76	0,73	0,70	0,72	0,70	0,69	A	0,81	0,78	0,72	0,70	0,75	0,72	0,70	0,72	0,70	0,69
		B	0,74	0,67	0,62	0,58	0,66	0,61	0,58	0,61	0,58	0,57	B	0,72	0,65	0,61	0,58	0,65	0,61	0,58	0,61	0,58	0,57
		C	0,66	0,58	0,50	0,48	0,55	0,50	0,48	0,49	0,46	0,44	C	0,63	0,55	0,48	0,46	0,54	0,49	0,46	0,49	0,46	0,44
		D	0,60	0,50	0,43	0,38	0,49	0,43	0,38	0,42	0,38	0,36	D	0,58	0,48	0,42	0,38	0,48	0,42	0,38	0,42	0,38	0,36
		E	0,55	0,44	0,36	0,31	0,43	0,36	0,31	0,35	0,30	0,28	E	0,52	0,42	0,35	0,30	0,41	0,35	0,30	0,35	0,30	0,28
		F	0,51	0,38	0,30	0,25	0,37	0,30	0,24	0,29	0,24	0,22	F	0,48	0,38	0,29	0,24	0,36	0,29	0,24	0,29	0,24	0,22
		G	0,53	0,40	0,32	0,27	0,39	0,32	0,27	0,31	0,27	0,24	G	0,50	0,38	0,31	0,28	0,38	0,31	0,26	0,31	0,26	0,24
		H	0,51	0,39	0,31	0,25	0,38	0,30	0,25	0,30	0,25	0,23	H	0,48	0,37	0,30	0,25	0,36	0,29	0,25	0,29	0,24	0,23
		I	0,46	0,33	0,24	0,18	0,31	0,23	0,17	0,23	0,17	0,15	I	0,43	0,30	0,23	0,17	0,30	0,22	0,17	0,22	0,17	0,15
		J	0,46	0,32	0,23	0,17	0,31	0,22	0,17	0,22	0,16	0,14	J	0,42	0,30	0,22	0,16	0,29	0,22	0,16	0,22	0,16	0,14

K = 0,80												K = 0,80											
Facteur refraction (%)	plat. murs	70	70	70	70	50	50	30	30	00	70	70	70	70	50	50	30	30	00				
		A	0,89	0,83	0,80	0,77	0,83	0,79	0,77	0,79	0,77	0,75	A	0,87	0,82	0,79	0,77	0,82	0,79	0,77	0,79	0,76	0,75
		B	0,82	0,75	0,70	0,67	0,74	0,70	0,66	0,69	0,66	0,65	B	0,80	0,74	0,70	0,68	0,73	0,69	0,66	0,69	0,66	0,65
		C	0,75	0,66	0,60	0,56	0,65	0,60	0,56	0,59	0,55	0,54	C	0,73	0,64	0,59	0,55	0,64	0,59	0,55	0,59	0,55	0,54
		D	0,70	0,60	0,53	0,48	0,58	0,52	0,48	0,52	0,47	0,45	D	0,67	0,58	0,52	0,47	0,57	0,51	0,47	0,51	0,47	0,45
		E	0,65	0,53	0,48	0,40	0,52	0,45	0,40	0,44	0,40	0,37	E	0,62	0,51	0,44	0,40	0,51	0,44	0,40	0,44	0,39	0,37
		F	0,63	0,51	0,43	0,37	0,50	0,43	0,37	0,42	0,37	0,35	F	0,60	0,49	0,42	0,37	0,48	0,42	0,37	0,41	0,37	0,35
		G	0,61	0,49	0,41	0,35	0,48	0,40	0,35	0,40	0,34	0,32	G	0,58	0,47	0,40	0,34	0,46	0,39	0,34	0,39	0,34	0,32
		H	0,59	0,47	0,38	0,32	0,45	0,38	0,32	0,37	0,32	0,29	H	0,56	0,45	0,37	0,31	0,44	0,37	0,31	0,36	0,31	0,29
		I	0,56	0,43	0,34	0,27	0,41	0,33	0,27	0,32	0,27	0,24	I	0,53	0,41	0,32	0,27	0,40	0,32	0,27	0,32	0,27	0,24
		J	0,54	0,40	0,31	0,24	0,39	0,30	0,24	0,29	0,23	0,21	J	0,51	0,38	0,29	0,23	0,37	0,29	0,23	0,29	0,23	0,21

