RÉPUBLIQUE DU BÉNIN

……

MINISTÈRE D'ETAT CHARGE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

……..

UNIVERSITÉ D'ABOMEY CALAVI

……

ÉCOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI

……

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT

……

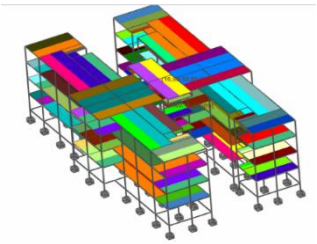
DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

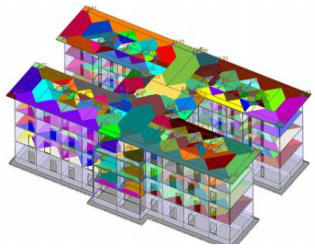
……..

MÉMOIRE DE FIN DE FORMATION POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR DE CONCEPTION EN GENIE-CIVIL

THEME :

PROJET DES 20 000 LOGEMENTS SOCIAUX ET ECONOMIQUE AU BENIN : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE LA STRUCTURE PORTEUSE D'UN BATIMENT R+3 DE TYPE B, A OUEDO





Réalisé & Soutenu ce 21 Janvier 2025 par :

M. Quenette HOUEGBELO

Sous la direction de :

MILOHIN G. S. Gladys, Docteure Ingénieure, Enseignante à l'EPAC/UAC

Président du jury :

Professeur GBAGUIDI S. Victor, Enseignant à l'EPAC/UAC

Membres du jury :

Dr. MILOHIN G. S. Gladys, Enseignante à l'EPAC/UAC

Dr. DOSSOU Serge, Assistant à l'EPAC/UAC

Dr. KOTO TAMOU Chéïssou , Enseignant à Abomey

Année académique 2021-2022/6ème promotion

DEDICACES

« Un peuple qui ne connaît pas son passé, ses origines et sa culture ressemble à un arbre sans racines », Marcus Garvey (1887-1940).

Je dédie ce mémoire à :

- Mon défunt père « Feu LAZARE HOUEGBELO ». Tu as œuvré chaque jour pour mon bien-être et mon épanouissement. Je garde de toi l'image d'un père exemplaire. Que Dieu le tout Puissant t'accueille dans son Paradis ! Amen.

- Ma chère et tendre mère Bénédicte ACACHA, pour tes prières et bonnes pensées, et les sacrifices consentis, je te dis merci du fond du cœur. Que Dieu te comble de ses grâces et t'accorde une longue vie.

- Mon épouse Christelle PELEBE pour son amour et son soutien constant. Que Dieu te comble de ses grâces.

REMERCIEMENTS

Ce mémoire est le fruit de l'action conjuguée de plusieurs personnes ; c'est pour cela qu'au terme de nos travaux, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous ceux sans qui, ce mémoire n'aurait pas abouti.

Mes sincères remerciements à tous nos maitres de mémoire pour leur aide assez précieuse et la disponibilité dont ils ont fait preuve, malgré leurs multiples occupations. Puisse le Seigneur Dieu Tout Puissant le leur rendre au centuple.

Je veux nommer :

- **M. Victor S. GBAGUIDI**, Professeur Titulaire des Universités du CAMES, Directeur du Bureau d'Études ECCO-GC, Chef de file du Groupement ECCO-GC /BAOABAB/ GIC-MALI en charge du suivi et contrôle technique des travaux de viabilisation secondaire et tertiaire et de construction de 904 logements sociaux et économiques à Ouèdo Financement BADEA ;

- **M. Valéry K. DOKO,** Maître de Conférences des Universités du CAMES, Chef du Département de Génie Civil, Enseignant à l'EPAC ;

- **Mme Gbènondé Sèna Gladys MILOHIN**, mon maitre de mémoire, Docteure Ingénieure, Chef de Mission Adjoint du Groupement ECCO-GC /BAOABAB/ GIC-MALI, Enseignante à l'EPAC ; pour sa totale contribution, ses analyses pertinentes, son attachement à la qualité du mémoire.

- **M. Damien Paul AMADJI**, Chef de Mission du Groupement ECCO-GC /BAOABAB/ GIC-MALI, Ingénieur en Génie-Civil et doctorant à l'ED-SDI/UAC ; pour m'avoir offert l'opportunité de travailler sur le projet ayant servi de base pour la rédaction de ce mémoire, pour le libre accès à toute la documentation technique qui m'a été nécessaire, sincère merci pour votre disponibilité, vos précieux conseils, vos suggestions pertinentes.

- **M. Marcel Ahowanou ZANKPE**, Chef de Mission Adjoint du Groupement ECCO-GC /BAOABAB/ TR-ENGINEERING, Ingénieur en Génie-Civil /Option Science et Technique

de l'eau ; pour sa contribution inestimable à l'aboutissement heureux de ce projet de mémoire et surtout pour son soutien indéfectible et permanent, n'hésitant souvent pas à me mettre généreusement en relation avec diverses personnes ressources chaque fois que le besoin se faisait sentir.

- **M. Anaël AZONWAKIN, Ingénieur de conception en Génie-Civil ;** pour son ouverture d'esprit ; sa disponibilité et sa noble contribution à travers les multiples précisions et éclaircissement qu'il m'a apporté lors de la rédaction de ce mémoire.

- Un merci particulier à toute l'équipe des groupements ECCO-GC /BAOABAB/ GIC-MALI, ECCO-GC /BAOABAB/ TR-ENGINEERING ; plus précisément à monsieur **Jean Eude FOLLY ;** pour son soutien inconditionnel et ses conseils avisés.

- À tout le corps professoral de l'École Polytechnique d'Abomey-Calavi (EPAC) et du Centre Autonome de Perfectionnement (CAP), qui n'a ménagé aucun effort pour nous donner la formation appropriée.

Enfin à ma famille, mes amis et collègues pour leur soutien indéfectible et encouragements depuis le début de ma formation.

RESUME

Au Bénin, le Programme immobilier de 20 000 logements sociaux et économiques prévoit la construction de bâtiments individuels et collectifs de type F4 dans plusieurs villes. Mais la ville d'Abomey-Calavi reconnue comme cité dortoir pour les travailleurs de différentes catégories socio-professionnelles bénéficie de par son statut, de 10.849 logements soit plus de 50% du projet à Ouèdo. Les logements sont de type A, B, C2, C3, D et E. L'objectif de notre étude était d'apprécier les choix techniques et financiers opérés dans le cadre de ce projet. Ainsi, notre travail a eu comme base, les bâtiments R+3 de type B à Ouèdo et a consisté dans un premier temps à l'étude du dossier architectural et technique (radier – voiles – poutres – dalle pleine) du projet de base. Ensuite nous avons proposé et étudié un autre modèle de structure (semelles isolées – poteaux – poutres – dalle à corps creux et à poutrelles). Notre démarche a consisté au prédimensionnement et à la descente des charges sur les éléments porteurs du bâtiment, puis à leur dimensionnement. Les normes techniques telles que le BAEL 91 révisées 99, le DTU P18-702, le Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) et les Normes Françaises NF P06-004, NF P06-001 ont été utilisées comme référence. A la fin des études de structure, une étude quantitative et estimative comparative des deux structures de bâtiment a été effectuée afin d'apprécier, au regard du contexte du projet, la structure la plus adaptée tant sur le plan technique qu'économique.

Mots-clés : **Programme immobilier, Construction, Dimensionnement, Structure porteuse.**

ABSTRACT

In Benin, the real estate program for 20,000 social and economic housing units provides for the construction of F4-type individual and collective buildings in several towns. But the city of Abomey-Calavi, recognized as a dormitory city for workers of different socio-professional categories, benefits from its status of 10,849 housing units, or more than 50% of the project in Ouèdo. The housing is of type A, B, C2, C3, D and E. The objective of our study was to assess the technical and financial choices made within the framework of this project. Thus, our work was based on the R+3 type B buildings in Ouèdo and initially consisted of the study of the architectural and technical file (slab – sails – beams – solid slab) of the basic project. Then we proposed and studied another structural model (insulated footings – posts – beams – slab with hollow body and beams). Our approach consisted of pre-sizing and lowering the loads on the supporting elements of the building, then sizing them. Technical standards such as BAEL 91 revised 99, DTU P18-702, the Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) and the French Standards NF P06-004, NF P06-001 were used as reference. At the end of the structural studies, a quantitative and estimated comparative study of the two building structures was carried out in order to assess, with regard to the context of the project, the most suitable structure both technically and economically.

Keywords: **Real estate program, Construction, Dimensioning, Load-bearing structure.**

SOMMAIRE

DEDICACES ii

REMERCIEMENTS iii

RESUME v

ABSTRACT vi

SOMMAIRE vii

LISTE DES FIGURES ix

LISTE DES PHOTOS xi

LISTE DES TABLEAUX xii

SIGLES ET ABREVIATIONS xiv

INTRODUCTION GENERALE 1

Contexte et justification 1

Problématique 1

Objectif de l'étude 2

Résultats attendus 2

Méthodologie 2

Chapitre 1 : GENERALITES SUR LES BATIMENTS 3

1.1. PRINCIPAUX PARAMÈTRES DE CONCEPTION 4

1.2. DÉMARCHE D'ETUDE TECHNIQUE D'UN PROJET 4

1.3. TYPOLOGIE DES BATIMENTS 5

1.4. STRUCTURE PORTANTE D'UN BATIMENT 9

1.4.1. Critères de choix de la structure d'un bâtiment 9

1.4.2. Eléments porteurs d'un bâtiment 10

1.4.2.1. Fondations 10

1.4.2.2 Poteaux 16

1.4.2.3 Voiles 16

1.4.2.4 Poutres 17

1.4.2.5 Planchers 18

1.4.2.6 Escaliers 20

1.5. DEMARCHE METHODOLOGIQUE POUR LA REALISATION D'UN BATIMENT 21

1.5.1. Méthode de construction : conventionnelle 21

1.5.2. Méthode de construction : coffrage tunnel 22

1.5.2.1. Accessoires du coffrage tunnel 22

1.5.2.2. Dimensions du coffrage tunnel 25

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET ET DONNEES D'ETUDE STRUCTURALE 26

2.1 PRESENTATION DU PROJET 27
2.1.1 Contexte du projet 27
2.1.2. Intervenants du projet 29
2.1.3. Conception architecturale du bâtiment B 30
2.1.4. Présentation de la structure du bâtiment B 31
2.1.5. Répartition surfacique 31

2.2. DONNEES D'ETUDE STRUCTURALE 34
2.2.1. Démarche méthodologique pour l'étude d'un bâtiment en béton armé (modèle Base) 34
2.2.1.1. Hypothèses de calculs 34
2.2.1.2. Prédimensionnement des éléments structuraux 36
2.2.1.3. Descente des charges des éléments structuraux 43
2.2.1.4. Principe de modélisation avec Robot 48
2.2.2. Démarche méthodologique pour l'étude d'un bâtiment de type ossature (modèle classique) 49
2.2.2.1. Hypothèses de calculs 49
2.2.2.2. Prédimensionnement des éléments structuraux 50
2.2.2.3. Descente des charges sur les éléments porteurs de la structure 55
2.2.2.4. Principe de modélisation avec Robot 64

CHPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT ET ANALYSE DES RESULTATS DES DEUX VARIANTES DE STRUCTURE ETUDIEES 68

3.1. DIMENSIONNEMENT MANUEL DES ELEMENTS DE STRUCTURES DE LA PREMIÈRE VARIANTE 69
3.1.1. Calcul de la dalle pleine de la toiture terrasse 69
3.1.2. Calcul du ferraillage de la poutre PP_1 du plancher courant 72
3.1.3. Calcul du voile infrastructure 73
3.1.4. Calcul du radier 75

3.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE STRUCTURE DE LA DEUXIEME VARIANTE 81
3.2.1 Dimensionnement des nervures 81
3.2.2 Dimensionnement des poutres 87
3.2.3 Dimensionnement du poteau le plus chargé 90
3.2.4 Dimensionnement d'une semelle isolé 92

3.3. ETUDE COMPARATIVE 96
3.3.1. Avant-métré 96
3.3.2. Présentation des résultats des deux variantes 97
3.3.2.1. Devis Quantitatif et Estimatif du gros œuvre bâtiment B première variante 97
3.3.2.2. Devis Quantitatif et Estimatif du gros œuvre du bâtiment B de la deuxième variante 100
3.3.3. Analyse quantitative comparative des résultats obtenus 104
3.3.4. Avantages et inconvénients des deux variantes 106

CONCLUSION GENERALE 108

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 111

ANNEXES 113

PLANS SUIVANT LA PREMIERE VARIANTE 114

PLANS SUIVANT LA DEUXIEME VARIANTE 129

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schéma du mode de transmission des charges d'une structure à ossature [2] 7
Figure 2 : Schéma du mode de transmission des charges d'une structure à murs porteurs [3] 8
Figure 3 : Schéma du mode de transmission des charges d'une structure mixte [3] 9
Figure 4: Fondation superficielle [2] 11
Figure 5: Mode de fonctionnement d'une semelle isolée [2] 11
Figure 6: Semelles isolées sous poteaux [2] 11
Figure 7: Semelles filantes sous murs. [2] 12
Figure 8 : Radier plat d'épaisseur constante [6] 13
Figure 9: Radier nervuré [7] 13
Figure 10 : Radier champignon [2] 14
Figure 11 : Radier vouté [2] 14
Figure 12 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De [2] 15
Figure 13: Différents types de poteaux [8] 16
Figure 14: Différents types de poutres [8] 17
Figure 15: Coupe transversale d'une dalle à corps creux et à poutrelles [9] 18
Figure 16: Coupe d'une dalle pleine [9] 19
Figure 17: Coupe d'un plancher avec prédalle [9] 20
Figure 18 : Différentes parties d'un escalier [10] 21
Figure 19 : Coffrage tunnel métallique 22
Figure 20: Accessoires d'un coffrage tunnel [10] 23
Figure 21 : Vue montrant une annotation banche métallique [10] 24
Figure 22 : Demi-coquille d'un coffrage tunnel 25
Figure 23 **:** Vue d'ensemble du site du Projet à Ouèdo 27
Figure 24 : Plancher dalle pleine de la toiture terrasse R+3 36
Figure 25 : Prédimensionnement du panneau de plancher dalle pleine 37
Figure 26 : Représentation d'un panneau de dalle portant dans deux directions 37
Figure 27: Schématisation d'un voile [10] 38
Figure 28 : Vue en plan des fondations 40
Figure 29 : Prédimensionnement du panneau du radier 41
Figure 30 : Représentation schématique d'un panneau de radier portant sur les deux côtés 42
Figure 31 : Différentes parties d'un escalier [10] 42
Figure 32 : Coupe transversale de la dalle de la toiture terrasse inaccessible 44
Figure 33 : Coupe transversale d'une dalle pleine 44
Figure 34 : Distribution des charges sur le radier 47
Figure 35: Vue structurale du bâtiment B et Vue montrant la zone d'influence de tout le bâtiment (gauche à droite) 48
Figure 36: Schéma de principe des poutrelles [16] 51
Figure 37 : Représentation d'un poteau [16] 53
Figure 38 : Coupe transversale de la dalle de la toiture terrasse inaccessible 56
Figure 39 : Surface d'influence avec la charge surfacique permanente de la toiture terrasse 56
Figure 40 : Coupe transversale d'un plancher courant 57
Figure 41 : Surface d'influence avec la charge surfacique permanente du plancher courant 57
Figure 42 : Surface d'influence avec la charge surfacique d'exploitation de la toiture terrasse 58
Figure 43: Surface d'influence avec la charge surfacique d'exploitation du plancher courant 59
Figure 44: Surface d'influence du Toiture terrasse inaccessible (R+3) 61
Figure 45 : Surface d'influence du plancher courant 61
Figure 46: Modèle de la modélisation montrant les surfaces d'influence dans Robot 2021 64
Figure 47 : Numéros des nœuds et des efforts issus des semelles 64

Figure 48 : Répartition surfacique de la dalle de la toiture terrasse 69
Figure 49: Schéma statique de la nervure N1 de la toiture terrasse 82
Figure 50 : Diagramme de l'effort tranchant de la nervure N1 de la toiture terrasse 82
Figure 51 : Diagramme du moment fléchissant de la nervure N1 de la toiture terrasse 82
Figure 52: Schéma statique de la nervure N1 du plancher courant 84
Figure 53: Diagramme de l'effort tranchant de la nervure N1 du plancher courant 85
Figure 54: Diagramme du moment fléchissant de la nervure N1 du plancher courant 85
Figure 55 : Schéma statique de la poutre la plus chargée de la toiture terrasse 87
Figure 56: Diagramme du moment fléchissant à E.L.U de la poutre la plus charge 88
Figure 57: Diagramme de l'effort tranchant à E.L.U de la poutre la plus charge 88
Figure 58: Principe de ferraillage de la poutre la poutre la plus chargée toiture terrasse R+3. 89
Figure 59 : Principe de ferraillage du poteau le plus chargé plancher courant RDC 92
Figure 60**:** Schéma de principe du ferraillage de la semelle le plus chargé S1 95

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Vue d'ensemble des pièces d'un appartement du bâtiment B 32
Photo 2 : Façade principale d'un bâtiment B 32
Photo 3: Façade latérale gauche d'un bâtiment B 33
Photo 4: Façade postérieure d'un bâtiment type B 33

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques des coffrages tunnels 25
Tableau 2: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements - Financement BOAD 28
Tableau 3: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements financement CNSS 29
Tableau 4: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements financement BIsD 29
Tableau 5: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements financement BADEA 29
Tableau 6: Intervenants du projet 30
Tableau 7: Répartition surfacique d'un appartement d'un bâtiment B 31
Tableau 8 : Synthèse du prédimensionnement de la dalle pleine 37
Tableau 9 : Synthèse de prédimensionnement des poutres 38
Tableau 10: Charge permanente du toiture terrasse inaccessible R+3 44
Tableau 11: Charge permanente du plancher courant RDC, R+1, R+2 45
Tableau 12 : Charges d'exploitation toiture terrasse R+3 et des planchers courant R+2, R+1, RDC 45
Tableau 13: Charges permanente et exploitation pour escalier 45
Tableau 14 : Descente des charges sur la poutre PP1(15x50) 46
Tableau 15 : Descente des charges sur le voile le plus chargé : voile V4 47
Tableau 16 **:** Récapitulatif des charges permanentes descendant sur le radier 48
Tableau 17 **:** Tableau récapitulatif des charges exploitations descendant sur le radier 48
Tableau 18 : Synthèse de prédimensionnement des poutres 52
Tableau 19: Charges permanentes de la toiture terrasse R+3 56
Tableau 20: Charges permanentes plancher courant 57
Tableau 21 **:** Charges d'exploitations de la toiture terrasse R+3 58
Tableau 22 **:** Charges d'exploitations plancher courant 58
Tableau 23 **:** Charges permanentes et d'exploitations 59
Tableau 24 : Calcul de charge linéaire de la nervure N1 de la toiture terrasse 60
Tableau 25 : Calcul de charge linéaire de la nervure N1 du plancher courant 60
Tableau 26: Descente de charge sur les différents types de poutres de la toiture terrasse 62
Tableau 27: Descente de charges sur les différents types de poutres du plancher courant 62
Tableau 28 : Calcul de charges ponctuelles en tête des poteaux 63
Tableau 29 : Synthèse des combinaisons des charges à L'ELU et L'ELS 65
Tableau 30 : Catégorisation des charges 67
Tableau 31 : Calcul de ferraillage de la dalle pleine de la toiture terrasse 71
Tableau 32 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre PP1 72
Tableau 33 : Calcul des armatures transversales de la poutre PP1 73
Tableau 34 : Calcul sur le voile V4 73
Tableau 35 : Récapitulatif du dimensionnement du voile 74
Tableau 36 : Calcul du ferraillage du voile 74
Tableau 37 : Calcul de la section armatures sur appuis 78
Tableau 38 : Calcul de la section d'armatures en travée 79
Tableau 39: Sollicitations sur la nervure N1 81
Tableau 40 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure N1 de la toiture terrasse 83
Tableau 41 **:** Récapitulatif des nervures du plancher haut R+3 84
Tableau 42: Sollicitations sur la nervure N1 du plancher courant 84
Tableau 43 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure N1du plancher courant 86
Tableau 44 : Classification des nervures du plancher courant 87
Tableau 45 : Récapitulatif de la combinaison des charges pour le poteau 87
Tableau 46 : Récapitulatif de calcul du ferraillage du poteau le plus chargé 91
Tableau 47: Récapitulatif des sections des semelles 94

Tableau 48 : Récapitulatif des formules d'avant-métré 96
Tableau 49: Devis Quantitatif et Estimatif première variante 97
Tableau 50: Devis Quantitatif et Estimatif de la deuxième variante 100
Tableau 51 : Analyse des deux résultats du point de vue financière 102
Tableau 52 : Récapitulatif des quantités et coût calculés par variante 104
Tableau 53 : Comparatif de l'infrastructure des deux variantes 106
Tableau 54 : Comparatif de la superstructure des deux variantes 106

SIGLES ET ABREVIATIONS

Sigles & abréviations	Signification
BAEL	Béton Armé aux États Limites
DTU	Document Technique Unifié
RSA	Robot Structural Analysis
ELU	État Limite Ultime
ELS	État Limite Service
FPP	Fissuration Peu Préjudiciable
FP	Fissuration Préjudiciable
NF	Norme Française
α	Coefficient d'élancement
γb	Coefficient de sécurité du béton
γs	Coefficient de sécurité de l'acier
fcj	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge
ftj	Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours d'âge
η	Coefficient de fissuration de l'acier
Θ	Coefficient sans dimension
λ	Élancement
μ	Coefficient de frottement
ν	Coefficient de poisson
M_u	Moment fléchissant à l'E. L. U
M_{ser}	Moment fléchissant à l'E.L. S
V_u	Effort tranchant à L'E. L. U
V_{ser}	Effort tranchant à l'E.L. S
N_u	Effort normal à L'E. L. U
N_{ser}	Effort normal à l'E. L. S
μ_{lu}	Moment fléchissant agissant réduit limite
μ_{bu}	Moment fléchissant agissant réduit
μ_x et μ_y	Coefficients de distribution
τ_{uo}	Contrainte tangentielle conventionnelle
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction dans l'acier
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible de l'acier
B	Largeur de la nervure du radier
I	Inertie de la section du radier
K	Coefficient de raideur du sol
E_{vj}	Module de Young
BOAD	Banque Ouest Africaine de Développement
CNSS	Caisse National de Sécurité Sociale
BIsD	Banque Islamique de Développement
BADEA	Banque Arabe pour le Développement Economique en Afrique

INTRODUCTION GENERALE

Contexte et justification

La construction de logements sociaux est un défi majeur en Afrique, notamment en raison de l'urbanisation rapide, de la croissance démographique et du besoin urgent de répondre à la demande croissante en habitations abordables. Alors que l'habitat des classes populaires demeure un problème récurrent des villes d'Afrique subsaharienne, les politiques de « logement social » conduites par les États après la période des Indépendances, puis sous l'influence des bailleurs de fonds, ont presque toujours bénéficié aux catégories les plus aisées. [1] Au Bénin, ce phénomène est particulièrement marqué, avec une population urbaine en forte expansion nécessitant des solutions de logement durable. C'est ainsi que le Gouvernement du Bénin ambitionne d'améliorer le bien-être de tous les béninois et préserver l'environnement au plan national, avec comme vision un développement inclusif et durable articulé autour de villes résilientes et sures. Il a donc initié le projet des 20 000 logements sociaux. S'inscrivant dans cette dynamique, il vise à fournir des habitations descentes à un coût abordable pour les citoyens. C'est dans cette optique que nous avons effectués nos travaux sur **l'étude technico-économique de la structure porteuse d'un bâtiment de type R+3, spécifiquement le modèle B de ce projet**, afin d'optimiser les ressources et d'assurer la durabilité des constructions.

Problématique

Malgré les initiatives gouvernementales et les efforts des promoteurs privés, la construction de logements sociaux en Afrique et particulièrement au Bénin rencontre de nombreux obstacles. Ces défis incluent des coûts de construction élevés, une gestion inefficace des ressources avec des normes de construction souvent inadéquates ou non respectées.

Comment peut-on alors concevoir et réaliser une structure porteuse d'un bâtiment R+3 qui soit à la fois économiquement viable et techniquement solide dans le cadre du projet des 20 000 logements sociaux de Ouèdo ?

Peut-on réaliser un modèle de bâtiment plus économique ?

S'agit-il du seul modèle de construction stable et durable dans le temps ?

Objectif de l'étude

L'objectif principal de cette étude est de proposer une étude technique et financière de la structure porteuse du bâtiment B, de type R+3, du programme des 20 000 logements sociaux à Ouèdo.

Spécifiquement, il s'agit de :

- S'approprier les plans d'exécution du bâtiment B en cours de réalisation avec les hypothèses d'une dalle pleine, des murs en voiles et un radier de fondation (Variante 1) ;
- Dimensionner le bâtiment B avec les hypothèses d'une dalle à corps creux et à poutrelles, des murs en agglomérés de ciment et des semelles de fondation (variante 2) ;
- Faire l'étude quantitative et estimative des deux variantes ;
- Proposer une structure optimale.

Résultats attendus

Les résultats escomptés de cette étude sont :

- Une évaluation comparative des différentes solutions techniques pour la structure porteuse d'un bâtiment de type R+3 ;
- Une estimation précise des coûts de construction associés à chaque solution.

Méthodologie

Pour réussir au mieux cette étude, nous procéderons comme suit :

- Effectuer une recherche documentaire des travaux antérieurs en rapport avec le dimensionnement des bâtiments à plusieurs niveaux ;
- Réaliser les plans nécessaires (pour le modèle classique) ;
- Pré-dimensionner les éléments porteurs et déterminer les charges qu'ils supportent ;
- Déterminer les sollicitations auxquelles ils sont soumis ;
- Calculer la section d'armatures nécessaires pour chaque élément ;
- Estimer le coût de réalisation de chaque modèle ;
- Etablir le devis quantitatif et estimatif de chaque modèle ;
- Comparer les résultats obtenus (techniques et financiers) pour chaque modèle.

1 Chapitre 1 : GENERALITES SUR LES BATIMENTS

1.1. Principaux paramètres de conception

1.2. Démarche d'Etude Technique d'un Projet

1.3. Typologie des bâtiments

1.4. Structure portante d'un bâtiment

1.5. Démarche méthodologique pour la réalisation d'un bâtiment

1.1.PRINCIPAUX PARAMÈTRES DE CONCEPTION

Le choix d'un bâtiment en génie civil dépend de plusieurs critères, qui varient en fonction des besoins, des contraintes et des objectifs du projet. Voici les principaux critères à prendre en compte **:**

- Fonctionnalité et usage ;
- Contexte géographique et environnemental ;
- Durabilité et impact environnemental (matériaux durables, efficacité énergétique, impact écologique) ;
- Budget et coûts ;
- Esthétique et architecture (design architectural, attractivité, valeur patrimoniale) ;
- Echéancier (durée de construction, délais imposés) ;
- Viabilité technique (ingénierie et faisabilité, disponibilité des technologies, adaptabilité).

1.2.DÉMARCHE D'ETUDE TECHNIQUE D'UN PROJET

En Génie Civil, l'Etude Technique d'un projet s'effectue en plusieurs étapes :

- Définition de la catégorie de l'ouvrage ;
- Conception architecturale et descriptif des travaux ;
- Etude géotechnique du sol en place ;
- Définition des hypothèses de dimensionnement ;
- Règlement et normes de calcul ;
- Caractéristiques des matériaux, Définition des charges ;
- Evaluation des charges ;
- Prédimensionnement de la structure ;
- Etude complète de la structure ;
- Plans d'exécution ;
- Devis quantitatif et estimatif.

1.3. TYPOLOGIE DES BATIMENTS

En génie civil, les bâtiments peuvent être classés suivant plusieurs critères.

1.3.1. Usage prévu

Les bâtiments sont classés selon l'usage principal :

- Bâtiments résidentiels (maisons individuelles, appartements et immeubles)
- Bâtiments commerciaux (bureaux, centres commerciaux, hôtels)
- Bâtiments industriels (usines et entrepôts, centrales électriques)
- Bâtiments institutionnels (écoles & universités, hôpitaux, édifices gouvernementaux)
- Bâtiments culturels et de divertissement (théâtres, cinémas, musées, bibliothèques, stades, arènes)
- Bâtiments de transport (gares, aéroports, stations de métro, bases aéronavale & aérospatiale)
- Bâtiments mixtes (complexes multifonctionnels)

1.3.2. Matériaux utilisés

Les bâtiments peuvent être classés suivant les matériaux entrant dans la structure :

- **Béton :** les bâtiments en béton sont très utilisés pour les grands projets, offrant durabilité, résistance au feu et solidité ;
- **Acier :** ces bâtiments sont des structures légères, flexibles et adaptées aux grandes portées ou aux zones sismiques ;
- **Bois :** ces bâtiments en bois sont écologiques et utilisés pour des constructions légères, principalement dans les maisons résidentielles.
- **Maçonnerie :** les bâtiments réalisés en maçonnerie sont faits de briques, pierres ou blocs, offrant une bonne isolation thermique et résistance.

1.3.3. Hauteur de la structure

Les bâtiments peuvent être classés selon leur hauteur en plusieurs catégories :

- **Bâtiments bas :** ces bâtiments sont généralement de 0 à 2 niveaux (1 à 3 étages), environ 08 mètres, utilisés pour des habitations unifamiliales ou des petits commerces ;

- **Bâtiments de moyenne hauteur :** ces bâtiments ont entre 3 et 11 niveaux (4 et 12 étages), ils sont souvent utilisés pour les immeubles résidentiels ou de bureaux ;
- **Immeubles de grande hauteur (IGH) :** ces bâtiments ont plus de 11 niveaux (12 étages), comme les immeubles résidentiels, les tours de bureaux ou hôtels ;
- **Immeubles de très grande hauteur :** souvent au-dessus de 100 mètres, utilisés pour des tours de bureaux, complexes commerciaux ou résidences de luxe, gratte-ciel.

1.3.4. Normes de sécurité et occupation

Les bâtiments peuvent être classés par rapport aux normes de sécurité (Norme **NFPA 5000,** développé par la **National Fire Protection Association**).

- **Groupe A : Assemblée** : comprend les lieux où les gens se rassemblent pour se divertir ou à d'autres fins, comme les théâtres, les auditoriums et les lieux de culte ;
- **Groupe B** : **Entreprises :** comprend les bâtiments utilisés pour des transactions de type bureau, professionnel ou service, comme les banques, les agences d'assurance et les cabinets médicaux ;
- **Groupe E : Éducation :** couvre les bâtiments utilisés à des fins éducatives jusqu'à la terminale, comme les écoles et les universités ;
- **Groupe F : Usine et industrie :** comprend les bâtiments utilisés pour la fabrication, le traitement et le stockage de marchandises, comme les usines et les entrepôts ;
- **Groupe H : Risque élevé :** contient les bâtiments où des matériaux très dangereux pour la santé ou la sécurité sont utilisés ou stockés, comme les usines chimiques et les installations de stockage de feux d'artifice ;
- **Groupe I : Institutionnel :** comprend les bâtiments utilisés pour les soins médicaux, pénitentiaires ou de garde, tels que les hôpitaux, les maisons de retraite et les prisons ;
- **Groupe M : Commerce :** comprend les bâtiments utilisés pour l'exposition et la vente de marchandises, tels que les magasins de détail et les centres commerciaux ;
- **Groupe R : Résidentiel :** comprend les bâtiments utilisés à des fins de couchage, tels que les maisons, les appartements et les hôtels ;
- **Groupe S : Stockage :** comprend les bâtiments utilisés pour le stockage de marchandises, tels que les entrepôts de stockage et les installations de stockage frigorifique ;

- **Groupe U : Utilitaires et divers :** comprend les bâtiments utilisés à des fins non classées ailleurs, tels que les bâtiments agricoles et les lave-autos.

Cette classification est également reprise dans le **Code International du Bâtiment (IBC)** développé par l'**International Code Council (ICC).**

1.3.5. Système de structure

En ingénierie civil, le système de structure se définit comme étant la procédure suivant laquelle les éléments porteurs (poteaux, poutres, murs) transmettent les charges vers les fondations.

On distingue trois principaux systèmes que voici :

- **Structure à ossature :** il s'agit d'une structure constituée d'éléments porteurs verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres) pour créer un squelette porteur. En ce qui concerne la transmission des charges, les poutres reçoivent celles appliquées sur les surfaces comme les planchers (charges surfaciques) et les transmettent aux poteaux (charges linéaires) ; ces derniers reçoivent ces charges et les distribuent aux fondations (charges ponctuelles).

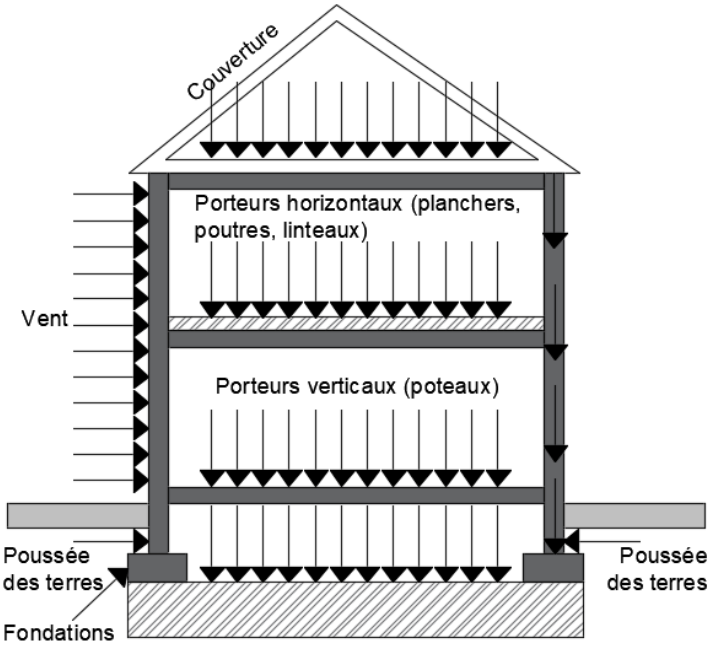


Figure 1 : Schéma du mode de transmission des charges d'une structure à ossature [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Sourou Albert Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale pour le projet de construction d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur EPAC/UAC, 2021-2022

- **Structure à murs porteurs :** il s'agit d'une structure composée de murs supportant les charges de la superstructure et les répartissant aux fondations. La transmission des charges se fait de la manière suivante : les murs porteurs reçoivent les charges appliquées sur les surfaces (charges surfaciques) et les transmettent aux fondations (charges linéaires).

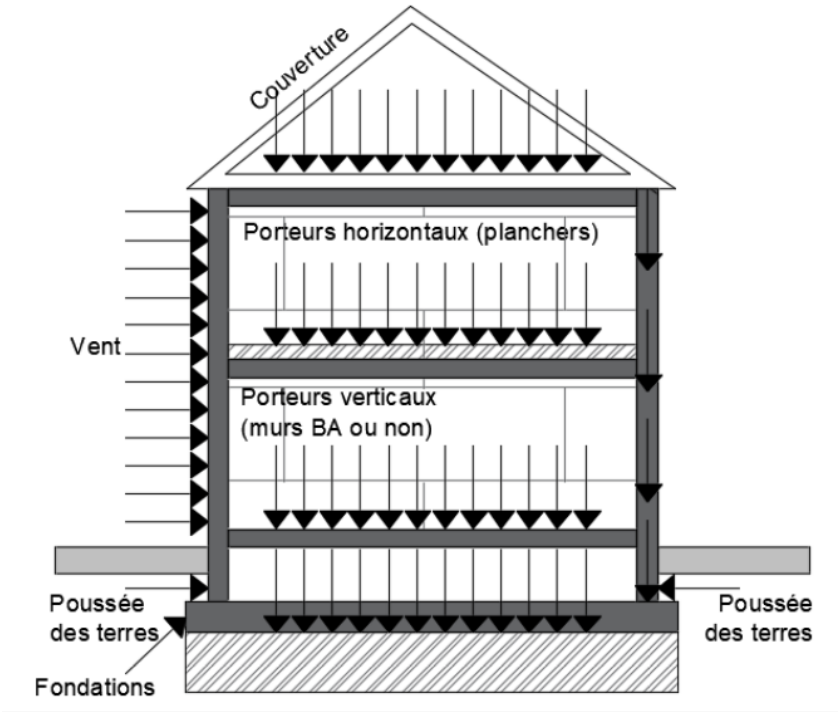


Figure 2 : Schéma du mode de transmission des charges d'une structure à murs porteurs [3]

Source : Mémoire de TONAHIN Bertin, « Calcul des fondations par la méthode pressiométrique : cas d'un bâtiment de type R+4 dans la commune d'Abomey-Calavi », Cycle Master, ESGC-VAK, 2021-2022

- **Structure mixte :** cette structure se définit comme étant une combinaison des structures à ossatures et murs porteurs. Certaines des charges sont supportées par l'ossature (des planchers vers les poutres puis les poteaux), d'autres sont reprises par les murs porteurs. Cette répartition dépend de la conception spécifique du bâtiment.

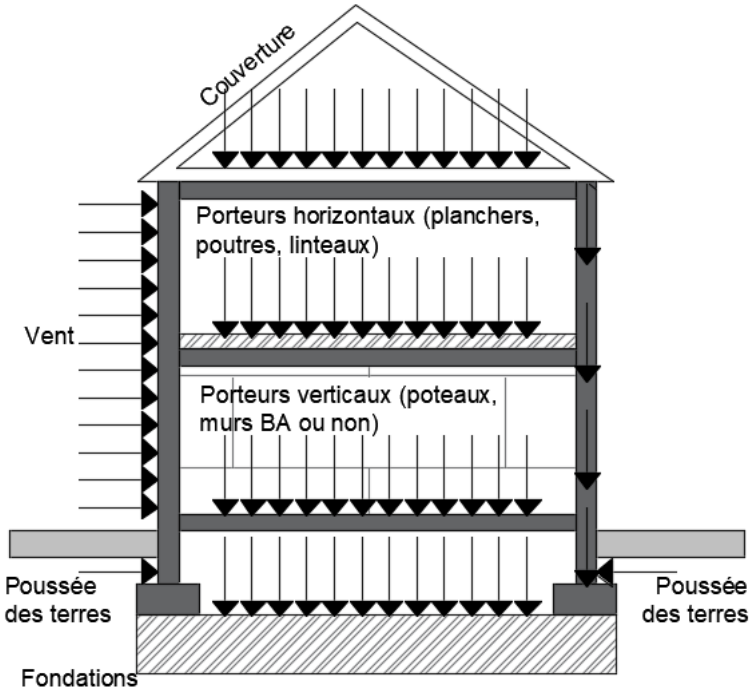


Figure 3 : Schéma du mode de transmission des charges d'une structure mixte [3]

Source : Mémoire de TONAHIN Bertin, « Calcul des fondations par la méthode pressiométrique : cas d'un bâtiment de type R+4 dans la commune d'Abomey-Calavi », Cycle Master, ESGC-VAK, 2021-2022

1.4. STRUCTURE PORTANTE D'UN BATIMENT

1.4.1. Critères de choix de la structure d'un bâtiment

Afin d'opérer le meilleur choix pour la structure portante d'un bâtiment, plusieurs facteurs sont à prendre en compte. Il s'agit de :

- Contraintes architecturales, matériaux de construction, destination de l'ouvrage,
- Hypothèses de calcul (Normes et réglementations, état limite de calcul, caractéristiques des matériaux à utiliser, différents types d'actions)
- Méthode et délai d'exécution
- Coût du projet

1.4.2. Eléments porteurs d'un bâtiment

Les systèmes de structure porteuse du bâtiment (structure à ossature, structure à murs porteurs et structure mixte) diffèrent l'une de l'autre par rapport au mécanisme de transmission des charges de la toiture aux fondations.

- La toiture :
  Elle peut être en toiture légère (charpente en bois et couverture en tuile, tôle, paille) ; dalle (corps creux et poutrelle, pleine, panneaux préfabriqués) accessible ou non. La toiture supporte ses propres charges et d'autres charges permanentes éventuelles et les charges variables (d'exploitation, climatique, thermique) qu'elle transmet aux porteurs horizontaux et ou verticaux selon le type de structure porteuse.
- Les éléments porteurs horizontaux et verticaux qui sont constitués des poutres, poteaux, murs porteurs, voiles, plancher courant.
- Les fondations

1.4.2.1. Fondations

La fondation est la partie de l'ouvrage qui permet de transmettre les efforts provenant de la superstructure au sol porteur. [4] Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux). [5]

Le Document Technique Unifié (DTU) version 13.12, classe les fondations en deux grandes catégories à partir du rapport de la largeur (B) à la hauteur (D) d'une fondation : **superficielle et profonde.**

a) **Fondations superficielles :** ces fondations sont utilisées lorsque le sol en place est suffisamment stable pour supporter les charges du bâtiment, ou, en général, lorsque le rapport B/D est supérieur ou égale à 1/6.
   - **Semelles isolées** : ce sont des fondations fonctionnelles conçues sous poteaux. Ce sont des fondations dont la profondeur n'excède pas en général 2 à 3 mètres ($\frac{D}{A} < 1{,}5$ avec D, l'ancrage de la fondation – fouille et A sa largeur) comme le montre le schéma ci-dessous :

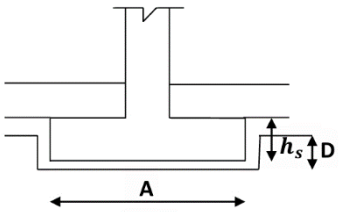


Figure 4: Fondation superficielle [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

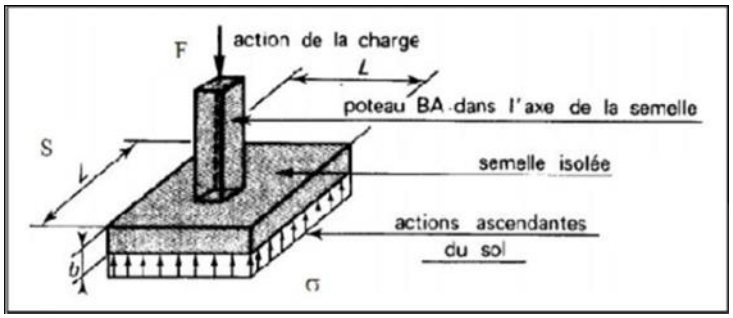


Figure 5: Mode de fonctionnement d'une semelle isolée [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

Elles peuvent avoir une forme carrée, rectangulaire, circulaire, trapézoïdale ou autre figure dans le plan.

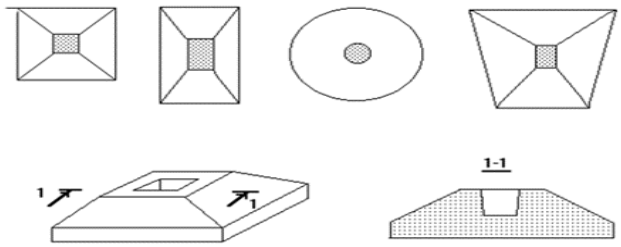


Figure 6: Semelles isolées sous poteaux [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

- **Semelles filantes** ou encore semelles continues sous murs : elles sont conçues sous des murs porteurs et transmettent ainsi les charges au sol. Elles peuvent être des produits de préfabrication ou coulées sur place. Les semelles filantes sont également les fondations sous voiles.

