



**ETUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN
BATIMENT DU TYPE 2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET
IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER

SPECIALITE GENIE CIVIL - BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Présenté et soutenu publiquement le [16/07/2025] par
Franck Arnold FEUDJIO DJIOZAN (N° 20200934)

Encadrant 2iE : **Dr Philbert NSHIMIYIMANA, Enseignant-chercheur, Département Génie Civil, Institut 2iE**

Maître de stage : **M. Thierry SIMO, Manager des projets de Génie Civil, Business Art & Design**

Structure d'accueil du stage : Business Art and Design Sarl – Maitrise d'œuvre

Jury d'évaluation du stage :

Président : Prof. Igor OUEDRAOGO

Membres et correcteurs : Mme. Florine Leïla NYA NDANGA

Mr. Sidiki KABRE

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

Au Dieu créateur pour la santé et la vie dont il me gratifie, sa grâce et ses immenses bienfaits ainsi qu'à mes parents, pour leur amour, leur soutien et leur encouragement tout au long de mes années d'études.

Puissent ils trouver dans ce document le fruit de leurs efforts

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre profonde gratitude à toutes celles et ceux qui ont eu la générosité et la patience de répondre à nos interrogations et de nous accompagner dans notre travail par leurs conseils avisés, leurs réponses éclairantes et leurs précieuses recommandations. Nous souhaitons ainsi adresser nos remerciements particulièrement aux personnes suivantes :

- Mr le Directeur Général de l'Institut International de l'eau et de l'environnement (2iE) qui nous a permis de suivre une bonne formation professionnelle au sein de son établissement et à tous les encadreurs au sein de l'Institut.
- Dr Philbert NSHIMIYIMANA, notre encadreur 2iE, nous adressons notre plus profonde reconnaissance pour sa disponibilité, son encadrement et pour les conseils fructueux qu'il n'a cessé de nous prodiguer tout au long de notre stage.
- Mr Thierry SIMO Manager des projets de Génie Civil de l'entreprise Business Art & Design, pour sa générosité à notre égard en nous permettant d'effectuer notre stage dans de meilleures conditions au sein de son entreprise.
- Mr Levis PATOU, pour sa disponibilité et sa contribution à notre apprentissage ainsi que tous les membres de son équipe pour leurs accueils chaleureux, et leur bonne humeur.
- Mon ami FONHOUÉ Mathys, pour sa contribution dans l'obtention de ce stage ;
- Mes camarades de promotion, pour leur soutien, conseils et éclaircissements.

RESUME

Ce mémoire de fin de formation s'inscrit dans le cadre d'un projet de construction d'un immeuble résidentiel de type 2 Sous-sol+R+2 avec penthouse, situé à Yaoundé (Cameroun), pour le compte de M. Djofack. L'objectif principal sera de réaliser une étude d'ingénierie de la structure du bâtiment, en confrontant les résultats obtenus par calcul manuel à ceux fournis par le cabinet Business Art & Design. La structure porteuse de l'ouvrage se compose principalement d'éléments tels que les dalles, les poutres, les poteaux, les voiles et les semelles. En tenant compte de l'utilisation prévue du bâtiment ainsi que des charges appliquées au sol, le choix s'est porté sur une fondation superficielle avec des semelles isolées. L'analyse structurelle a été menée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, puis vérifiée par des calculs manuels sur certains éléments porteurs.

On distingue les éléments suivants :

- Sept (07) familles de poteaux, la plus grande section obtenue par calcul au logiciel étant de 45×45 cm relativement supérieur à celle obtenue par calcul manuel étant de 25×45 cm ;
- Plusieurs poutres, dont la section la plus courante est de 20×30 cm (section obtenue dans les deux méthodes de calcul) ;
- Sept (07) familles de semelles, la plus grande mesurant $270 \times 270 \times 60$ cm et la plus petite $100 \times 100 \times 25$ cm ;
- Des planchers à dalles pleines et creuses d'une épaisseur de 20 cm situé au plancher haut étage 2 ainsi qu'au niveau des porte-à-faux ;
- Une cage d'ascenseur en béton armé d'épaisseur 15 cm coulé successivement ;
- Un mur de soutènement en béton armé situé au niveau SS-1, reposant sur des semelles filantes et mesurant 3,40 m de hauteur.

Le bâtiment présente des dimensions de 20,76 m de longueur, 19,46 m de largeur et 15,30 m de hauteur, avec une surface totale de 642 m² pour une emprise au sol de 441 m². Le coût global du projet est estimé à 598 104 477 francs CFA, pour un délai d'exécution de douze (12) mois, dont huit (08) mois réservés au gros œuvre.