J = 0												J = 1/3											
Facteur refraction (%)	plat. murs	70	70	70	70	50	50	30	30	00	70	70	70	70	50	50	30	30	00				
		A	0,92	0,88	0,84	0,81	0,87	0,83	0,81	0,83	0,81	0,79	A	0,90	0,86	0,82	0,79	0,86	0,82	0,80	0,82	0,79	0,77
		B	0,86	0,80	0,76	0,72	0,79	0,75	0,72	0,74	0,72	0,70	B	0,84	0,79	0,75	0,72	0,79	0,75	0,72	0,74	0,72	0,70
		C	0,80	0,72	0,67	0,63	0,71	0,66	0,62	0,65	0,62	0,60	C	0,78	0,71	0,67	0,63	0,71	0,66	0,62	0,65	0,62	0,60
		D	0,75	0,67	0,60	0,56	0,63	0,58	0,54	0,59	0,54	0,52	D	0,73	0,66	0,60	0,56	0,63	0,58	0,54	0,59	0,54	0,52
		E	0,71	0,61	0,53	0,47	0,58	0,52	0,47	0,51	0,46	0,44	E	0,69	0,61	0,53	0,47	0,58	0,52	0,47	0,51	0,46	0,44
		F	0,70	0,60	0,53	0,47	0,59	0,52	0,47	0,51	0,46	0,44	F	0,68	0,60	0,53	0,47	0,59	0,52	0,47	0,51	0,46	0,44
		G	0,68	0,58	0,48	0,42	0,54	0,47	0,41	0,46	0,41	0,39	G	0,66	0,58	0,48	0,42	0,54	0,47	0,41	0,46	0,41	0,39
		H	0,65	0,52	0,43	0,36	0,50	0,42	0,36	0,43	0,36	0,35	H	0,64	0,51	0,42	0,36	0,49	0,41	0,36	0,43	0,36	0,35
		I	0,61	0,51	0,40	0,33	0,46	0,38	0,32	0,40	0,33	0,32	I	0,60	0,49	0,38	0,32	0,46	0,38	0,32	0,40	0,33	0,32
		J	0,60	0,47	0,37	0,29	0,45	0,36	0,29	0,37	0,29	0,26	J	0,59	0,45	0,35	0,29	0,45	0,36	0,29	0,37	0,29	0,26

J = 0												J = 1/3											
Facteur refraction (%)	plat. murs	70	70	70	70	50	50	30	30	00	70	70	70	70	50	50	30	30	00				
		A	1,03	0,99	0,95	0,92	0,98	0,94	0,92	0,94	0,92	0,90	A	1,01	0,97	0,93	0,90	0,97	0,93	0,91	0,93	0,90	0,88
		B	0,96	0,90	0,86	0,82	0,89	0,85	0,82	0,84	0,82	0,80	B	0,94	0,89	0,85	0,82	0,89	0,85	0,82	0,84	0,82	0,80
		C	0,90	0,83	0,78	0,74	0,81	0,76	0,73	0,76	0,73	0,71	C	0,88	0,83	0,79	0,75	0,82	0,77	0,74	0,77	0,74	0,72
		D	0,85	0,77	0,71	0,67	0,75	0,70	0,66	0,71	0,66	0,64	D	0,83	0,77	0,72	0,68	0,75	0,70	0,66	0,71	0,66	0,64
		E	0,82	0,72	0,65	0,59	0,70	0,63	0,57	0,62	0,57	0,55	E	0,80	0,71	0,64	0,58	0,69	0,62	0,56	0,61	0,56	0,54
		F	0,80	0,70	0,63	0,57	0,68	0,61	0,55	0,60	0,55	0,53	F	0,78	0,69	0,62	0,56	0,67	0,60	0,54	0,59	0,54	0,52
		G	0,78	0,68	0,61	0,54	0,65	0,58	0,52	0,57	0,52	0,50	G	0,76	0,67	0,60	0,54	0,65	0,58	0,52	0,57	0,52	0,50
		H	0,76	0,65	0,58	0,51	0,62	0,55	0,49	0,54	0,49	0,47	H	0,74	0,65	0,58	0,51	0,62	0,55	0,49	0,54	0,49	0,47
		I	0,74	0,63	0,56	0,49	0,60	0,53	0,47	0,52	0,47	0,45	I	0,72	0,63	0,56	0,49	0,60	0,53	0,47	0,52	0,47	0,45
		J	0,72	0,60	0,53	0,46	0,57	0,50	0,44	0,49	0,44	0,42	J	0,70	0,59	0,52	0,45	0,56	0,49	0,43	0,48	0,43	0,41