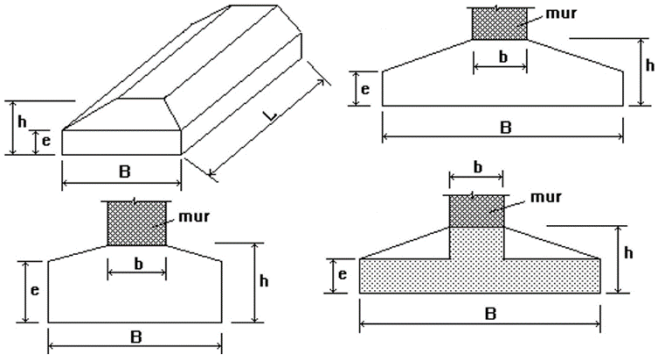


Figure 7: Semelles filantes sous murs. [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

- **Radier général :** il s'agit d'une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Il comporte parfois des débords (consoles extérieures). Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :
  - lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle « répartiteur » de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
  - lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

  Les radiers généraux se présentent sous diverses formes. Ainsi, on distingue : les radiers plans épais, les radiers plans nervurés, les radiers voûtés, les radiers sous

forme de planchers - champignons renversés, les cuvelages étanches, les caissons, les voiles ou coques.

- **Radiers plats :** ils sont les plus utilisés. Ils sont appropriés aux constructions d'emprise faible. Les porteurs verticaux prennent appui directement sur la dalle.

Figure 8 : Radier plat d'épaisseur constante [6]

Source : Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023

- **Radiers nervurés :** ils sont constitués de poutres et de poutrelles croisées qui ont pour fonction de raidir la dalle. Ce type de radier est préconisé lorsque la dalle plate n'est pas suffisamment rigide en raison de son épaisseur pour supporter des charges conséquentes.

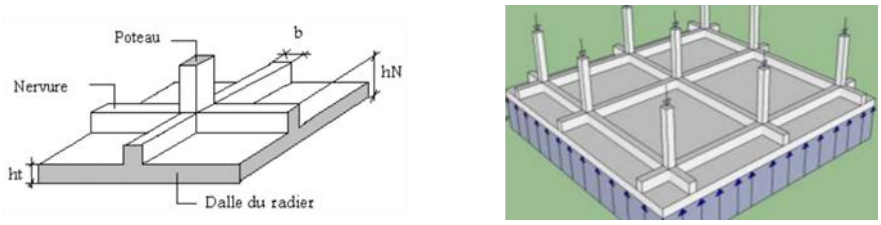


Figure 9: Radier nervuré [7]

Source : Mémoire de Choubia Soundess, « Etude d'un bâtiment R+4 béton armé à usage d'habitation », Cycle Master, Université Badji Mokhtar – Annaba, Algérie, 2020-2021

- **Radiers champignons :** ils se composent de poteaux et de chapiteaux. Les charges sont réparties des poteaux jusqu'aux chapiteaux puis transmises à la dalle. Ce type de radier permet une meilleure répartition des charges.

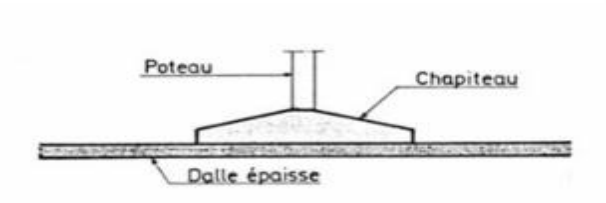


Figure 10 : Radier champignon [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

- **Radiers voûtés :** ils sont constitués de plusieurs voûtes, de poteaux et de tirants en acier. Les voûtes sont placées perpendiculairement au radier ainsi que les tirants positionnés perpendiculairement à l'axe des voûtes. Les voûtes subissent un effort de compression mais aucun moment de flexion. Les radiers voûtés sont peu encombrants car minces (de 12 cm à 20 cm) et de ce fait nécessitent moins de matériaux pour leur réalisation.

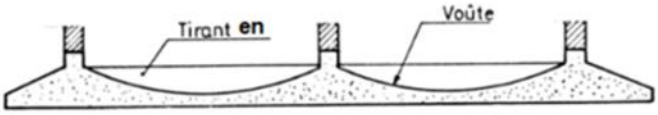


Figure 11 : Radier vouté [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

b) Fondations profondes : les fondations sont dites profondes lorsque les couches superficielles du sol ne sont pas assez stables pour supporter le poids de la structure, ou, lorsque le rapport B/D est inférieur à un sixième ($\frac{B}{D} < \frac{1}{6}$) et que la hauteur D est supérieure

à 3 mètres**.** Elles sont constituées par les **pieux** et les **puits**. La différence fondamentale entre eux est le diamètre qui est plus grand pour les puits (supérieur à 1 m).

- **Puits**

  Les puits de fondation sont un type de fondation profonde, utilisés lorsque les couches de sol en surface ne sont pas suffisamment résistantes pour supporter les charges du bâtiment. Ils sont creusés à la main sous la protection d'un blindage et permettent de transférer les charges à des couches de sol plus profondes et plus stables.

- **Pieux**

  Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e. Leur réalisation nécessite l'utilisation de matériels spécifiques comme la foreuse, la pelle hydraulique, le marteau à pieux, le vibreur.

  Les trois (03) parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

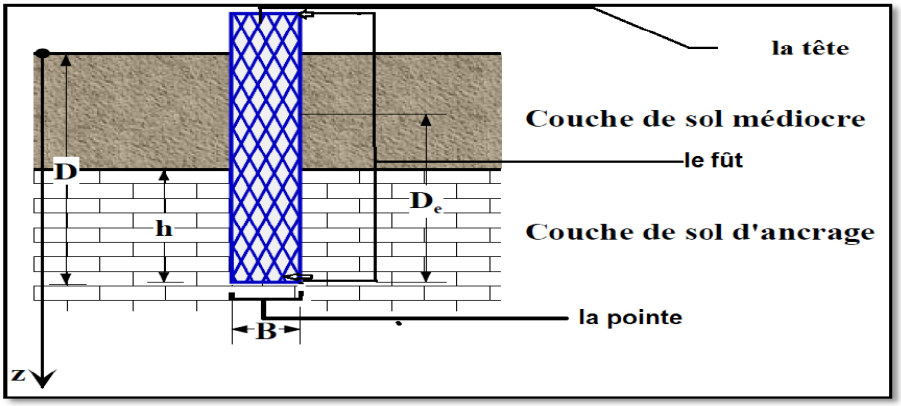


Figure 12 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De [2]

Source : Mémoire d'ASSOGBA Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022

1.4.2.2 Poteaux

Le poteau en béton supporte les charges verticales. Ils servent de chainages verticaux, ils contribuent à la stabilité de la construction.

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux avec armature incorporée. Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature ; ils servent à supporter les poutres, les linteaux, les planchers et transmettent des charges concentrées. Les poteaux travaillent surtout en compression, mais ils doivent parfois supporter des efforts horizontaux et obliques qui les font ainsi travailler en flexion.

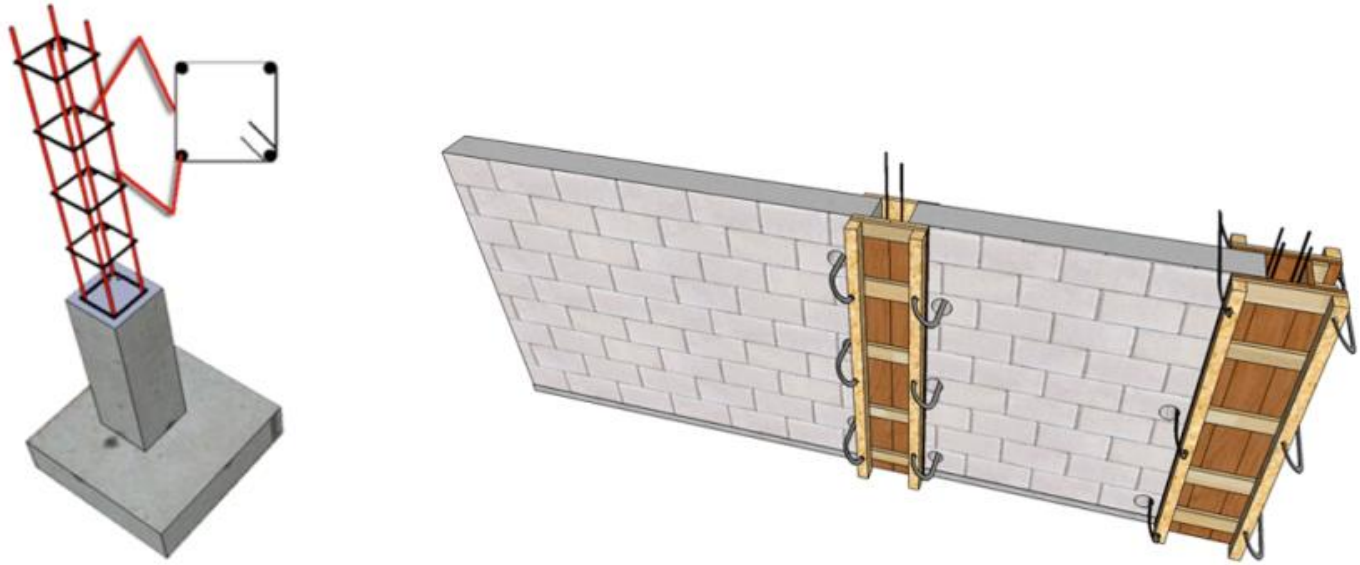


Figure 13: Différents types de poteaux [8]

Source : Mémoire KOLOYITO Luc, « Etude structurale d'un bâtiment de type R+3 à usage d'habitation », Cycle d'Ingénieur, EPAC/UAC, 2017-2018

1.4.2.3 Voiles

Les voiles sont des structures en béton armé qui d'une part assurent la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et d'autre part reprennent une partie des charges verticales. Ils sont destinés à :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- Participer au contreventement ;
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau ;

- Assurer une isolation acoustique ;
- Assurer une protection contre l'incendie.

1.4.2.4 Poutres

Les poutres sont des éléments structurels horizontaux qui servent d'intermédiaires entre les planchers et les éléments porteurs verticaux. Elles sont principalement utilisées pour supporter des charges et transférer ces charges aux colonnes ou aux murs. Elle peut prendre appui sur les murs (façades, refends) ou sur des poteaux en béton.

On distingue plusieurs sortes de poutres à savoir :

- **La poutre béton avec retombée :** c'est la plus commune des poutres ; sa hauteur est plus importante que l'épaisseur de la dalle, une retombée est donc nécessaire et cette partie se trouve sous le plafond.
- **La poutre béton armé noyée :** Poutre dont la hauteur est égale à l'épaisseur de la dalle. Aucune retombée n'est nécessaire. Exemple chevêtre pour trémie d'escalier.
- **La poutre avec rehausse :** Elle est nécessaire lorsque la hauteur de poutre est plus grande que l'épaisseur de la dalle et qu'aucune retombée doit être présente sous le plafond. Le complément de hauteur de poutre se retrouve donc sur le plancher haut sous un mur. On parle de poutre à retombée en haut ou poutre en allège.

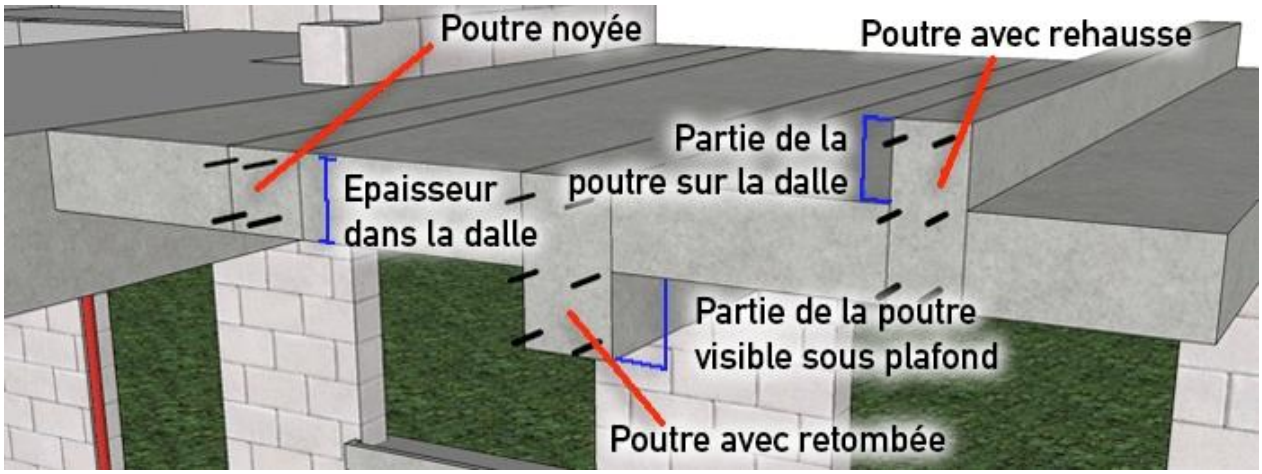


Figure 14: Différents types de poutres [8]

Source : Mémoire KOLOYITO Luc, « Etude structurale d'un bâtiment de type R+3 à usage d'habitation », Cycle d'Ingénieur, EPAC/UAC, 2017-2018

1.4.2.5 Planchers

Un plancher est un élément porteur horizontal séparant deux étages d'une construction. Les planchers prennent appui, soit sur des murs, soit sur des poutres. Les principaux types de plancher sont :

- **Les planchers à corps creux et poutrelles.**

  Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton qui prennent appui sur des murs (de façade ou de refend) ou sur des poutres en béton armé.

  Des corps creux (ou entrevous) en béton, en terre cuite ou en polystyrène sont disposés entre les poutrelles, les uns à côté des autres. L'ensemble est recouvert d'une dalle en béton appelée table de compression, coulée sur place et armée d'un treillis soudé.

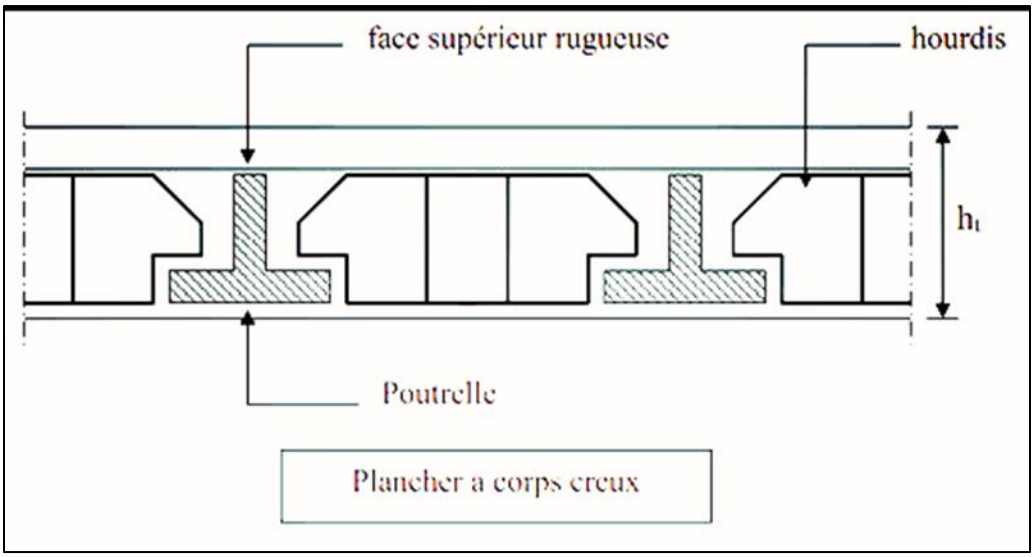


Figure 15: Coupe transversale d'une dalle à corps creux et à poutrelles [9]

Source : Mémoire d'AZONWAKIN Anaël, « Etude comparative d'un plancher à corps creux et d'un plancher à réseaux de poutres croisées », Cycle Master, ESGC/VAK

- **Les planchers à dalle pleine en béton armé**.

Le plancher à dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé dans une construction qui supporte les charges permanentes et d'exploitation.

Le rapport des portées permet de déterminer le sens de portée d'une dalle pleine.

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0{,}4$ avec $l_x \leq l_y$, alors la dalle travaille dans le sens de la plus petite portée et repose sur deux de ses côtés.

Par contre, si le rapport des portées est tel que $\frac{L_x}{L_y} \geq 0{,}4$, alors la dalle travaille dans les deux sens et repose dans ce cas sur ses quatre côtés.

Dans le cas où la dalle porte dans un seul sens, le respect de la condition suivante pour le calcul de l'épaisseur h permet d'éviter la nécessité de vérification des déformations.

- Pour les dalles isolées : $h \geq l_x/20$
- Pour les dalles continues : $h \geq l_x/25$

Par contre, dans le cas où la dalle porte dans les deux sens, la condition de rigidité régissant le calcul de son épaisseur h se présente comme suit :

- Pour les dalles isolées : $h \geq l_x/30$
- Pour les dalles continues : $h \geq l_x/40$

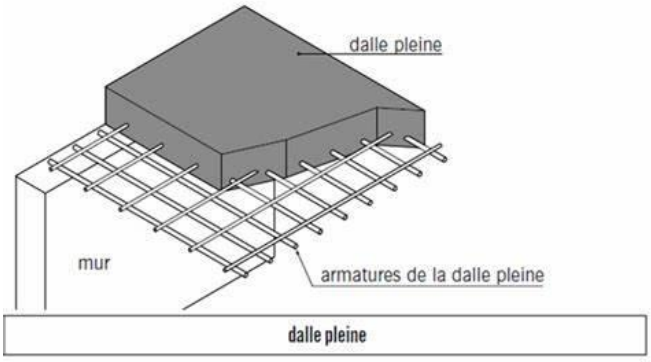


Figure 16: Coupe d'une dalle pleine [9]

Source : Mémoire d'AZONWAKIN Anaël, « Etude comparative d'un plancher à corps creux et d'un plancher à réseaux de poutres croisées », Cycle Master, ESGC/VAK

- **Les planchers préfabriqués avec prédalles**

  La prédalle : il s'agit d'une plaque préfabriquée en béton armé ou en béton précontraint de 5cm d'épaisseur environ, constituant la partie inférieure du plancher. La prédalle participe à la résistance du plancher et fait également office d'élément de coffrage en béton.

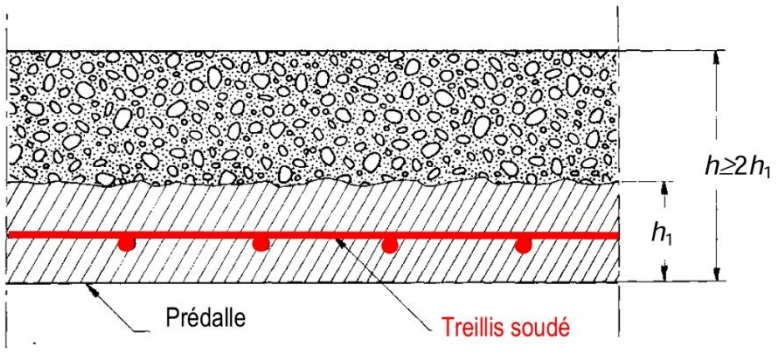


Figure 17: Coupe d'un plancher avec prédalle [9]

Source : Mémoire d'AZONWAKIN Anaël, « Etude comparative d'un plancher à corps creux et d'un plancher à réseaux de poutres croisées », Cycle Master, ESGC/VAK

1.4.2.6 Escaliers

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure. Ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement...). Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Le calcul tiendra donc compte de tous ces paramètres.

On en distingue plusieurs types d'escalier. Le choix est fait en tenant compte des contraintes architecturales rencontrées (dimensions de la cage d'escalier, confort recherché). Sur notre projet il s'agit d'un escalier droit.

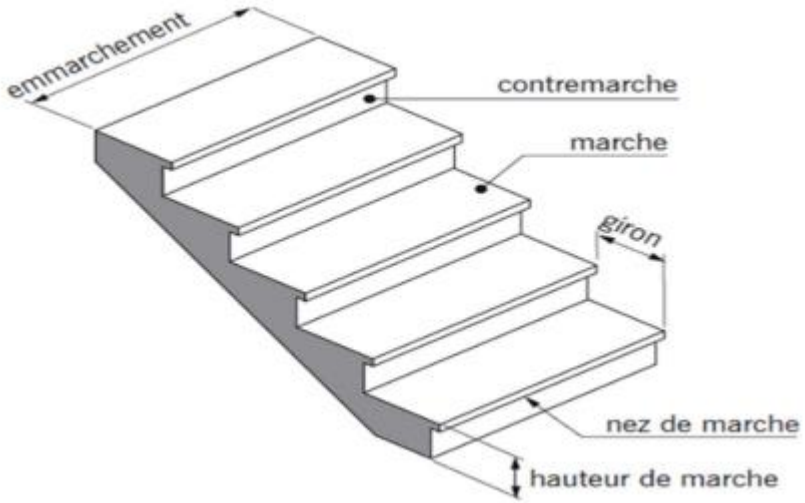


Figure 18 : Différentes parties d'un escalier [10]

Source : Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023

1.5. DEMARCHE METHODOLOGIQUE POUR LA REALISATION D'UN BATIMENT

Depuis le début des toutes premières constructions jusqu'à nos jours, nous avons noté un grand progrès technique et technologique dans le domaine des BTP. Cette évolution graduelle ce traduit par la recherche continue de nouvelles techniques de construction et de mise en œuvre. Avec la découverte du béton armé, un grand changement s'est fait remarquer. L'ossature des bâtiments est réalisée en béton armé et remplie par la suite par de matériaux divers. Mais avec cela des réflexions poussées ont été menées toujours dans l'optique d'aller vite dans la construction obtenant ainsi des temps de réalisation considérablement court.

1.5.1. Méthode de construction : conventionnelle

Le coffrage des éléments en superstructure est une étape cruciale dans la construction, garantissant la forme et la solidité des structures en béton armé. Voici une vue d'ensemble des étapes du processus :

- Matériaux de Coffrage : Bois, métal ou matériaux composites sont choisis en fonction des exigences du projet ;

- Panneaux de Coffrage : les panneaux sont assemblés pour créer la forme souhaitée pour les éléments en béton ;
- Supports et Étais : Utilisation de supports et étais pour maintenir les panneaux en place et garantir la stabilité ;
- Huilage : Les panneaux de coffrage sont souvent huilés pour faciliter le démoulage après le durcissement du béton.
- Installation de l'Armature : Les barres d'acier sont placées à l'intérieur du coffrage selon les spécifications pour renforcer le béton.
- Mélange et Transport du béton

1.5.2. Méthode de construction : coffrage tunnel

Le coffrage tunnel, une technique industrielle, se distingue par sa rapidité d'exécution et la grande qualité des structures obtenues. Cette méthode permet d'obtenir des murs et planchers en béton armé coulé en une seule opération. Elle assure une transmission parfaite et la stabilité des éléments de structure en offrant également un temps de mise en œuvre court.

Figure 19 : Coffrage tunnel métallique

Source : Chantier Ouèdo, 2024

1.5.2.1. Accessoires du coffrage tunnel

Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux (Panneaux de pignon) reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal. Ils peuvent être monoblocs ou composés de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage.

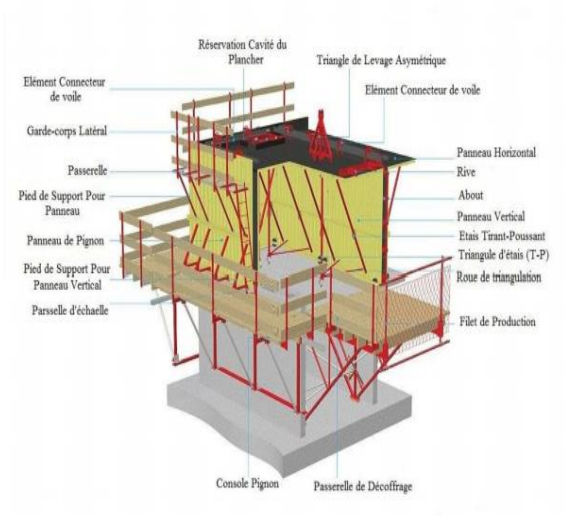
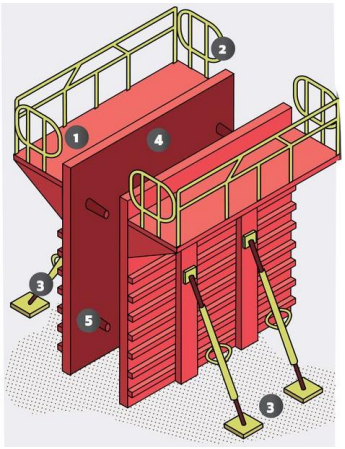


Figure 20: Accessoires d'un coffrage tunnel [10]

Source : Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023

- **Les banches classiques**

Ce sont des éléments verticaux souvent métalliques servant de moules aux voiles. Elles ont la hauteur du mur à construire. Leur taille dépend des fabricants mais elles sont assemblées pour pouvoir couler la longueur de paroi voulue. Pour cette méthode, deux banches sont utilisées ; elles sont disposées l'une devant l'autre, permettant donc d'avoir une plateforme de bétonnage pour une meilleure visibilité du béton lors du coulage. Chacune des parois intérieures (peau coffrante) de ces banches forme une façade du voile à réaliser. Les banches sont soutenues par des étais appelés pied de banche.



Légende

1 : Plateforme de bétonnage

2 : Garde-corps

3 : Pied de banche (étais tire pousse) pour réglage

4 : Peau coffrante en tôle

5 : Entretoise

Figure 21 : Vue montrant une annotation banche métallique [10]

Source : Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023

- **La demi-coquille**

La demi-coquille est constituée d'un panneau horizontal et d'un panneau vertical contreventés par deux contrefiches. Une béquille assure la stabilité des roulettes permettant son déplacement, des vérins complètent les possibilités de réglage. Les taquets de positionnement et les pièces de liaisons assurent un affleurement parfait des surfaces coiffantes de plusieurs demi-coquilles. On distingue entre autres sur la demi-coquille :

- Panneau de fond : permet d'équiper les demi-coquilles pour le coulage des voiles et de la dalle ;
- Rives de dalles et extrémités de voile : elles sont ajustées à la longueur des voiles et des dalles pendant toutes les manutentions ;
- Coffrage d'amorce : pour positionner le voile supérieur avec précision, le coffrage d'amorce est mis en place sur les demi-coquilles avant bétonnage. L'amorce est réalisée en même temps que la dalle. A chaque rotation, des cadres pour portes, fenêtres, trémies sont mis en place. Le positionnement et la fixation de ces réservations sont repérés sur le coffrage.

Figure 22 : Demi-coquille d'un coffrage tunnel

Source : Chantier Ouèdo, 2024

1.5.2.2. Dimensions du coffrage tunnel

Les dimensions des coffrages tunnels ici sont propres au projet en fonction des différentes dimensions dans chaque partie d'ouvrage. Mais les coffrages tunnels ont généralement des dimensions standard favorisant donc le réemploi. Le tableau ci-dessous récapitule les dimensions des coffrages tunnels utilisés sur le site.

Tableau 1 : Caractéristiques des coffrages tunnels

Société de production	Dimensions de demi-coquille			Poids surfacique moyen	Résistance à la pression du béton	Prix
	Longueur	Largeur	Hauteur			
OUTINORD	Allant jusqu'à 12,5m	Allant jusqu'à 3m	De 2,30m à 3m	100kg/m^2	6t/m^2	45.000F CFA le mètre carré

En effet la méthode de réalisation de notre ouvrage est celle du coffrage tunnel. Cette dernière impose généralement une fondation superficielle (radier plat) qui assure une transmission parfaite et la stabilité des éléments de structure en offrant également un temps de mise en œuvre court.

2 CHAPITRE 2 : PRESENTATION DU PROJET ET DONNEES D'ETUDE STRUCTURALE

2.1. Présentation du projet

2.2. Données d'étude structurale

2.1 PRESENTATION DU PROJET

2.1.1 Contexte du projet

Le Gouvernement du Bénin a défini comme objectif : « améliorer les conditions de vie des populations » au pilier 3 de son programme d'actions (PAG 2016-2021), et inscrit au nombre de ses projets phares, le **programme immobilier de construction de 20 000 logements sociaux et économiques de type F4 (un (01) salon et trois (03) chambres) répartis dans les douze (12) départements du Bénin.**

Dans le département de l'Atlantique, c'est la commune d'Abomey-Calavi, spécifiquement le site de Ouèdo situé à 40km de Cotonou qui abrite la construction de 10.849 logements sur un site de **235 hectares** répartis en **16 ilots**. Le projet vise à garantir aux populations d'Abomey-Calavi et environs, l'accès à un logement décent et à moindre coût ; toute chose qui permet de contribuer tant soit peu à la réduction de la pauvreté.

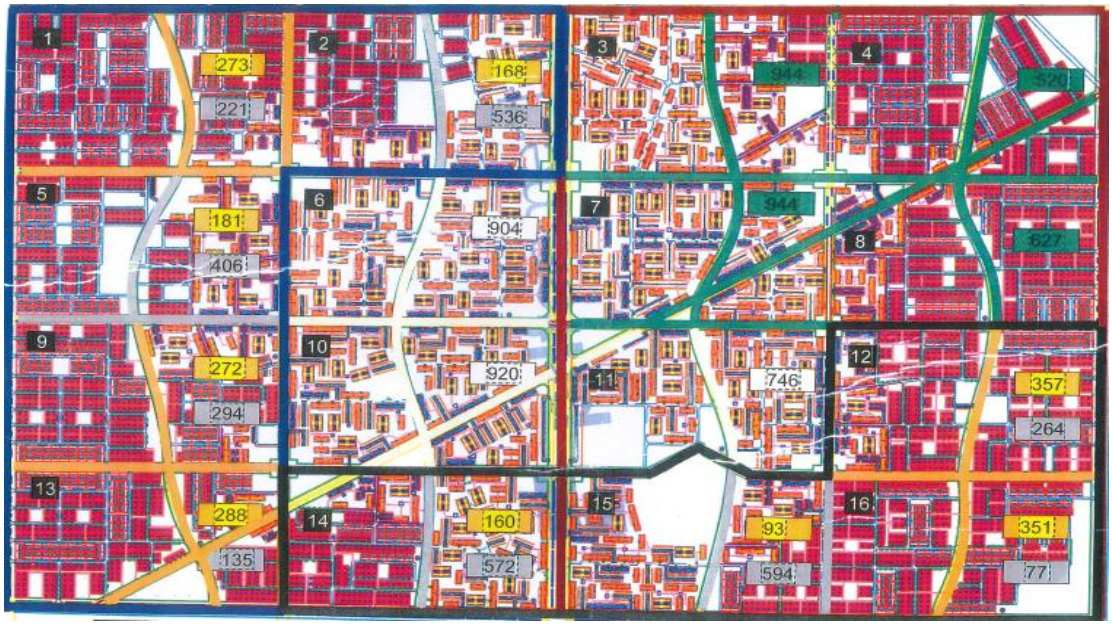


Figure 23 **:** *Vue d'ensemble du site du Projet à Ouèdo*

Source : *Mission De Contrôle, Ouèdo, 2024*

Nous distinguons cinq (05) typologies de bâtiments définies comme suit :

- Trois (03) types (A, B et C) de logements collectifs repartis en immeubles de type R+2 et R+3 pour **7.310** appartements au total,

- Deux (02) types (D et E) de logements individuels villas basses soit **3.539** villas au total.

Le long de l'axe majeur, il est projeté quelques infrastructures sociales en dehors des logements telles que :

- Terrains de sport & centres culturels ;
- Banques ;
- Hôpitaux, Centres de police ;
- Centres commerciaux ;
- Lieux de cultes.

De plus, le programme inclut la viabilisation du terrain et l'installation de réseaux d'eau et d'électricité, ainsi que la construction de routes et de canaux de drainage. Ces routes sont réparties en trois types que sont : les voies principales, secondaires et tertiaires.

Ces 10.849 logements sont répartis sur cinq financements (BOAD, CNSS, BIsD, BADEA et Partenaires Privés).

Tableau 2: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements - Financement BOAD

Désignations	Type de logement	Nombre de bâtiments	Nombre d'appartements par bâtiment	Nombre d'appartements	Superficie totale habitable (m^2)
Batiment type A (R+3)	Logement collectif	46	8	368	786,18
Batiment type B (R+3)		38	16	608	1510,46
Batiment type C (R+3)		120	8	960	688,325
Batiment type C (R+2)		43	6	258	520,625
Villa type D	Logement individuel	669	1	669	70,88
Villa type E		172	1	172	100,20
TOTAL		1088		3035	

Tableau 3: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements financement CNSS

Désignations	Type de logements	Nombre de bâtiments	Nombre d'appartements par bâtiment	Nombre d'appartements	Superficie totale habitable
Batiment type A (R+3)	Logement collectif	55	8	440	786,18m^2
Batiment type B (R+3)		45	16	720	1510,46m^2
Batiment type C (R+3)		141	8	1128	688,325m^2
Batiment type C (R+2)		43	6	258	520,625m^2
Villa type E	Individuel	555	1	555	100,20m^2
TOTAL		839		3101	

Tableau 4: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements financement BIsD

Désignations	Type de logements	Nombre de bâtiments	Nombre d'appartements par bâtiment	Nombre d'appartements	Superficie totale habitable
Villa type D	Individuel	2.143	1	2.143	70,88m^2
TOTAL		2.143		2.143	

Tableau 5: Répartition des bâtiments et nombre d'appartements financement BADEA

Désignations	Type de logements	Nombre de bâtiments	Nombre d'appartements par bâtiment	Nombre d'appartements	Superficie totale habitable
Batiment type A (R+3)	Logement collectif	28	8	224	786,18m^2
Batiment type B (R+3)		20	16	320	1510,46m^2
Batiment type C (R+3)		45	8	360	688,325m^2
TOTAL		93		904	

2.1.2. Intervenants du projet

Les divers intervenants dans le projet qui participent aux réunions hebdomadaires et au contrôle de la bonne exécution des travaux sont présentés dans le tableau 6.

Tableau 6: Intervenants du projet

Maître d'ouvrage (MO)	**REPUBLIQUE DU BENIN** Ministère du Cadre de Vie et des Transports en charge du Développement Durable (MCVT)
Source de financement	BOAD, CNSS, BIsD, BADEA, BUDGET NATIONAL
Maître d'Ouvrage Délégué (MOD)	Société Immobilière et d'Aménagement Urbain (SImAU)
Maître d'Œuvre (MOE)	KOFFI & DIABATE Architectes
Mission de contrôle et surveillance (MDC) BADEA	GROUPEMENT ECCO-GC/BAOBAB/GIC-MALI
Mission de contrôle (Etudes et contrôles géotechniques)	Laboratoire d'Essais et de Recherches en Génie-Civil (LERGC-SA)
BCT	QUALICONSULT WEST AFRICA
Suivi Environnement et société	IRC
Entreprises en charge de l'exécution des travaux VRD	FRANZETTI, COLAS, ASEMI, GER-TEG, EEBTP/EGK, MAPOLO, GMT
Entreprises en charge des travaux de bâtiments	GROUPEMENT PORTEO BTP/PNBF/PNHG ENTREPRISE SGTM
Entreprises en charge de l'Aménagement Paysager	Main verte

2.1.3. Conception architecturale du bâtiment B

Le bâtiment B sur lequel porte notre étude est un bâtiment de type R+3 qui a une forme identifiable a la **lettre H**. Il a une surface au sol de 377,615 m^2. La hauteur sous plancher par niveau est de 2,70 m soit une hauteur totale du bâtiment de 11,61m. Chaque niveau est composé de quatre appartements et chaque appartement est composé de :

- Trois (03) chambres ;
- Un (01) séjour, Une (01) Cuisine ;
- Un (01) dégagement ;
- Trois (03) salles d'eaux et Une (01) buanderie ;

- Un (01) balcon.

2.1.4. Présentation de la structure du bâtiment B

Dans le cadre de notre projet nous avons choisi le bâtiment B qui est fondé sur le radier sur lesquels des voiles sont prévus pour le transfert des efforts de la structure sur le radier.

La superstructure du bâtiment est composée de voiles, poutres et de dalle pleine en béton armé.

2.1.5. Répartition surfacique

Tableau 7: Répartition surfacique d'un appartement d'un bâtiment B

Nº	Désignations	Surface (m^2)
1	Chambre 1	13,89
2	Chambre 2	10,01
3	Chambre 3	10,04
4	Séjour	23,62
5	Cuisine	7,16
6	Dégagement	9,02
7	Salle d'eau 1	4,71
8	Salle d'eau 2	2,76
9	Salle d'eau 3	2,42
10	Buanderie	2,88
11	Balcon	4,68

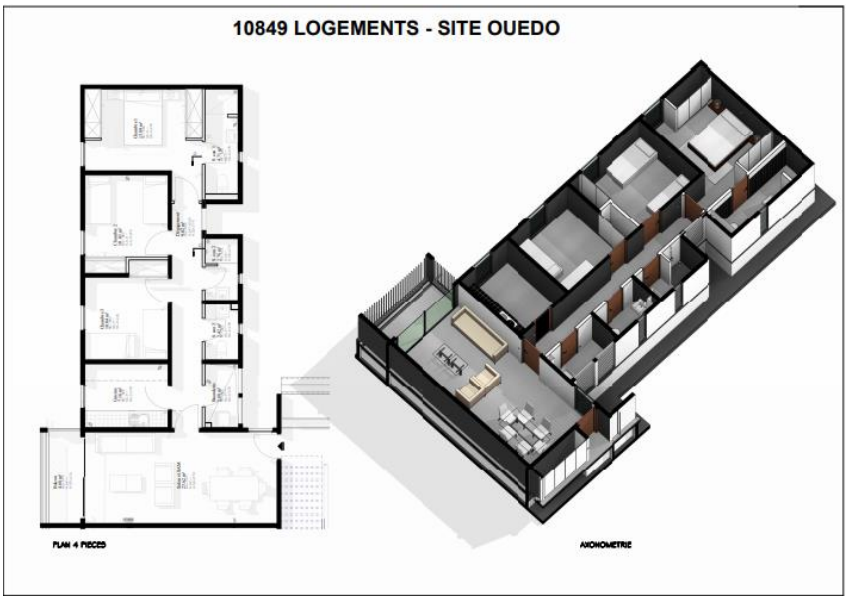


Photo 1 : Vue d'ensemble des pièces d'un appartement du bâtiment B

Source : MDC, Ouèdo 2024

Photo 2 : Façade principale d'un bâtiment B

Source : MDC, Ouèdo 2024

Photo 3: Façade latérale gauche d'un bâtiment B

Source : Chantier Ouèdo, 2024

Photo 4: Façade postérieure d'un bâtiment type B

Source : MDC, Ouèdo 2024

2.2. DONNEES D'ETUDE STRUCTURALE

2.2.1. Démarche méthodologique pour l'étude d'un bâtiment en béton armé (modèle Base)

2.2.1.1. Hypothèses de calculs

Les hypothèses formulées et les données ayant servi pour l'étude sont les suivantes :

Règlements

- Règlement Béton Armé aux États Limites (BAEL) 91 révisées 99 ;
- Documents Techniques Unifiés (DTU) P 18-702 ;
- Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) ;
- Normes Françaises
  NF P06-004 : Bases de calcul des constructions - Charges Permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur ;
  NF P06-001 : Bases de calcul des constructions - Charges Permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur

Béton

- Poids volumique du béton armé utilisé : 25 kN/m^3 ;
- Résistance caractéristique du béton en compression f_{c28} : 25 MPa ;
- Dosage du béton : 350 kg/m^3 ;
- Résistance du calcul du béton à la compression à l'ELU :
  - Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b = 1,5$;
  - Coefficient prenant en compte la durée application des charges $\theta = 1$;

Acier

- Type de l'acier : barre de haute adhérence (HA) ;
- Nuance de l'acier : $f_e = 500$ MPa ;
- Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$
- Limite d'élasticité à l'ELU : $f_{ed} = \frac{fe}{\gamma s}$; $f_{ed} = 434,78$ MPa

Sol de fondation

- La Contrainte admissible du sol fournie par l'étude géotechnique est de 1,25 bar à 1,20 m de profondeur.

Principes généraux

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU et des vérifications à l'ELS pour tous les éléments porteurs. Le calcul à l'ELU obéit aux hypothèses suivantes.

- Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion, 2‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.
- Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C. [11]

Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :

Béton (B25)

- Contrainte limite de cisaillement (Art A - 5.1.21 BAEL91) :

  Fissuration Peu Préjudiciable (FPP) : $\boldsymbol{\tau_u = 3,33\ MPa}$;

  Fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP) : $\boldsymbol{\tau_u = 2{,}50\ MPa}$

- Contrainte limite du béton à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91) : $f_{bu} = \frac{0{,}85 * fc28}{\theta \gamma b}$

  $f_{bu} = 14{,}17$ MPa
- Contraintes de service à la compression (Art A - 4 .5 .2 BAEL91) : $\boldsymbol{\overline{\sigma}_{bc}} = 0{,}6\ fc28 = 15MPa$
- Résistance caractéristique du béton en traction : $f_{t28} = 0{,}6+0{,}06\ f_{c28} = 2{,}10$ MPa
- Module de déformation instantané (Art A - 2 .1. 21 BAEL91) : $E_{ij} = 11.000\ \sqrt[3]{f_{cj}}$, j étant le nombre de jours ; $Ei_{28} = 32.164{,}19$ MPa ;
- Module de déformation différée (Art A - 2.1.22 BAEL91) : $E_{vj} = 3700\ \sqrt[3]{f_{cj}}$;

  $E_{v28} = 10819$ MPa
- Le coefficient de poisson pris égal à :

  $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

  $\nu = 0{,}2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

Acier (FE500)

- Module d'élasticité longitudinal : Es = 200000 MPa
- Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU : σ_s = 434,78 MPa (γ_s =1,15)
- Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

  En Fissuration préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5-33) : σ_{st} = 250 MPa

  En fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) : σ_{st} = 200 MPa. [12]

2.2.1.2.Prédimensionnement des éléments structuraux

a) Prédimensionnement du plancher de la toiture terrasse

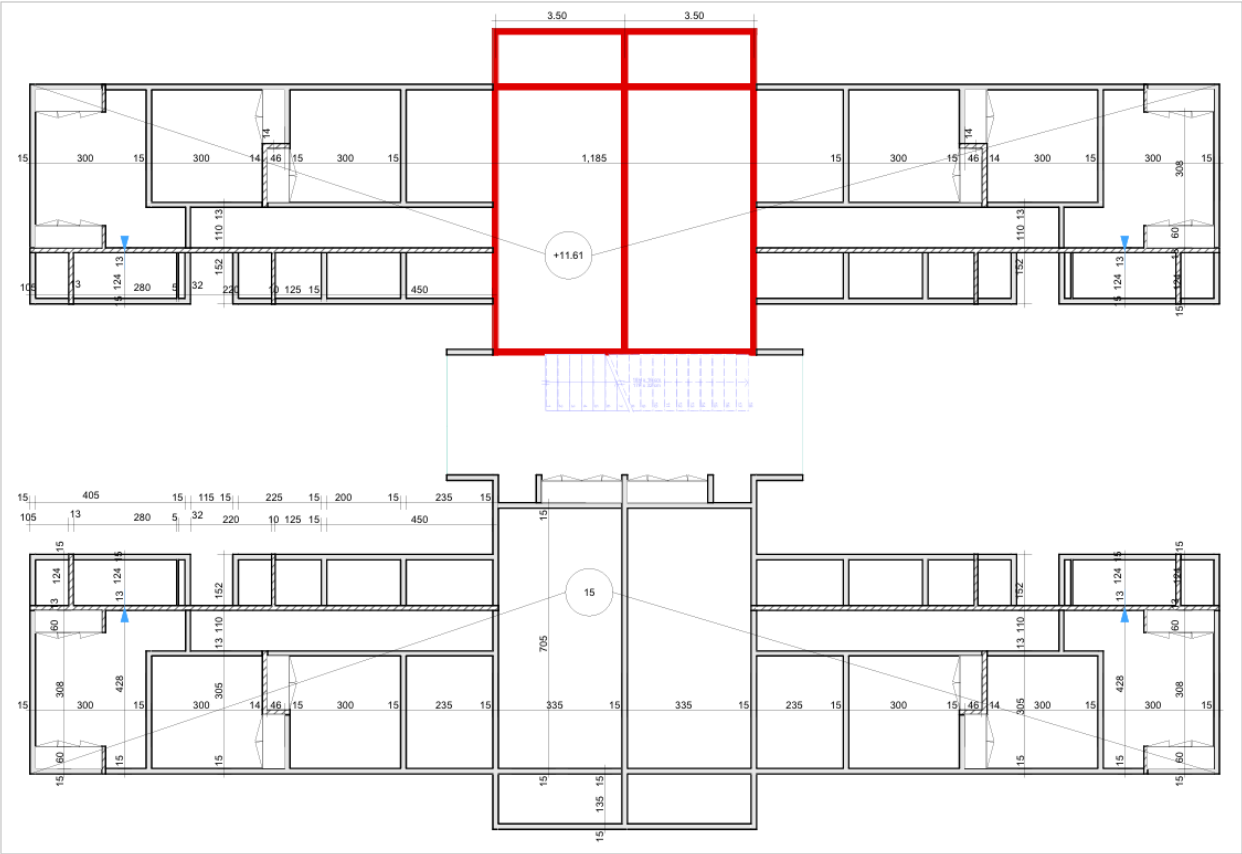


Figure 24 : Plancher dalle pleine de la toiture terrasse R+3

Le prédimensionnement de la dalle va se faire en considérant le panneau de plus grandes dimensions **(3,50m×7,20m) de la dalle pleine (toiture terrasse R+3) de la**

Figure 24 et uniformiser les résultats sur l'ensemble de la dalle :

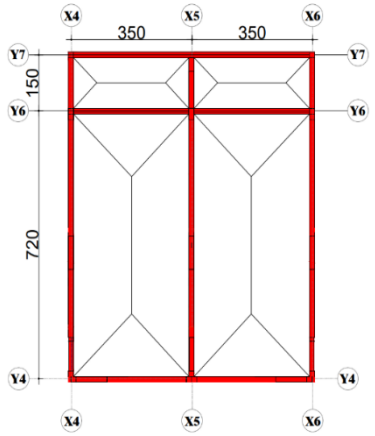


Figure 25 : Prédimensionnement du panneau de plancher dalle pleine

Petite portée l_x (m)	Grande portée l_y (m)	Rapport des portées $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	Nombre de sens de portée	Type de panneau	Épaisseur théorique (cm) $h_0 \geq l_x/30$
3,50	7,20	0,49	2 sens	Continue	h = 11,66
Épaisseur retenue pour le panneau de plancher dalle pleine (cm)					h = 15

Tableau 8 : Synthèse du prédimensionnement de la dalle pleine

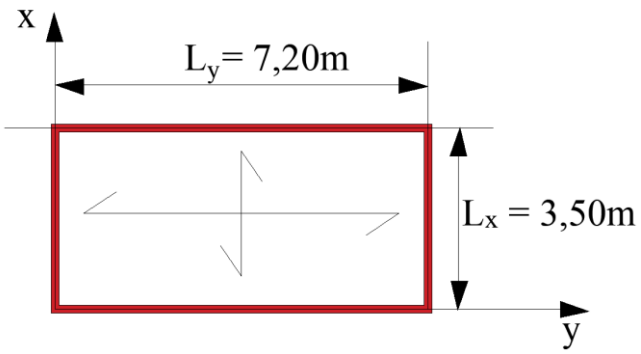


Figure 26 : Représentation d'un panneau de dalle portant dans deux directions

b) Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des structures porteuses qui assurent la transmission des charges issues du plancher aux poteaux et aux voiles.