Mots clés :

- Bâtiment
- Comportement statique
- Descente de charges
- Penthouse
- Contreventement

ABSTRACT

This master dissertation is part of a residential building construction project of the type 2 basement levels + ground floor + 2 storey floors with a penthouse, located in Yaounde (Cameroon), on behalf of Mr. Djofack. The main objective is to carry out an engineering study of the building's structure, by comparing the results obtained with those provided by the engineering firm Business Art & Design. The supporting structure of the building consists mainly of elements such as slabs, beams, columns, walls and footings. Taking into account the intended use of the building and the loads applied to the ground, a shallow foundation with isolated footings was chosen. The structural analysis was carried out using the software Robot Structural Analysis, and then verified through manual calculations on certain load-bearing elements. The following elements can be distinguished:

- Seven (07) types of columns, the largest cross-section being 45×45 cm;
- Several beams, with the most common cross-section being 20×30 cm;
- Seven (07) types of footings, the largest measuring 270×270×60 cm;
- Solid and hollow slab floors with a thickness of 20 cm;
- A 15 cm thick reinforced concrete elevator shaft;
- A reinforced concrete retaining wall located at basement level SS-1, resting on isolated footings and measuring 3.40 meters in height.

The building has dimensions of 20,76 meters in length, 19.46 meters in width, and 15,30 meters in height, with a total surface area of 642 m² and a footprint of 441 m². The total cost of the project is estimated at 598,104,477 CFA francs, with an execution period of twelve (12) months, including eight (08) months allocated to the structural works.

Keywords :

- Building
- Predimensioning
- Load transfer
- Penthouse
- Bracing

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL	: Béton armé aux états limites
BTP	: Bâtiment et travaux publics
ELS	: Etat limite de service
ELU	: Etat limite ultime
FP	: Fissuration préjudiciable
FTP	: Fissuration très préjudiciable
FCFA	: Franc de la Communauté Financière Africaine
HA	: Haute adhérence
HT	: Hors taxes
Mpa	: Mégapascal
MN	: Méga Newton
NF	: Norme française
RDC	: Rez-de-chaussée
RSA	: Robot Structural Analysis
SPD	: Sondage au pénétromètre Dynamique lourd
TTC	: Toutes taxes comprises

LISTE DES FIGURES

Figure 1: présentation de l'organigramme de l'entreprise	3
Figure 2: Carte de situation de la Région du centre	4
Figure 3: vue 3D du bâtiment	5
Figure 4: Plan de distribution étage courant	6
Figure 5: présentation de l'ossature du bâtiment de Gauche	23
Figure 6: présentation de l'ossature du bâtiment vue avant	23
Figure 7: plancher terrasse	24
Figure 8: Plan de Ferraillage du poteau P0	41
Figure 9: Plan de Ferraillage de la semelle type S2	48
Figure 10 : Plan de Ferraillage du voile de soutènement	57

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Evaluation des surfaces bâties	7
Tableau 2: Eléments constitutifs du bâtiment.....	10
Tableau 3: Eléments constitutifs du béton	11
Tableau 4: Caractéristiques géométriques des aciers.....	11
Tableau 5: évaluation des charges appliquées aux éléments de la structure.....	18
Tableau 6: éléments constitutifs de l'escalier	21
Tableau 7: charges permanentes de référence (NF P06-004)	25
Tableau 8: charges d'exploitations de référence (NF P06-001)	25
Tableau 9: récapitulatif de la descente de charge sur Robot Structural	26
Tableau 10: Descente de charges sur la nervure	27
Tableau 11: sections d'aciérs des poteaux	40
Tableau 12: Tableau de descente de charges sur les poteaux	40
Tableau 13: Tableau de descente de charges sur les semelles	48
Tableau 14: synthèse des sollicitations	51
Tableau 15: synthèse des sections d'armatures	56
Tableau 16: Analyse des impacts.....	63

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS	II
RESUME	III
ABSTRACT	V
LISTE DES ABREVIATIONS	VI
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	VIII
INTRODUCTION	1
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE	2
I.1. Généralité	2
I.2. Domaine de compétences	2
I.3. Moyens humains	2
I.4. Organigramme de la structure	3
II. PRESENTATION DU PROJET	3
II.2. Situation géographique du projet	3
II.2. Climat	4
II.3. Contexte et justification du projet	4
II.4. Diagnostic/État des lieux	5
II.5. Données de base	9
III. METHODOLOGIE DE CONCEPTION	10
III.1. Méthode	10
III.2. Hypothèses et normes de calcul	10
III.2.1. Normes et réglementations	10
III.2.2. Hypothèses de calcul	12
II.3. Étude de sols et fondations	14
CONCLUSION	14
IV. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS	16
IV.1 CONCEPTION STRUCTURALE	17
IV.2. EVALUATION DES CHARGES	17
IV.3. Prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment	19