VIII.2) COEFFICIENT DE SIMULTANÉITÉ K



VIII.3) DIAMETRES INTERIEURS DES TUYAUX D'EP

Diamètre intérieur des tuyaux (cm)	Surface en plan des toitures desservies
8	71
9	91
10	113
11	136
12	161
13	190
14	220
15	253
16	287

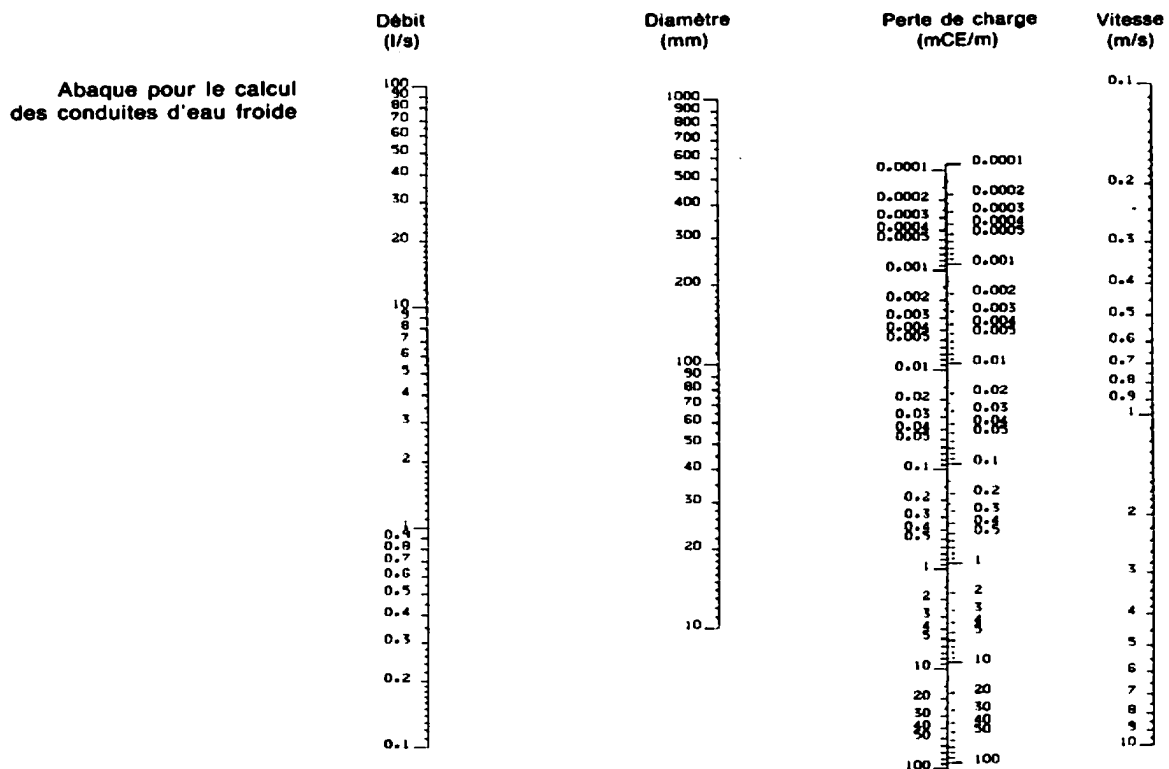
VIII.4) DIAMETRES INTERIEURS DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

Diamètre intérieur (mm)	Débits en l/s pour une pente par mètre de :				
	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm
69	1,64	2,32	2,84 (1)	3,28 (1)	3,67 (1)
77	2,22	3,14	3,85 (1)	4,44 (1)	4,97 (1)
84	2,82	3,99	4,89 (1)	5,65 (1)	6,31 (1)
94	3,85	5,44 (1)	6,66 (1)	7,69 (1)	8,60 (1)
104	5,07	7,18 (1)	8,79 (1)	10,15 (1)	11,35 (1)
119	7,33	10,37 (1)	12,70 (1)	14,67 (1)	16,40 (1)
129	9,14	12,92 (1)	15,83 (1)	18,28 (1)	20,44
134	10,14	14,34 (1)	17,56 (1)	20,27 (1)	22,67
153	14,54 (1)	20,56 (1)	25,18 (1)	29,07	32,50
154	14,80 (1)	20,92 (1)	25,63 (1)	29,59	33,08
191	26,50 (1)	37,48 (1)	45,91	53,01	59,27
203	31,24 (1)	44,18 (1)	54,11	62,49	69,86
238	47,95 (1)	67,81	83,05	95,90	107,21
266	64,63 (1)	91,40	111,95	129,27	144,52
300	89,20 (1)	126,15	154,50	178,40	199,45
317	103,36 (1)	146,17	179,02	206,72	231,12