En désignant par **L** la longueur de la plus grande travée, **b** la largeur, les conditions de rigidité qui régissent le prédimensionnement géométrique de la hauteur des poutres se présentent comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$ [13]

Le plan du RDC ainsi que les autres niveaux sont identiques et la conception structurale est la même à travers tous les niveaux. Nous pré dimensionnons les poutres dont les résultats sont consignés dans le Tableau 9.

Tableau 9 : Synthèse de prédimensionnement des poutres

N⁰	Poutre	L (m)	Intervalle de h (cm) L/15 ≤ h ≤ L/10	Hauteur h retenue (cm)	Intervalle de b (cm) 0,3h ≤ b ≤ 0,5h	Largeur b retenue (cm)
1	PP1	7,00	[46,66 ; 70]	50	[15 ; 25]	15
2	PP2	4,55	[30,33; 45]	40	[12 ; 20]	15
3	PP3	4,00	[26,66 ; 40]	40	[12; 20]	15

c) Prédimensionnement des voiles

Le voile en béton armé peut être défini comme étant un poteau dont la longueur L est supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur. [14]

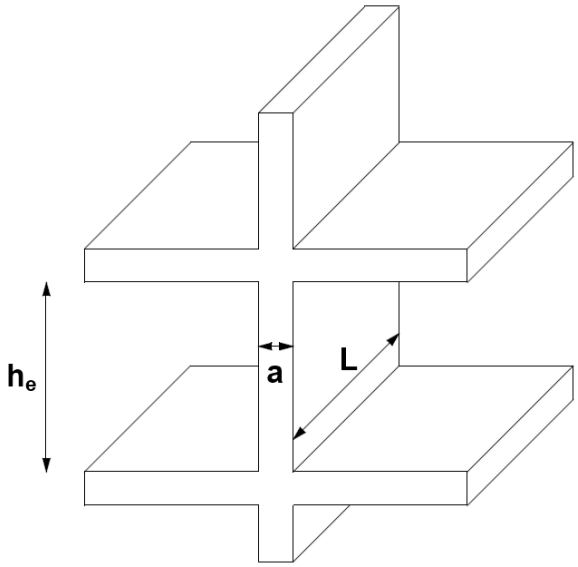


Figure 27: Schématisation d'un voile [10]

Source : Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023

Les dimensions des voiles satisfont aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{L \geq 4.a} \\ \mathbf{a \geq \frac{h_e}{20}} \end{cases}$$ **Avec**

a : épaisseur voile

L : largeur du voile

h_e : la hauteur libre d'étage

$a \geq \frac{h_e}{20}$

$a \geq \frac{277}{20}$

$a \geq 13{,}85$ cm

Nous convenons de prendre a = 15 cm

$L \geq 4x15 \Rightarrow L \geq 60cm$

$\begin{cases} a = 15cm \\ L \geq 60cm \end{cases}$: **condition vérifiée** !

d) Prédimensionnement du radier

Le radier est calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargé par les réactions du sol. Ainsi, il sera sollicité par les forces uniformément reparties qui représente la descente des charges sous voiles. Il existe en général deux types de radiers : **plat et nervuré**.

Procédons à une étude comparative entre eux afin de définir le plus économique.

- Epaisseur du radier h_r

L'épaisseur du radier h_r doit répondre aux conditions suivantes :

$\mathbf{h_{r1}} \geq \frac{\mathbf{L_x}}{\mathbf{20}}$, avec L_x la longueur suivant l'axe x (pour les radiers plats)

$\mathbf{h_{r2}} \geq \frac{\mathbf{L_y}}{\mathbf{10}}$, avec L_y la longueur suivant l'axe y (pour les radiers nervures)

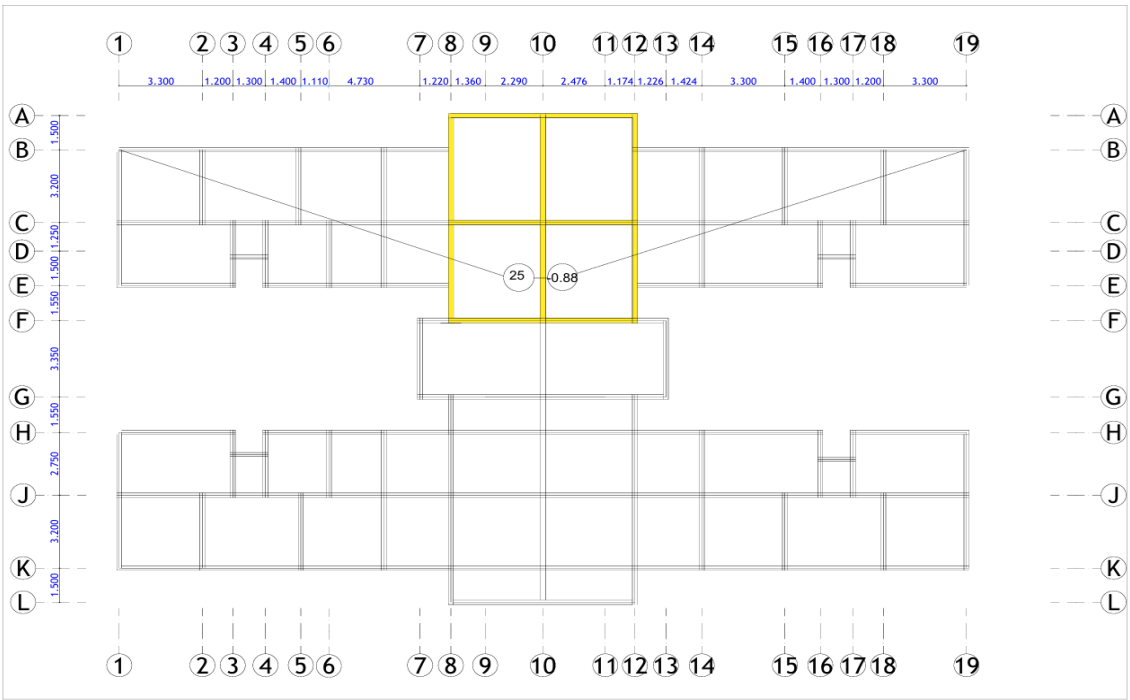


Figure 28 : Vue en plan des fondations

Le prédimensionnement du radier va se faire en considérant le panneau de plus grandes dimensions **(3,50m×7,20m) de la** *Figure 28* et uniformiser les résultats sur l'ensemble du radier

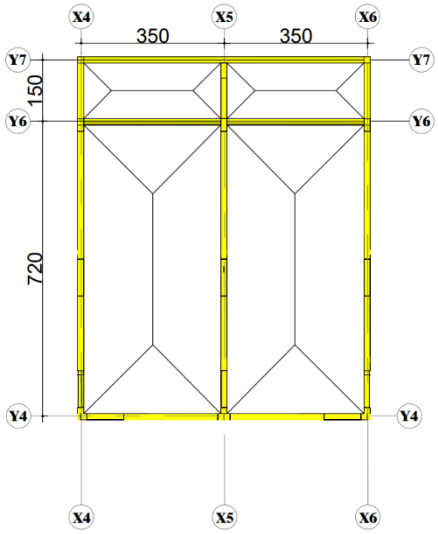


Figure 29 : Prédimensionnement du panneau du radier

- **Epaisseur de la dalle du radier**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes **:**

Soit h_r la hauteur du radier

$\mathbf{h_r \geq \frac{L_x}{20}}$ **; avec l_x = 350 cm**

$h_r \geq \frac{350}{20}$ => $h_r \geq 17{,}50$ cm ; soit $\mathbf{h_r = 25cm}$

- **Sens de portée de la dalle**

$\boldsymbol{\alpha = \frac{L_x}{L_y}}$ **; avec $L_x = 350$ cm et L_y=720 cm**

$\boldsymbol{\alpha = \frac{350}{720} = 0{,}49 > 0{,}40}$

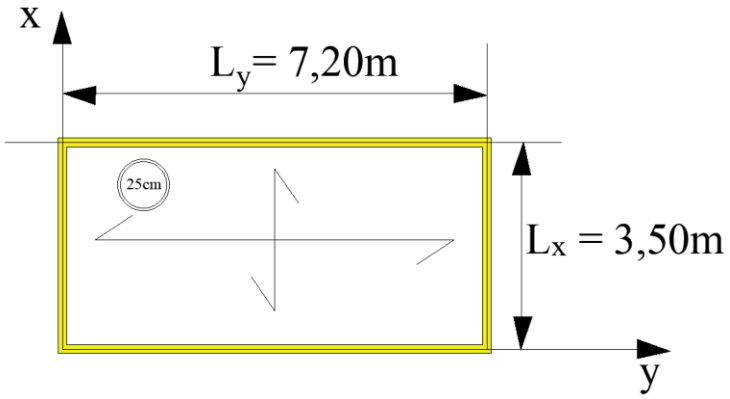


Figure 30 : Représentation schématique d'un panneau de radier portant sur les deux côtés

Conclusion partielle : **Retenons comme fondation le radier plat, offrant une épaisseur de 25cm et portant dans deux directions.**

e) Prédimensionnement de l'escalier

Il est composé d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle contre-marche, La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

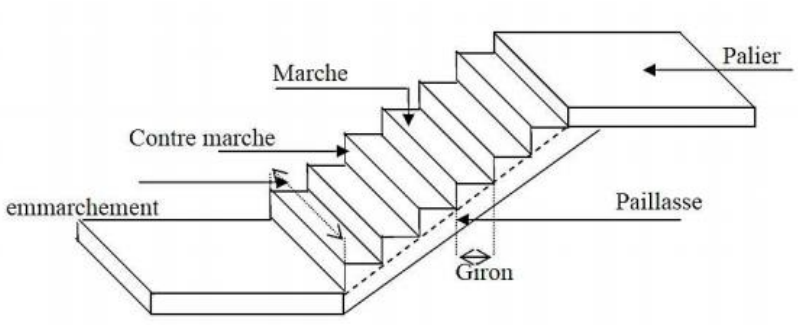


Figure 31 : Différentes parties d'un escalier [10]

Source : Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023

Ici, les escaliers comportent un volé. Le coffrage de l'escalier est réalisé grâce à un ensemble de pièces métalliques constituées de panneaux en acier assemblés entre eux pour former le moule de l'escalier qui sera par la suite étayé afin de le rendre stable lors du coulage du béton.

Le ferraillage est mis en place au fur et à mesure que l'assemblage se réalise.

Après l'opération de coffrage et de ferraillage, on passe au bétonnage.

Données :

Fissuration Peu Préjudiciable	FPP
Hauteur totale à franchir	l_0= 2,92 m
Nombre de marches	n= 18
Nombre de contremarches	n_1 =18
Emmarchement	E =155 cm
Giron	g = 30 cm
Hauteur de marche h	$h = \frac{l_0}{n_1} = \frac{292}{18} = 16{,}22$ cm

2.2.1.3.Descente des charges des éléments structuraux

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q).

a) Descente des charges sur les planchers

Il s'agit de considérer le poids propre des éléments pour construire l'ouvrage, c'est-à-dire les charges permanentes et les charges d'exploitation. La structure étant à murs porteurs en béton armé (voiles).

Concernant les bâtiments de type B, il existe un seul type de distribution de charges définit comme suit.

- Les charges surfaciques sont reprises par les planchers en béton armé et transmises aux poutres et voiles sous forme de charge linéaire ;
- Ces charges linéaires sont transmises aux fondations (radier général) puis au sol d'assise.

L'évaluation des charges se présentent comme suit.

- **Charge permanente (G)**

Les charges permanentes à considérer sont celles provenant des calculs de base du projet ;

- Toiture terrasse inaccessible R+3

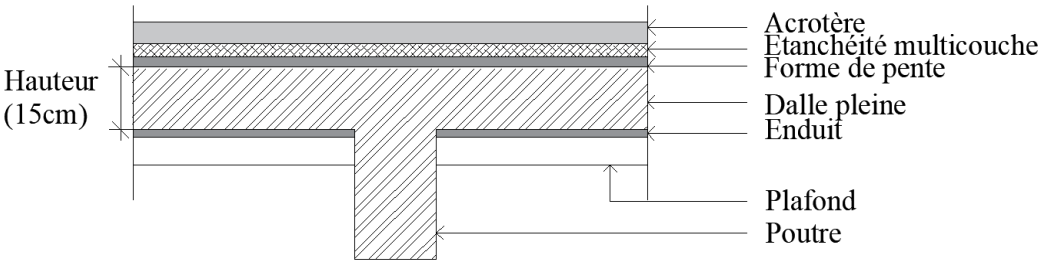


Figure 32 : Coupe transversale de la dalle de la toiture terrasse inaccessible

Les charges permanentes de la toiture terrasse dans le

Tableau 10

Tableau 10: Charge permanente du toiture terrasse inaccessible R+3

N^0	Partie de dalle	Charges surfaciques (kN/m^2)
01	Etanchéité terrasse	0,50
02	Terrasse	3,30
	Total charge Permanente	3,80

- Plancher courant RDC, R+1, R+2

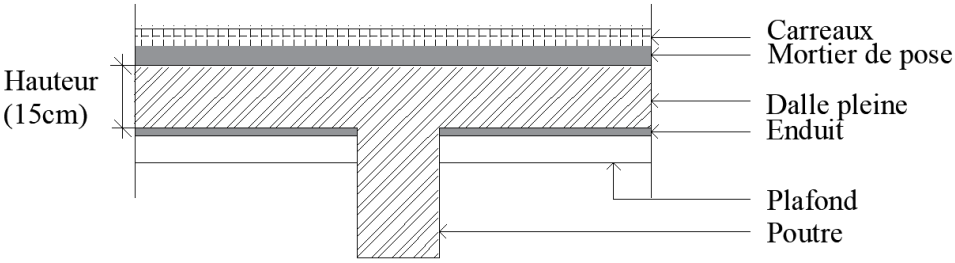


Figure 33 : Coupe transversale d'une dalle pleine

Les charges permanentes du plancher dans le *Tableau 11*

Tableau 11: Charge permanente du plancher courant RDC, R+1, R+2

N^0	Partie de dalle	Charges surfaciques (kN/m^2)
01	Etage courant	2,15
	Total charge Permanente	2,15

- **Charges d'exploitation (Q)**

Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des éléments (matériel, mobilier…) nécessaires à l'utilisation des locaux.

Elles correspondent à un mode normal d'utilisation. La norme NF P 06-001 est celle qui traite des charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

Cependant, un maître d'ouvrage a toujours la possibilité de définir des valeurs au moins égales à celles de la norme.

Tableau 12 : Charges d'exploitation toiture terrasse R+3 et des planchers courant R+2, R+1, RDC

N^0	Partie de dalle	Charges surfaciques (kN/m^2)
01	Toiture terrasse inaccessible	1,00
02	Plancher courant RDC, R+1, R+2	1,50

- **Autre charges prise en compte dans les calculs : Escalier**

Tableau 13: Charges permanente et exploitation pour escalier

N^0	Partie de dalle	Charges surfacique et exploitation (kN/m^2)
01	Carreaux au sol	0,30
02	Mortier de pose	0,08
03	Marches	4,25
04	Paillasse	2,50
05	Enduit sous l'escalier	0,40
	Total charge Permanente	8,25

N⁰	Partie de dalle	Charges surfacique et exploitation (kN/m²)
	Charge d'exploitation	2,50

b) Descente des charges sur la poutre PP1

Nous allons détailler les calculs de la poutre PP1 (15x50cm²) :

Portée L = 3,50 m

Largeur d'influence = 0,75 m

d = 0,9h = 45cm, avec h = 50cm

Tableau 14 : Descente des charges sur la poutre PP1(15x50)

N°	DÉSIGNATION	U	Quantités
A	• **Charge permanente (N_G)** **Le plancher** Largeur reprise $L = \frac{1,50}{2} = 0,75$ m $N_{G1} = g \times L = 2,15 \times 0,75$ Le poids propre de la poutre $N_{G2} = 0,15*0,5*25$	kN/ml kN/ml	1,61 1,87
	TOTAL N_G	kN/ml	**3,48**
B	• **Charge d'exploitation N_Q** $N_Q = q \times L = 1,5 \times 0,75$	kN/ml	1,125
	TOTAL N_Q	kN/ml	**1,125**
C	**Combinaison des charges** A L'ELU : $Pu = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $= 1,35x3,48+1,5x1,125$ A L'ELS : $Pser= N_G + N_Q$ $= 3,485+1,125$	kN/ml kN/ml	**6,38** **4,61**

c) Descente des charges sur le voile le plus chargé

Le voile le plus chargé est le voile V4

Tableau 15 : Descente des charges sur le voile le plus chargé : voile V4

Voile V4			
N⁰	**Niveau**	**Charge permanente (kN/ml)**	**Charge d'exploitation (kN/ml)**
1	**R+3**	**30,32**	**2,66**
2	**R+2**	**25,94**	**3,96**
3	**R+1**	**25,94**	**3,96**
4	**RDC**	**33,82**	**3,96**
	TOTAL	**116,02**	**14,54**

d) Descente des charges sur le radier

Présentation des modèles statiques

Le modèle statique de calcul des sollicitations est indiqué par la figure suivante. Ainsi au niveau du voile en étude, nous avons différents types d'actions qui agissent : le poids propre, les surcharges d'exploitation. Après évaluation de ses charges nous pouvons retenir comme modèle général de calcul ce qui suit, tiré de la *Figure 28*.

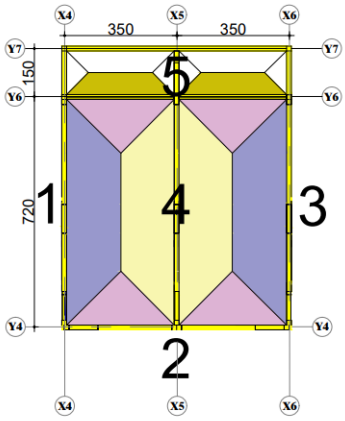


Figure 34 : Distribution des charges sur le radier

A présent, évaluons les charges permanentes et d'exploitations supportées par la portion de radier à étudier.

Tableau 16 : Récapitulatif des charges permanentes descendant sur le radier

N⁰	Niveau	Voile 1 (kN/ml)	Voile 2 (kN/ml)	Voile 3 (kN/ml)	Voile 4 (kN/ml)	Voile 5 (kN/ml)
1	R+3	15,16	16,77	15,16	30,32	21,24
2	R+2	12,97	13,88	12,97	25,94	16,41
3	R+1	12,97	13,88	12,97	25,94	16,41
4	RDC	16,91	17,82	16,91	33,82	20,35
	TOTAL	58,01	62,35	58,01	116,02	74,41

Soit un total : G = $\sum(\mathbf{V1}\text{à }\mathbf{V5}) = 368{,}80\mathbf{kN/ml}$

Tableau 17 : Tableau récapitulatif des charges exploitations descendant sur le radier

N⁰	Niveau	Voile 1 (kN/ml)	Voile 2 (kN/ml)	Voile 3 (kN/ml)	Voile 4 (kN/ml)	Voile 5 (kN/ml)
1	R+3	1,33	1,75	1,33	2,66	2,93
2	R+2	1,98	2,62	1,98	3,96	4,38
3	R+1	1,98	2,62	1,98	3,96	4,38
4	RDC	1,98	2,62	1,98	3,96	4,38
	TOTAL	7,27	9,61	7,27	14,54	16,07

Soit un total : Q = $\sum(\mathbf{V1}\text{à }\mathbf{V5}) = 54{,}76\mathbf{kN/ml}$

2.2.1.4. Principe de modélisation avec Robot

Notre étude consiste à faire la descente des charges de la structure avec le logiciel Robot Structural Analysis et à faire le dimensionnement manuel de quelques éléments de structure situés entre les axes X5 et X6 du bâtiment. Après modélisation et application des charges permanentes et d'exploitation, nous obtenons les vues du model 3D, Vue de calcul, d'application de charges et de zones d'influences qui suivent la structure. [15]

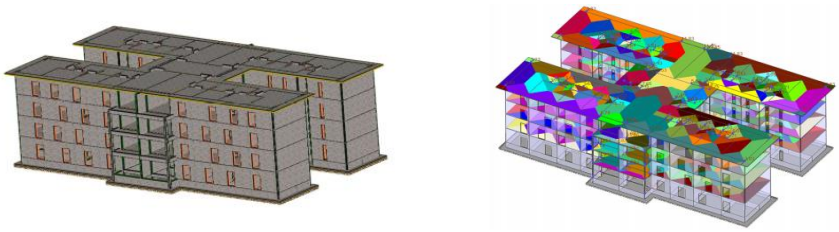


Figure 35: Vue structurale du bâtiment B et Vue montrant la zone d'influence de tout le bâtiment (gauche à droite)

Nous pourrions constater de cette image, une parfaite répartition des charges allant des dalles aux voiles, qui à leur tour, transmettent ces charges uniformément reparties sur le radier qui à son tour transmet ces charges au sol support.

2.2.2. Démarche méthodologique pour l'étude d'un bâtiment de type ossature (modèle classique)

2.2.2.1. Hypothèses de calculs

Règlements

- BAEL 91 révisées 99 ;
- DTU P 18-702 ;
- Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) ;
- Normes Françaises NF P06-004 ; NF P06-001.

Caractéristiques des matériaux

- **Béton**

  Poids volumique du béton armé utilisé : 25 kN/m^3 ;

  Résistance caractéristique du béton en compression f_{c28} : 25 MPa ;

  Résistance caractéristique du béton en traction $f_{t28} = 0,6+0,06f_{c28} = 2,10$ MPa ;

  Résistance du calcul du béton à la compression à E.L.U : $f_{bu} = 14,17$ MPa

  Résistance du calcul du béton à la compression à E.L.S : $\sigma_{bc} = 15$ MPa

  Module d'élasticité instantanée **:** $E_{i28} = 32.164,19$ MPa

  Module d'élasticité différée : $E_{v28} = 10.818,86$ MPa

- **Acier**

  Etat de l'acier : barre de haute adhérence (HA) ;

  Nuance de l'acier : $f_e = 500$ MPa ;

  Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$:

  Limite d'élasticité à l'ELU : $f_{ed} = 434,78$ MPa

Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

- En Fissuration préjudiciable : σ_{st} = 250 MPa ;
- En fissuration très préjudiciable : σ_{st} = 200 MPa

❖ **Sol de fondation**

Profondeur de fouille : 1,20 m

Contrainte admissible du sol considérée pour ce bâtiment B est : σ = 1,25 bar ;

Prédimensionnement des semelles : ELS (compte tenu du milieu) ;

Charges appliquées : centrées

Etat du sol : homogène

Type de semelles : rigide

<u>Type de structure adopté (pour la comparaison)</u>

Le type de structure considéré est la structure à ossature. La transmission des charges se fera de la dalle de compression vers les nervures et des nervures vers les poutres, des poutres vers les poteaux puis des poteaux aux fondations (semelles).

2.2.2.2.Prédimensionnement des éléments structuraux

a) Prédimensionnement du plancher

- Epaisseur de la dalle ep

L'épaisseur du plancher est en fonction de la plus grande portée des nervures, (voir plan de poutraison en annexe).

Sur le plan de poutraison la plus grande portée des nervures est de : 3,65m.

L'épaisseur ep du plancher est définie par la relation suivante :

$\frac{L}{25} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{365}{25} \leq e_p \leq \frac{365}{20}$

$14{,}60 \leq e_p \leq 18{,}25$

Nous convenons de prendre e_p = 20 cm c'est-à-dire un plancher de type (15+5

- Dimensions des entrevous :

Il s'agit ici d'une dalle de 20 cm d'épaisseur. Ainsi, on a :

Hauteur de la dalle (ep) = Hauteur d'entrevous (He) + 5 cm, « 5 cm » l'épaisseur de la table de compression.

He = ep – 5 = 15cm avec ep = 20cm

Selon les conventions normatives au Bénin, en vigueur sur les types d'entrevous à utiliser, nous opterons pour des entrevous de type **50x20x15 [cm]**

- Epaisseur b_0 de l'âme de la nervure :

L'épaisseur de l'âme de la nervure b_0 est donnée par la relation suivante :

$0{,}27h \leq b_0 \leq 0{,}45h$, avec h = ep = 20cm

On a donc : $5{,}4 \leq b_0 \leq 9$; b_0 est pris égal à 10 cm selon BAEL 91 pour des raisons pratiques.

- Détermination de la largeur de table

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} \frac{L_x}{10} \\ \frac{L_t}{2} \end{cases}, \text{avec } L = L_x = 365 \text{ cm et } L_t = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\{36{,}5 \text{ cm} ;\ 25 \text{ cm}\}$$

D'où **b = 60 cm.**

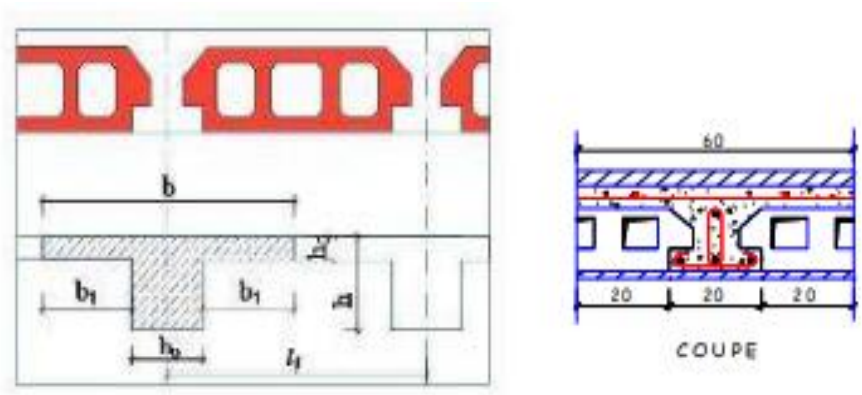


Figure 36: Schéma de principe des poutrelles [16]

Source : Mémoire de M'PO M'BIMA Soukou K., « Conception et dimensionnement du Centre Régional de Sciences Mathématiques (CRSM-Saliou Touré) d'Abidjan (Côte d'Ivoire) », EPAC/UAC, 2018-2019

b) Prédimensionnement des poutres

En désignant par **L** la longueur de la plus grande travée, les conditions de rigidité qui régissent le prédimensionnement géométrique de la hauteur des poutres se présentent comme suit :

- Pour les poutres principales : $\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8}$
- Pour les poutres secondaires : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur des poutres **b** est ensuite déterminée à partir de la condition suivante : $0{,}3h \leq b \leq 0{,}5h$

Pour le prédimensionnement, la poutre la plus chargée a été considérée. Le plan du RDC ainsi que les autres niveaux sont identiques et la conception structurale est la même à travers tous les niveaux.

Poutre principale (la plus chargée) : L = 4,55m

$$\frac{455}{12} \leq h \leq \frac{455}{8} \Longrightarrow 37{,}92 \leq h \leq 56{,}87$$

Prenons h = 50 cm

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}5h \Longrightarrow 15 \leq h \leq 25$$

Prenons b = 15 cm

Ainsi nous avons une poutre de section : 15x50cm²

Tableau 18 : Synthèse de prédimensionnement des poutres

Poutres principales		
	Poutre	Section
Synthèse	PP0-25 ; PP0-38 ; PP0-1 ; PP0-3 ; PP0-4 ; PP0-5 ; PP0-7 ; PP0-8 ; PP0-13 ; PP0-14 ; PP0-16 ; PP0-17 ; PP0-18 ; PP0-20, PP0-21 ; PP0-22 ; PP0-23 ; PP0-24 ; PP0-25 ; PP0-26 ; PP0-27 ; PP0-28 ; PP0-29 ; PP0-30 ; PP0-31 ; PP0-32 ; PP0-33 ; PP0-34 ; PP0-35 ; PP0-36 ; PP0-37 ; PP0-38 ; PP0-39 ; PP0-40 ; PP0-41 ; PP0-42	15x50cm²
Poutres secondaires		
	Poutre	Section
Synthèse	PP0-2 ; PP0-6 ; PP0-9 ; PP0-10 ; PP0-11 ; PP0-12 ; PP0-15 ; PP0-19	15x40cm²

c) Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se base sur la limitation de l'élancement mécanique λ. En effet, pour limiter le risque de flambement, l'élancement, λ doit être inférieur à 70. Cette caractéristique mécanique est définie comme le rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration I_{min} de la section droite du béton seul (B), calculé dans le plan de flambement. Généralement, le plan de flambement le plus défavorable est celui qui est orienté suivant le moment d'inertie de la section le plus faible, c'est pour cela que le rayon de giration minimal intervient dans le calcul. La longueur de flambement l_f est calculée en fonction de la longueur libre du poteau l_0 et de ses liaisons effectives. [18]

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. Ainsi, pour le pré dimensionnement nous avons suivi les étapes suivantes :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau ;
- Calcul de la section du poteau aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon BAEL 91 modifiée 99.

Nous avons supposé les poteaux sont encastrés à leur base dans la fondation et articulés à leurs extrémités.

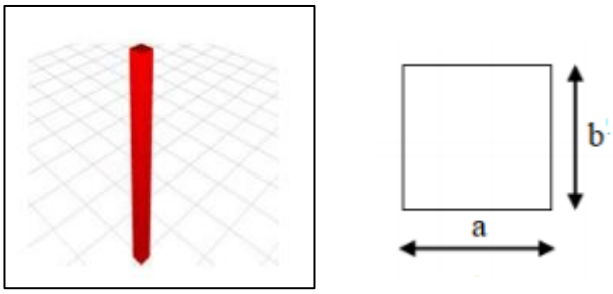


Figure 37 : Représentation d'un poteau [16]

Source : Mémoire de M'PO M'BIMA Soukou K., « Conception et dimensionnement du Centre Régional de Sciences Mathématiques (CRSM-Saliou Touré) d'Abidjan (Côte d'Ivoire) », EPAC/UAC, 2018-2019

$a \geq \frac{2*l_f*\sqrt{3}}{\lambda}$ et $b \geq 1{,}10.a$, avec l_f, la longueur de flambement, λ l'élancement (λ= 50 pour les sections rectangulaire)

- Calcul de la longueur de flambement l_f

l_f = 0,7 lo (l_0 longueur libre du poteau)

l_f = 0,7 x 2,7

l_f =1,89 m

Le côté a du poteau

$a \geq \frac{2*1{,}89*\sqrt{3}}{50} = 0{,}13$ [m]

$b \geq 1{,}10 \times 0{,}13 = 0{,}14$[m]

Retenons : **a = b = 25cm**

D'où la section du poteau est de **25x25 cm²**

d) Prédimensionnement de la semelle

N_s = 697,58 kN est l'effort axial arrivant sur la tête de la semelle après modélisation de la structure

$\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}25$ **bar**

Dimensions de la semelle :

On détermine d'abord la surface nécessaire pour répartir l'effort issu du poteau

$S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{697{,}58}{125} = 5{,}581\ [m^2]$

La condition d'homothétie nous permet de calculer la largeur et la longueur de la semelle A et B en se basant sur celles du poteau : **a x b cm²**

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

Donc $A = \sqrt{S * \frac{a}{b}} = \sqrt{5{,}581 * \frac{25}{25}}$ **;** $B = \sqrt{S * \frac{b}{a}} = \sqrt{5{,}581 * \frac{25}{25}}$

Alors A = 2,362 m et B = 2,362 m, avec a : le plus petit côté du poteau ; b : le plus grand côté du poteau ; A : le côté de la semelle parallèle au côté a ; B le côté de la semelle parallèle au côté b.

On choisit alors A et B de telle sorte qu'elles soient des multiples de 0,05 ; d'où **A = B = 2,80m**

On détermine la hauteur de la semelle avec la condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$$

$$\Longrightarrow \frac{2{,}8-0{,}25}{4} \leq d \leq 2{,}8-0{,}25$$

$$\Longrightarrow 0{,}637 \leq d \leq 2{,}55$$

Ainsi, prenons **d=0,50 m et h= 50 cm**

Vérification des dimensions obtenues

L'effort normal devient :

$N = N_s + P_{\text{propre de la semelle}}$; $N = 697{,}58 + 2{,}8 \text{ x } 2{,}8\text{x } 0{,}5 \text{ x } 25 = 795{,}58 \text{ kN}$

$\frac{N}{A \text{ x } B} = \frac{795{,}58}{2{,}8 \text{ x}2\text{ ,}8} = 101{,}48 \text{ kN}/_{m^2}$; prenons 0,10148 MPa

$\sigma_{sol} = 0{,}101 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = 0{,}125 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$ (1)

Les dimensions définitives de la semelle sont alors :

→ **A = B = 2,80 m et h = 0,5 m**

2.2.2.3.Descente des charges sur les éléments porteurs de la structure

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q).

a) Descente des charges sur les planchers

- **Charges permanentes sur planchers**
  - **Toiture terrasse inaccessible R+3**

Tableau 19: Charges permanentes de la toiture terrasse R+3

Toiture terrasse inaccessible			
N^0	DESIGNATIONS	U	QUANTITE
	Charges permanentes (g)		
01	Entrevous	kN/m^2	1,58
	Nervures	kN/m^2	0,94
	Table de compression	kN/m^2	1,25
	Enduit sous face (2cm)	kN/m^2	0,4
	Forme de pente (e=10cm)	kN/m^2	2,00
	Plafonds de plâtres	kN/m^2	0,15
	Étanchéité multicouche	kN/m^2	0,12
	Total charge Permanente		6,44

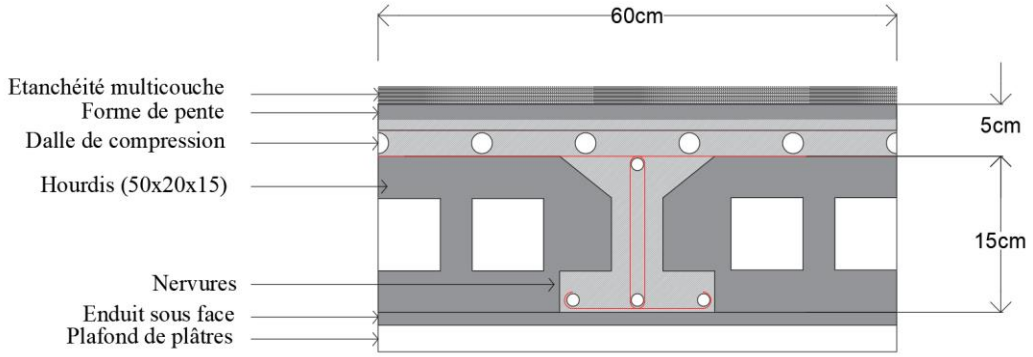


Figure 38 : Coupe transversale de la dalle de la toiture terrasse inaccessible

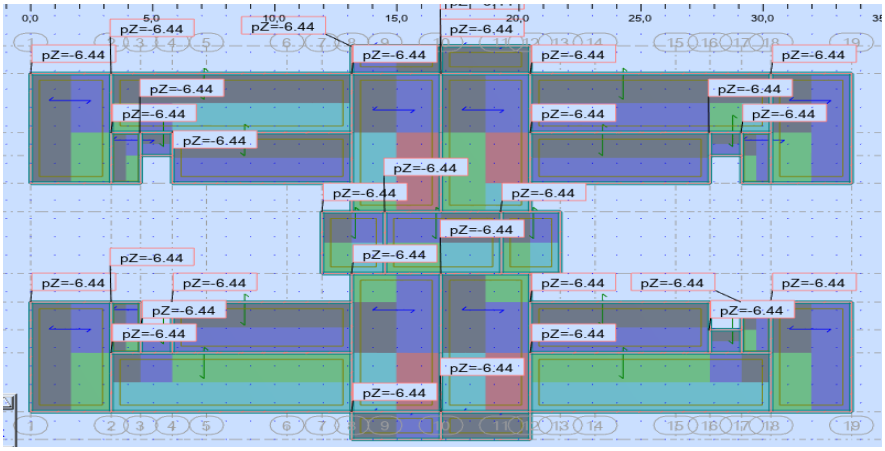


Figure 39 : Surface d'influence avec la charge surfacique permanente de la toiture terrasse

- **Plancher courant R+2, R+1, RDC**

Tableau 20: Charges permanentes plancher courant

Plancher courant			
N⁰	DESIGNATIONS	U	QUANTITES
	Charges permanentes (g)		
02	Entrevous	kN/m²	1,58
	Nervures	kN/m²	0,94
	Table de compression	kN/m²	1,25
	Enduit sous face (2cm)	kN/m²	0,40
	Revêtement carreaux chape de mortier	kN/m²	1,6
	Plafonds de plâtres	kN/m²	0,15
	Total charge Permanente		5,92

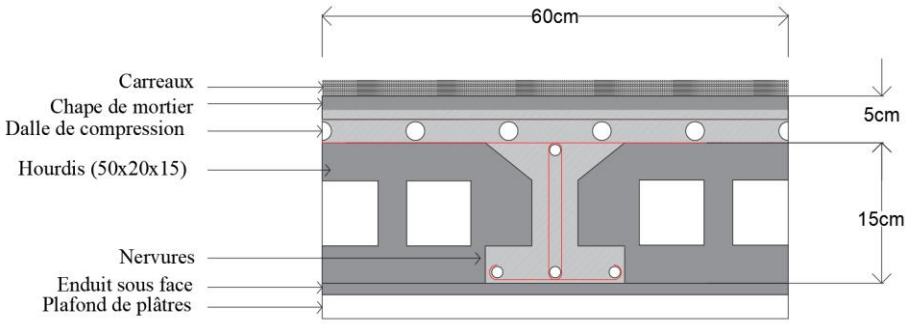


Figure 40 : Coupe transversale d'un plancher courant

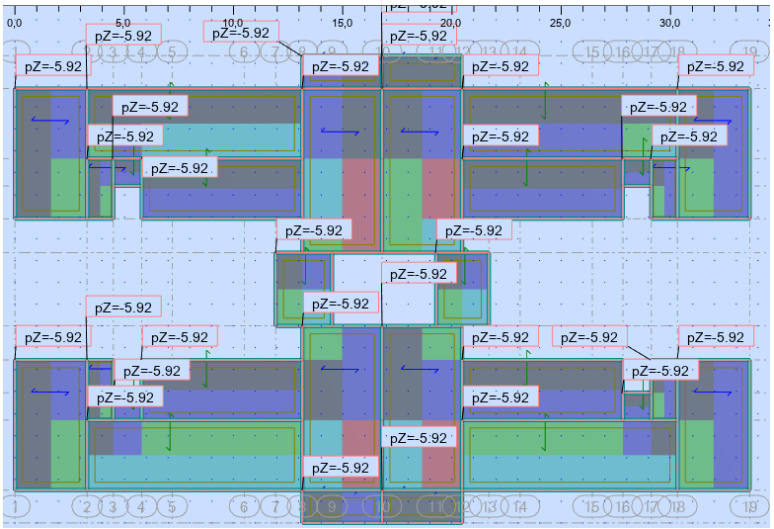


Figure 41 : Surface d'influence avec la charge surfacique permanente du plancher courant

- **Charges exploitations sur planchers**
  - **Toiture terrasse inaccessible R+3**

Tableau 21 : Charges d'exploitations de la toiture terrasse R+3

	Toiture terrasse inaccessible		
N^0	DESIGNATIONS	U	QUANTITE
	Charges d'exploitations (q)		
04	Suivant la Normes NFP 06-001. Plancher inaccessible	kN/m^2	1,00
	Total charge exploitation	kN/m^2	1,00

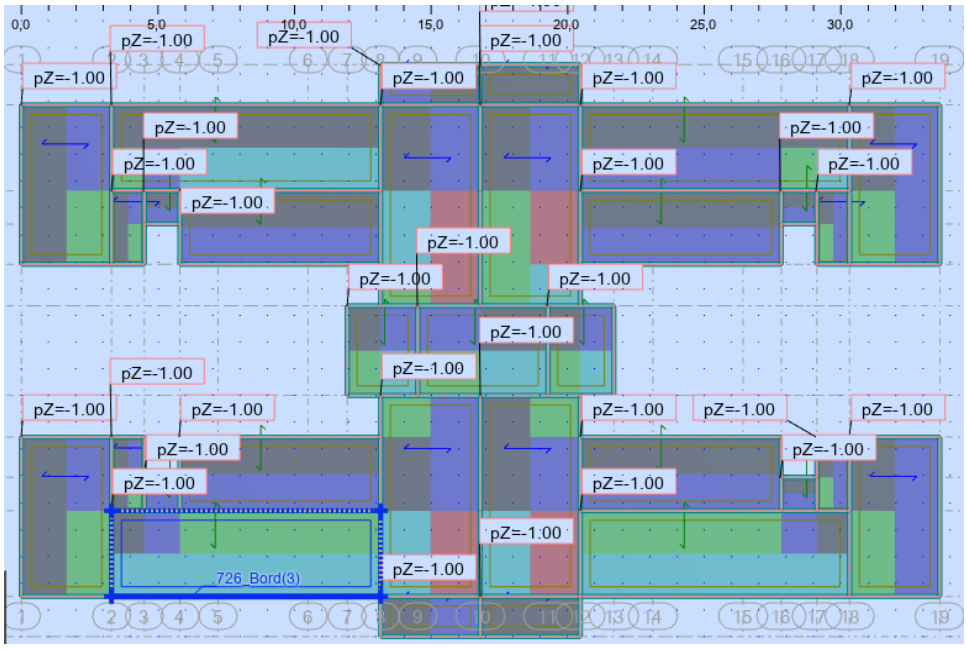


Figure 42 : Surface d'influence avec la charge surfacique d'exploitation de la toiture terrasse