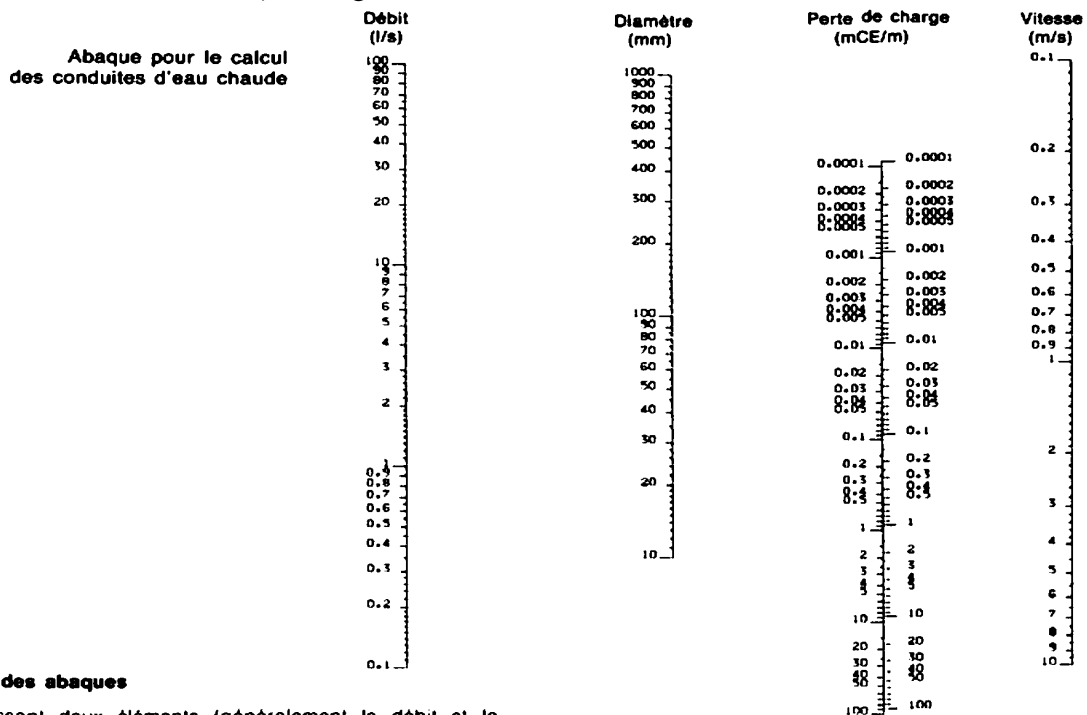
(1) Vitesse d'écoulement comprise entre 1 m/s et 2 m/s.



VIII.5) ABAQUE DE DARIES POUR EAU FROIDE



VIII.6) ABAQUE DE DARIES POUR EAU CHAUDE



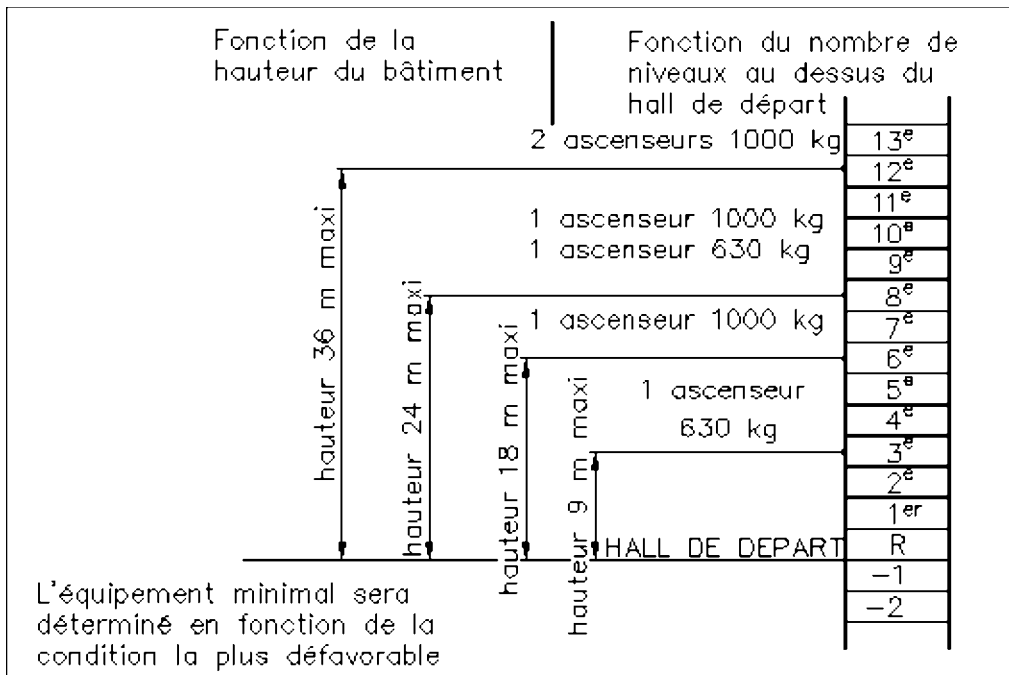
emploi des abaques

Connaissant deux éléments (généralement le débit et la vitesse, ou le débit et la perte de charge), joindre à l'aide d'une règle les points représentant ces valeurs sur les échelles verticales. Les deux autres éléments (diamètre et perte de charge, ou diamètres et vitesse) se lisent sur les échelles correspondantes à l'intersection formée par la règle.

Nota : la colonne de droite de l'échelle des pertes de charge inclut les pertes de charge singulières (+ 15 %).

$1 \text{ mmH}_2\text{O} = 9,81 \text{ Pa}$

**VIII.7) EQUIPEMENT CORRESPONDANT A UN SERVICE MOYEN POUR UN
ASCENSEUR**





VIII.8) POPULATION DESSERVIE ET INTERVALLE MAXIMAL PROBABLE POUR CHAQUE TYPE D'ASCENSEUR

Table with columns for speed (Vitesse), service type (Desserte), and load capacity (Charges minimales). It contains multiple sub-tables for different speed categories (0.63, 1.00, 1.60, 2.50 m/s) and load capacities (630, 1000 kg). Each sub-table lists population ranges for various floor counts (4 to 31).



ANNEXE IX: ETUDES FINANCIERES

**IX.1) SOUS-DETAILS DES PRIX****Tâche** : Nivellement général**Rendement** : 10 m² / j

Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels (Ar)	Matériaux (Ar)	MO (Ar)	
Matériels									
Outillages manuels	Fft	1	Fft	1	13 000,00	13 000,00			13 000,00
Mains d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	2 000,00			2 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	2	1 500,00			3 000,00	
OS	Hj	1	h	4	1 000,00			4 000,00	
Manœuvres	Hj	2	h	8	800,00			12 800,00	21 800,00
k=1,42						TOTAL DES DEBOURSES SECS DS			34 800,00
						PVHT Unitaire (Ar/m2)			988,32
						Arrondi à (Ar/m2)			990,00

Tâche : Béton Q250**Rendement** : 10 m³ / j

Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels (Ar)	Matériaux (Ar)	MO (Ar)	
Matériels									
Outillages manuels	Fft	1	Fft	1	10 000,00	10 000,00			
Bétonnière	h	1	h	2,5	18 000,00	45 000,00			
Pervibrateur	h	2	h	2,5	7 000,00	35 000,00			90 000,00
Matériaux									
Ciment CEM I 42,5	kg	250	kg	2500	560,00		1 400 000,00		
Gravillons	m3	0,85	m3	8,5	30 000,00		255 000,00		
Sable	m3	0,45	m3	4,5	20 000,00		90 000,00		1 745 000,00
Mains d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	2 000,00			2 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	1	1 500,00			1 500,00	
OS	Hj	2	h	8	1 000,00			16 000,00	
Manœuvres	Hj	3	h	8	800,00			19 200,00	38 700,00
k=1,42						TOTAL DES DEBOURSES SECS DS			1 873 700,00
						PVHT Unitaire (Ar/m3)			266 065,40
						Arrondi à (Ar/m3)			266 070,00