  - **Plancher courant R+2, R+1, RDC**

Tableau 22 : Charges d'exploitations plancher courant

	Plancher courant		
N^0	DESIGNATIONS	U	QUANTITES
	Charges d'exploitations (q)		
05	Plancher accessible	kN/m^2	1,50
	Total charge exploitation	kN/m^2	1,50

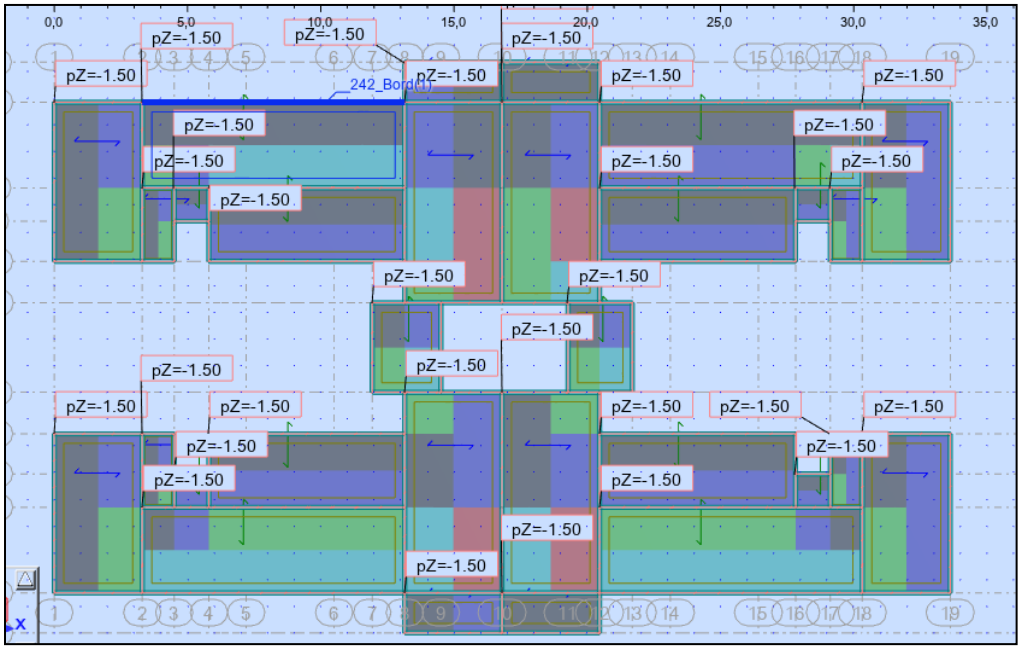


Figure 43: Surface d'influence avec la charge surfacique d'exploitation du plancher courant

- **Autres charges prises en compte dans les calculs**

Tableau 23 **:** *Charges permanentes et d'exploitations*

Escalier en béton armé			
N⁰	DESIGNATIONS	U	QUANTITES
	Charges permanentes (g)		
03	Carreaux au sol	kN/m²	0,30
	Mortier de pose	kN/m²	0,80
	Marches	kN/m²	4,25
	Paillasse	kN/m²	2,50
	Enduit sous escalier	kN/m²	0,40
	Total charge Permanente		8,25
	Charges d'exploitations (q)		
	Charges d'exploitations	kN/m²	2,50
	Total charge exploitation	kN/m²	2,50

b) Descente des charges sur les nervures des différents planchers

- **Toiture terrasse inaccessible R+3**

Tableau 24 : Calcul de charge linéaire de la nervure N1 de la toiture terrasse

N⁰	DESIGNATIONS	U	QUANTITES
A	Charge permanente linéaire q_G q_G = gxb =6,44x0,6	kN/ml	3,86
B	Charge d'exploitation linéaire q_Q q_Q = qxb =1x0,6	kN/ml	0,60
C	Combinaison des charges A L'ELU : P_u=1,35q_G+1,5q_Q P_u=1,35x3,86+1,5x0,6 A L'ELS : P_{ser}=q_G+q_Q P_{ser}=3,86+0,60	kN/ml kN/ml	6,11 4,46

- **Plancher courant R+2, R+1, RDC**

Tableau 25 : Calcul de charge linéaire de la nervure N1 du plancher courant

N⁰	DESIGNATIONS	U	QUANTITES
A	Charge permanente linéaire q_G q_G =gxb=5,92x0,6	kN/ml	3,55
B	Charge d'exploitation linéaire q_Q q_Q = qxb=1,5x0,6	kN/ml	0,90
C	Combinaison des charges A L'ELU : P_u=1,35q_G+1,5q_Q P_u=1,35x3,55+1,5x0,9 A L'ELS : P_{ser}=q_G+q_Q P_{ser}=3,55+0,90	kN/ml kN/ml	6,14 4,45

- **Répartition des charges par surface d'influence sur les planchers**
  - Toiture terrasse inaccessible (R+3)

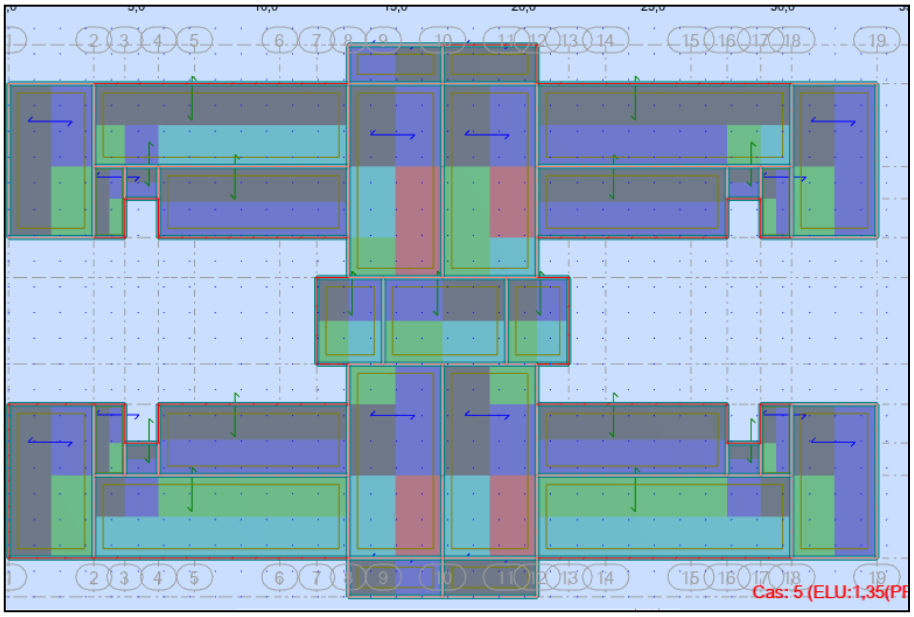


Figure 44: Surface d'influence du Toiture terrasse inaccessible (R+3)

  - Plancher courant : RDC, R+1, R+2

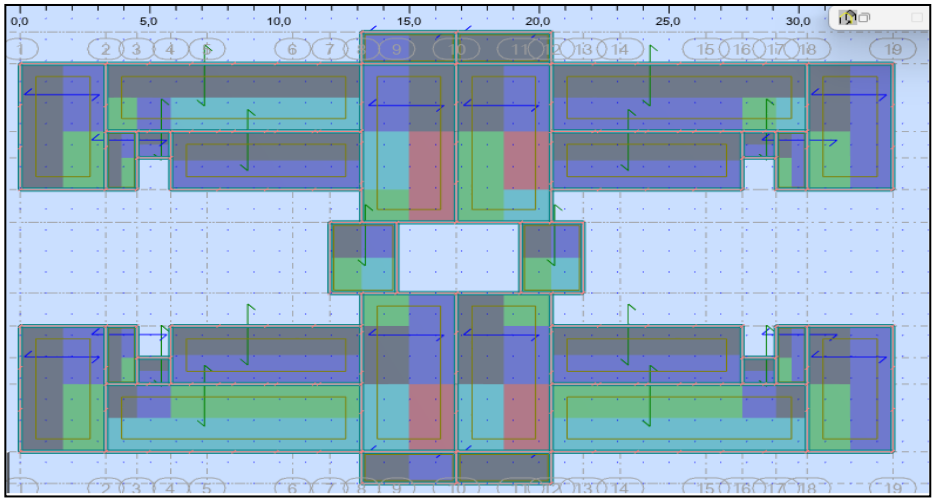


Figure 45 : Surface d'influence du plancher courant

c) Descente des charges sur les poutres

Faisons la descente des charges sur les différents types de poutres, enfin de dégager la poutre la plus chargé

- Toiture terrasse inaccessible (R+3)

Tableau 26: Descente de charge sur les différents types de poutres de la toiture terrasse

N⁰	Poutre	Charge surfacique (kN/m²)	Charge surfacique (kN/m²)	Largeur reprise (m)	Charge permanente linéaire (kN/m)	Charge d'exploitation linéaire (kN/m)	Combinaison des charges (kN/m)	
							q_u	q_{ser}
1	PP3-13	6,44	1,00	1,375	10,935	1,375	16,825	12,310
2	PP3-16			2,975	22,909	2,975	35,389	25,884
3	PP3-18			1,600	12,384	1,600	19,118	13,984
4	PP3-34			1,650	12,706	1,650	19,628	14,356
5	PP3-35			2,850	21,354	2,850	33,103	24,204
6	PP3-37			1,825	16,833	1,825	25,462	18,658
7	PP3-38			3,65	25,381	3,65	39,739	29,031

Conclusion partielle : D'après le calcul de la descente des charges sur les différents types de poutres de la toiture terrasse R+3, nous notons que la poutre la plus chargée est : PP3-38 (15x50cm²)

- Plancher courant : RDC, R+1, R+2

Tableau 27: Descente de charges sur les différents types de poutres du plancher courant

N⁰	Poutre	Charge surfacique (kN/m²)	Charge surfacique (kN/m²)	Largeur reprise (m)	Charge permanente linéaire (kN/m)	Charge d'exploitation linéaire (kN/m)	Combinaison des charges (kN/m)	
							q_u	q_{ser}
1	PP0-13	5,92	1,5	1,375	17,680	2,062	26,961	19,742
2	PP0-16			2,975	29,402	4,462	46,385	33,864
3	PP0-18			1,600	19,012	2,400	29,266	21,412
4	PP0-34			1,650	19,888	2,475	30,516	22,363
5	PP0-35			2,850	27,912	4,275	44,094	32,187
6	PP0-37			1,825	23,344	2,737	35,619	26,081
7	PP0-38			3,65	31,523	5,475	50,768	36,998

Conclusion partielle : D'après la descente des charges effectuées sur les différents types de poutres du plancher courant, nous notons que la poutre la plus chargée est : PP0-38 (15x50cm²)

d) Descente des charges sur le poteau le plus chargé

Faisons la descente des charges sur le poteau P_1. Ce poteau est le plus chargé puisqu'il reprend la plus grande surface de la dalle.

Tableau 28 : Calcul de charges ponctuelles en tête des poteaux

NOM DU POTEAU : P1	
Désignations	**Valeurs**
Toiture terrasse R+3	
Charge ponctuelle 1-Poutre PP3-38 (4,70 /2+ 4,30 /2) m x 39,739 kN/m	178,825 kN
2- Poutre BP3-2 : 3,65 m x (0,2x0,30x25) kN/m	5,475 kN
TOTAL 1	**184,30 kN**
Plancher courant R+2	
Charge ponctuelle 1-Poutre PP2-38 (4,70 /2+ 4,30 /2) m x 50,768 kN/m	228,456 kN
2- Poutre BP2-2 : 3,65 m x (0,2x0,30x25) kN/m	5,475 kN
3- Poteaux : 0,25x0,25x2,70x25	4,22 kN
TOTAL 2	**238,15 kN**
Plancher courant R+1	
Charge ponctuelle 1-Poutre PP1-38 (4,70 /2+ 4,30 /2) m x 50,768 kN/m	228,456 kN
2- Poutre BP1-2 : 3,65 m x (0,2x0,30x25) kN/m	5,475 kN
3- Poteaux : 0,25x0,25x2,70x25	4,22 kN
TOTAL 3	**238,15 kN**
Plancher courant R.D.C	
Charge ponctuelle 1-Poutre PP0-38 (4,70 /2+ 4,30 /2) m x 50,77 kN/m	228,456 kN
2- Poutre BP0-2 : 3,65 m x (0,2x0,30x25) kN/m	5,475 kN
3- Poteaux : 0,25x0,25x2,70x25	4,22 kN
TOTAL 4	**238,15 kN**

Soit N_u la charge en tête du poteau : $\mathbf{N_u = \sum(total\ 1\ \text{à}\ total\ 4) = 955,24\ kN}$

2.2.2.4.Principe de modélisation avec Robot

L'évaluation des charges sur les différents porteurs de la structure portante du bâtiment B se fera à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021. Vue le nombre élevé d'élément à considérer, et pour réduire au maximum les erreurs de calcul, nous utilisons cet outil pour obtenir des résultats dans un délai court. [15]

Ainsi, le type de structure considéré est la structure à ossature. La transmission des charges se feront des dalles vers les poutres, des poutres vers les poteaux puis des poteaux aux fondations.

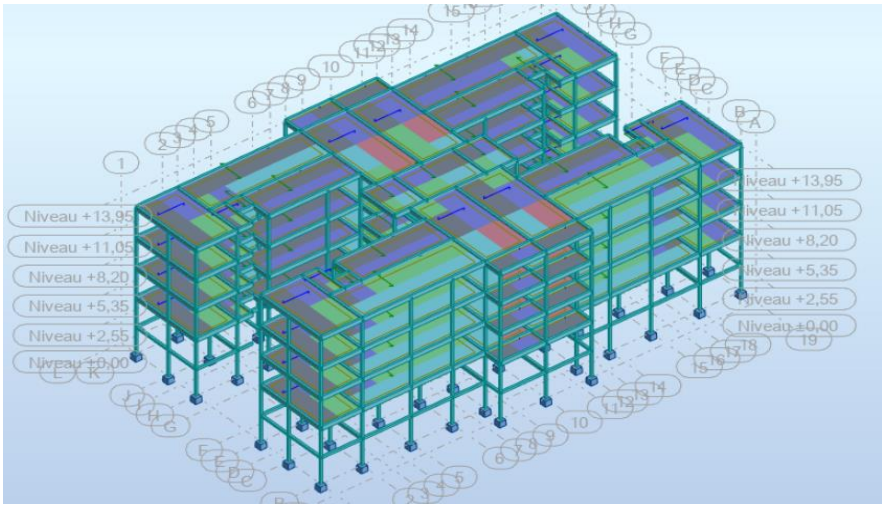


Figure 46: Modèle de la modélisation montrant les surfaces d'influence dans Robot 2021

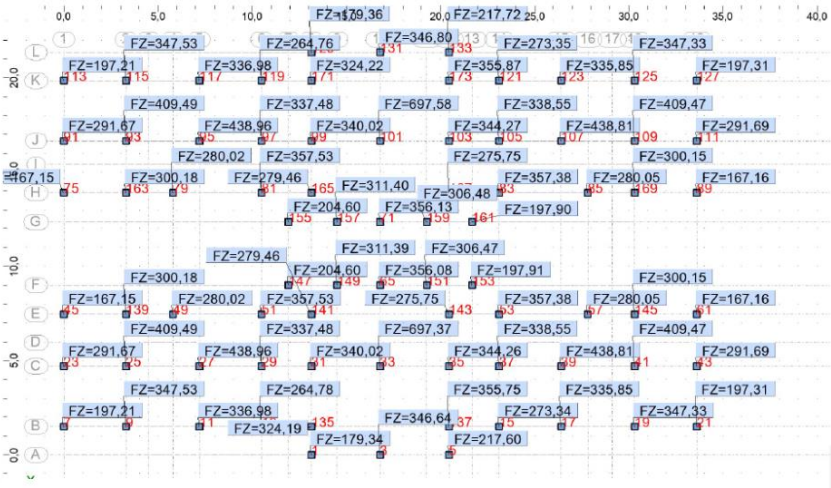


Figure 47 : Numéros des nœuds et des efforts issus des semelles

L'analyse des différentes figures nous révèle que grâce à cette modélisation, nous pouvons exploiter facilement ses résultats tels que les efforts internes en tout point du bâtiment selon les différentes combinaisons souhaitées, ce qui facilite énormément la tâche à l'ingénieur de générés les résultats des différents efforts des poteaux sur les semelles représentées dans le Tableau 29.

Tableau 29 : Synthèse des combinaisons des charges à L'ELU et L'ELS

SYNTHESE DES COMBINAISONS DES CHARGES ELU & ELS EN TETE DES SEMELLES					
CAS 5 COMBINAISON (ELU)				CAS 6 COMBINAISON (ELS)	
N° D'ordre	Nœuds/Cas	Charges FZ (kN)		Nœuds/Cas	Charges FZ (kN)
1	101/5 (C)	955,37		101/6 (C)	697,58
2	33/5 (C)	955,08		33/6 (C)	697,37
3	27/5 (C)	601,71		27/6 (C)	438,96
4	95/5 (C)	601,71		95/6 (C)	438,96
5	39/5 (C)	601,5		39/6 (C)	438,81
6	107/5 (C)	601,5		107/6 (C)	438,81
7	25/5 (C)	560,43		25/6 (C)	409,49
8	93/5 (C)	560,43		93/6 (C)	409,49
9	41/5 (C)	560,4		41/6 (C)	409,47
10	109/5 (C)	560,4		109/6 (C)	409,47
11	51/5 (C)	487,68		51/6 (C)	357,53
12	81/5 (C)	487,68		81/6 (C)	357,53
13	53/5 (C)	487,47		53/6 (C)	357,38
14	83/5 (C)	487,47		83/6 (C)	357,38
15	173/5 (C)	486,68		71/6 (C)	356,13
16	137/5 (C)	486,51		65/6 (C)	356,08
17	71/5 (C)	485,62		173/6 (C)	355,87
18	65/5 (C)	485,55		137/6 (C)	355,75
19	115/5 (C)	473,97		9/6 (C)	347,53
20	9/5 (C)	473,96		115/6 (C)	347,53
21	19/5 (C)	473,7		19/6 (C)	347,33
22	125/5 (C)	473,7		125/6 (C)	347,33
23	103/5 (C)	472,03		131/6 (C)	346,8
24	35/5 (C)	472,01		3/6 (C)	346,64
25	131/5 (C)	471,49		103/6 (C)	344,27
26	3/5 (C)	471,27		35/6 (C)	344,26
27	99/5 (C)	466,19		31/6 (C)	340,02
28	31/5 (C)	466,18		99/6 (C)	340,02
29	105/5 (C)	464,88		37/6 (C)	338,55
30	37/5 (C)	464,87		105/6 (C)	338,55

SYNTHESE DES COMBINAISONS DES CHARGES ELU & ELS EN TETE DES SEMELLES					
CAS 5 COMBINAISON (ELU)				CAS 6 COMBINAISON (ELS)	
N° D'ordre	Nœuds/Cas	Charges FZ (kN)		Nœuds/Cas	Charges FZ (kN)
31	29/5 (C)	463,41		29/6 (C)	337,48
32	97/5 (C)	463,41		97/6 (C)	337,48
33	11/5 (C)	459,96		11/6 (C)	336,98
34	117/5 (C)	459,96		117/6 (C)	336,98
35	17/5 (C)	458,41		17/6 (C)	335,85
36	123/5 (C)	458,4		123/6 (C)	335,85
37	171/5 (C)	443,07		171/6 (C)	324,22
38	135/5 (C)	443,03		135/6 (C)	324,19
39	157/5 (C)	423,99		157/6 (C)	311,4
40	149/5 (C)	423,97		149/6 (C)	311,39
41	159/5 (C)	417,2		159/6 (C)	306,48
42	151/5 (C)	417,18		151/6 (C)	306,47
43	139/5 (C)	408,61		139/6 (C)	300,18
44	163/5 (C)	408,61		163/6 (C)	300,18
45	145/5 (C)	408,56		145/6 (C)	300,15
46	169/5 (C)	408,56		169/6 (C)	300,15
47	43/5 (C)	397,96		43/6 (C)	291,69
48	111/5 (C)	397,96		111/6 (C)	291,69
49	23/5 (C)	397,93		23/6 (C)	291,67
50	91/5 (C)	397,93		91/6 (C)	291,67
51	141/5 (C)	381,93		57/6 (C)	280,05
52	165/5 (C)	381,93		85/6 (C)	280,05
53	57/5 (C)	381,26		49/6 (C)	280,02
54	85/5 (C)	381,26		79/6 (C)	280,02
55	49/5 (C)	381,2		141/6 (C)	279,46
56	79/5 (C)	381,2		165/6 (C)	279,46
57	143/5 (C)	376,85		143/6 (C)	275,75
58	167/5 (C)	376,85		167/6 (C)	275,75
59	121/5 (C)	373,22		121/6 (C)	273,35
60	15/5 (C)	373,21		15/6 (C)	273,34
61	13/5 (C)	361,42		13/6 (C)	264,78
62	119/5 (C)	361,41		119/6 (C)	264,76
63	133/5 (C)	296,74		133/6 (C)	217,72
64	5/5 (C)	296,58		5/6 (C)	217,6
65	147/5 (C)	278,19		147/6 (C)	204,6
66	155/5 (C)	278,19		155/6 (C)	204,6
67	153/5 (C)	269,04		153/6 (C)	197,91
68	161/5 (C)	269,04		161/6 (C)	197,9

SYNTHESE DES COMBINAISONS DES CHARGES ELU & ELS EN TETE DES SEMELLES					
CAS 5 COMBINAISON (ELU)				CAS 6 COMBINAISON (ELS)	
N° D'ordre	Nœuds/Cas	Charges FZ (kN)		Nœuds/Cas	Charges FZ (kN)
69	21/5 (C)	268,42		21/6 (C)	197,31
70	127/5 (C)	268,42		127/6 (C)	197,31
71	7/5 (C)	268,28		7/6 (C)	197,21
72	113/5 (C)	268,28		113/6 (C)	197,21
73	129/5 (C)	243,89		129/6 (C)	179,36
74	1/5 (C)	243,87		1/6 (C)	179,34
75	61/5 (C)	227,3		61/6 (C)	167,16
76	89/5 (C)	227,3		89/6 (C)	167,16
77	45/5 (C)	227,28		45/6 (C)	167,15
78	75/5 (C)	227,28		75/6 (C)	167,15
Somme totale		33 325,42			24 406,53
Somme réactions		33 325,42			24 406,53
Somme efforts		-33 325,42			-24 406,53
Vérification		0,00			0,00

Source : Issue des résultats de la modélisation

Après avoir procéder à l'analyse et à l'interprétation des résultats de la modélisation nous avons regroupé et classé les charges ELS, ELU venues sur la tête des semelles en quatre catégories dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Catégorisation des charges

ELS		ELU	
Noeud/Cas Nombre	Classes-en FZ [kN]	Noeud/Cas Nombre	Classes-en FZ [kN]
45	[150 ; 450[	45	[150 ; 450[
31	[450 ; 650[	31	[450 ; 650[
2	[650; 700[	2	[650; 1000[

Source : Issue des résultats de la modélisation Robot 2021 du Tableau 29

3 CHPITRE 3 : DIMENSIONNEMENT ET ANALYSE DES RESULTATS DES DEUX VARIANTES DE STRUCTURE ETUDIEES

3.1. Dimensionnement manuel des éléments porteurs de structures de la première variante

3.2. Dimensionnement des éléments porteurs de la structure de la deuxième variante

3.3. Etude comparative des deux variantes

3.1. DIMENSIONNEMENT MANUEL DES ELEMENTS DE STRUCTURES DE LA PREMIÈRE VARIANTE

3.1.1. Calcul de la dalle pleine de la toiture terrasse

Le dimensionnement de la dalle va se faire à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé de dimension **(3,50m x 7,20m)** et ensuite uniformiser les résultats obtenus sur l'ensemble de la dalle.

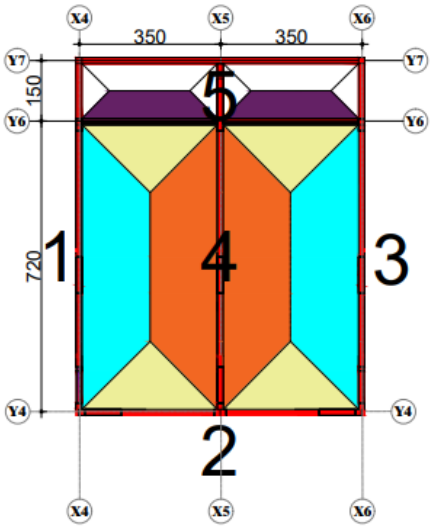


Figure 48 : Répartition surfacique de la dalle de la toiture terrasse

Vérification du panneau de l'élancement α

La dalle porte dans une seule direction si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0{,}40$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}50}{7{,}20} = 0{,}49 > 0{,}40$; la dalle porte dans sur les deux sens L_x et L_y.

Soit P_u la charge appliquée par mètre carré de dalle.

Pour une bande de largeur 1 mètre, les moments fléchissant au centre de la dalle dans les deux sens sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * P_u * l_x^2 \\ M_y = \mu_y * M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8*(1+2{,}4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0{,}95\,(1-\alpha)^2] \end{cases}$$ [17]

Calcul de la charge P_u

Charge Permanente G' : 3,80 kN / m^2 x 1m= 3,80 kN/m

Charge exploitation Q : 1 kN/ m^2 x 1m = 1 kN/m

Poids propre de la dalle : 25 kN/m^3 x0,15mx1m = 3,75 kN/m

P_U= 1,35G+1,5Q

= 1,35x (3,80+3,75) +1,5x1

P_U = 11,69 kN/m

P_{ser} = G+Q

= (3,8+3,75) + 1

P_{ser} = 8,55 kN/m

Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU (ν = 0)

$\mu_x = \frac{1}{8*(1+2,4\alpha^3)}$ $\mu_y = \alpha^2[1-0,95\,(1-\alpha)^2]$

$\mu_x = \frac{1}{8*(1+2,4*0,49^3)}$ $\mu_y = 0,60^2[1-0,95\,(1-0,49)^2]$

μ_x = 0,0793 μ_y = 0,271

Déterminons des moments isostatique M_u et M_y

Moments fléchissant au centre du panneau $\begin{cases} M_x = \mu_x * P_u * l_x^2 \\ M_y = \mu_y * M_x \end{cases}$

<u>Sens L_x</u>: M_{ox}= μ_x *P_u *l_x^2 $\Rightarrow$ M_{0x} = 0,0793 x 11,69 x $3,50^2$ = 11,36 kN.m

<u>SensL_y</u>: M_{Oy} = μy*M_{Ox} $\Rightarrow$ M_{Oy} = 0,271 x11,36 = 3,08 kN.m

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée. [18]

	Panneau de rive		Panneau intermédiaire	
	Suivant lx	Suivant ly	Suivant lx	Suivant ly
Moment unitaire sur appuis	M_w=0,15M_{ox} ; M_e=0,50M_{ox}	$M_n = M_s = 0,15M_{oy}$	$M_{intx} = 0,50M_{ox}$	
Moment unitaire en travée	M_{tx} = 0,925M_{ox}	$M_{ty} = 1,10M_{oy}$	$M_{intx} = 0,80M_{ox}$	

Le ferraillage sera calculé dans les deux directions pour une bande de longueur L_x et L_y, de dimensions (1m x h)

Tableau 31 : Calcul de ferraillage de la dalle pleine de la toiture terrasse

DALLE - CALCUL SUR 4 APPUIS

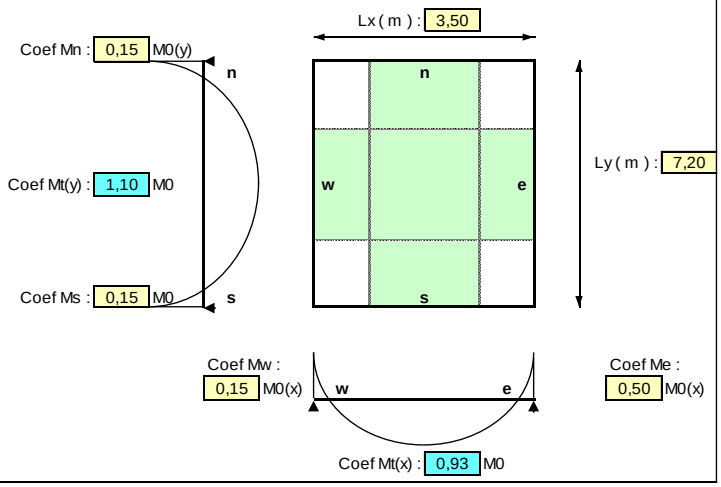
B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER : OUDO

Données de l'étude

Repère : **Dalle n°1**

Charges (G) diverses	
G' (KN / m²) =	3,80
Epaisseur de la dalle	
ep (m) =	0,15
Contrainte de l'acier utilisé	
FeE (MPa) =	500
Contrainte du béton à 28 j	
Fc28 (MPa) =	25
Charges d'exploitations Q	
Q (KN / m²) =	1,00
Enrobage des aciers	
C (cm) =	7



Calculs des moments agissants

Rapport des cotés (Lx / Ly)	Lx / Ly	α =	0,49	
Charges permanentes G	(épaisseur dalle x 25 KN / m3) + G'	G =	7,55	KN /m²
Effort ultime repris par le plancher	(1.35G + 1.5Q)	Pu =	11,69	KN / m
Détermination des coef μx et μy	Dépend du rapport α Tableau BAEL page 243, annexe E3	μx = μy =	0,0793 0,2710	
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = μx x (Pu x Lx²) Sens Ly = μy x M0(x)	M0(x) = M0(y) =	11,36 3,08	KN.m KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = Me = Mn = Ms =	1,70 5,68 0,46 0,46	KN.m KN.m KN.m KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = Mt(y) =	10,51 3,39	KN.m KN.m

Calcul des sections d'armatures

Ferraillage de la travée dans le sens (Lx) Ferraillage sur appui (w) Ferraillage sur appui (e)	Soit (Mu), les moments agissants Conditions : μμ < μl de Perchat Les calculs s'effectuent comme pour	Ax (trav)= Ax (w) = Ax (e) =	3,22 0,49 1,69	cm² / m² cm² / m² cm² / m²
Ferraillage de la travée dans le sens (Ly) Ferraillage sur appui (n) Ferraillage sur appui (s)	une section rectangulaire La largeur (b) sera alors = 1,00m	Ay (trav)= Ay (n) = Ay (s) =	0,99 0,13 0,13	cm² / m² cm² / m² cm² / m²
Ferraillage mini dans la travée (Ly)	(8 x ep) pour FeE 400 (6 x ep) pour FeE 500 ou TS	ρ0(y) =	0,90	cm² / m²
Vérification	Il faut que Ay > ρ0(y)	Vérification :	Vérifié	
Ferraillage mini dans la travée (Lx)	ρ0(y) x ((3 - α) / 2)	ρ0(x) =	1,13	cm² / m²
Vérification	Il faut que Ax > ρ0(x)	Vérification :	Vérifié	

Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal (Maxi Ly)	(Pu x Lx x Ly) / ((2 x Ly) + Lx)	Vu.max =	16,46	KN
Contrainte tangente de travail	Vu / (1.00 x (ep - C))	τu =	0,206	MPa
Contrainte tangente de travail admissible	(0.07 x Fc28) / 1.5	τu.adm =	1,167	MPa
Vérification	τu < τu.adm	Vérification :	Vérifié	

Conclusion partielle :

- Vérification de la Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]

Ax < Amin, donc Ax = Amin = 1,13cm²/ml soit 4HA8 (2,01cm²/ml)

Ay < Amin, donc Ay = Amin =3,22cm²/ml soit 8HA8 (4,02cm²/ml)

- Calcul des espacements St = max (3h, 33cm) ; on retient Stx =25cm ; et Sty = 25cm

3.1.2. Calcul du ferraillage de la poutre PP_1 du plancher courant

- Détermination des sections d'armatures en travée et sur appuis

Tableau 32 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre PP1

Calcul des armatures longitudinales de la poutre PP1		
Paramètres à calculer		Valeurs & Unités
f_{bu}		14,17 MPa
f_{ed}		434,78 MPa
Moment	ELU (M_u)	0,00977 MN.m
	ELS (M_{ser})	0,00706 MN.m
$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{0,00977}{0,00706}$		1,38
$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,00977}{0,15x(0,9*0,5)^2 x14,17}$		0,02
$\mu_{lu} = (3220\theta\gamma+51* \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100)\ x10^{-4}$		0,26
$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$		Pas d'armatures comprimée ; A' = 0
$Z_b = d(1-0,6\mu_{bu})=0,45*(1-0,6x0,0227)$		0,44
$A_u = \frac{Mu\ x10^4}{z_b x f_{ed}} = \frac{0,00977}{0,44x434,78}\ x10^4$		5,10cm²
$A_{min}= \frac{0,23\ xbxdxft2810^4}{500}$		0,652cm²
Armature longitudinale A_S		A_U > Amin
		$A_S = A_U$
Choix d'armature		8HA10 Totalisant 6,28cm²

Tableau 33 : Calcul des armatures transversales de la poutre PP1

Calcul des armatures transversales de la poutre PP1	
Paramètres à calculer	Valeurs & Unités
V_{umax} [kN]	12,16 kN
$V_{uo} = V_{umax} - \frac{5.P_u.h}{6} = 12{,}16 - \frac{5 \times 6{,}38 \times 0{,}50}{6}$ [kN]	9,26 kN
$T_{uo} \leq \frac{V_{uo}}{b.d} = \frac{9{,}26}{0{,}15 \times 0{,}45} \times 10^{-3}$ [MPa]	0,137 MPa
$T_{lim} \leq \min\begin{cases}\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\end{cases} = \min\begin{cases}\frac{0{,}2x25}{1{,}5} \\ 5\end{cases} = \min\begin{cases}3{,}33 \\ 5\end{cases}$ [MPa]	3,33 MPa $T_{uo} \leq T_{lim}$: ok
$Ø_t \leq \min\left(Ø_{lim}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\ (10; 14{,}28; 15)$ [mm]	Soit $Ø_t$ = 6cm
$S_t \leq \min\ (0{,}9d;\ 40;\ 15.Ø_{lim}) = \min\ (40{,}5; 40; 15)$ [cm]	Soit S_t = 15cm

3.1.3. Calcul du voile infrastructure

D'après les tableaux 13 et 14, le voile le plus chargé est le 4 dont les charges permanente et d'exploitation sont dans le tableau suivant :

Tableau 34 : Calcul sur le voile V4

NOM DU VOILE : V4		
Charge permanente	G	116,02 kN/m
Charge d'exploitation	Q	14,54 kN/m
Combinaison linéaire		
ELU	1 ,35 G +1,5 Q	178,44 kN/m
ELS	G + Q	130,56 kN/m

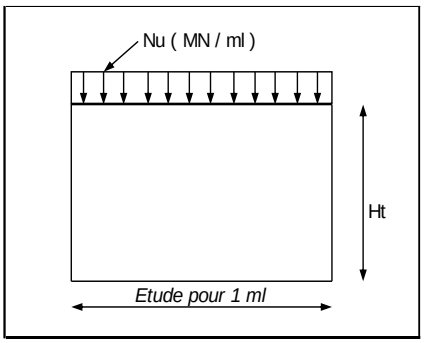
Pour la détermination des armatures pour un voile considéré, les calculs sont effectués à l'ELU au mètre linéaire comme un poteau de section 1m x 0,15m soumis à une compression simple centrée.

Tableau 35 : Récapitulatif du dimensionnement du voile

Mur béton armé

Charges réparties

Hypothèses de l'étude
Compression centrée
Nu = 1.35G + 1.50Q
L'étude est réalisée pour 1 ml
Fc28 est limité à 40 MPa



Données				
Epaisseur du mur		a =	0.15	m
Hauteur du mur		Ht =	2.70	m
Effort ultime par ml		Nu =	0.18	MN / ml
Contrainte de l'acier utilisé		FeE =	500	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 =	25	MPa
Coefficient K	K = 1.00 si (Nu / 2) => après 90 jours	Si K = 1.20		
	K = 1.10 si (Nu / 2) => avant 90 jours	On remplace FC28 par Fcj		
	K = 1.20 si (Nu / 2) => avant 28 jours	K =	1.1	
Mur de rive	(1) Oui, (2) Non	Type :	2	

Caractéristiques de l'étude				
Calcul de la section de béton réduite	(a - 2cm)	Br =	0.13	m
Longueur de flambement	(0.85 x Ht) => Mur intermédiaire (0.90 x Ht) => Mur de rive	Lf =	2.30	m
Elancement	[((12)^1/2) x Lf] / a	λ =	53.00	
Coefficient d'élancement	0.65 / [(1 + (0.2 (λ / 30)²)) x K)]	α =	0.36	
Effort ultime limite	(α x Br x Fc28) / 1.35	Nu.lim =	0.88	MN / ml
Vérification des conditions de calcul	Si Nu < Nu.lim => Mur non armé Si Nu > Nu.lim => Mur armé	Le mur est non armé		

En conclusion, il s'agit d'un mur non armé. Une section minimale d'acier doit être prévu pour renforcer la résistance du béton aux efforts auxquels l'ouvrage est soumis.

Tableau 36 : Calcul du ferraillage du voile

CALCUL DE VOILE EN BETON ARME				
Données				**Unités**
Epaisseur voile		**a=**	**0.15**	m
Hauteur du voile		**h=**	**2.7**	m
Effort ultime par ml		**Nu=**	**0.18**	MN/ml
Contrainte de l'acier		**feE=**	**500**	MPa
Contrainte du béton à 28j		**fc28=**	**25**	MPa
Durée d'application de la moitié charges (Nu/2) :	**(1) Après 90j**		**1**	
	(2) Avant 90j			
	(3) Avant 28j			
Coefficient	**K=1,00 si Nu/2 => après 90j**	**K=**	**1**	

CALCUL DE VOILE EN BETON ARME			
	K=1,10 si Nu/2 => avant 90j		
	K=1,20 si Nu/2 => avant 28j		
Mur de rive : (1) si oui ; (2) si non		**1**	
Caractéristiques de l'étude			
Calcul de la Section réduite du béton	**B_r=(a-0,02)**	**0.13**	m
Longueur du flamblement	**0,85xh → mur intermédiaire ; 0,90xh => mur de rive**	**2.295**	m
Elancement	**λ=((12)^1/2)xlf)/a**	**53.00**	
Coefficient d'élancement	**α=0,65 / [(1 + (0.2 (λ / 30)²)) x K)]**	**0.40**	
Effort ultime limite	**Nu.lim = (α x Br x fc28) / 0,9xɤb**	**0.96**	MN/ml
Vérification des conditions de calcul	**Si Nu < Nu.lim => Mur non armé**	**Mur non armé**	
	Si Nu > Nu.lim => Mur armé		
Calcul des caractéristiques du voile			
Longueur du flamblement	**0,80xh → mur intermédiaire**	**2.16**	m
Elancement	**λ=((12) ^1/2)xlf)/a**	**49.88**	
Coefficient d'élancement	**50 < λ < 80 => α= 0.60 x (50 / λ) ²**	**0.60**	
Effort ultime limite	**Nu.lim = (α x Br x fc28) / 0,9xɤb**	**1.45**	MN/ml
Calcul des armatures longitudinales			
Section théorique	**Ath≥ ɤs/fe x (Nu/α -Brxfc28/0,9γb)**	**-48.50**	cm^2
Section maximale de l'acier			
Section maximale	**Amax=5B/100**	**75**	cm^2
Vérification des conditions de calcul	**Ath≤ Amax**	**Vérifiée**	
Section minimale de l'acier			
Section minimale	**Amin=max (4u ; 0,2B/100)**	**9.2**	cm^2
Vérification des conditions de calcul	**Amin ≥ Ath**	**Vérifiée**	
Choix des armatures longitudinales	**As=Amin**	**9,2**	cm^2

Choix des armatures longitudinales : $A_s \geq 9{,}2cm^2$; soit **20HA8**, totalisant **10,05cm²/ml**

3.1.4. Calcul du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué de son poids propre.

- **Hypothèses de calcul du ferraillage du radier**

L_x longueur de la petite portée = 3,50 m

L_y longueur de la grande portée = 7,20 m

Epaisseur du radier : h_r = 0,25 m

Charge permanente : G = 368,80 kN

Charge d'exploitation : Q = 54,76 kN

Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{sol} = 1{,}25$ bar = 0,125 MPa

$\boldsymbol{\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}50}{7{,}20} = 0{,}49 > 0{,}40}$ **;** le panneau de dalle porte donc dans les deux sens (ou sur quatre cotés).

- **Combinaison des charges (à l'Etat Limite Ultime)**

q_u= 1,35G +1,5Q = 1,35x368,80 + 1,5x54,76 = 580,02 kN = 0,58 MN

- **Vérification de la contrainte du sol**

Nous devons nous assurer de la stabilité de l'ouvrage sur le sol d'assise ; il s'agira de vérifier la contrainte calculée (σ_s) est inférieure ou égale à la contrainte admissible ($\overline{\sigma}_{sol}$) : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_s = \frac{q_u}{\text{Sradier}}$$

$$\sigma_s = \frac{0{,}58}{3{,}5\text{x}7{,}2}$$

σ_s = 0,023 MPa

σ_s = 0,023 ≤ $\overline{\sigma}_{sol}$ = 0,125 : **condition vérifiée !**

- **Calcul des moments sollicitant**

Le dimensionnement du radier (dalle) va se faire à l'ELU avec vérification a l'ELS sur le panneau le plus défavorisé de dimension **(3,50m x 7,20m)** et ensuite généralisé les résultats obtenus sur l'ensemble du radier

- **Détermination des coefficients μx et μy à l'ELU (ν = 0)**

$$\mu_x = \frac{1}{8 * (1 + 2{,}4\alpha^3)}$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 * (1 + 2{,}4 * 0{,}49^3)}$$

$$\mu_x = \mathbf{0{,}097}$$

$$\mu_y = \alpha^2[1 - 0{,}95\,(1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = 0{,}49^2[1 - 0{,}95\,(1 - 0{,}49)^2]$$

$$\mu_y = \mathbf{0{,}181}$$

- **Calcul des charges Pu et Pser**

Le panneau considéré est de section rectangulaire continue (b=1m) de largueur l_x et de longueur l_y ;

ELU : P_u [kN/m]

$$P_u = \frac{1{,}35.G + 1{,}5.Q}{S_{radier}} \times 1\ m$$

$$P_u = \frac{1{,}35 \times 368{,}80 + 1{,}5 \times 54{,}76}{25{,}20} \times 1\ m$$

$$\mathbf{P_u = 23{,}02\ kN/m}$$

ELS : P_{ser} [kN/m]

$$P_{ser} = \frac{G + Q}{S_{radier}} \times 1\ m$$

$$P_{ser} = \frac{368{,}80 + 54{,}76}{25{,}20} \times 1\ m$$

$$\mathbf{P_{ser} = 16{,}81\ kN/m}$$

- **Déterminons des moments isostatique M_u et M_y**

Moments fléchissant au centre du panneau $M_u = \mu_x * P_u * l_x^2$ et $M_y = \mu_y * M_u$

<u>Sens L_x</u>: $M_{ox} = \mu_x * P_u * l_x^2 \Rightarrow M_{0x}$ = 0,097 x 23,02 x $3{,}50^2$ = 27,35 kN.m

<u>Sens L_y</u>: $M_{Oy} = \mu y * M_{Ox} \Rightarrow M_{Oy}$ = 0,181 x 27,35 = 4,95 kN.m.