**Tâche** : Béton Q200**Rendement** : 10 m³ / j

Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels (Ar)	Matériaux (Ar)	MO (Ar)	
Matériels									
Outillages manuels	Fft	1	Fft	1	10 000,00	10 000,00			
Bétonnière	h	1	h	2,5	18 000,00	45 000,00			
Pervibrateur	h	2	h	2,5	7 000,00	35 000,00			90 000,00
Matériaux									
Ciment CEM I 42,5	kg	200	kg	2000	560,00		1 120 000,00		
Gravillons	m3	0,85	m3	8,5	30 000,00		255 000,00		
Sable	m3	0,45	m3	4,5	20 000,00		90 000,00		1 465 000,00
Mains d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	2 000,00			2 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	1	1 500,00			1 500,00	
OS	Hj	2	h	8	1 000,00			16 000,00	
Manœuvres	Hj	3	h	8	800,00			19 200,00	38 700,00
k=1,42						TOTAL DES DEBOURSES SECS DS			1 593 700,00
						PVHT Unitaire (Ar/m3)			226 305,40
						Arrondi à (Ar/m3)			226 310,00

Tâche : Armatures tout diamètres**Rendement** : 60 kg / j

Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels (Ar)	Matériaux (Ar)	MO (Ar)	
Matériels									
Outillages manuels	Fft	1	Fft	1	10 000,00	10 000,00			10 000,00
Matériaux									
Aciers TOR	kg	1	kg	60	4 500,00		270 000,00		
Fil de fer recuit	kg	0,01	kg	0,6	5 000,00		3 000,00		273 000,00
Mains d'œuvre									
Chef de chantier	Hm	1	h	1	2 000,00			2 000,00	
Chef d'équipe	Hm	1	h	2	1 500,00			3 000,00	
OS	Hm	2	h	4	1 000,00			8 000,00	
Manœuvres	Hm	2	h	8	800,00			12 800,00	25 800,00
k=1,42						TOTAL DES DEBOURSES SECS DS			308 800,00
						PVHT Unitaire (Ar/kg)			7 308,27
						Arrondi à (Ar/kg)			7 310,00

**Tâche** : Enduit ordinaire dosé à 350kg de ciment**Rendement** : 12 m³ / j

Composantes des prix			Coûts directs			Dépenses directes			Total (Ar)
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU (Ar)	Matériels (Ar)	Matériaux (Ar)	MO (Ar)	
Matériels									
Outillages manuels	Fft	1	Fft	1	10 000,00	10 000,00			10 000,00
Matériaux									
Ciment CEM II 32,5	kg	5,25	kg	63	550,00		34 650,00		
Sable	m3	0,02	m3	0,24	20 000,00		4 800,00		39 450,00
Mains d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	2 000,00			2 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	1	1 500,00			1 500,00	
OS	Hj	1	h	4	1 000,00			4 000,00	
Mancœuvres	Hj	3	h	8	800,00			19 200,00	26 700,00
k=1,42						TOTAL DES DEBOURSES SECS DS			76 150,00
						PVHT Unitaire (Ar/m3)			9 011,08
						Arrondi à (Ar/m3)			9 020,00