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par **:**

M_{appui} = 0,50Mo (suivant les deux axes x et y)

$M_{travées}$ = 0,75 Mo (suivant les deux axes x et y)

- **Procédure de calcul des armatures**

Ainsi, le calcul des armatures s effectué comme pour les poutres en considérant selon la direction de bande de 1m de largeur.

En rappel, le radier a les caractéristiques suivantes : épaisseur 25 cm ; soit d = 0,9h = 22,5 cm ;

Tableau 37 : Calcul de la section armatures sur appuis

Calcul de la section d'armatures sur appuis		
Paramètres à calculer		Valeurs & Unités
f_{bu}		14,17MPa
f_{ed}		434,78MPa
Moment	ELU (M_u)	0,01397 MN.m
	ELS (M_{ser})	0,0098 MN.m
$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{0,01397}{0,0098}$		1,42
Armatures inférieures		
Sens xx' : M_{ax} = 0,5 x 27,35 = 13,67 kN.m		
$\mu_{bu} = \frac{M_{a_x}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,01367}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,17}$		0,019
$\mu_{lu} = (3220.\theta.\gamma + 51.\frac{f_{c28}}{\theta} - 3100) \times 10^{-4}$		0,262
$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$		Pas d'armature comprimée : A' = 0
$Z_b = d(1 - 0,6.\mu_{bu})$ $Z_b = 0,225(1 - 0,6 \times 0,0190)$ [m]		0,223 m
$A_{x_{inf}} = \frac{M_{a_x}}{Z_b.f_{ed}}.10^4$ $A_{x_{inf}} = \frac{0,01367}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 434,78}.10^4$ [cm²]		1,41 cm²
Sens yy': M_{ay} = 0,5 x 4,95 = 2,47 kN.m		
$\mu_{bu} = \frac{M_{a_y}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,00247}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,17}$		0,0034
$\mu_{lu} = (3220.\theta.\gamma + 51.\frac{f_{c28}}{\theta} - 3100) \times 10^{-4}$		0,2618
$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$		Pas d'armature comprimée : A' = 0
$Z_b = d(1 - 0,6.\mu_{bu})$ $Z_b = 0,225(1 - 0,6 \times 0,0034)$ [m]		0,225

Calcul de la section d'armatures sur appuis	
Paramètres à calculer	Valeurs & Unités
$A_{y_{inf}} = \frac{M_{a_y}}{Z_b . f_{ed}} . 10^4$ $A_{y_{inf}} = \frac{0,00247}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 434,78} . 10^4$ [cm²]	0,252 cm²
Armatures minimales inférieures	
A_{ymin} = 6*h_0 = 6*0,25	1,50cm²/m
A_{xmin}=($\frac{3-\alpha}{2}$)*A_{stymin}	1,88cm²/m
A_{sxinf}= max (A_{xinf} ; A_{xmin})=max (1,41 ;1,88)	1,88cm²/m
A_{syinf}= max (A_{yinf} ; A_{ymin})= max (0,252 ;1,5)	1,5cm²/m

❖ **Bilan de calcul**

$A_{sx.inf}$ = 1,88 cm²/m², soit **4HA8 totalisant 2,01cm²**

$A_{sy.inf}$ = 1,5 cm²/m², soit **4HA8 totalisant 2,01 cm²**

Tableau 38 : Calcul de la section d'armatures en travée

Calcul de section d'armatures en travée		
Paramètres à déterminer		Valeurs & Unités
f_{bu}		14,17MPa
f_{ed}		434,78MPa
Moment	ELU (M_u)	0,01397 MN.m
	ELS (M_{ser})	0,0098 MN.m
$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{0,01397}{0,098}$		1,42
Armature supérieure		
Sens xx M_{tx} = 0,75 x 27,35 = 20,51 kN.m		
$\mu_{bu} = \frac{M_{t_x}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,02051}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 14,17}$		0,029
$\mu_{lu} = (3220.\theta.\gamma + 51.\frac{f_{c28}}{\theta} - 3100) \times 10^{-4}$		0,2618

Calcul de section d'armatures en travée	
Paramètres à déterminer	Valeurs & Unités
$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$	Pas armature comprimée ; A' = 0
$Z_b = d(1 - 0{,}6.\mu_{bu})$ $Z_b = 0{,}225(1 - 0{,}6 \times 0{,}029)$ [m]	0,221
$A_{x_{sup}} = \frac{M_{t_x}}{Z_b.f_{ed}}.10^4$ $A_{x_{sup}} = \frac{0{,}00247}{1 \times (0{,}9 \times 0{,}25)^2 \times 434{,}78}.10^4$ [cm²]	2,134 cm²/ml
Sens yy' M_{ty} = 0,75 x 4,95 = 3,71 kN.m	
$\mu_{bu} = \frac{M_{t_y}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0{,}00371}{1 \times (0{,}9 \times 0{,}25)^2 \times 14{,}17}$	0,0051
$\mu_{lu} = (3220.\theta.\gamma + 51.\frac{f_{c28}}{\theta} - 3100) \times 10^{-4}$	0,2618
$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$	Pas d'armature comprimée : A' = 0
$Z_b = d(1 - 0{,}6.\mu_{bu})$ $Z_b = 0{,}225(1 - 0{,}6 \times 0{,}0051)$ [m]	0,224
$A_{y_{sup}} = \frac{M_{t_y}}{Z_b.f_{ed}}.10^4$ $A_{y_{sup}} = \frac{0{,}00371}{1 \times (0{,}9 \times 0{,}25)^2 \times 434{,}78}.10^4$ [cm²]	0,381 cm²/ml
Armatures minimales inférieures	
$A_{ymin} = 6*h_0 = 6*0{,}25$	1,5cm²/m²
$A_{xmin}=(\frac{3-\alpha}{2})*A_{ymin}$	1,88 cm²/m²
A_{sxsup}= max (A_{xsup} ; A_{xmin}) = max (2,13 ;1,88)	2,13 cm²/m²
A_{sysup}= max (A_{ysup} ; A_{ymin}) = max (0,38 ;1,5)	1,5 cm²/m

- **Bilan de calcul**

$A_{sx.sup}$ = 2,13 cm²/m², soit **6HA8 totalisant 3,01 cm²**

$A_{sy.sup}$ = 1,5 cm²/m², soit **4HA8 totalisant 2,01 cm²**

3.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE STRUCTURE DE LA DEUXIEME VARIANTE

Les éléments porteurs de la structure (nervures, poutres, poteaux, et semelle) ont été calculés avec des feuilles de calcul de Microsoft Excel, ainsi qu'avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis. Le détail de ferraillage de tous les éléments porteurs sont présentés dans le dossier des plans d'exécution (Annexes).

3.2.1 Dimensionnement des nervures

La charge par unité de longueur étant la même pour toutes nervures (au niveau de chaque plancher), la descente des charges est aussi la même, par contre les portées varient d'une nervure à une autre.

- **Toiture terrasse inaccessible R+3**

La nervure choisie est celle de plus grande portée du panneau **A8-F8-A10-F10** du R+3.

Sollicitations sur la nervure N1

Tableau 39: Sollicitations sur la nervure N1

Toiture terrasse inaccessible R+3		
L =3,65 m		
P_u	$1{,}35q_G+1{,}5q_Q$	6 ,11 kN/ml
P_{ser}	q_G+q_Q	4,46 kN/ml
Moment Max en travée		
M_u	$\frac{q_u * l^2}{8}$	10,18 kN.m
M_{ser}	$\frac{q_{ser} * l^2}{8}$	7,43 kN.m
Effort tranchant maximal V_{umax}		
V_{umax}	$\frac{q_u * l}{2}$	11,15 kN
V_{sermax}	$\frac{q_{ser} * l}{2}$	8,14 kN

- **Schéma statique**

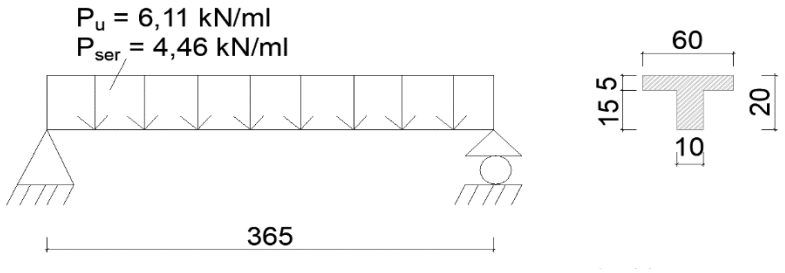


Figure 49: Schéma statique de la nervure N1 de la toiture terrasse

- **Diagramme de l'effort tranchant :**

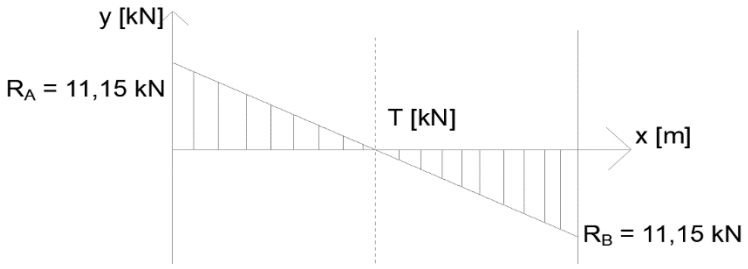


Figure 50 : Diagramme de l'effort tranchant de la nervure N1 de la toiture terrasse

- **Diagramme du moment fléchissant**

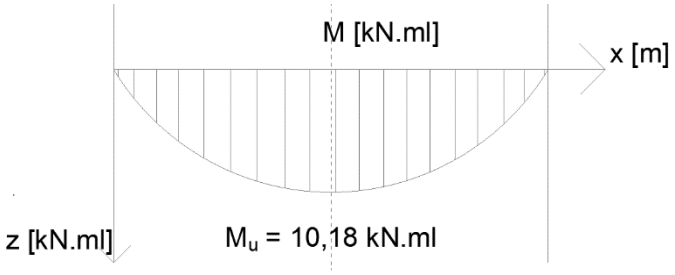
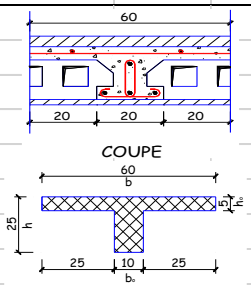


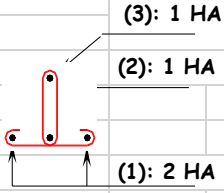
Figure 51 : Diagramme du moment fléchissant de la nervure N1 de la toiture terrasse

○ Calcul des armatures longitudinales de la nervure N1

Tableau 40 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure N1 de la toiture terrasse

NERVURES TYPE :N1	PLANCHER HAUT R+3	NBRE :	1
Hypothèses	Site de OUEDO - Bâtiment B		
Fc28 = 25 MPa	f_{bu} = 14.17 MPa	γ_b =	1.5
fe= 500 MPa	f_{su} = 434.78 MPa	γ_s =	1.15
Es = 200,000 MPa	f_{t28} = 2.10 MPa	Fissuration :	Peu nuisible
Caractéristiques de la nervure			
Hauteur de la table de compression		h_o (m) =	0.05
Hauteur de la nervure		h (m) =	0.20
Largeur de la nervure		b_o (m) =	0.10
Largeur de plancher reprise		b (m) =	0.60
Portée de la nervure		L (m) =	3.65
Charges surfaciques			
Charges surfaciques permanentes		$g_{plancher}$ (daN/m²) =	644.00
Cloisons de distribution non porteuses		$g_{cloison}$ (daN/m²) =	0.00
Charges surfaciques d'exploitation		$q_{plancher}$ (daN/m²) =	100.00
Actions			
Charges permanentes réparties reprise par la nervure		g (daN/m) =	386.40
Charges d'exploitation reprises par la poutrelle		q (daN/m) =	60.00
Charges ultimes		p_u (daN/m) =	611.64
Charges de service		p_{ser} (daN/m) =	446.40
Sollicitations			
Moment ultime max en travée : $p_u.l^2/8$		M_u (daN.m) =	1,018.57
Moment de service max en travée : $p_{ser}.l^2/8$		M_{ser} (daN.m) =	743.40
Paramètre : $\gamma = M_u/M_{ser}$		γ =	1.37
Moment de la table de compression : $b.h_o.f_{bu}.Z_d$		M_{tu} (daN.m) =	6,587.50
Comparaison:	M_u est inf. à M_{tu}		
Conclusion -->	Dimensionnement en section rectangulaire		
Moment reduit ultime :$M_u/(b.d^2.f_{bu})$		μ_{bu} =	0.037
Moment réduit critique : $0,80.\alpha_c.(1-0,4\alpha_c)$		μ_c =	0.287
Comparaison:	μ_{bu} est inf. à μ_c		
Conclusion -->	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections d'armatures			
Bras de levier :		Z_u (m) =	0.177
Section théorique d'armatures		A_u (cm²) =	1.327
Condition de non fragilité -->	Vérifiée	A_{min} (cm²) =	1.043
Sections réelles d'armatures		$A_{réelle}$ (cm²) =	2.356
Choix des aciers			

N°	Φ	Long.	Poids total
(1) :	10	7.43 m	4.58 kg
(2) :	10	3.78 m	2.33 kg
(3) :	8	3.70 m	1.46 kg
		Total :	8.37 kg



Volume de béton pour cette partie de plancher	
$V_{béton}$ =	0.19 m3
Densité =	44.53 kg/m3
Ciment =	72.40 kg
Sable =	0.10 m3
Graviers =	0.20 m3

Ainsi les détails des autres nervures se résument dans le tableau ci-après

Tableau 41 : Récapitulatif des nervures du plancher haut R+3

Type de nervures	Portée (m)	Moments M_u (kN.m)	Section d'armature théorique (cm^2)	Choix d'armatures
N1	3,65	10 ,18	1,33	3HA10 totalisant 2,36 cm^2
N2	3,30	8,317	1,08	2HA10+1HA8 totalisant 2,08 cm^2
N3	2,75	5,776	0,75	3HA8 totalisant 1,51 cm^2

- **PLANCHER COURANT RDC**

La nervure choisie est celle de plus grande portée du panneau **A8-F8-A10-F10**

- **Sollicitations sur la nervure N1**

Tableau 42: Sollicitations sur la nervure N1 du plancher courant

Plancher courant R+2 ; R+1 et RDC		
L : 3,65 m		
P_u	$1{,}35q_G+1{,}5q_Q$	6,14 kN/ml
P_{ser}	q_G+q_Q	4,45 kN/ml
Moment Max en travée		
M_u	$\frac{q_u * l^2}{8}$	10,22 kN .m
M_{ser}	$\frac{q_{ser} * l^2}{8}$	7,41 kN .m
Effort tranchant maximal V_{max}		
Vu_{max}	$\frac{q_u * l}{2}$	11,21 kN
$Vser_{max}$	$\frac{q_{ser} * l}{2}$	8,12 kN

- **Schéma statique**

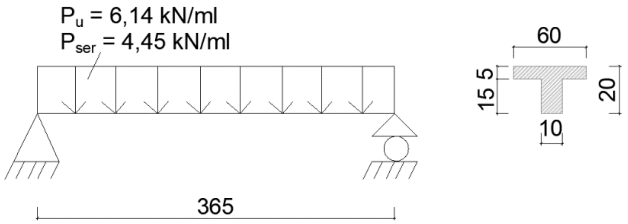


Figure 52: Schéma statique de la nervure N1 du plancher courant

- **Diagramme de l'effort tranchant**

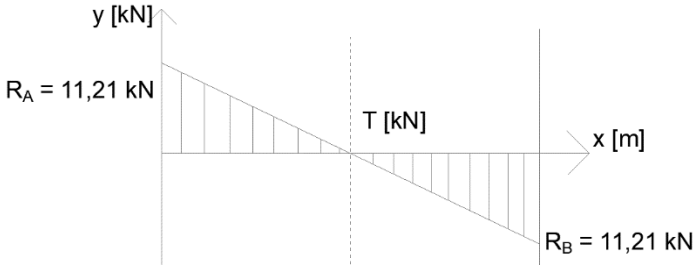


Figure 53: Diagramme de l'effort tranchant de la nervure N1 du plancher courant

- **Diagramme du moment fléchissant**

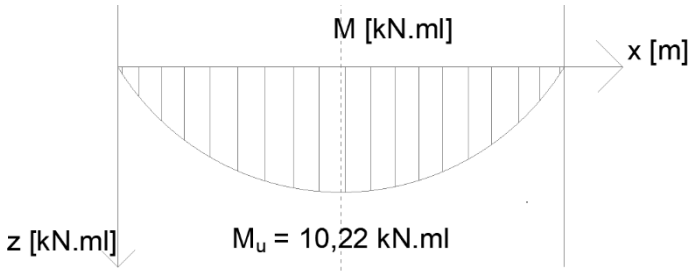
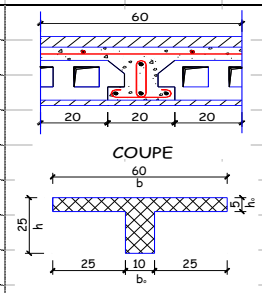


Figure 54: Diagramme du moment fléchissant de la nervure N1 du plancher courant

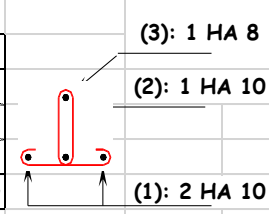
- **Calcul des armatures longitudinales de la nervure N1**

Tableau 43 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure N1du plancher courant

NERVURES TYPE :N1	PLANCHER COURANT R+2; R+1; RDC	NBRE :	1
Hypothèses	Site de OUEDO - Bâtiment B		
Fc28 = 25 MPa	f_{bu} = 14.17 MPa	γ_b =	1.5
fe = 500 MPa	f_{su} = 434.78 MPa	γ_s =	1.15
Es = 200,000 MPa	f_{t28} = 2.10 MPa	Fissuration :	Peu nuisible
Caractéristiques de la nervure			
Hauteur de la table de compression		h_o (m) =	0.05
Hauteur de la nervure		h (m) =	0.20
Largeur de la nervure		b_o (m) =	0.10
Largeur de plancher reprise		b (m) =	0.60
Portée de la nervure		L (m) =	3.65
Charges surfaciques			
Charges surfaciques permanentes		$g_{plancher}$ (daN/m²) =	592.00
Cloisons de distribution non porteuses		$g_{cloison}$ (daN/m²) =	0.00
Charges surfaciques d'exploitation		$q_{plancher}$ (daN/m²) =	150.00
Actions			
Charges permanentes réparties reprise par la nervure		g (daN/m) =	355.20
Charges d'exploitation reprises par la poutrelle		q (daN/m) =	90.00
Charges ultimes		p_u (daN/m) =	614.52
Charges de service		p_{ser} (daN/m) =	445.20
Sollicitations			
Moment ultime max en travée : $p_u.l^2/8$		M_u (daN.m) =	1,023.37
Moment de service max en travée : $p_{ser}.l^2/8$		M_{ser} (daN.m) =	741.40
Paramètre : $\gamma = M_u/M_{ser}$		γ =	1.38
Moment de la table de compression : $b.h_o.f_{bu}.Z_d$		M_{tu} (daN.m) =	6,587.50
Comparaison:	M_u est inf. à M_{tu}		
Conclusion -->	Dimensionnement en section rectangulaire		
Moment reduit ultime :$M_u/(b.d^2.f_{bu})$		μ_{bu} =	0.037
Moment réduit critique : $0,80.\alpha_c.(1-0,4\alpha_c)$		μ_c =	0.290
Comparaison:	μ_{bu} est inf. à μ_c		
Conclusion -->	Pas d'aciers comprimés		
Détermination des sections d'armatures			
Bras de levier :		Z_u (m) =	0.177
Section théorique d'armatures		A_u (cm²) =	1.333
Condition de non fragilité -->	Vérifiée	A_{min} (cm²) =	1.043
Sections réelles d'armatures		$A_{réelle}$ (cm²) =	2.356
Choix des aciers			



N°	Φ	Long.	Poids total
(1) :	10	7.43 m	4.58 kg
(2) :	10	3.78 m	2.33 kg
(3) :	8	3.70 m	1.46 kg
		Total :	**8.37 kg**



Volume de béton pour cette partie de plancher	
$V_{béton}$ =	**0.19 m3**
Densité =	44.53 kg/m3
Ciment =	72.40 kg
Sable =	0.10 m3
Graviers =	0.20 m3

Ainsi les détails des autres nervures se résument dans le tableau ci-après

Tableau 44 : Classification des nervures du plancher courant

Type de nervures	Portée (m)	Moments M_u (kN.m)	Section d'armature théorique (cm^2)	Choix d'armatures
N1	3,65	10,225	1 ,333	3 HA10 totalisant 2, 36 cm^2
N2	3,30	8 ,358	1 ,086	2HA10+1HA8 totalisant 2, 07 cm^2
N3	2,75	5,804	0,750	3HA8 totalisant 1, 51 cm^2

3.2.2 Dimensionnement des poutres

❖ **Toiture terrasse inaccessible R+3**

- **Sollicitations des poutres**

D'après le calcul de la descente des charges sur les différents types de poutres, nous notons que la poutre la plus chargé est : PP3-38 (15x40cm^2)

Tableau 45 : Récapitulatif de la combinaison des charges pour le poteau

Poutre	**Charge surfacique permanente (kN/m^2)**	**Charge surfacique d'exploitation (kN/m^2)**	**Largeur reprise (m)**	**Charge permanente linéaire (kN/m)**	**Charge d'exploitation linéaire (kN/m)**	**Combinaison des charges (kN/m)**	
						q_u	q_{ser}
PP1-38	6,44	1,00	3,65	25,381	3,65	39,739	29,031

- **Schéma statique**

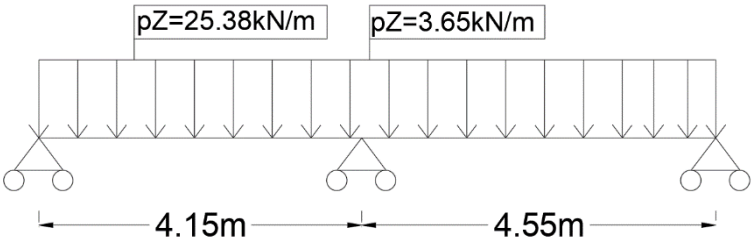


Figure 55 : Schéma statique de la poutre la plus chargée de la toiture terrasse

- **Diagramme du moment fléchissant**

Figure 56: Diagramme du moment fléchissant à E.L.U de la poutre la plus charge

- **Diagramme de l'effort tranchant**

Figure 57: Diagramme de l'effort tranchant à E.L.U de la poutre la plus charge

- **Moment sur appuis**

A L'ELU : M_B=-100, 50KN.m

A L'ELS : M_B=-79, 89KN.m

- **Moment en travée**

A L'ELU : Mt_{12} = **47, 59KN.m ;** et **Mt_{23} = 64,78 kN.m**

A L'ELS : Mt_{12} = **37, 38KN.m ;** et **Mt_{23} = 44,93 kN.m**

Avec le Moment en travée **Mt_{12} = 47, 59KN.m**, nous avons utilisé la feuille Excel pour déterminer la section d'armature théorique.

- **Calcul des armatures longitudinales de la poutre PP3-38**

Niveau :

- Nom : PH R+3
- Niveau de l'étage : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : PP1_38 Nombre d'éléments identiques : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : fc28 = 25,00 (MPa) Densité = 2501,36 (kg/m^3)
- Armature longitudinale : type HA 500 fe = 500,00 (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 fe = 500,00 (MPa)

- Armature additionnelle : : type HA 500 fe = 500,00 (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1

Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
P1	**Travée**	**0,15**	**4,15**	**0,15**

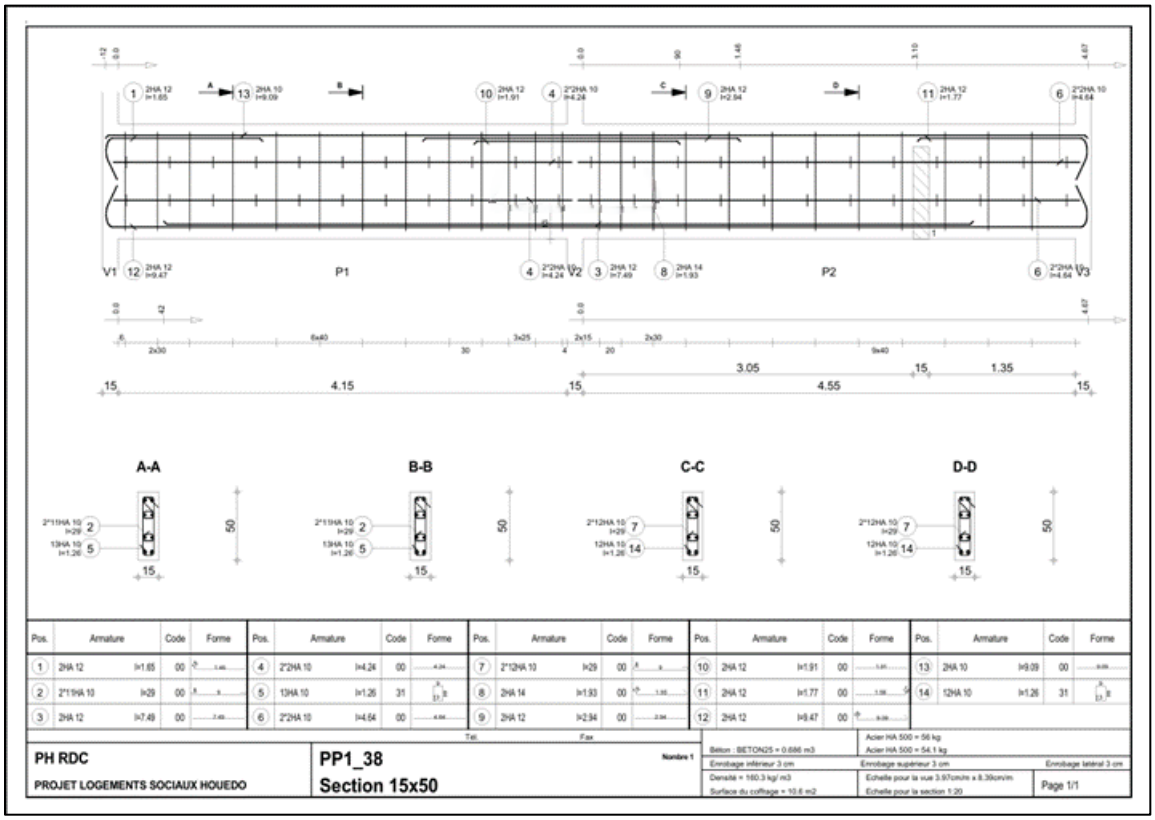
Section de 0,00 à 4,15 (m)
15,0 x 50,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.2

Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
P2	**Travée**	**0,15**	**4,55**	**0,15**

Section de 0,00 à 4,55 (m)
15,0 x 50,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

- **<u>Principe de ferraillage</u>**



<u>Figure 58</u>: Principe de ferraillage de la poutre la poutre la plus chargée toiture terrasse R+3.

3.2.3 Dimensionnement du poteau le plus chargé

Les données utilisées pour le calcul de notre fondation sont :

Contrainte admissible du sol σ_{adm} = 1,25 MPa à 1,20m de profondeur

Charge ultime : N_u = 955,37 kN (pour l'ensemble du bâtiment)

Charge de service : N_{ser} = 697,58 kN (pour l'ensemble du bâtiment)

Surface totale au sol du bâtiment : $S_{bât}$ =377,8m²

Ici nous avons utilisé la feuille Excel pour dimensionner le poteau le plus chargé qui est P1 de l'axe (X5 ; Y4)

Tableau 46 : Récapitulatif de calcul du ferraillage du poteau le plus chargé

POTEAU CARRE OU RECTANGULAIRE

B.A.E.L 91 révisé 99

CHANTIER :OUEDO

Données				
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0,25	m
	Petit coté du poteau	a =	0,25	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	500	MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	25	MPa
Hauteur d'étage		Lo =	2,7	m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	2	
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0,955	MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ===>> K= 1.2 =>>	On remplace Fc28 par Fcj			
Nu/2 appliq. avt 90 j ===>> K= 1.1		Coefficient réducteur		
Nu/2 appliq. aps 90 j ===>> K= 1		K =	1	

Résultats				
Périmetre de la section	(2 x a) + (2 x b)	u =	1,00	m
Moment quadratique de la section	(b x a3) / 12	I.mini =	0,000326	m4
Aire de la section	(a x b)	B =	0,0625	m²
Aire de la section - 2 cm périphérique	(a - 0.02) x (b - 0.02)	Br =	0,0529	m²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	1,89	m
Rayon de giration	(I.mini / B) ^1/2	i =	0,0722	m
Elancement	(Lf / i)	λ =	26,19	
Control : Elancement <70		Control :	vérifié	
Coefficient d'élancement	si λ > 50 : α = (0.6 (50 / λ)²) / K si λ < 50 : α = (0.85 / (1 + 0.2 (λ / 35)²)) / K	α =	0,764	
Section théorique d'acier	[(Nu / α) - ((Br x Fc28) / 1.35)] x (1.15 / Fe)	Ath =	6,20	cm²
Section maximale d'acier	(5 % B)	A.maxi =	31,25	cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	6,20	cm²
Control : Asc < A.maxi		Control :	vérifié	
Choix d'une section commerçiale	Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 1 : Choix 2 : Choix 3 :	4 HA 10 2HA10 2HA10	
Diamètre des armatures comprimées		ϕl =	10	mm
Diamètre des aciers transversaux	ϕt < (ϕl / 3)	ϕt =	6	mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕl ; 40 cm)	St =	15	cm
Jonctions par recouvrement	lr = 0.6 ls (soit 24 ϕl pour HA 400) (soit 30 ϕl pour HA 500 et RL 235)	Lr =	30	cm

Dispositions constructives		
Espacement maxi des aciers comprimés	e < (a +10 cm)	vérifié
Armatures longitudinales	si λ < 35 =>> Asc à placer dans les angles si λ > 35 =>> Asc à placer le long de b	vérifié

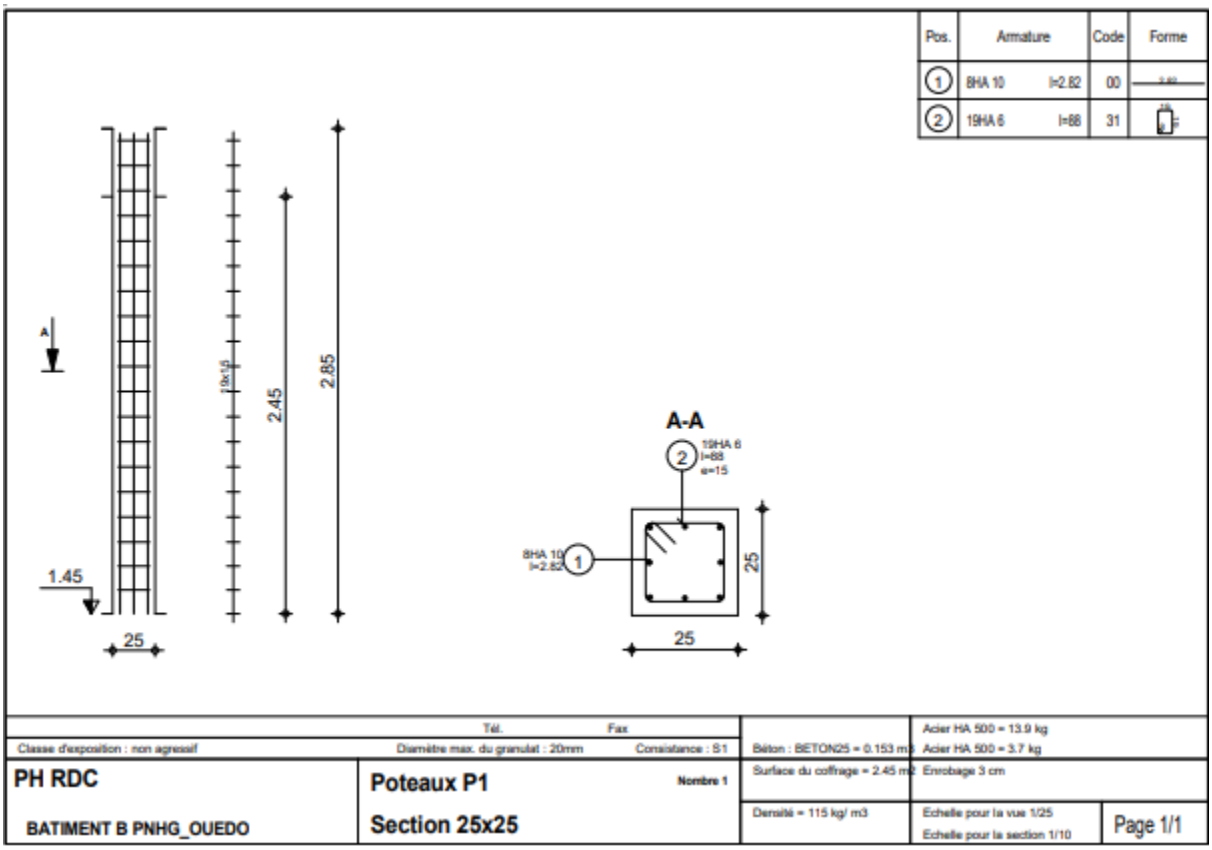


Figure 59 : Principe de ferraillage du poteau le plus chargé plancher courant RDC

3.2.4 Dimensionnement d'une semelle isolé

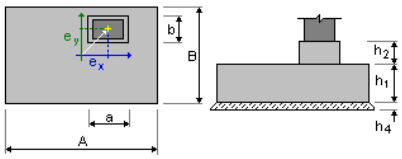
Semelle isolée : Semelle S Nombre d'éléments identiques : 1

Données de base

Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

Géométrie :

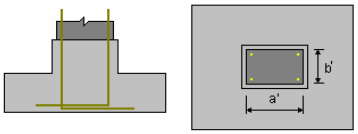


A	= 2,80 (m)	a	= 0,20 (m)
B	= 2,80 (m)	b	= 0,50 (m)

h1 = 0,50 (m) e_x = 0,00 (m)

h2 = 0,00 (m) e_y = 0,00 (m)

h4 = 0,00 (m)



a' = 25,0 (cm)

b' = 25,0 (cm)

c1 = 5,0 (cm)

c2 = 3,0 (cm)

Matériaux

- Béton : BETON 25 ; résistance caractéristique = 25,00 MPa,
- Poids volumique = 2501,36 (kg/m^3)
- Armature longitudinale : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa
- Armature transversale : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa
- Armature additionnelle : : type HA 500 résistance caractéristique = 500,00 MPa

Selon le rapport géotechnique « Document LERGC référencé sous N°FP2023071341/SE/DT/SAF/SC/DAFC/DG et daté 09/2023 : Études géotechniques approfondies des sites d'implantation des infrastructures : Site de OUEDO »**,** la contrainte admissible du sol à l'ELS est de **0,125 MPa**. [19] La valeur de la contrainte de calcul q (article 2,1 du DTU 13,12) sera donc de 1,5 x 0,125 = 0,187 MPa (à l'ELU). On adoptera la méthode classique de calcul des semelles : "**Méthode des Bielles**". On se propose de dimensionner la semelle la plus chargée de façon manuel en montrant les étapes et de faire le récapitulatif des sections des autres semelles dans un tableau.

Calcul d'armatures

Matériaux :

Béton : B25

Acier : Fe500

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime de résistance par la méthode des bielles comprimées ;

- Pour la nappe inférieure parallèle à B

$$\mathbf{A_s = \frac{(N_u+1{,}35PP)(B-b)}{8df_{su}}}\ ;$$

$$\mathbf{A_s = \frac{(0{,}95538+1{,}35x2{,}8x2{,}8x0{,}5x0{,}025)(2{,}8-0{,}25)}{8\ x\ 0{,}50\ x500}}\text{x1,15x10}^4 = \mathbf{12,56\ cm^2/m}$$

On adopte alors : **18HA10** totalisant **14,13** cm² pour un espacement de 15 cm

- Pour la nappe inférieure parallèle à A

$$\mathbf{A_s = \frac{(N_u+1{,}35PP)(A-a)}{8df_{su}} = 12,56\ cm^2/m}$$

On adopte alors :**18HA10** totalisant **14,13** cm² pour un espacement de 15 cm

Adhérence acier-béton

La contrainte d'adhérence limite vaut :

$\tau_{lim} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28}$; Avec f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}

$$\tau_{lim} = 0{,}6\ x\ 1{,}5^2 x\ 2{,}1 = 2{,}835\ \text{MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{max} \leq \tau_{lim}$; soit

$$\tau_{max} = \frac{P(A-a)}{(2A\ n\ \pi\ \emptyset)} = \frac{0{,}95538\ (2{,}8-0{,}25)}{(2x2{,}8x12x3{,}14x0{,}010)} = 0{,}9654$$

$\mathbf{0,9654 < 2,835 \rightarrow Ok}$ **Ce qui est vérifié**

Tableau 47: Récapitulatif des sections des semelles

SECTION DES SEMELLES				
NOM DES SEMELLES	NOMBRE	SECTIONS	SECTION D'ARMATURE+CHOIX	
S1	2	280X280X50	A_s=12,56cm²	36HA10
S2	31	230x230x 40	A_s=11,69cm²	**32HA10**
S3	45	180x80x40	A_s=10,82cm²	**28HA10**

Dispositions constructives

Les armatures disposées suivant le grand côté constitueront le lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de nom écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.

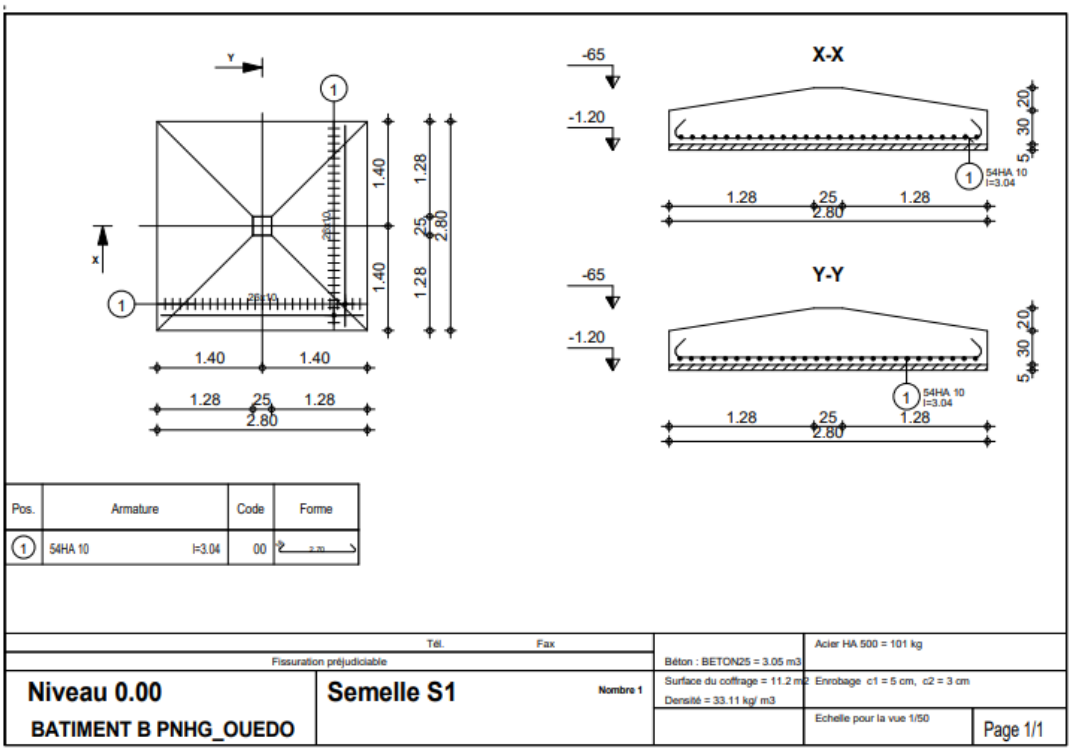


Figure 60: Schéma de principe du ferraillage de la semelle le plus chargé S1

De façon globale, les différents aciers obtenus sont suffisamment significatifs en tenant compte des résultats généralement rencontrés dans les constructions courantes. Aussi, les différents calculs réalisés manuellement (Feuilles Excel, forfaitaire) ont permis de s'approcher au mieux de la réalité. Cette décision a été prise dans le seul souci d'éviter les problèmes de minimisation des aciers par endroits et maximisation dans d'autres endroits causés généralement dans le cadre des calculs sur logiciels (Robot).