**IX.2) DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF**

N°	Désignation	Uté	Qté	PU (Ar)	Montant (Ar)
1-INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
1.01	Installation de chantier	Fft	1,00	35 000 000,00	50 000 000,00
1.02	Repli de chantier	Fft	1,00	15 000 000,00	35 000 000,00
	SOUS TOTAL 1				85 000 000,00
2-TERRASSEMENT					
2.01	Décapage et nettoyage du sol	m2	260,74	1 950,00	508 443,00
2.02	Fouille en rigole	m3	28,50	4 750,00	135 375,00
2.03	Fouille en excavation	m3	20,97	5 500,00	115 335,00
2.04	Forage pour puits	m3	166,94	11 250,00	1 878 075,00
2.05	Remblaiement des terres	m3	72,14	8 950,00	645 653,00
	SOUS TOTAL 2				3 282 881,00
3-OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE					
3.01	Béton dosé à 200 kg de ciment	m3	2,16	226 310,00	488 829,60
3.02	Béton dosé à 250 kg de ciment	m3	82,5	266 065,40	21 950 395,50
3.03	Béton dosé à 350 kg de ciment	m3	16,20	345 590,00	5 598 558,00
3.04	Aciers pour armatures de béton	kg	945,70	7 310,00	6 913 067,00
3.05	Coffrage en bois ordinaire	m2	109,45	21 000,00	2 298 450,00
3.06	Dallage	m3	52,15	125 000,00	6 518 750,00
	SOUS TOTAL 3				43 768 050,10
4-OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE					
4.01	Béton dosé à 350 kg de ciment	m3	118,11	345 590,00	40 817 634,90
4.02	Aciers pour armatures de béton	kg	13582,6	8 650,00	117 489 922,50
4.03	Coffrage en bois ordinaire	m2	1695,70	21 000,00	35 609 700,00
4.04	Planchers à corps creux	m2	900,20	61 000,00	54 912 200,00
4.05	Briques pleines 22 cm	m2	980,00	3 400,00	3 332 000,00
4.06	Parpaings creux 15 cm	m2	393,27	51 000,00	20 056 770,00
4.07	cloisons lourdes 14 cm	m2	320,75	99 500,00	31 914 625,00
4.08	cloisons légères 7,5 cm	m2	325,30	75 000,00	24 397 500,00
	SOUS TOTAL 4				328 530 352,40
5-ASSAINISSEMENT					
5.01	Tuyau de chute PVC 100	u	4	46 500,00	186 000,00
5.02	Tuyau de chute PVC 160	u	6	49 000,00	294 000,00
5.03	Fosse septique pour 25 personnes	u	1	7 100 000,00	7 100 000,00
5.04	Filtre à charbon	u	1	5 000 000,00	5 000 000,00
5.05	Bac à graisse	u	1	8 000 000,00	8 000 000,00
5.06	Regard en BA	u	5	105 000,00	525 000,00
	SOUS TOTAL 5				21 105 000,00
6-COUVERTURE-PLAFONNAGE					
6.01	Faux-plafond	m2	1042,96	20 000,00	20 859 200,00
6.02	Etanchéité	m2	260,74	75 000,00	19 555 500,00
	SOUS TOTAL 6				40 414 700,00



7-CONDUITS DE FUMEE-VENTILATION					
7.01	Climatiseur	u	30	1 800 000,00	54 000 000,00
7.02	Ventilation mécanique contrôlée	Fft	1	35 000 000,00	35 000 000,00
7.03	Grilles d'aération	u	12	250 000,00	3 000 000,00
SOUS TOTAL 7					92 000 000,00
8-MENUISERIE BOIS					
8.01	Porte isoplane 90x210	u	40,00	275 000,00	11 000 000,00
8.02	Porte isoplane 70x210	u	35	250 000,00	8 750 000,00
SOUS TOTAL 8					19 750 000,00
9-MENUISERIE ALUMINIUM					
9.02	Fenêtre 200 x 175	u	17	1 055 000,00	17 935 000,00
9.03	Fenêtre 130 x 175	u	3	8 645 000,00	25 935 000,00
9.04	Fenêtre 80 x 175	u	3	548 000,00	1 644 000,00
9.05	Fenêtre 220 x 175	u	7	1 145 000,00	8 015 000,00
9.06	Porte 120 x 210	u	6	970 000,00	5 820 000,00
9.07	Porte 100 x 210	u	2	850 000,00	1 700 000,00
9.08	Porte 210 x 210	u	2	1 250 000,00	2 500 000,00
9.09	Porte 210 x 210	u	2	1 245 000,00	2 490 000,00
SOUS TOTAL 9					66 039 000,00
10-MENUISERIE METALLIQUE					
10.01	Porte pleine 300 x 210	u	1	992 500,00	992 500,00
10.02	Préau d'entrée	u	1	1 246 000,00	1 246 000,00
10.03	Garde-corps	ml	80,45	58 500,00	4 706 325,00
SOUS TOTAL 10					6 944 825,00
11-ELECTRICITE					
11.01	Tableau général de distribution	u	1	2 500 000,00	2 500 000,00
11.02	Tableau secondaire de distribution	u	5	530 000,00	2 650 000,00
11.03	Câblage électrique	Fft	1	1 458 900,00	1 458 900,00
11.04	Prise de courant	u	114	4 000,00	456 000,00
11.05	Lampe fluorescente 0,59m / 18W	u	8	8 000,00	64 000,00
11.06	Lampe fluorescente 1,20m / 36W	u	20	15 000,00	300 000,00
11.07	Lampe fluorescente 1,50m / 56W	u	98	21 000,00	2 058 000,00
11.08	Interrupteur à simple allumage	u	65	5 500,00	357 500,00
11.09	Interrupteur à double allumage	u	19	6 750,00	128 250,00
SOUS TOTAL 11					9 972 650,00
12-PLOMBERIE-SANTAIRE					
12.01	WC à l'anglaise	u	17	550 000,00	9 350 000,00
12.02	Lave-mains	u	17	245 000,00	4 165 000,00
12.03	Eviers	u	8	155 000,00	1 240 000,00
12.04	Lavabo	u	15	285 000,00	4 275 000,00
12.05	Receveur de douche	u	6	350 000,00	2 100 000,00
12.06	Chauffe-eau	u	3	450 000,00	1 350 000,00
12.07	Accessoires sanitaires	u	50	30 000,00	1 500 000,00
12.08	Bouche d'incendie	u	5	2 900 000,00	14 500 000,00
SOUS TOTAL 12					38 480 000,00