3.3. ETUDE COMPARATIVE

3.3.1. Avant-métré

Afin de quantifier cette structure, il est impératif de définir une méthodologie de calcul issue des plans architecturaux & structuraux. Dans le Tableau 48, nous présentons donc les détails de calcul pour l'avant-métré :

Tableau 48 : Récapitulatif des formules d'avant-métré

Désignations	Formules	Unités
Terrassement et mouvement de terre		
Fouille en trous	Surface totale des fouilles de semelles (dimensions des semelles + 10cm) x Profondeur de fouille (1,2m)	m^3
Fouille en rigole	Longueur développée des semelles filantes x Largeur de fouille (50cm) x Hauteur de fouille (60cm)	m^3
Remblai provenant des fouilles	Volume totale des fouilles – Volume des semelles – Volume des poteaux amorces – Volume totale des murs de sous-bassement	m^3
Remblai en terre d'apport	Volume totale à remblayer – Volume de remblai provenant des fouilles	m^3
Fondation – Maçonnerie béton		
Béton de propreté dosé à 150 kg/m^3	Surface totale des fouilles de semelles (dimensions des semelles + 10cm) x Epaisseur du béton de propreté (5cm)	m^3
Béton de fondation dosé à 250 kg/m^3	Surface des semelles x Hauteurs respectives	m^3
Béton dosé à 350 kg/m^3 pour poteaux amorces & chainages	(Surface totale de tous les poteaux en tête de semelles x Hauteur) + (Longueur développée du bâtiment x Hauteur du chainage (20cm) x Largeur du chainage (15cm))	m^3
Béton armé dosé à 250kg/m^3 pour forme dallage d'épaisseur 10cm	Surface du bâtiment (377,615m^2) x Epaisseur de forme dallage (10cm)	m^3
Murs de sous-bassement en agglos pleins de 15cm	Longueur développée du bâtiment x Hauteur totale des murs (1,05m)	m^2
RDC – Maçonnerie béton		
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poteaux	Surface totale des poteaux du RDC x Hauteur des poteaux (2,70cm) x Pertes	m^3
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poutres	Longueur développée du bâtiment x Section de poutres (15x40cm)	m^3
Agglos creux de 15cm	[Longueur développée du bâtiment (426,92m) x Hauteur du mur (2,10m)] – Surface totale des fenêtres - Surface totale des portes	m^2

Désignations	Formules	Unités
Plancher à corps creux 15+5	Surface du bâtiment (377,615m^2)	m^2
R+1 – Maçonnerie béton		
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poteaux	Surface totale des poteaux du R+1 x Hauteur des poteaux (2,70cm) x Pertes	m^3
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poutres	Longueur développée du bâtiment x Section de poutres (15x40cm)	m^3
Agglos creux de 15cm	[Longueur développée du bâtiment (426,92m) x Hauteur du mur (2,10m)] – Surface totale des fenêtres - Surface totale des portes	m^2
Plancher à corps creux 15+5	Surface du bâtiment (377,615m^2)	m^2
R+2 – Maçonnerie béton		
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poteaux	Surface totale des poteaux du R+1 x Hauteur des poteaux (2,10cm) x Pertes	m^3
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poutres	Longueur développée du bâtiment x Section de poutres (15x40cm)	m^3
Agglos creux de 15cm	[Longueur développée du bâtiment (426,92m) x Hauteur du mur (2,10m)] – Surface totale des fenêtres - Surface totale des portes	m^2
Plancher à corps creux 15+5	Surface du bâtiment (377,615m^2)	m^2
R+3 – Maçonnerie béton		
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poteaux	Surface totale des poteaux du R+1 x Hauteur des poteaux (2,10cm) x Pertes	m^3
Béton armé dosé à 350kg/m^3 pour poutres	Longueur développée du bâtiment x Section de poutres (15x40cm)	m^3
Agglos creux de 15cm	[Longueur développée du bâtiment (426,92m) x Hauteur du mur (2,10m)] + Périmètre du bâtiment x Hauteur d'acrotères (40cm) – Surface totale des fenêtres - Surface totale des portes	m^2
Plancher à corps creux 15+5	Surface du bâtiment (377,615m^2)	m^2

3.3.2. Présentation des résultats des deux variantes

3.3.2.1.Devis Quantitatif et Estimatif du gros œuvre bâtiment B première variante

Tableau 49: Devis Quantitatif et Estimatif première variante

N°	Désignations	U	Quantités	P. U	Montant	
	FONDATION					
100	TERRASSEMENT ET MOUVEMENT DE TERRE					
101	Débroussaillage ; déssoussage ; décapage y compris nivellement	m^2	791,12	1200	949 344,00	

N°	Désignations	U	Quantités	P. U	Montant	
102	Implantation de l'ouvrage	m^2	549,2	1000	549 200,00	
103	Fouille en excavation	m^3	466,82	2288	1 068 084,16	
104	Enlèvement des terres excédentaires	m^3	155,61	1320	205 405,20	
105	Remblais provenant de déblais	m^3	311,21	3190	992 759,90	
106	Remblais d 'apport, épaisseur 60 cm	m^3	164,76	7986	1 315 773,36	
107	Nivellement définitif sous dallage	m^2	549,2	805	442 106,00	
	TOTAL 100				5 522 672,62	
200	MACONNERIE - BETON					
	Radier					
201	Film polyane	m^2	549,2	990	543 708,00	
202	Aciers HA	kg	6865	1040	7 139 600,00	
203	Coffrage	m^2	40,5	5940	240 570,00	
204	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	137,3	93500	12 837 550,00	
	Escalier					
205	Aciers HA	kg	3,15	1040	3 276,00	
206	Coffrage	m^2	1,2	10120	12 144,00	
207	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	0,09	95150	8 563,50	
	Sous-total 1				20 785 411,50	
	Voile de soubassement					
208	Aciers HA	kg	1469,17	1040	1 527 936,80	
209	Coffrage	m^2	419,73	8360	3 508 942,80	
209	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	30,91	95590	2 954 686,90	
	Sous-total 2				7 991 566,50	
	Forme dallage					
210	Film polyane	m^2	390,64	990	386 733,60	
211	Aciers HA	kg	976,6	1040	1 015 664,00	
212	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	50,78	93940	4 770 273,20	
	Sous-total 3				6 172 670,80	

N°	Désignations	U	Quantités	P. U	Montant	
	TOTAL FONDATION				**40 472 321,42**	
			R.D.C			
300	MACONNERIE – BETON					
301	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	
302	Aciers HA	kg	10177,41	1040	10 584 506,40	
303	Coffrage	m^2	1879,45	5982	11 242 869,90	
304	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^2	176,65	94380	16 672 227,00	
305	Claustras en lamelles béton armé	m^2	21,35	35 464	757 156,40	
	TOTAL R.D.C				**40 376 449,70**	
			R+1			
400	MACONNERIE – BETON					
401	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	
402	Aciers HA	kg	10168,13	1040	10 574 855,20	
403	Coffrage	m^2	1885,72	5974	11 265 291,28	
404	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^2	177,03	94 380	16 708 091,40	
405	Claustras en lamelles béton armé	m^2	31,4	35 464	1 113 569,60	
	TOTAL R +1				**40 781 497,48**	
			R+2			
500	MACONNERIE – BETON					
501	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	
502	Aciers HA	kg	10168,13	1040	10 574,855,20	
503	Coffrage	m^2	1885,72	5974	11 265,291,28	
504	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^2	177,03	94 380	16 708 091,40	
505	Claustras en lamelles béton armé	m^2	31,40	35 464	1 113 569,60	
	TOTAL R +2				**40 781 497,48**	
			R+3			
600	MACONNERIE – BETON					
601	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	

N°	Désignations	U	Quantités	P. U	Montant	
602	Aciers HA	kg	11 773	1040	12 243 920,00	
603	Coffrage	m^2	2 080,84	7357	15 308 739,88	
604	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	197,85	94 380	18 673 083,00	
605	Claustras en lamelles béton armé	m^2	31,40	35 464	1 113 569,60	
	TOTAL R +3				**48 459 002,48**	
	MONTANT HORS TVA				**210 870 768,56**	
	MONTANT TVA				**37 956 738,34**	
	MONTANT T. T. C				**248 827 506,90**	

3.3.2.2.Devis Quantitatif et Estimatif du gros œuvre du bâtiment B de la deuxième variante

Tableau 50: Devis Quantitatif et Estimatif de la deuxième variante

N°	DESIGNATIONS	U	QUANTITES	P.U	MONTANT
	FONDATION				
100	TERRASSEMENT ET MOUVEMENT DE TERRE				
101	Débroussaillage, dessouchage, décapage compris nivellement	m^2	791,12	1 200	949 344
102	Implantation de l'ouvrage	m^2	549,20	1 000	549 200
103	Fouille en trous	m^3	429,40	1 500	644 094
104	Fouille en rigole	m^3	185,65	1 000	185 650
105	Remblais provenant des fouilles	m^3	443,86	1 000	443 866
106	Remblais en terrain d'apport	m^3	164,76	8 000	1 318 080
	Sous-total 100				4 090 234
200	MACONNERIE - BETON				
201	Béton de propreté dosé a 150 kg/m^3	m^3	23,89	80 000	1 911 320
202	Béton de Fondation dosé a 250 kg/m^3	m^3	195,50	100 000	19 550 600
203	Béton armé dosé a 350 kg/m^3 pour poteaux amorces, chainages	m^3	16,23	150 000	2 434 725
204	Béton armé dosé a 250 kg/m^3 pour forme dallage d'épaisseur 10cm	m^3	37,78	100 000	3 778 000
205	Béton armé dosé a 250 kg/m^3 pour perrons et marche	m^3	2,80	100 000	280 000

N°	DESIGNATIONS	U	QUANTITES	P.U	MONTANT
206	Mur de soubassement en agglos pleins de 15 cm	m^2	403,75	8 000	3 230 000
	Sous-total 200				31 184 645
	TOTAL FONDATION				35 274 879
	RDC				
300	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poteaux	m^3	7,65	160 000	1 225 488
301	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutres	m^3	31,87	160 000	5 100 000
302	Agglos creux de 15 cm	m^2	935	8 000	7 480 000
303	Plancher à corps creux 15+5	m^2	377,8	24 000	9 067 200
	TOTAL R D C				22 872 688
	R+1				
400	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poteaux	m^3	7,65	170 000	1 302 081
401	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutres	m^3	31,87	170 000	5 418 750
402	Agglos creux de 15 cm	m^2	935	8 000	7 480 000
403	Plancher à corps creux 15+5	m^2	377,8	25 000	9 445 000
	TOTAL R+1				23 645 831
	R+2				
500	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poteaux	m^3	7,65	170 000	1 302 081
501	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutres	m^3	31,87	170 000	5 418 750
502	Agglos creux de 15 cm	m^2	935	8 000	7 480 000
503	Plancher à corps creux 15+5	m^2	377,8	25 000	9 445 000
	TOTAL R+2				23 645 831
	R+3				

N°	DESIGNATIONS	U	QUANTITES	P.U	MONTANT
600	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poteaux	m^3	7,65	170 000	1 302 081
601	Béton armé dosé à 350kg/m3 pour poutres	m^3	31,87	170 000	5 418 750
602	Agglos creux de 15 cm	m^2	1105	8 000	8 840 000
603	Plancher à corps creux 15+5	m^2	377,8	25 000	9 445 000
	TOTAL R+3				25 005 831
	MONTANT HORS TVA				**130 445 060**
	MONTANT TVA				**23 480 111**
	MONTANT TTC				**153 925 171**

Nous notons une hausse des quantités en faveur du modèle de base ; ceci s'explique par une forte utilisation de matériel performant (donc coûteux), et d'une plus grande quantité de matériau (béton) à mettre en œuvre pour une surface équivalente. La présente partie consiste en une analyse et une critique des différents résultats obtenus lors de l'étude.

Tableau 51 : Analyse des deux résultats du point de vue financière

DESIGNATION	Unités	Première variante : Radier	Deuxième variante : semelle isolée
Fondation	**FCFA**	**40 472 321,42**	**35 274 879**
RDC	**FCFA**	**40 376 449,70**	**22 872 688**
R+1	**FCFA**	**40 781 497,48**	**23 645 831**
R+2	**FCFA**	**40 781 497,48**	**23 645 831**
R+3	**FCFA**	**48 459 027,48**	**25 005 831**
TOTAL TTC		**248 827 506,90**	**153 925 171**

Les tableaux 49 et 50 représentent respectivement les Devis Quantitatifs et Estimatifs pour les deux modèles. Le Tableau 51 représentant le récapitulatif des montants par niveau pour chaque modèle,

De ces tableaux il en ressort que le coût de réalisation du gros œuvre du bâtiment **(deuxième variante)** est largement inférieur au montant de réalisation avec radier général **(première variante).**

Cela est dû au fait que la réalisation du radier **(première variante)** nécessite une grande quantité de béton et tandis que la réalisation des fondations en semelles isolées (**deuxième variante**)

nécessite moins de béton. **Ainsi pour le bâtiment étudié, la réalisation d'une fondation avec semelles isolées (deuxième variante) serait donc plus économique.**

3.3.3. Analyse quantitative comparative des résultats obtenus

Tableau 52 : Récapitulatif des quantités et coût calculés par variante

			Première variante			Deuxième variante		
N⁰	**Désignations**	**U**	**Quantités**	**P. U**	**Montant**	**Quantités**	**P. U**	**Montant**
			FONDATION					
100	TERRASSEMENT ET MOUVEMENT DE TERRE							
101	Débroussaillage ; dessouchage ; décapage y compris nivellement	m^2	791,12	1200	949 344,00	791,12	1 200	949 344
102	Implantation de l'ouvrage	m^2	549,2	1000	549 200,00	549,2	1 000	549 200
103	Fouille en excavation	m^3	466,82	2288	1 068 084,16	0	0	0
104	Enlèvement des terres excédentaires	m^3	155,61	1320	205 405,20	0	0	0
	Fouille en trous	m^3	0	0	0	429,4	1 500	644 100
	Fouille en rigole	m^3	0	0	0	185,65	1 000	185 650
105	Remblais provenant de déblais	m^3	311,21	3190	992 759,90	443,87	1 000	443 870
106	Remblais d'apport, épaisseur 60 cm	m^3	164,76	7986	1 315 773,36	164,76	8 000	1 318 080
107	Nivellement définitif sous dallage	m^2	549,2	805	442 106,00	0	0	0
	TOTAL 100				5 522 672,62			4 090 244,00
200	MACONNERIE - BETON							
201	Film polyane	m^2	549,2	990	543 708,00	23,8915	80 000	1 911 320
202	Aciers HA	kg	6865	1040	7 139 600,00	195,506	100 000	19 550 600
203	Coffrage	m^2	40,5	5940	240 570 00	16,2315	150 000	2 434 725
204	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	137,3	93500	12 837 550,00	37,78	100 000	3 778 000
205	Béton armé dosé a 250 kg/m^3 pour perrons et marche	m^3	0	0	0	2,8	100 000	280 000
206	Mur de soubassement en agglos pleins de 15 cm	m^2	0	0	0	403,75	8 000	3 230 000
	Escalier							
205	Aciers HA	kg	3,15	1040	3 276,00	0	0	0
206	Coffrage	m^2	1,2	10120	12 144,00	0	0	0
207	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	0,09	95150	8 563,50	0	0	0
	Sous-total 1				20 785 411,50	0	0	0
	Voile de soubassement					0	0	0
208	Aciers HA	kg	1469,17	1040	1 527 936,80	0	0	0
209	Coffrage	m^2	419,73	8360	3 508 942,80	0	0	0
209	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	30,91	95590	2 954 686,90	0	0	0
	Sous-total 2				7 991 566,50	0	0	0
	Forme dallage					0	0	0
210	Film polyane	m^2	390,64	990	386 733,60	0	0	0

			Première variante			Deuxième variante		
N⁰	**Désignations**	**U**	**Quantités**	**P. U**	**Montant**	**Quantités**	**P. U**	**Montant**
211	Aciers HA	kg	976,6	1040	1 015 664 00	0	0	0
212	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	50,78	93940	4 770 273,20	0	0	0
	Sous-total 3				6 172 670,80			31 184 645
	TOTAL FONDATION				**40 472 321,42**			**35 274 889**
				R.D.C				
300	MACONNERIE - BETON							
301	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	7,6593	160 000	1 225 488
302	Aciers HA	kg	10177,41	1040	10 584 506,40	31,875	160 000	5 100 000
303	Coffrage	m^2	1879,45	5982	11 242 869,90	935	8 000	7 480 000
304	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^2	176,65	94380	16 672 227,00	377,8	24 000	9 067 200
305	Claustras en lamelles béton armé	m^2	21,35	35464	757 156,40	0	0	0
	TOTAL R.D.C				**40 376 449,70**			**22 872 688**
				R+1				
400	MACONNERIE - BETON							
401	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	7,6593	170 000	1 302 081
402	Aciers HA	kg	10168.13	1040	10 574 855,20	31,875	170 000	5 418 750
403	Coffrage	m^2	1885,72	5974	11 265 291,28	935	8 000	7 480 000
404	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^2	177,03	94380	16 708 091,40	377,8	25 000	9 445 000
405	Claustras en lamelles béton armé	m^2	31,4	35464	1 113 569,60	0	0	0
	TOTAL R +1				**40 781 497,48**			**23 645 831**
				R+2				
500	MACONNERIE - BETON							
501	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	7,6593	170 000	1 302 081
502	Aciers HA	kg	10168,13	1040	10 574 855,20	31,875	170 000	5 418 750
503	Coffrage	m^2	1885,72	5974	11 265 291,28	935	8 000	7 480 000
504	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^2	177,03	94380	16 708 091,40	377,8	25 000	9 445 000
505	Claustras en lamelles béton armé	m^2	31,40	35464	1 113 569,60	0	0	0
	TOTAL R +2				**40 781 497,48**			**23 645 831**
				R+3				
600	MACONNERIE - BETON							
601	Maçonnerie en agglos creux de 0,10	m^2	140,4	7975	1 119 690,00	7,6593	170 000	1 302 081
602	Aciers HA	kg	11773	1040	12 243 920,00	31,875	170 000	5 418 750
603	Coffrage	m^2	2080,84	7357	15 308 739,88	1105	8 000	8 840 000
604	Béton de fondation dosé à 350kg/m^3	m^3	197,85	94380	18 673 083,00	377,8	25 000	9 445 000
605	Claustras en lamelles béton armé	m^2	31,40	35464	1 113 569,60	0	0	0
	TOTAL R +3				**48 459 002,48**			**25 005 831**

			Première variante			Deuxième variante		
N⁰	**Désignations**	**U**	**Quantités**	**P. U**	**Montant**	**Quantités**	**P. U**	**Montant**
	MONTANT HORS TVA				**210 870 768,56**			**130 445 070**
	MONTANT TVA				**37 956 738,34**			**23 480 113**
	MONTANT T. T. C				**248 827 506,90**			**153 925 183**

3.3.4. Avantages et inconvénients des deux variantes

Tableau 53 : Comparatif de l'infrastructure des deux variantes

	Infrastructure (les fondations)	
Paramètres de comparaison	Première variante	Deuxième variante
Coût T.T.C	Plus élevé en général **(47 757 328 FCFA)**	Moins élevé **(41 624 357 FCFA)**
Temps de construction	Plus court	Plus long
Adaptabilité au sol	Excellente pour les sols faibles	Moins adaptée aux sols hétérogènes
Répartition des charges	Uniforme sur toute la surface	Localisée sous chaque poteau
Complexité de construction	Plus complexe à réaliser	Moins complexe
Performance en cas de tassement	Réduit les risques de tassement différentiel	Plus de risques de tassement différentiel

Tableau 54 : Comparatif de la superstructure des deux variantes

	Superstructure (l'élévation)	
Paramètres de comparaison	Première variante	Deuxième variante
Coût T.T.C	Plus élevé **(201 070 197 FCFA)**	Moins élevé **(112 300 813FCFA)**
Temps de construction	Plus court	Plus long
Rigidité et stabilité	Très élevée	Modérée

	Superstructure (l'élévation)	
Paramètres de comparaison	Première variante	Deuxième variante
Isolation	Excellente	Moins bonne
Résistance sismique	Très élevée	Modérée

En conclusion, les radiers généraux offrent une solution robuste et efficace pour les fondations, particulièrement avantageuse dans des conditions de sols difficiles ou pour des bâtiments appliquant des charges importantes. Leur capacité à répartir uniformément les charges et à offrir une grande stabilité fait d'eux une option fiable pour de nombreux projets de construction.

CONCLUSION GENERALE

L'étude technique et économique du bâtiment B de type R+3 sur le projet des 20.000 logements sociaux et économiques au Bénin s'est faite sur la comparaison de deux modèles bien distincts : **la première variante (construction radier – voiles - dalle pleine) et la deuxième variante (construction semelles isolées – murs en agglos – poutres – poteaux – dalle à corps creux et à poutrelles).** Dans cette analyse comparative, il est important de prendre en compte non seulement l'aspect économique, mais également les contraintes temporelles, les exigences en termes de main-d'œuvre, le personnel requis, les finances à disposition.

Du point de vue temporel, en ce qui concerne *la première variante*, avec une fondation en radier général et une superstructure faite à l'aide de coffrages tunnel, tend à être plus rapide à exécuter une fois la logistique mise en place. Les coffrages tunnel, bien qu'exigeant un investissement initial en temps pour leur installation et leur préparation, permettent ensuite une construction plus rapide des murs et des dalles, car ils facilitent la répétition des mêmes modules. Ces coffrages permettent une production industrialisée et répétitive, réduisant ainsi les délais d'exécution. Cependant, le radier général, en raison de sa complexité, nécessite un temps plus important pour la préparation du site, le ferraillage et le coulage du béton. En général, ce modèle favorise une rapidité d'exécution une fois les premières étapes franchies, particulièrement dans des projets à grande échelle comme celui des 20 000 logements sociaux. Une fois le processus bien maîtrisé, il pourrait réduire significativement les délais par rapport à une construction classique. *Pour la deuxième variante*, avec une fondation en semelles isolées et filantes, et une superstructure utilisant des blocs d'agglos et des planchers à corps creux et poutrelles, tend à prendre plus de temps. La construction des semelles nécessite une phase plus fragmentée, avec des étapes de fouille, de coffrage et de coulage distinctes. De plus, l'utilisation de blocs d'agglos pour les murs et de planchers à corps creux nécessite des opérations manuelles plus longues et moins industrialisées, ce qui rallonge le délai total du projet. Ce modèle implique une construction plus séquentielle, avec des étapes moins mécanisées. Ainsi, le modèle de base pourrait être plus rapide, particulièrement en phase de superstructure, grâce à l'utilisation des coffrages tunnel. Par contre, le modèle classique prendrait plus de temps, avec des phases plus fragmentées et plus d'étapes manuelles.

En ce qui concerne le volet du personnel requis, *la première variante* sollicite une équipe initialement plus spécialisée. La mise en œuvre des coffrages tunnel nécessite des ouvriers qualifiés pour la manipulation et la mise en place de ces structures complexes. Toutefois, une fois ces coffrages en place, le nombre de travailleurs peut être réduit, car la répétition du processus devient plus automatisée. Ce modèle tend à exiger moins de main-d'œuvre pour la construction des murs et des dalles, mais davantage de personnel technique et spécialisé pour la supervision et la gestion des équipements de coffrage. *La deuxième variante*, en revanche, requiert davantage de main-d'œuvre tout au long du processus. Chaque étape, de la mise en place des semelles aux murs en agglos et aux planchers, nécessite une intervention humaine plus importante. La maçonnerie et la mise en place des planchers demandent un personnel nombreux pour assurer l'avancement du chantier. Le modèle classique nécessite donc un effectif plus important, mais composé principalement de main-d'œuvre générale, avec moins de besoin en personnel hautement qualifié par rapport au modèle à coffrage tunnel. De ce fait, le modèle réalisé sur site mobilise moins de main-d'œuvre en volume une fois les processus en place, mais nécessite plus de personnel spécialisé en amont, tandis que le modèle classique mobilise une main-d'œuvre plus nombreuse tout au long du chantier, mais avec moins de qualifications techniques spécifiques.

Du point de vue financier, le modèle de base, bien que plus innovant avec sa fondation en radier général, sa superstructure en coffrages tunnel, et ses voiles en béton, présente un coût de construction nettement supérieur à celui du modèle classique. En effet, *la première variante* s'élève à **248.827.506 FCFA TTC**, contre **153.925.171 FCFA TTC** pour *la deuxième variante*. Cela souligne que, bien que le modèle réalisé sur site puisse offrir des avantages structurels et techniques, le modèle classique, avec des semelles isolées et filantes, des murs en agglos et des planchers à corps creux, reste la solution la plus économique dans le cadre de ce projet. Ce choix pourrait s'avérer plus approprié pour les projets de grande envergure comme celui-ci, où le coût de construction joue un rôle central dans la prise de décision.

Le choix entre les deux modèles dépendra donc des priorités du projet. Si la rapidité d'exécution et la réduction de la main-d'œuvre à long terme sont des critères majeurs, le modèle avec coffrage tunnel est avantageux, malgré un coût initial plus élevé. Par contre, si l'objectif est de minimiser les coûts directs tout en acceptant des délais plus longs et une main-d'œuvre plus nombreuse, le modèle classique est plus adapté.

Toutefois, pour les travaux futurs nous suggérons de faire une étude sur les volets acoustique et d'isolation thermique du bâtiment

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Alexandra Biehler, Armelle Choplin et Marie Morelle, Le logement social en Afrique : un modèle à (ré)inventer ?

[2] Mémoire d'ASSOGBA Sourou Albert Fortuné, « Proposition d'une fondation optimale pour le projet de construction d'un espace polyvalent de 182 places pour le compte de la marina dans la ville de Ouidah », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2021-2022.

[3] Mémoire de TONAHIN Bertin, « Calcul des fondations par la méthode pressiométrique : cas d'un bâtiment de type R+4 dans la commune d'Abomey-Calavi », Cycle Master, ESGC-VAK, 2021-2022.

[4] Mémoire de Jérémy ANANI, « ETUDE STRUCTURALE D'UN BATIMENT AVEC L'EUROCODE 2 », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2017-2018.

[5] Mémoire de Chérifi Fatiha, « CALCUL DES SEMELLES DE FONDATIONS EN BÉTON ARMÉ », Cycle d'ingénieur, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, Algérie, 2018-2019.

[6] Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, 2022-2023.

[7] Mémoire de Choubia Soundess, « Etude d'un bâtiment R+4 béton armé à usage d'habitation », Cycle Master, Université Badji Mokhtar – Annaba, Algérie, 2020-2021.

[8] Mémoire de KOLOYITO Luc, « Etude structurale d'un bâtiment de type R+3 à usage d'habitation », Cycle d'Ingénieur, EPAC/UAC, 2017-2018.

[9] Mémoire d'AZONWAKIN Anaël, « Etude comparative d'un plancher à corps creux et d'un plancher à réseaux de poutres croisées », Cycle Master, ESGC-VAK, 2022-2023.

[10] Mémoire de DOSSOU Mahougnon Helmut, « Etude et dimensionnement d'un bâtiment de type R+3 en voile : cas du modèle C du programme des 20000 logements sociaux et économiques au Bénin – site OUEDO », Cycle Ingénieur, EPAC/UAC, 2022-2023.

[11] Victor S. GBAGUIDI, Professeur titulaire des universités du CAMES, Cours de Béton Armé I., année 2017.

[12] BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, version 2014.

[13] Mémoire de Djibril SOW, « Conception et dimensionnement de la structure d'un immeuble R+7 avec mezzanine et sous-sol », Cycle Ingénieur, Université Cheikh Anta Diop, Ecole Supérieure Polytechnique Centre de Thiès, Sénégal, 2005-2006

[14] Mémoire de BOUHADDA Abderrahim & BOUZOUINA Anes-Abdelmoutaal, Conception et dimensionnement d'un bâtiment (SS + RDC + 10) à usage d'habitation en zone sismique, Cycle d'Ingénieur d'Etat, Ecole Nationale Polytechnique, Algérie, 2017

[15] Autodesk Robot Structural Analysis, version 2021

[16] Mémoire de M'PO M'BIMA Soukou K., « Conception et dimensionnement du Centre Régional de Sciences Mathématiques (CRSM-Saliou Touré) d'Abidjan (Côte d'Ivoire) », EPAC/UAC, 2018-2019

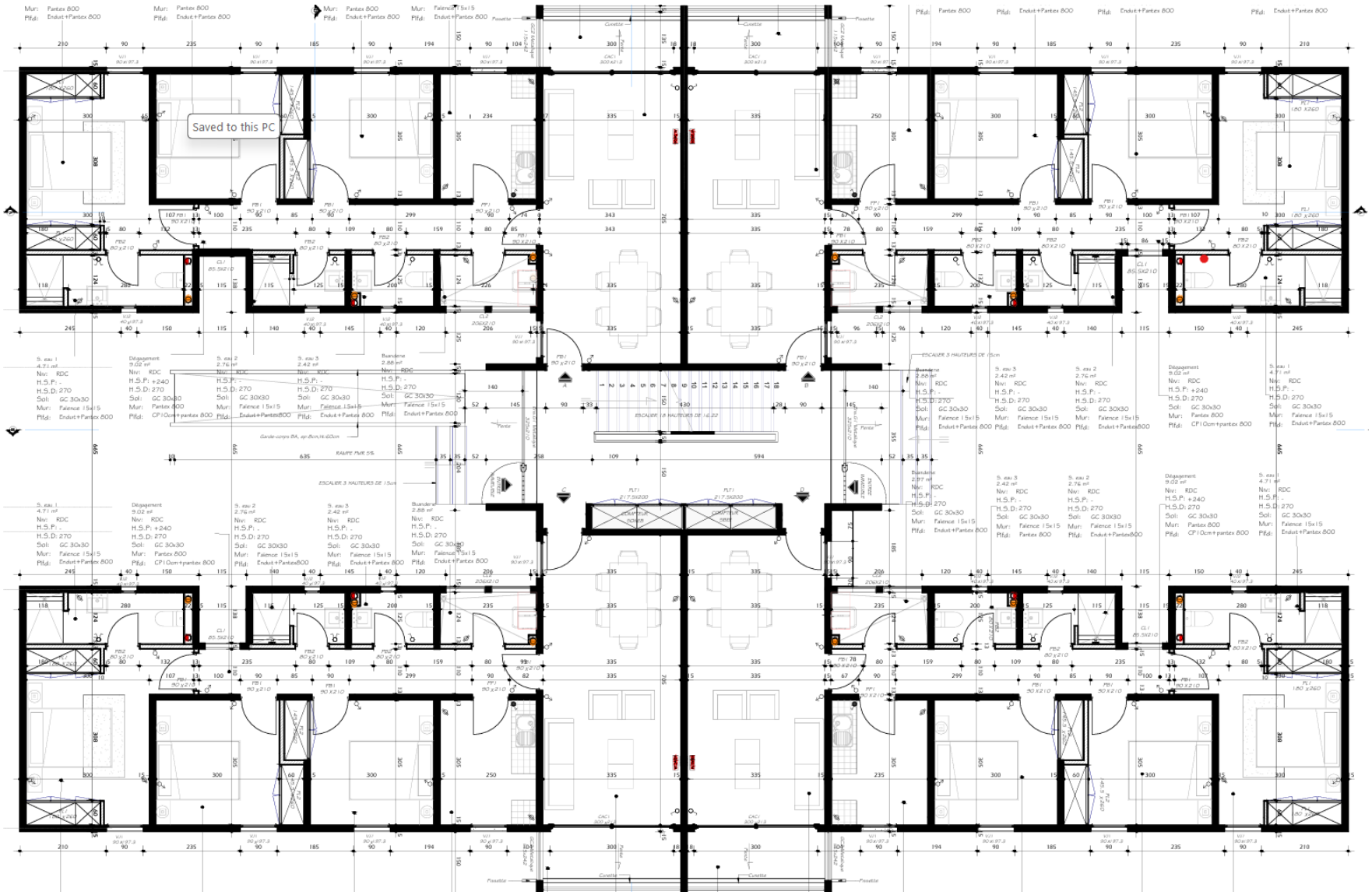
[17] Mémoire de BENABDELKADER Ahmed, « Conception et dimensionnement d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation », Ecole Hassania des Travaux Publics, Maroc, 2012

[18] Mémoire de Chamsia M. G. ABDOULAYE KABO, « Dimensionnement d'un bâtiment R+3 avec sous-sol », Cycle Master d'ingénierie, Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), Burkina Faso, 2020

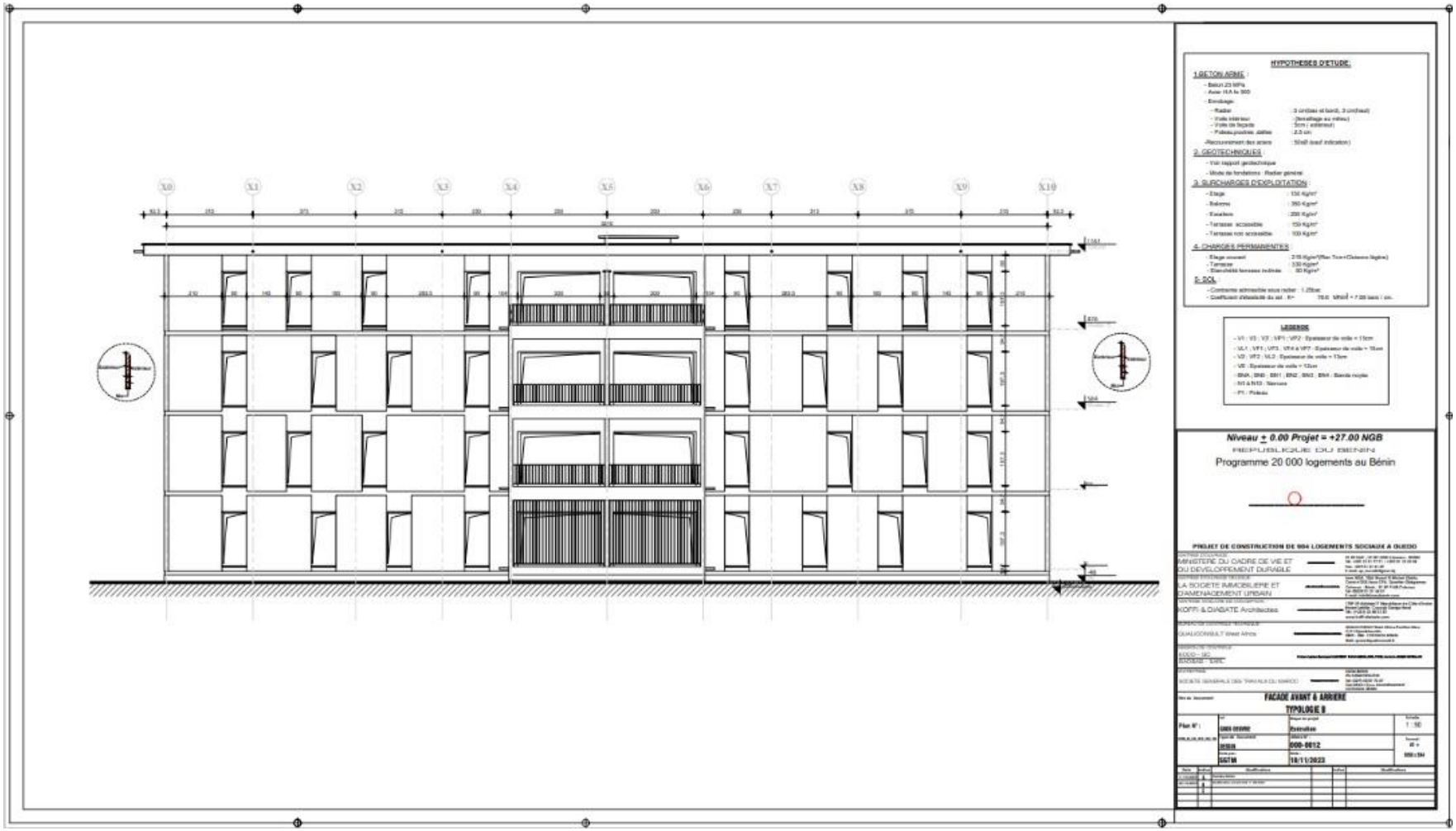
[19] Document LERGC référencé sous N°FP2023071341/SE/DT/SAF/ SC/DAFC/DG, 09/2023 : Études géotechniques approfondies des sites d'implantation des infrastructures : Site de OUEDO