13-ENDUITS-CHAPES-REVETEMENTS					
13.01	Enduit ordinaire	m2	980,00	9 020,00	8 839 600,00
13.02	Enduit plâtre	m2	1373,27	20 000,00	27 465 400,00
13.04	Chape	m2	1042,20	15 000,00	15 633 000,00
13.05	Carreaux muraux	m2	49,56	53 500,00	2 651 460,00
13.06	Carreaux sur sol	m2	131,33	69 000,00	9 061 770,00
13.07	Parquets	m2	628,56	55 000,00	34 570 800,00
13.08	Plinthe	ml	150,00	9 200,00	1 380 000,00
SOUS TOTAL 13					99 602 030,00
14-PEINTURE-VITRERIE					
14.01	Badigeonnage	m2	1373,27	1 750,00	2 403 222,50
14.02	Peinture à l'eau	m2	260,74	6 000,00	1 564 440,00
14.03	Peinture à l'huile	m2	675,00	13 500,00	9 112 500,00
14.04	Peinture glycérophthalique	m2	13,46	12 300,00	165 558,00
14.05	Vernis	m2	127,05	9 950,00	1 264 147,50
SOUS TOTAL 14					14 509 868,00
15-EQUIPEMENTS SPECIAUX					
15.01	Ascenseur	u	1	35 000 000,00	45 000 000,00
15.02	Extincteur	u	10	550 000,00	5 500 000,00
15.03	Groupe électrogène	Fft	1	9 000 000,00	9 000 000,00
15.04	RIA	u	5	750 000,00	3 750 000,00
15.05	Détecteurs de fumée	u	5	450 000,00	2 250 000,00
15.06	Château d'eau	Fft	1	15 000 000,00	15 000 000,00
SOUS TOTAL 15					80 500 000,00

RAMAHERIMANANA

Andry Tahina

Lot III V 42 ter Anosizato Atsinanana I Antananarivo 101

+261 34 18 46 932 / +261 33 32 671 29

andrytahinar1992@gmail.com



Titre :

« ETUDE D'UN BATIMENT R+4 A USAGE MIXTE SIS A ANKADIFOTSY »

Nombre de pages : 127

Nombre de tableaux : 124

Nombre de figures : 27

RESUME

Le présent mémoire se focalise sur l'étude d'un nouvel édifice dans la ville d'Ankadifotsy: un bâtiment R+4 à usage mixte. En effet, Ankadifotsy est une ville dotée de potentialités économiques énormes et elle est géographiquement bien située.

Pour ce faire, plusieurs méthodes ont été utilisées et plusieurs règles de calcul ont été suivis pour permettre au nouveau bâtiment d'être conforme aux normes en vigueur et facilement réalisable ; et une fois érigée, d'assurer pleinement sa principale fonction: la sécurité de ses usagers.

Enfin, l'étude financière a permis d'affirmer que le projet est rentable et donc qu'il a sa raison d'être. De plus, il a été étudié dans un souci de respect de l'environnement.

Mots clés: Ankadifotsy, architecture, bâtiment, béton armé, fondation, rentabilité

SUMMARY

This dissertation focuses on the study of a new building in the city of Ankadifotsy: a 4-floor-mixed use-building. Indeed, Ankadifotsy is a city with enormous economic potential and is geographically well situated.

To do this, several methods were used and several calculation rules were followed to allow the new building to comply with the standards and feasible; and once built, fully ensure its primary function: the safety of its users.

Finally, financial study to argue that the project is profitable and therefore it has its reason for being. Moreover, it has been studied in order to respect the environment.

Keywords: Ankadifotsy, architecture, building, reinforced concrete, base, cost-effectiveness

Rapporteur: Monsieur RAKOTOARIVELO Rivonirina