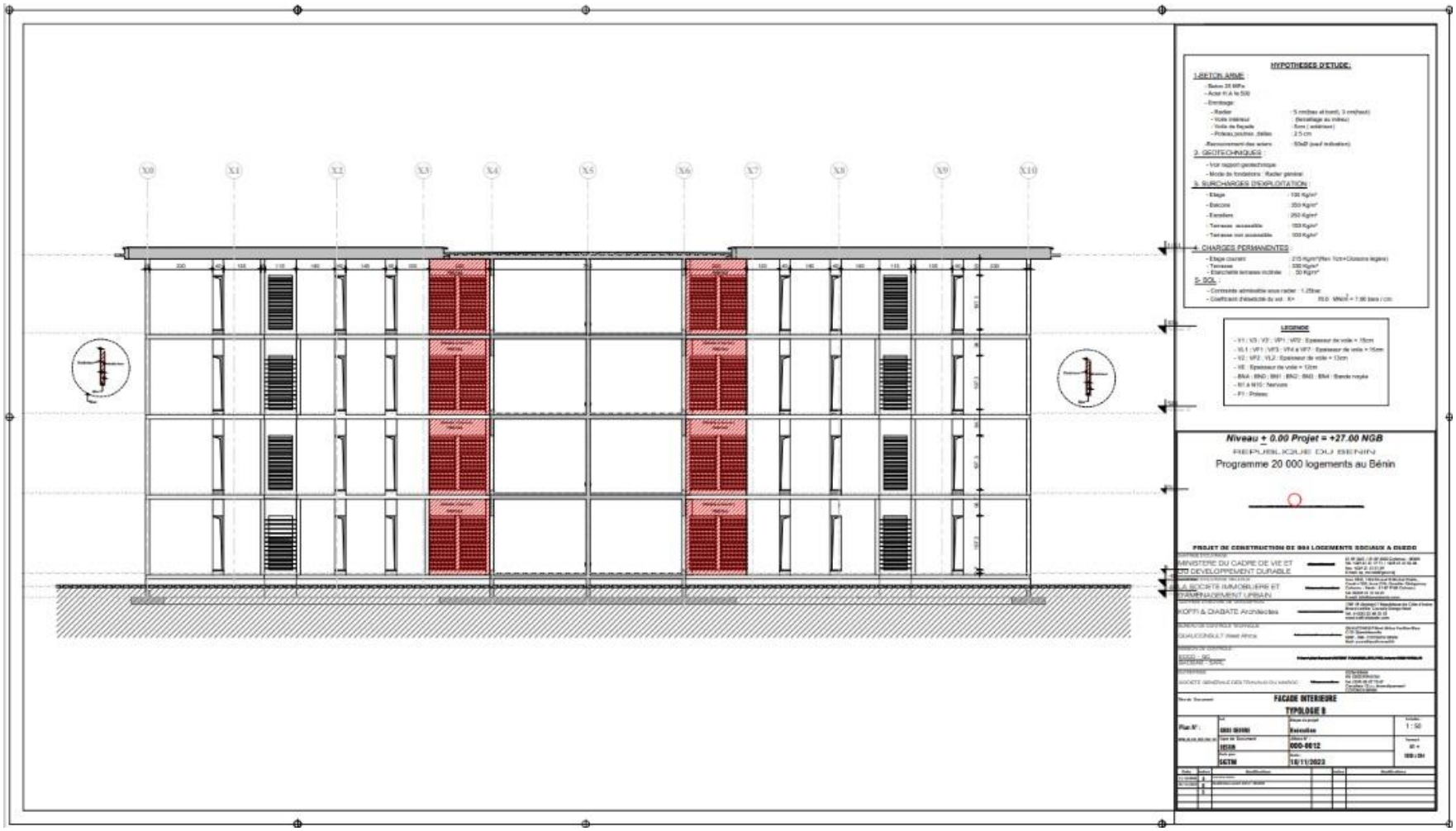
ANNEXES

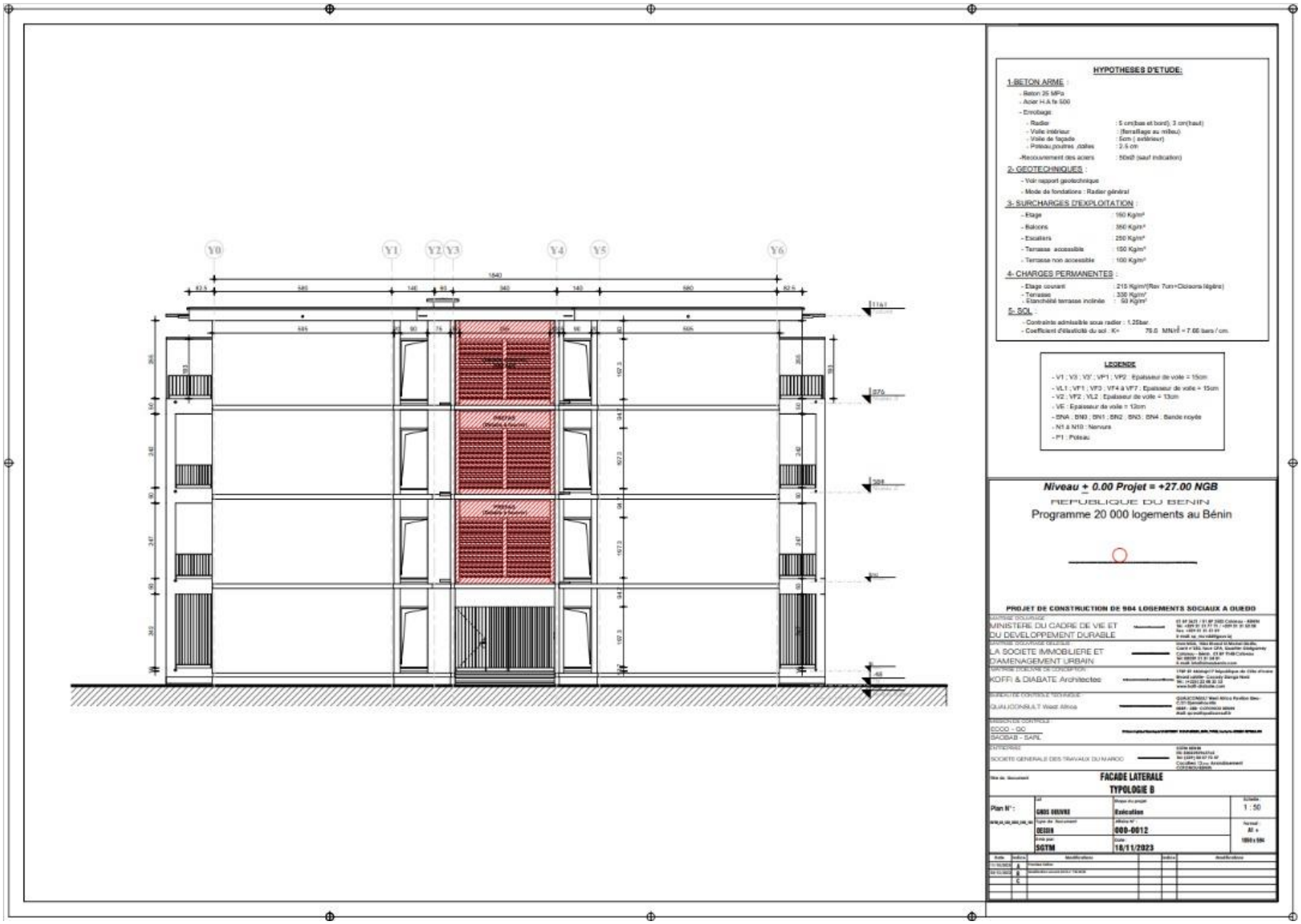
PLANS SUIVANT LA PREMIERE VARIANTE

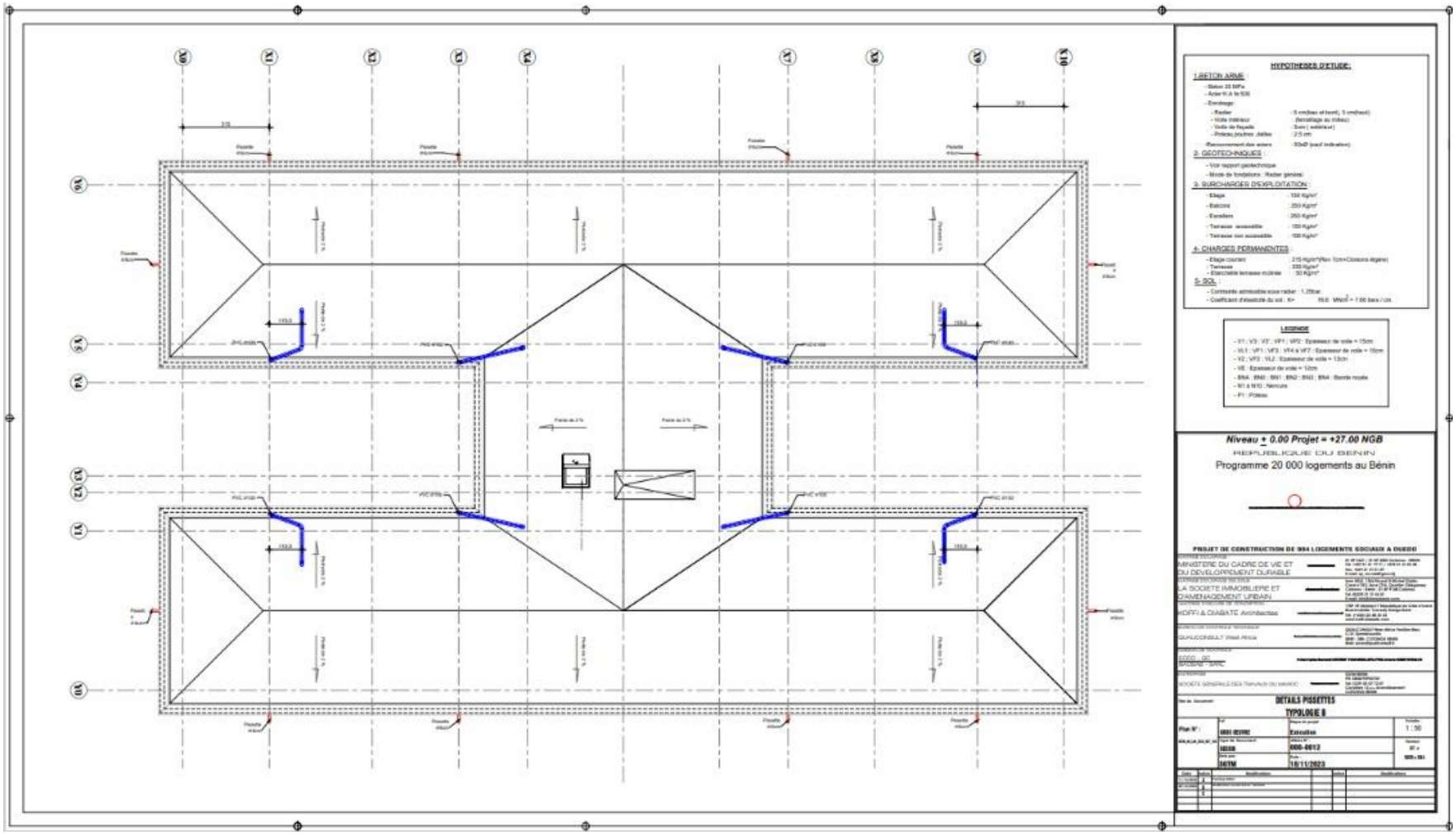


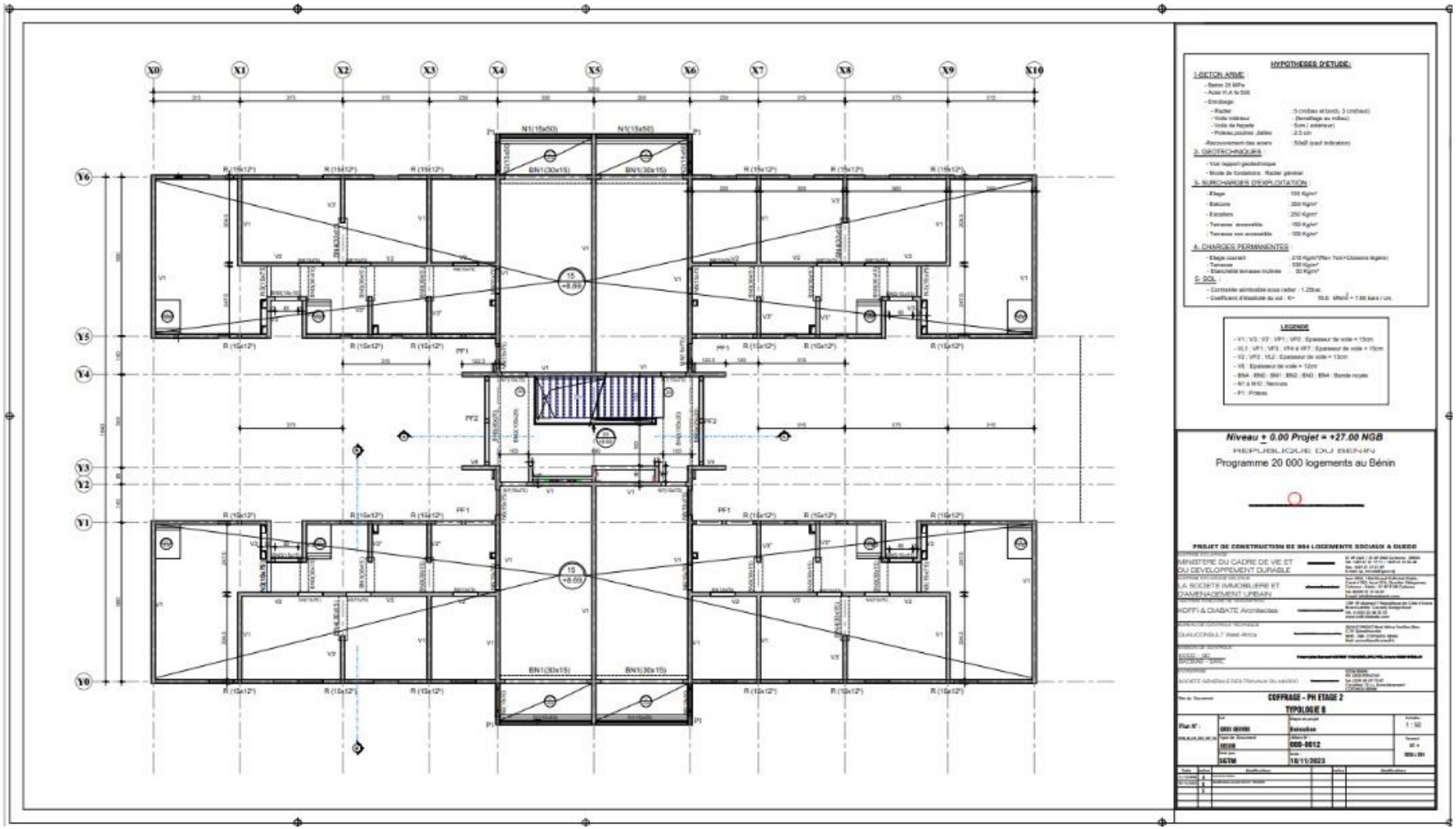
Vue en plan RDC

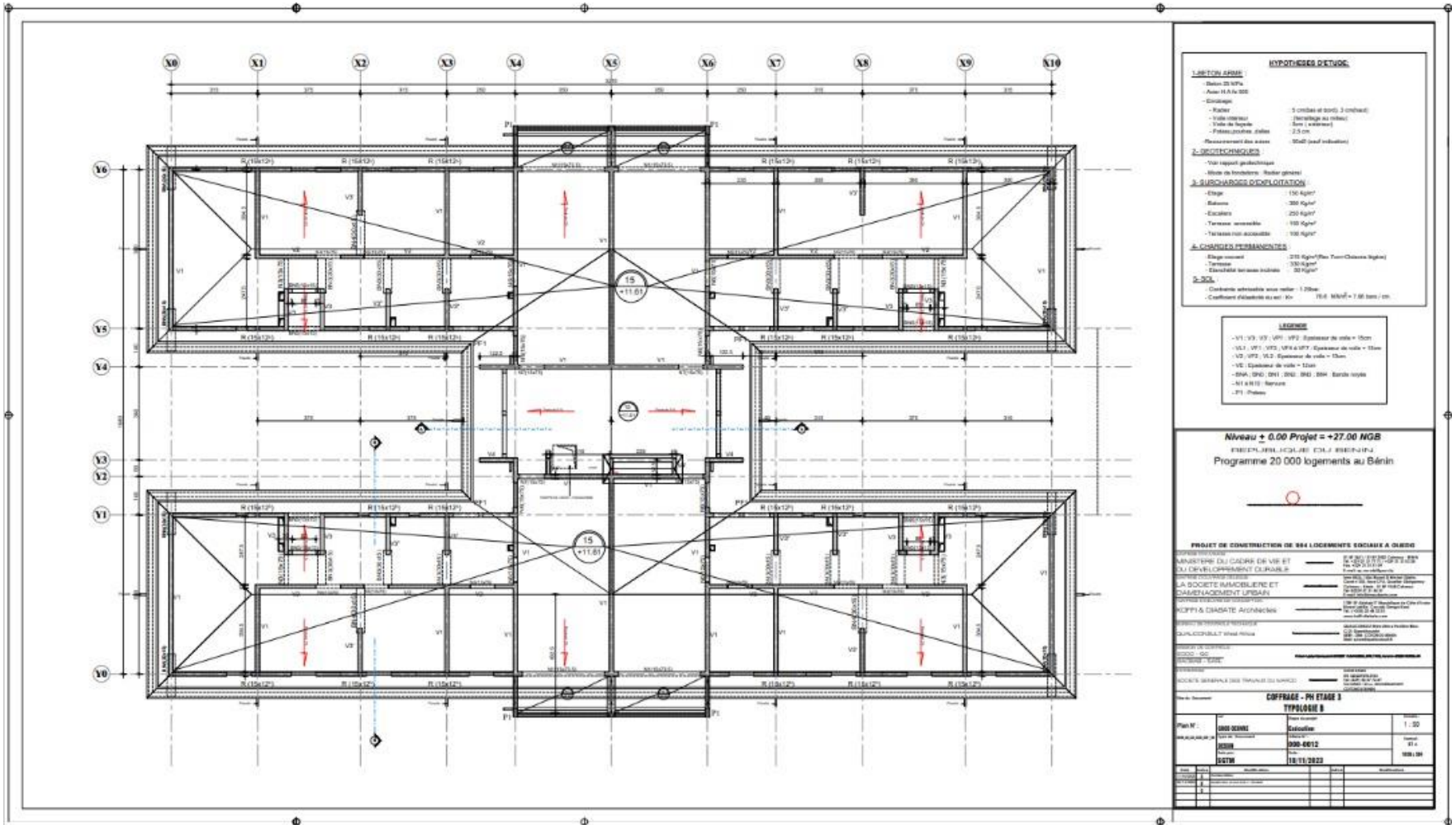

HYPOTHESES D'ETUDE
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
FACADE AVANT & ARRIERE
TYPOLOGIE B

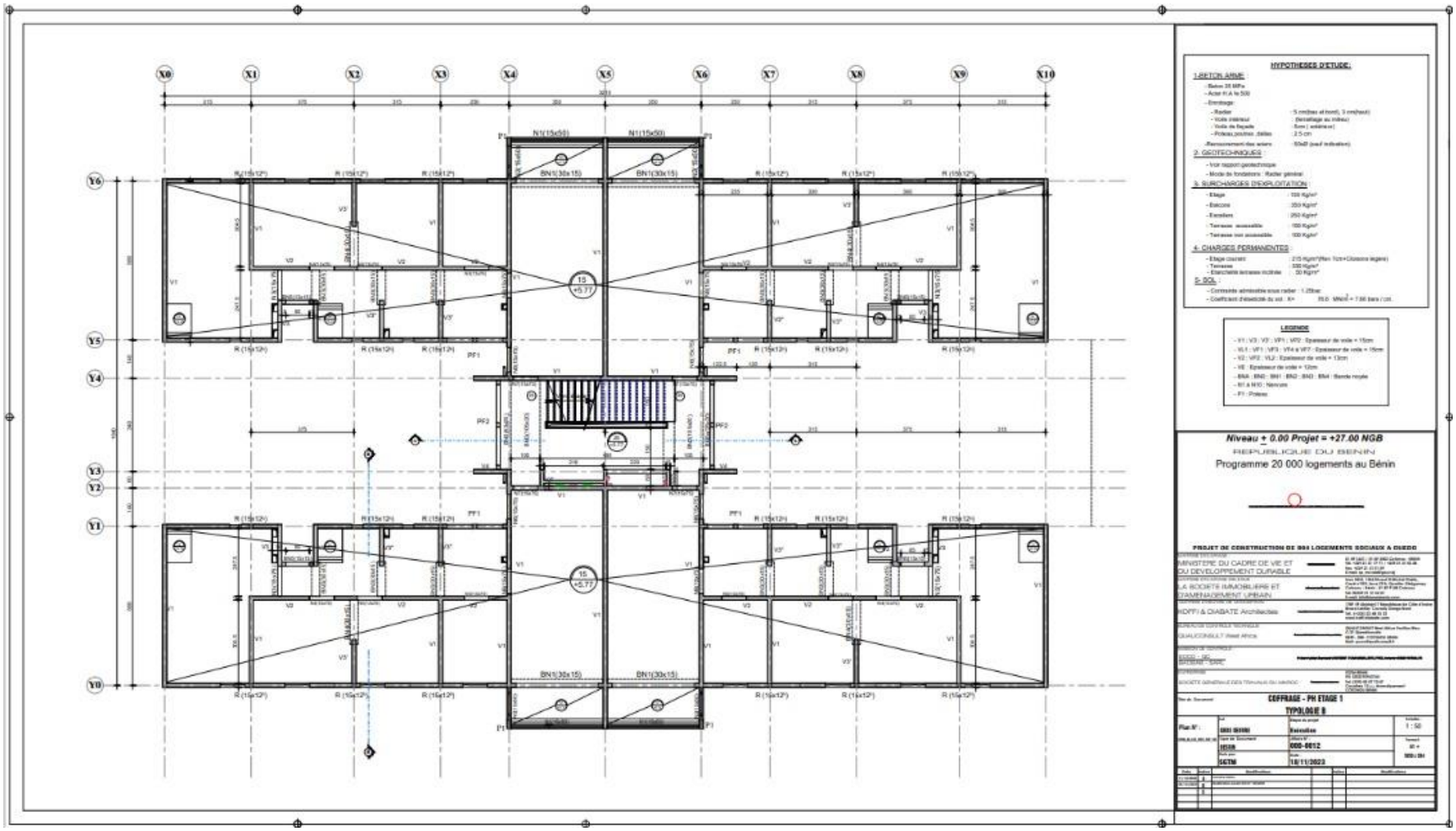

HYPOTHESES D'ETUDE:
1-BETON ARME:
2- GEOTECHNIQUES :
3- SURCHARGES D'EXPLOITATION:
4- CHARGES PERMANENTES :
5- SOL :
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 800 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
QUALICONSULT West Africa
FACADE INTERIEURE
TYPOLOGIE B
1 : 50
000-0012
SETM
18/11/2023

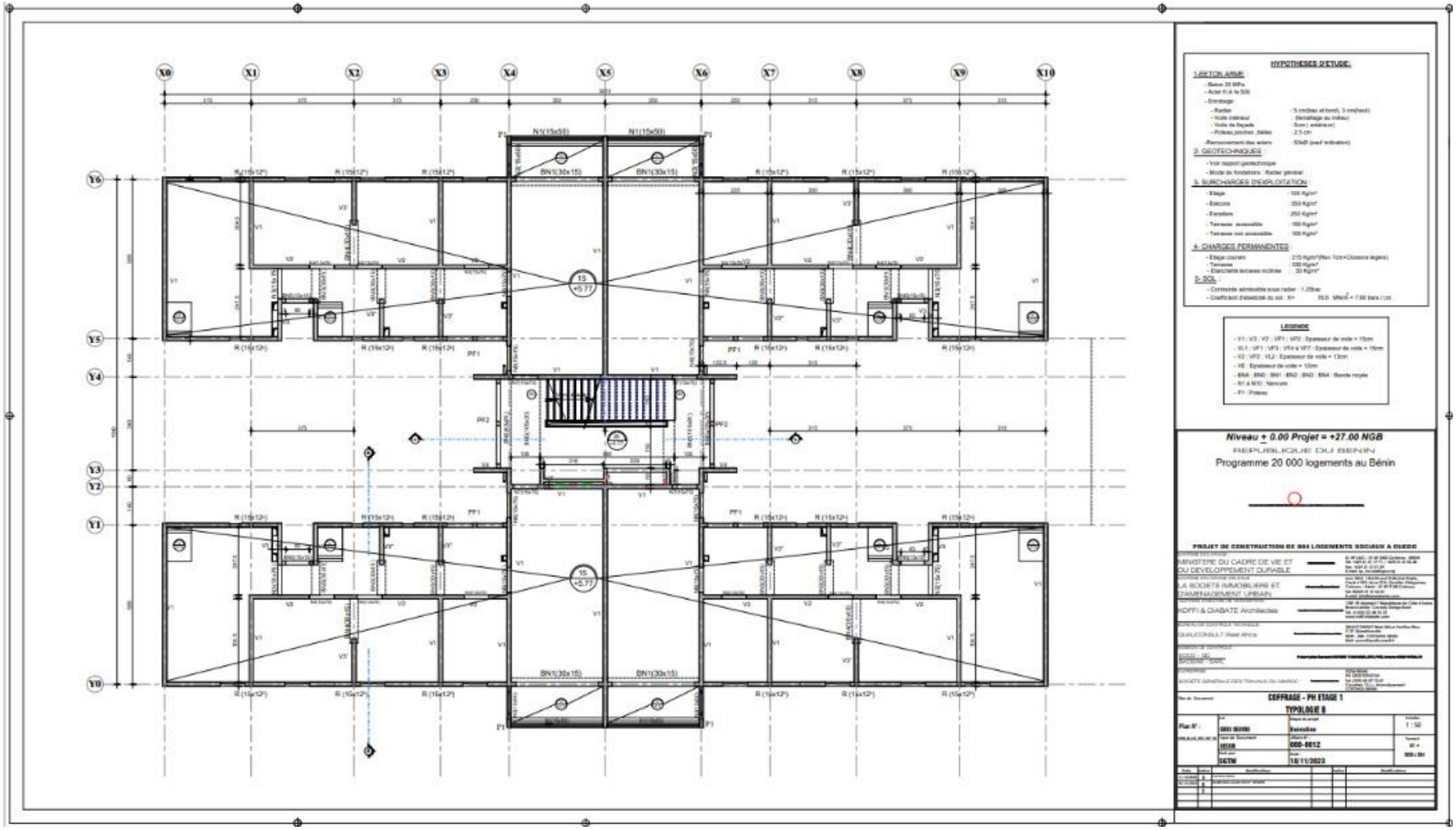

HYPOTHESES D'ETUDE:
1-BETON ARME :
- Beton 25 MPa
- Acier H.A fe 500
- Enrobage
- Radier : 5 cm(base et bord), 3 cm(haut)
- Voile intérieur : (Ferraillage au milieu)
- Voile de façade : 5cm (extérieur)
- Poteau,poutres ,dalles : 2.5 cm
-Recouvrement des aciers : 50xØ (sauf indication)
2- GEOTECHNIQUES :
- Voir rapport geotechnique
- Mode de fondations : Radier général
3- SURCHARGES D'EXPLOITATION :
- Etage : 150 Kg/m²
- Balcons : 350 Kg/m²
- Escaliers : 250 Kg/m²
- Terrasse accessible : 150 Kg/m²
- Terrasse non accessible : 100 Kg/m²
4- CHARGES PERMANENTES :
- Etage courant : 215 Kg/m²(Rev 7cm+Cloisons légère)
- Terrasse : 330 Kg/m²
- Etanchéité terrasse inclinée : 50 Kg/m²
5- SOL :
- Contrainte admissible sous radier : 1.25bar
- Coefficient d'élasticité du sol : K= 75.0 MN/m³ = 7.00 bars / cm.
LEGENDE
- V1 ; V3 ; V3' ; VP1 ; VP2 : Epaisseur de voile = 15cm
- VL1 ; VF1 ; VF3 ; VF4 à VF7 : Epaisseur de voile = 15cm
- V2 ; VF2 ; VL2 : Epaisseur de voile = 13cm
- V6 : Epaisseur de voile = 12cm
- BN4 ; BN3 ; BN1 ; BN2 ; BN3 ; BN4 : Bande noyée
- N1 à N10 : Nervure
- P1 : Poteau
Niveau + 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
QUALICONSULT West Africa
ECCO - GC
BAOBAB - SARL
SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MAROC
FACADE LATERALE
TYPOLOGIE B
Plan N° :
GROS OEUVRE
Exécution
1 : 50
DEGIH
000-0012
SGTM
16/11/2023

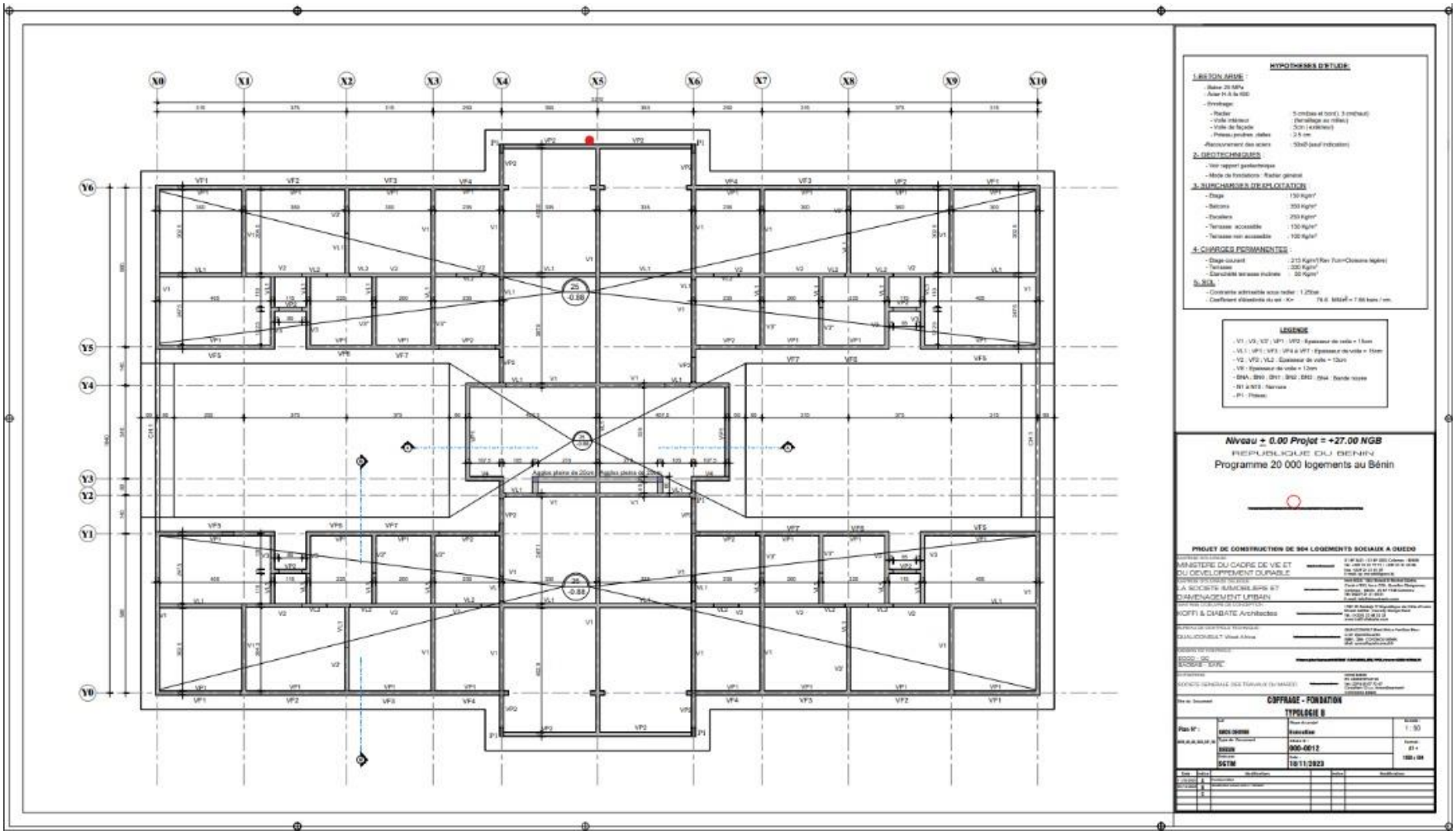

HYPOTHESES D'ETUDE:
1-BETON ARME
2- GEOTECHNIQUES :
3- SURCHARGES D'EXPLOITATION :
4- CHARGES PERMANENTES :
5- SOL :
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 984 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
DETAILS PISSETTES
TYPOLOGIE B
Exécution
1 : 50
18/11/2023

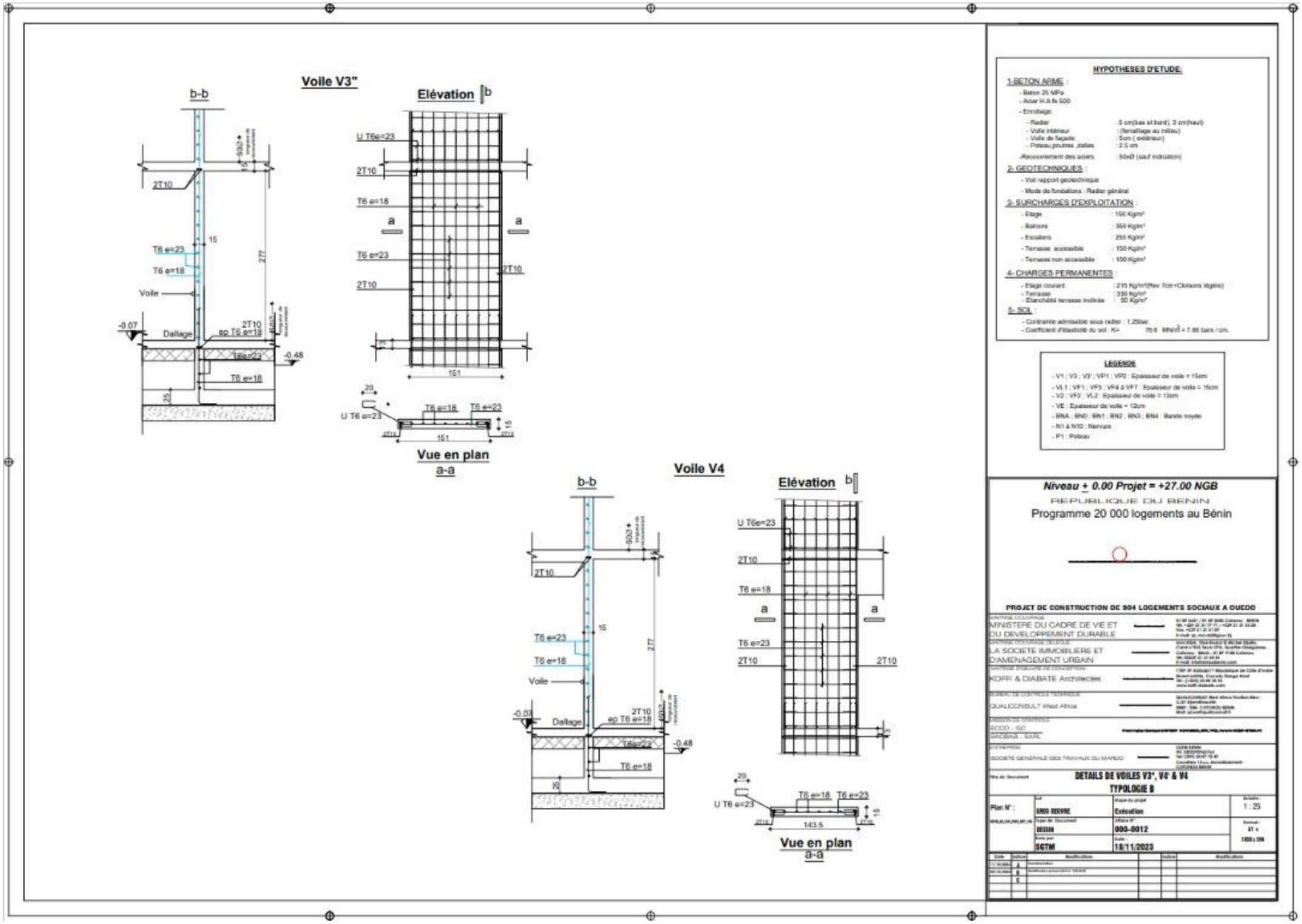

HYPOTHESES D'ETUDE:
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
Programme 20 000 logements au Bénin
COFFRAGE - PH ETAGE 2
TYPOLOGIE B

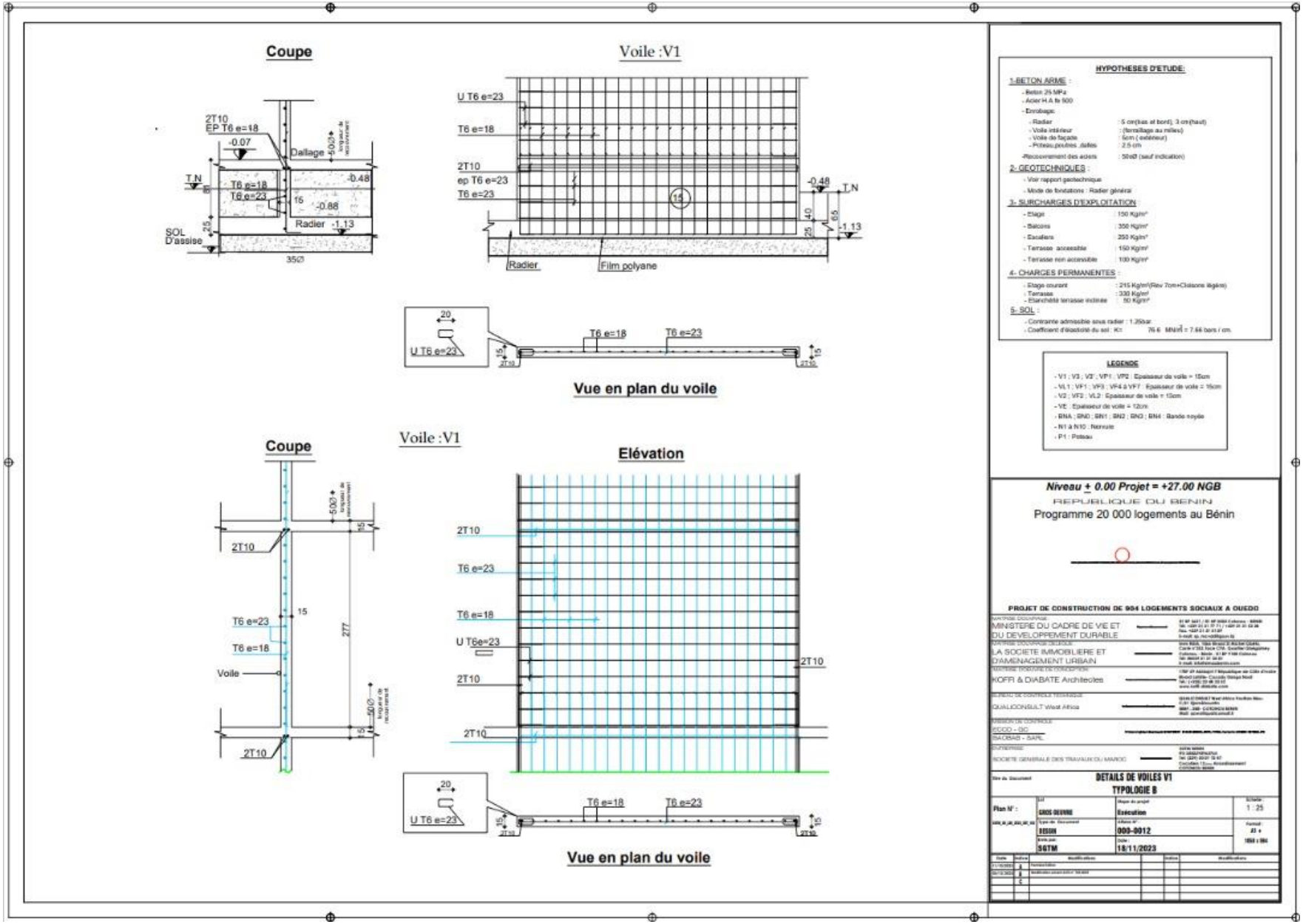

HYPOTHESES D'ETUDE
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 984 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT URBAIN
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
COFFRAGE - PH ETAGE 3
TYPOLOGIE B
Exécution
1 : 50
DGTM
10/11/2023

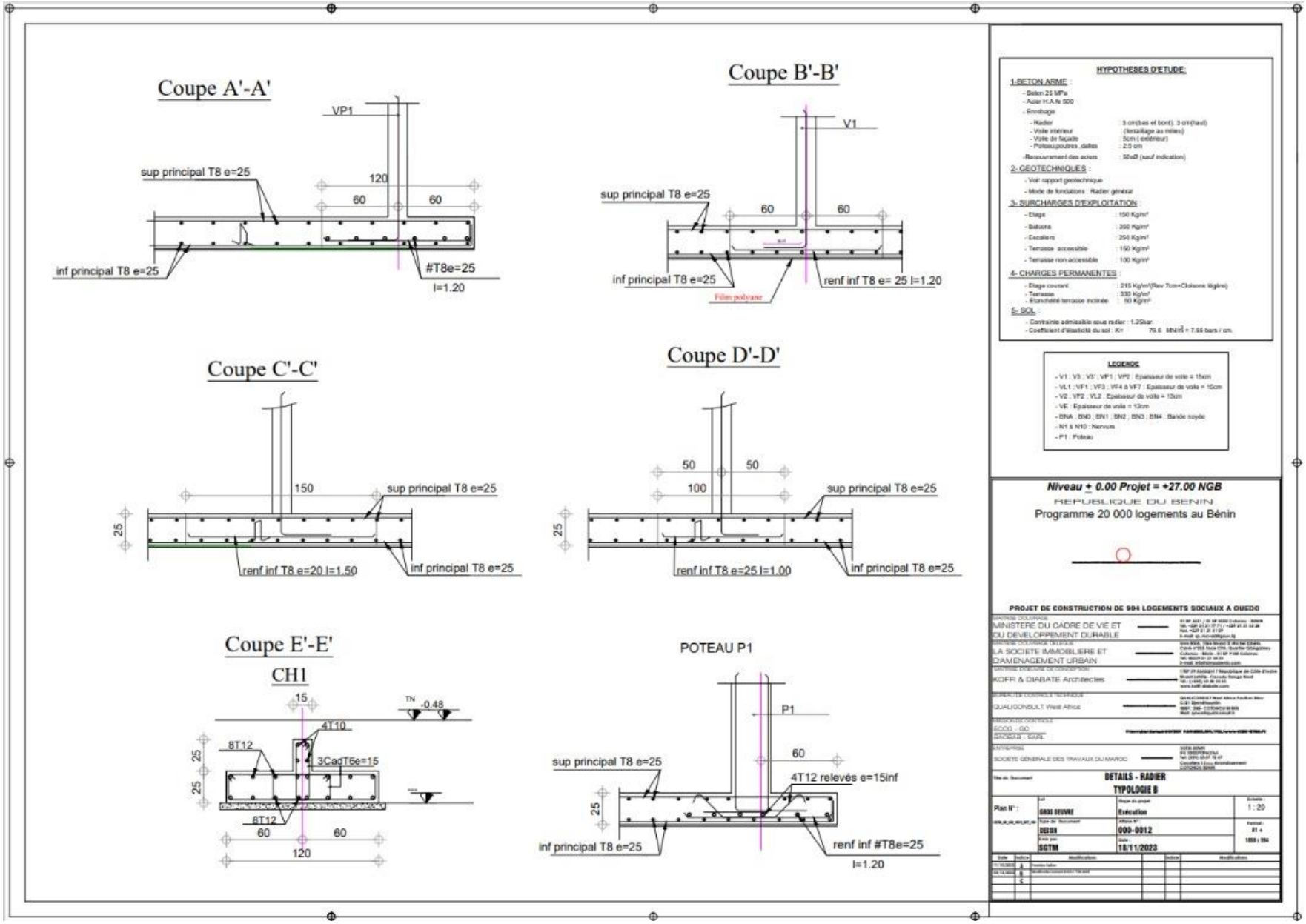

HYPOTHESES D'ETUDE:
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
Programme 20 000 logements au Bénin
COFFRAGE - PH ETAGE 1
TYPOLOGIE B

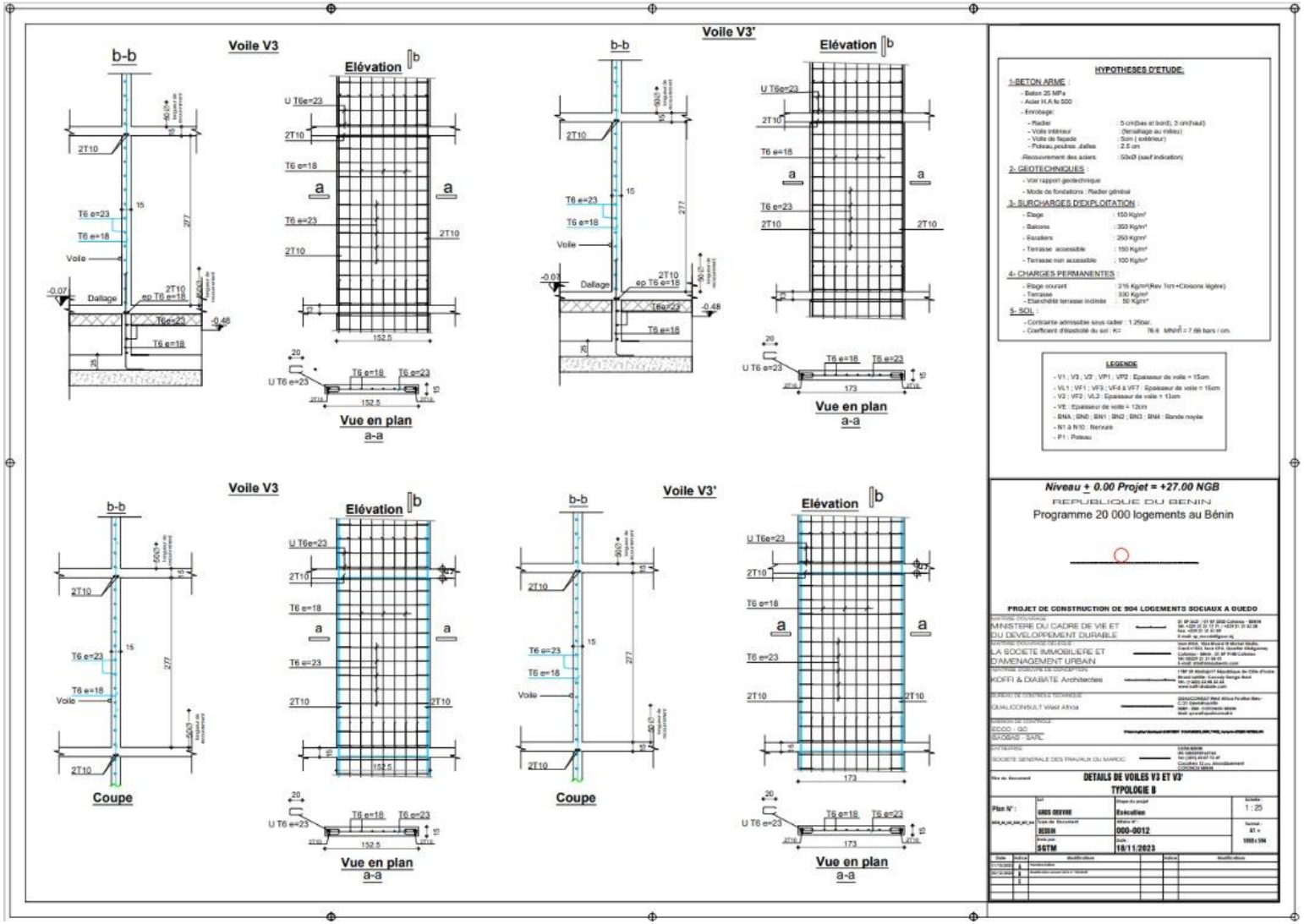

HYPOTHESES D'ETUDE:
LEGENDE
Niveau + 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
COFFRAGE - PH ETAGE 1
TYPOLOGIE B


HYPOTHESES D'ETUDE:
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
COFFRAGE - FONDATION
TYPOLOGIE B
1 : 50
000-0012
10/11/2023


Voile V3"
b-b
Elévation
Vue en plan
a-a
Voile V4
HYPOTHESES D'ETUDE:
1-BETON ARME :
2- GEOTECHNIQUES :
3- SURCHARGES D'EXPLOITATION :
4- CHARGES PERMANENTES :
5- SOL :
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
QUALICONSULT West Africa
SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MANDO
DETAILS DE VOILES V3", V4' & V4
TYPOLOGIE B
GROS OEUVRE
Exécution
DESSIN
000-0012
SGTM
18/11/2023


Coupe
Voile :V1
U T6 e=23
T6 e=18
2T10
ep T6 e=23
T6 e=23
Radier
Film polyane
Vue en plan du voile
Coupe
Voile :V1
Elévation
2T10
T6 e=23
T6 e=18
U T6e=23
Voile
Vue en plan du voile
HYPOTHESES D'ETUDE:
1-BETON ARME :
2- GEOTECHNIQUES :
3- SURCHARGES D'EXPLOITATION :
4- CHARGES PERMANENTES :
5- SOL :
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
QUALICONSULT West Africa
ECCO - SC
BADRAB - SARL
SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MAROC
DETAILS DE VOILES V1
TYPOLOGIE B
GROS OEUVRE
Exécution
1 : 25
BEGIN
000-0012
A1 +
SGTM
18/11/2023

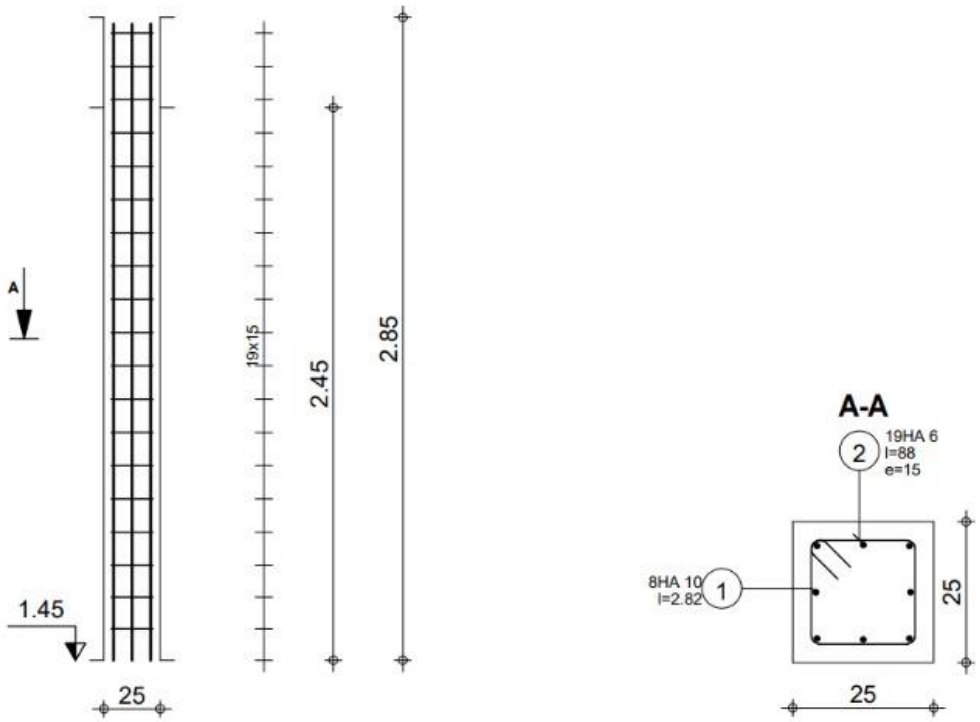

Coupe A'-A'
VP1
sup principal T8 e=25
120
60
60
inf principal T8 e=25
#T8e=25
l=1.20
Coupe B'-B'
V1
sup principal T8 e=25
60
60
inf principal T8 e=25
renf inf T8 e= 25 l=1.20
Film polyane
Coupe C'-C'
150
sup principal T8 e=25
25
renf inf T8 e=20 l=1.50
inf principal T8 e=25
Coupe D'-D'
50
50
100
sup principal T8 e=25
25
renf inf T8 e=25 l=1.00
inf principal T8 e=25
Coupe E'-E'
CH1
15
TN
-0.48
4T10
8T12
3CadT6e=15
25
25
8T12
60
60
120
POTEAU P1
P1
sup principal T8 e=25
60
4T12 relevés e=15inf
25
inf principal T8 e=25
renf inf #T8e=25
l=1.20
HYPOTHESES D'ETUDE:
1-BETON ARME :
- Beton 25 MPa
- Acier H.A fe 500
- Enrobage
- Radier : 5 cm(bas et bord); 3 cm(haut)
- Voile interieur : (Bendaillage au milieu)
- Voile de façade : 5cm (extérieur)
- Poteau,poutres ,dalles : 2.5 cm
-Recouvrement des aciers : 50xØ (sauf indication)
2- GEOTECHNIQUES :
- Voir rapport geotechnique
- Mode de fondations : Radier général
3- SURCHARGES D'EXPLOITATION :
- Etage : 150 Kg/m²
- Balcons : 350 Kg/m²
- Escaliers : 250 Kg/m²
- Terrasse accessible : 150 Kg/m²
- Terrasse non accessible : 100 Kg/m²
4- CHARGES PERMANENTES :
- Etage courant : 215 Kg/m²(Rev 7cm+Cloisons légère)
- Terrasse : 330 Kg/m²
- Etanchéité terrasse inclinée : 50 Kg/m²
5- SOL :
- Contrainte admissible sous radier : 1.25bar.
- Coefficient d'élasticité du sol : Kr = 75.6 MN/m³ = 7.56 bars / cm.
LEGENDE
- V1 ; V3 ; V3' ; VP1 ; VP2 : Epaisseur de voile = 15cm
- VL1 ; VF1 ; VF3 ; VF4 à VF7 : Epaisseur de voile = 10cm
- V2 ; VF2 ; VL2 : Epaisseur de voile = 12cm
- VE : Epaisseur de voile = 12cm
- BN4 ; BN0 ; BN1 ; BN2 ; BN3 ; BN4 : Bandé noyée
- N1 à N10 : Nervure
- P1 : Poteau
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET DAMENAGEMENT URBAIN
KOFF & DIABATE Architectes
QUALICONSULT West Africa
ECCO - GO
SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MAROC
DETAILS - RADIER
TYPOLOGIE B
Plan N° :
GROS OEUVRE
Exécution
1 : 20
DEIIM
000-0012
SGTM
18/11/2023


Voile V3
Elévation
Vue en plan
a-a
Voile V3'
Coupe
HYPOTHESES D'ETUDE
LEGENDE
Niveau ± 0.00 Projet = +27.00 NGB
REPUBLIQUE DU BENIN
Programme 20 000 logements au Bénin
PROJET DE CONSTRUCTION DE 904 LOGEMENTS SOCIAUX A OUEDO
MINISTERE DU CADRE DE VIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
LA SOCIETE IMMOBILIERE ET D'AMENAGEMENT URBAIN
KOFFI & DIABATE Architectes
QUALICONSULT West Africa
SOCO - GC
SAOBAD - SARL
SOCIETE GENERALE DES TRAVAUX DU MAROC
DETAILS DE VOILES V3 ET V3'
TYPOLOGIE B
GROS OEUVRE
Exécution
BENIN
000-0012
SGTM
18/11/2023
1 : 25

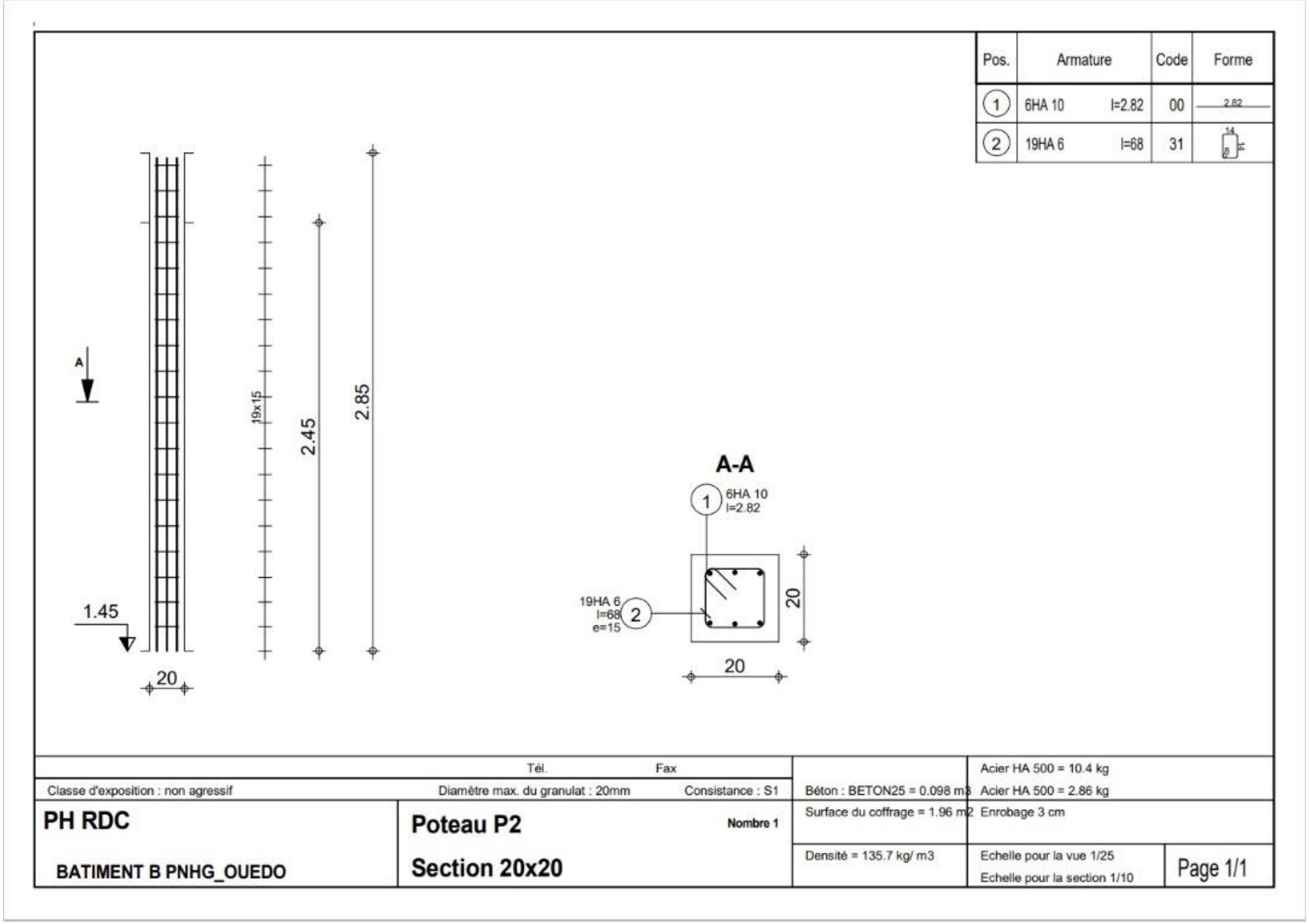
PLANS SUIVANT LA DEUXIEME VARIANTE

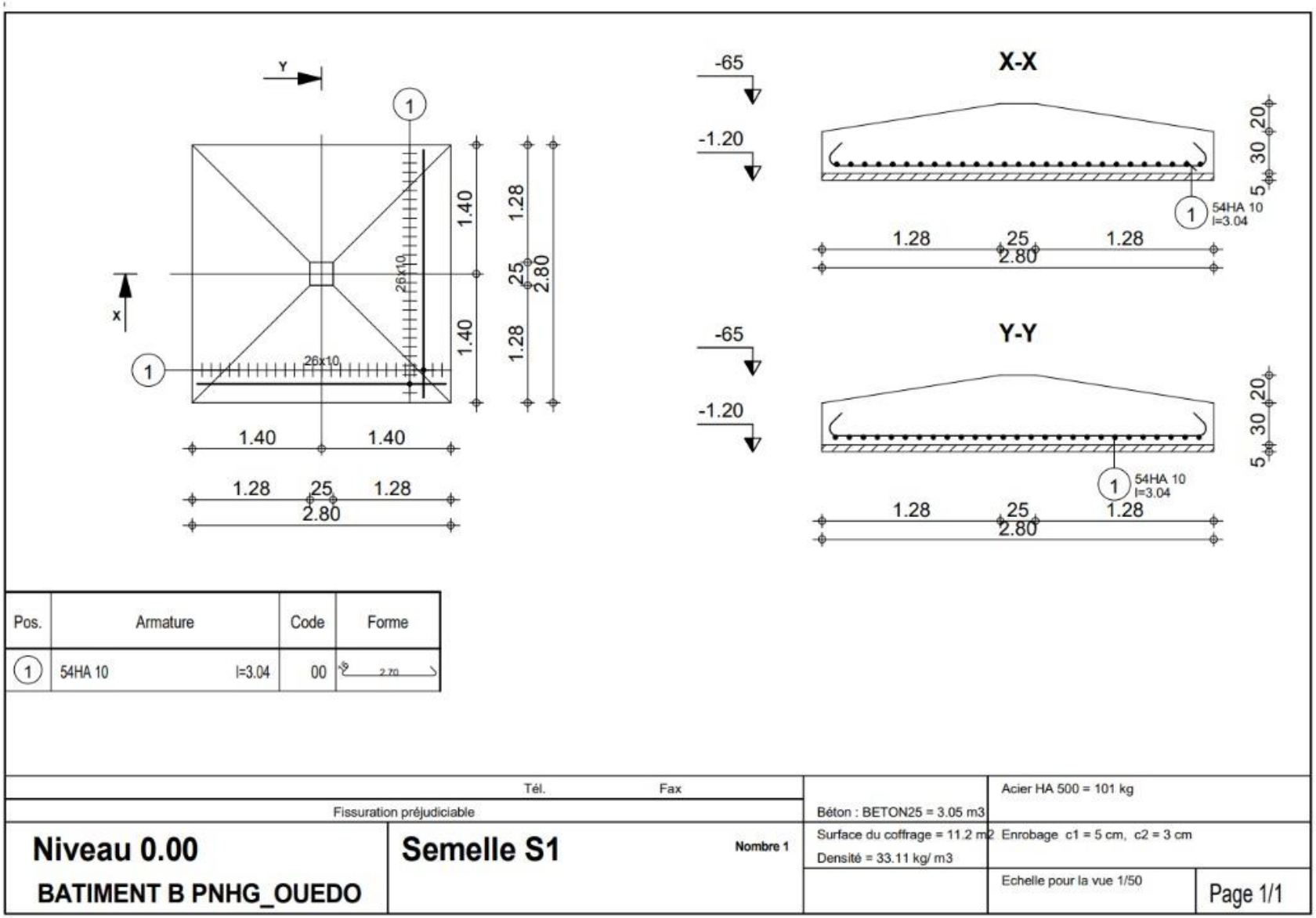
Vue en plan RDC

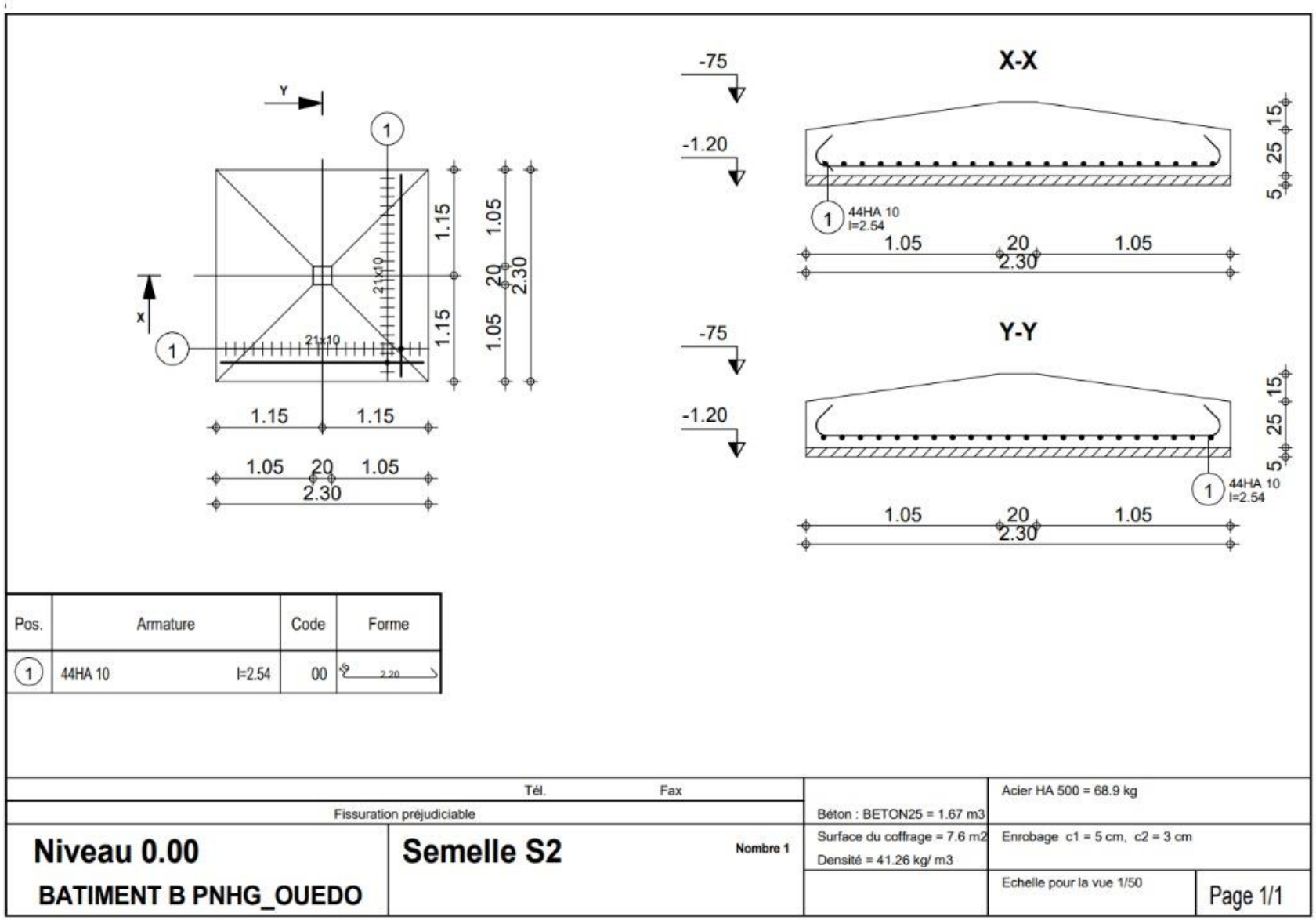
Pos.	Armature		Code	Forme
1	8HA 10	l=2.82	00	2.82
2	19HA 6	l=88	31	19 / 8 / 15

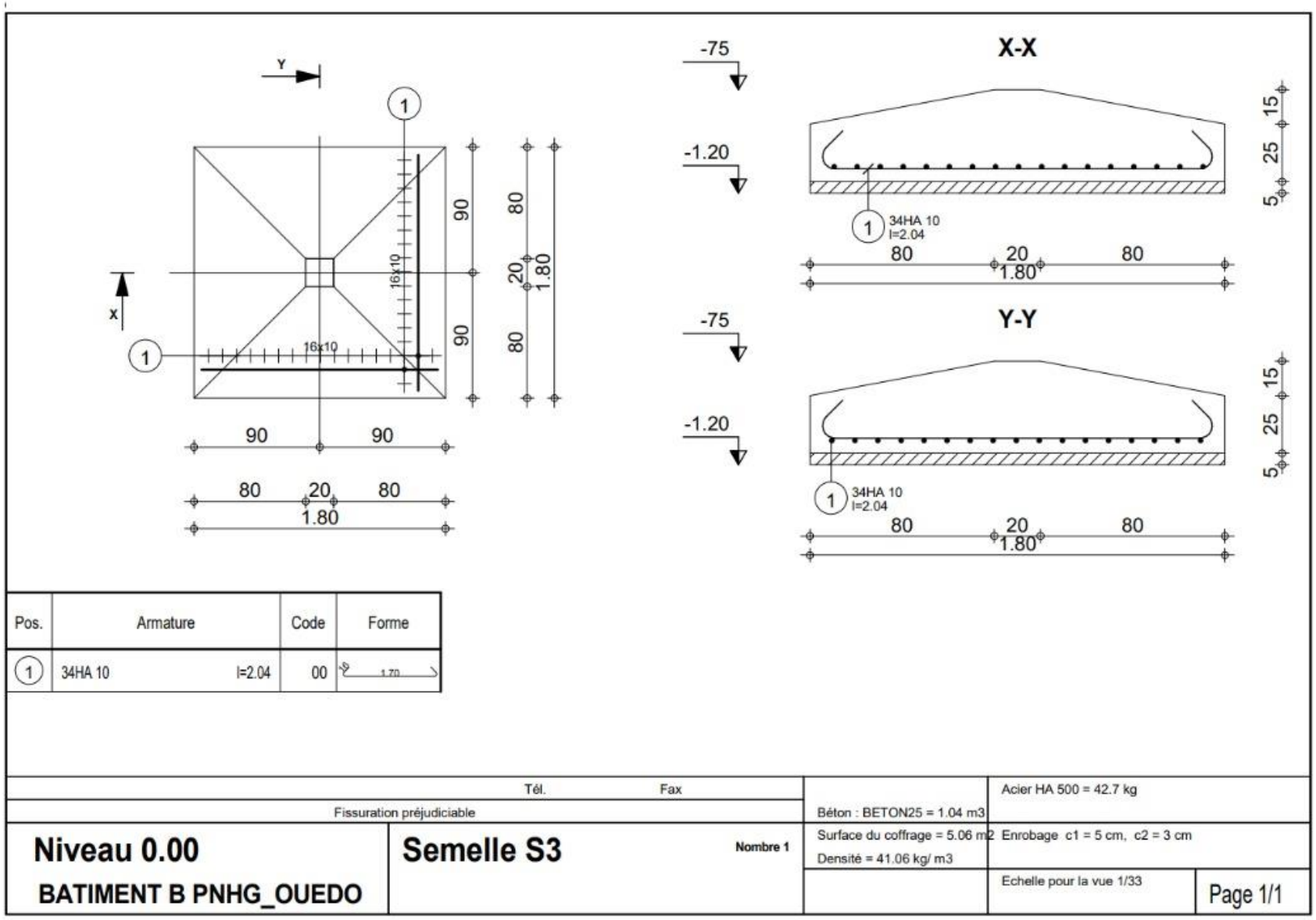


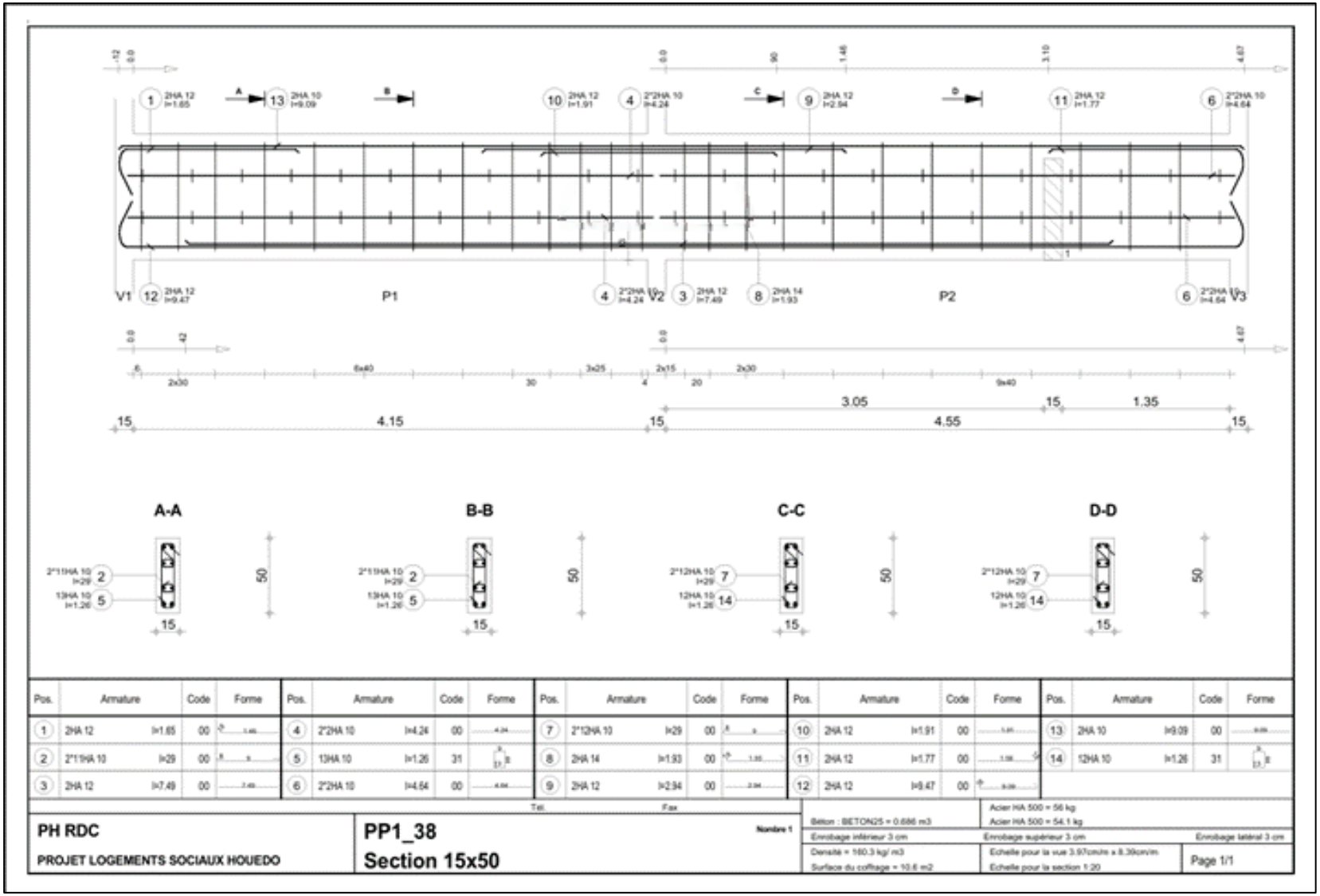
	Tél. Fax		Acier HA 500 = 13.9 kg
Classe d'exposition : non agressif	Diamètre max. du granulat : 20mm	Consistance : S1	Béton : BETON25 = 0.153 m3 / Acier HA 500 = 3.7 kg
PH RDC	**Poteaux P1**	**Nombre 1**	Surface du coffrage = 2.45 m2 / Enrobage 3 cm
BATIMENT B PNHG_OUEDO	**Section 25x25**		Densité = 115 kg/ m3 / Echelle pour la vue 1/25 / Echelle pour la section 1/10 / Page 1/1

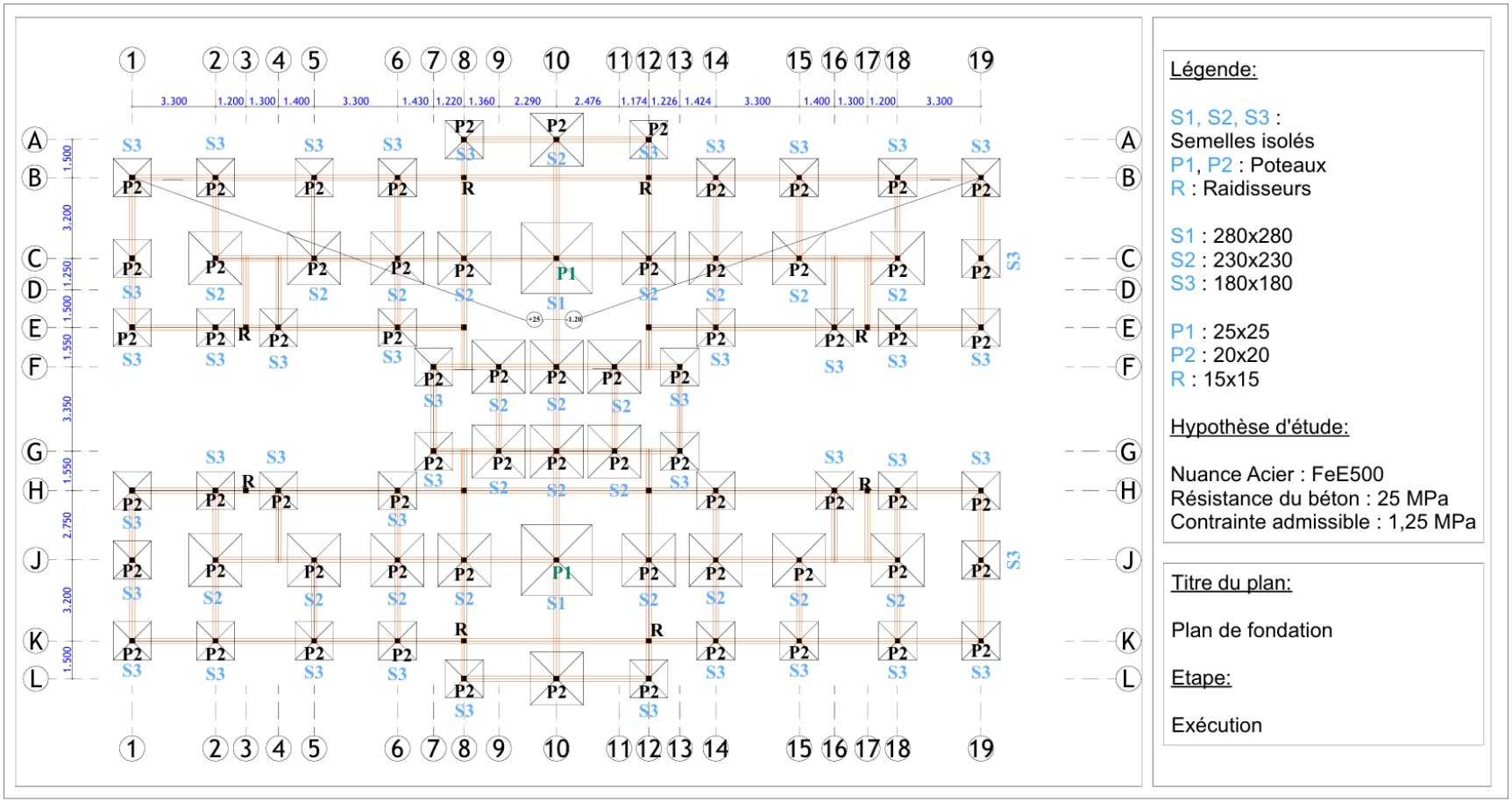

Pos.
Armature
Code
Forme
1
6HA 10
l=2.82
00
2
19HA 6
l=68
31
A
1.45
20
19x15
2.45
2.85
A-A
1
6HA 10
l=2.82
19HA 6
l=68
e=15
2
20
20
Tél.
Fax
Classe d'exposition : non agressif
Diamètre max. du granulat : 20mm
Consistance : S1
Béton : BETON25 = 0.098 m3
Acier HA 500 = 10.4 kg
Acier HA 500 = 2.86 kg
PH RDC
Poteau P2
Nombre 1
Surface du coffrage = 1.96 m2
Enrobage 3 cm
BATIMENT B PNHG_OUEDO
Section 20x20
Densité = 135.7 kg/ m3
Echelle pour la vue 1/25
Echelle pour la section 1/10
Page 1/1


Y
X
1
26x10
1.40
1.40
1.28
25
1.28
2.80
X-X
-65
-1.20
54HA 10
l=3.04
Y-Y
Pos.
Armature
Code
Forme
54HA 10
l=3.04
00
Tél.
Fax
Fissuration préjudiciable
Béton : BETON25 = 3.05 m3
Acier HA 500 = 101 kg
Surface du coffrage = 11.2 m2
Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Densité = 33.11 kg/ m3
Nombre 1
Niveau 0.00
BATIMENT B PNHG_OUEDO
Semelle S1
Echelle pour la vue 1/50
Page 1/1

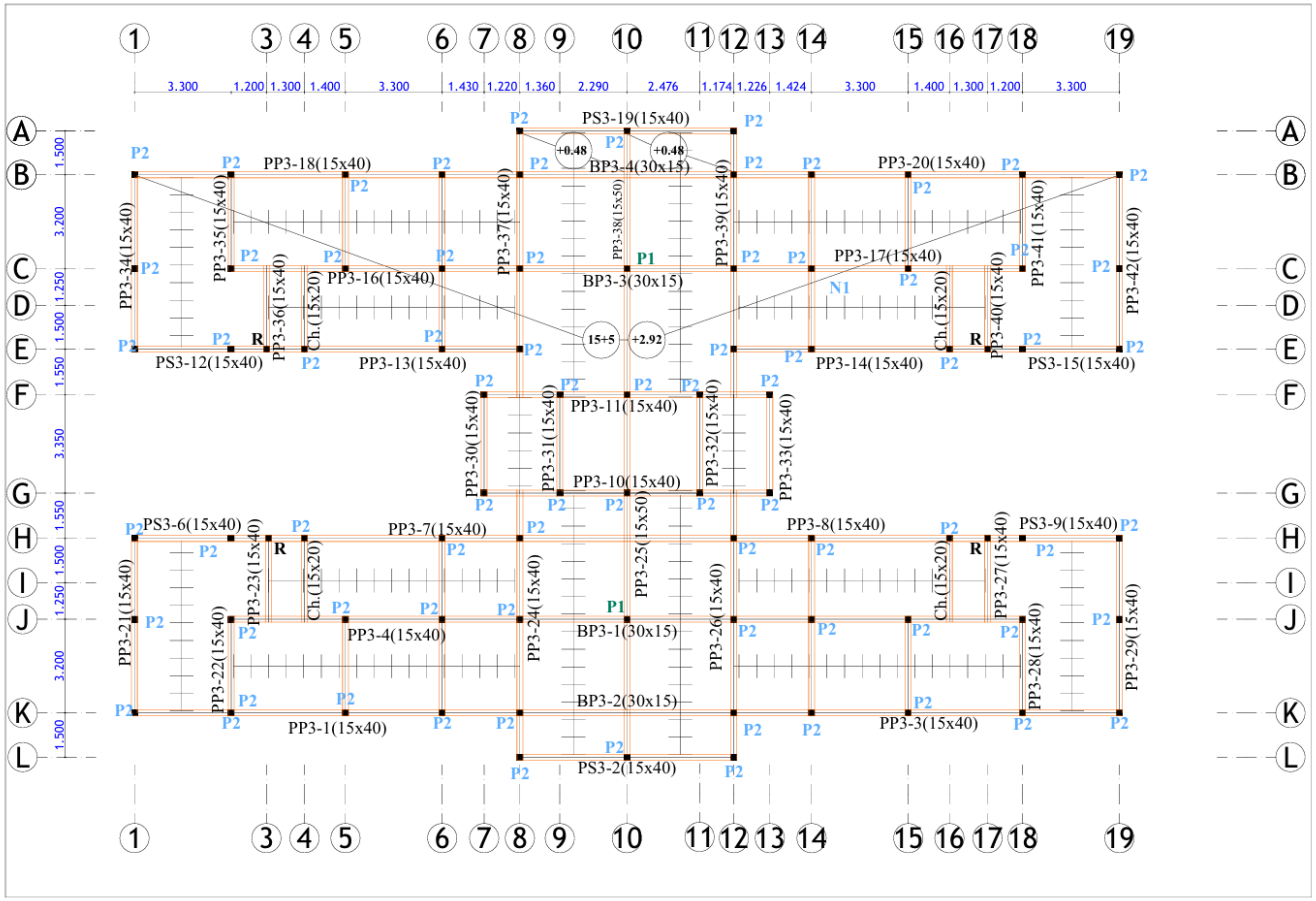

X-X
Y-Y
-75
-1.20
44HA 10
l=2.54
1.05
20
2.30
1.15
21x10
Pos.
Armature
Code
Forme
44HA 10
l=2.54
00
Tél.
Fax
Fissuration préjudiciable
Béton : BETON25 = 1.67 m3
Acier HA 500 = 68.9 kg
Surface du coffrage = 7.6 m2
Densité = 41.26 kg/ m3
Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Niveau 0.00
BATIMENT B PNHG_OUEDO
Semelle S2
Nombre 1
Echelle pour la vue 1/50
Page 1/1


X-X
Y-Y
-75
-1.20
34HA 10
l=2.04
16x10
90
80
20
1.80
15
25
5
Pos.
Armature
Code
Forme
34HA 10
l=2.04
00
Tél.
Fax
Fissuration préjudiciable
Béton : BETON25 = 1.04 m3
Acier HA 500 = 42.7 kg
Surface du coffrage = 5.06 m2
Densité = 41.06 kg/ m3
Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm
Niveau 0.00
BATIMENT B PNHG_OUEDO
Semelle S3
Nombre 1
Echelle pour la vue 1/33
Page 1/1


P1
P2
V1
V2
V3
4.15
4.55
3.05
1.35
A-A
B-B
C-C
D-D
PH RDC
PROJET LOGEMENTS SOCIAUX HOUEDO
PP1_38
Section 15x50
Page 1/1



Plan de fondation



Légende:

N : Nervures
P : Poteaux
PP : Poutre Principale
PS : Poutre Secondaire
BP : Bande Pleine
Ch : Chainage
R : Raidisseur
P1 : 25x25 cm²
P2 : 20x20 cm²
R : 15x15 cm²

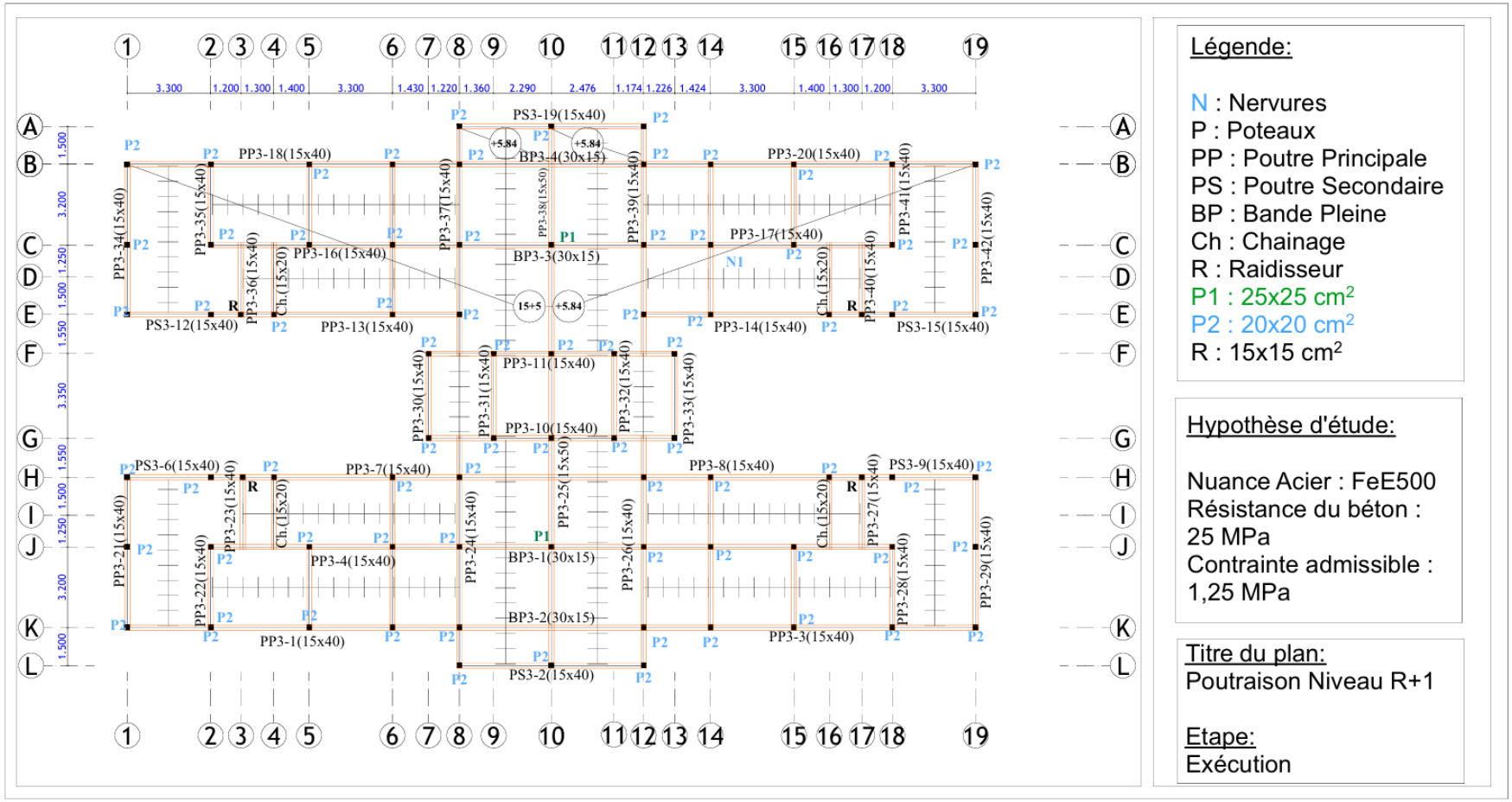
Hypothèse d'étude:

Nuance Acier : FeE500
Résistance du béton : 25 MPa
Contrainte admissible : 1,25 MPa

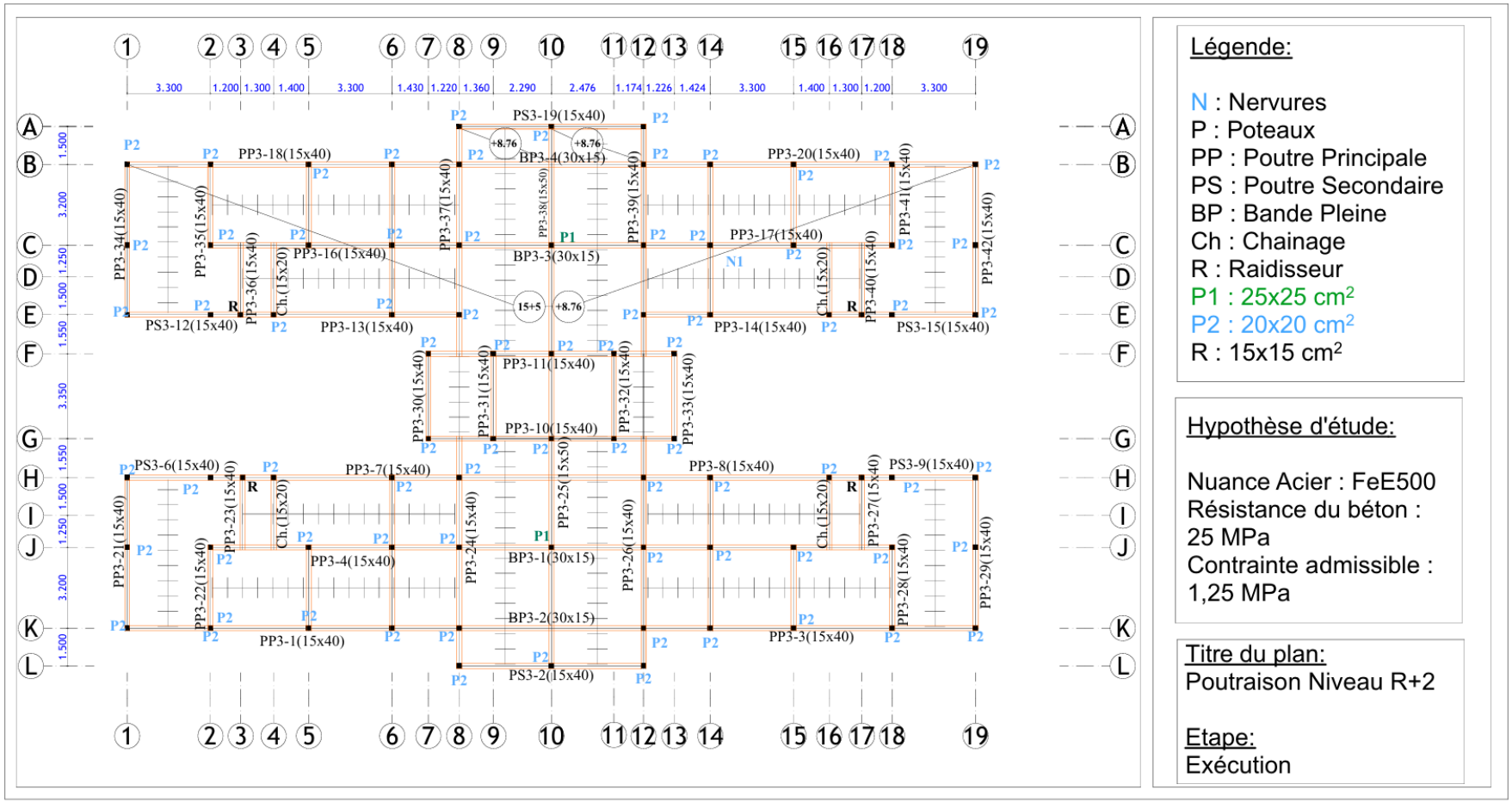
Titre du plan:
Poutraison Niveau RDC

Etape:
Exécution

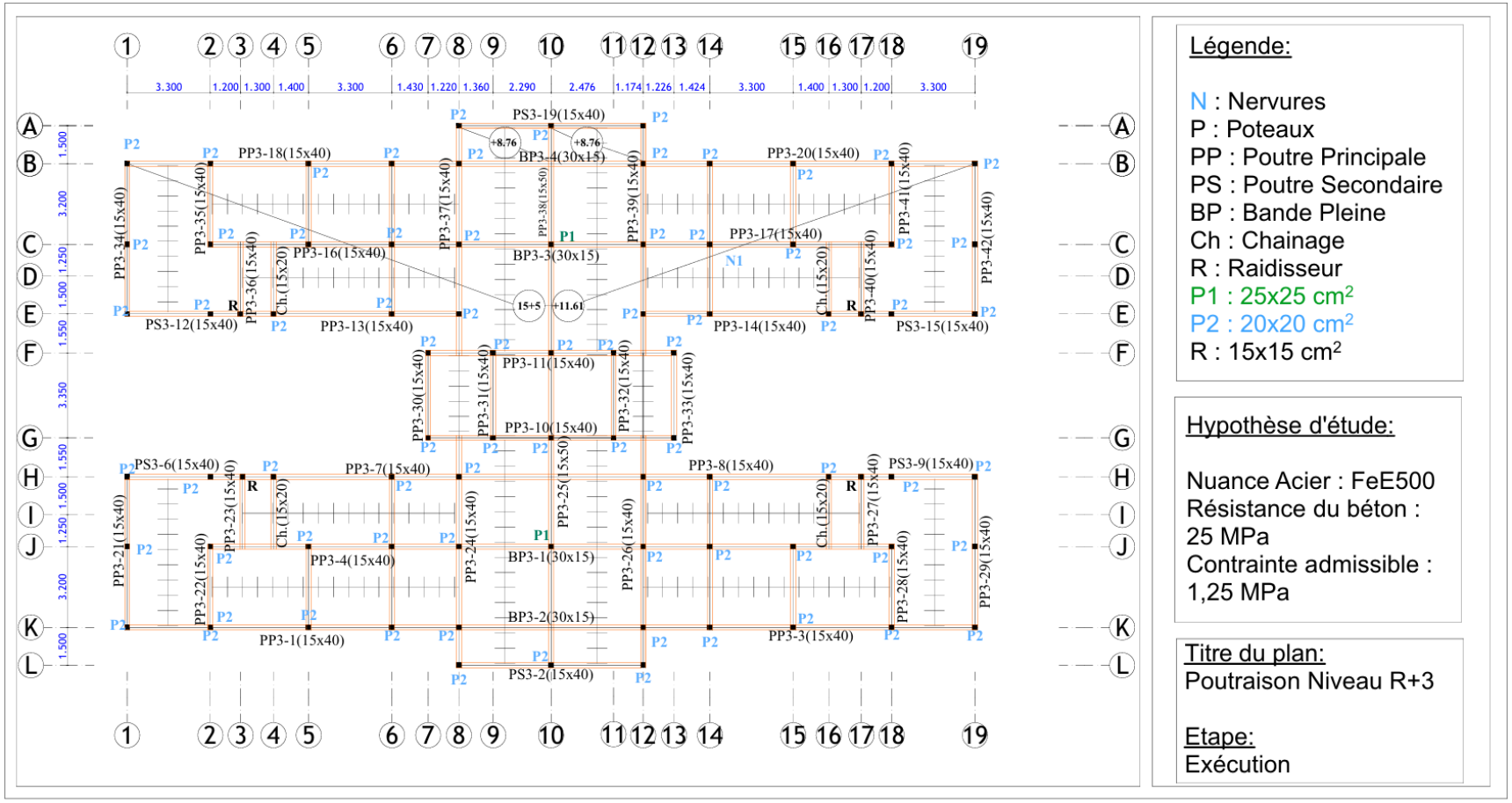
Plan de poutraison RDC



Plan de poutraison R+1



Plan de poutraison R+2



Plan de poutraison R+3