V. DESCENTE DES CHARGES	24
V.1. Evaluation des charge permanentes et des charges d'exploitation	24
V.2. Descente de charge à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis	25
V.3. Plancher à corps creux	27
V.4. Dimensionnement de la dalle de compression [BAEL 91 révisé 99]	32
V.5. DIMENSIONNEMENT DU POTEAU [BAEL 91 REVISE 99]	34
V.5.1. Descente de charges [BAEL 91 révisé 99].....	35
V.5.2. Comparaison des sections d'acières des poteaux suivant les deux dimensionnements ...	40
V.6. Dimensionnement de la cage d'ascenseur [BAEL 91 révisé 99].....	41
V.7. Dimensionnement de l'escalier [BAEL 91 révisé 99]	43
V.8. Semelles [BAEL 91 révisé 99].....	45
V.9. Mur en voile de soutènement [BAEL 91 révisé 99]	49
VI. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TRAVAUX.....	58
VI.1. Méthodologie	58
VI.2. Résultat	58
VII. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE	60
VII.1. Cadre législatif et réglementaire encadrant les EIES et NIES au Cameroun	60
VII.2. Identification, analyse et évaluation des impacts potentiels du projet	61
VII.3. Identification des impacts.....	62
CONCLUSION	65
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	66
ANNEXE 2 : PLANS ARCHITECTURAUX	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.

INTRODUCTION

L'immobilier au Cameroun est un secteur en pleine croissance, soutenu par une urbanisation rapide, une augmentation de la population et des investissements dans les infrastructures. Les grandes villes comme Douala et Yaoundé connaissent une forte demande en logements, tant pour l'achat que pour la location. La réalisation d'un projet de bâtiment à usage d'habitation nécessite une planification minutieuse, une coordination entre divers acteurs (architecte, ingénieurs, entrepreneurs) et chaque étape est cruciale pour garantir le succès du projet et la satisfaction des futurs occupants.

Dans le but de répondre aux besoins croissants en matière de logement et d'accroître ses activités, un entrepreneur a opté pour la construction d'un immeuble qui lui servira de lieu de résidence mais aussi à usage locatif. Afin de s'assurer de la bonne exécution des travaux, le maître d'ouvrage a jugé utile de solliciter l'expertise d'un bureau d'étude pour concevoir et réaliser ce bâtiment.

C'est dans ce contexte que dans le cadre de la rédaction de notre mémoire de fin de formation, il nous a été confié les études du comportement statique de la structure d'un bâtiment du type 02 sous-sol + Rez-de-chaussée + 02 étages avec penthouse à usage d'habitation dans la ville de Yaoundé-Cameroun. Ce projet a pour but de dimensionner d'une part les éléments porteurs de la structure et d'autre part de vérifier sa stabilité à long terme. De manière plus spécifique, il s'agira dans un premier temps de proposer une structure porteuse adéquate et la dimensionner par calculs manuel conformément aux normes et réglementation du béton armé aux états limites (BAEL 91 révisé 99), par la suite d'effectuer une modélisation numérique de la structure du bâtiment avec le logiciel de calcul Robot (Autodesk Robot 2017) afin de vérifier la réponse du bâtiment aux agressions externe, puis suivra l'identification des éléments porteurs qui contribuent à la résistance et la stabilité du bâtiment et effectuer une descente de charges afin de déterminer la section de béton et des armatures de la structure et pour terminer, de faire une étude des coûts du projet et son impact environnemental et social.

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Généralité

Business Art and Design Sarl est un bureau d'études techniques du bâtiment crée depuis plus de 10 années à Yaoundé-Cameroun. Il intervient dans les disciplines du développement économique et social comme : structures métalliques et bois, topographie, bâtiment, architecture. Grace à ses compétences, Business Art and Design exerce son activité dans la zone CEMAC.

I.2. Domaine de compétences

Business Art and Design Sarl assure la prestation de services multiples dans plusieurs domaines d'intervention. Il dispose d'un réseau qualifié, disponibles et sure. Il jouit de solides relations de partenariat avec plusieurs cabinets d'études au Cameroun et à l'extérieur. Business Art and Design est une véritable réponse aux préoccupations des organismes privés. Les principaux domaines d'interventions de Business Art and Design sont :

- Etude, conception et réalisation des projets en génie civil ;
- Travaux de finitions et de décoration intérieurs ;
- Conception des projections 3D ;
- Suivi contrôle des travaux de construction et réhabilitation.

I.3. Moyens humains

L'effectif de Business Art and Design est composé de :

- 02 ingénieurs chef projet ;
- 02 projecteurs ;
- 01 assistant technique ;
- 02 opérateurs topographe ;
- 01 juriste ;
- 01 comptable ;
- 01 secrétaire ;
- 01 agent de liaison.

I.4. Organigramme de la structure

Afin de responsabiliser et structurer les activités, Business Art and Design Sarl a mis en place un organigramme qui hiérarchise le personnel en fonction du poste occupé. La figure ci-dessous illustre cet organigramme :

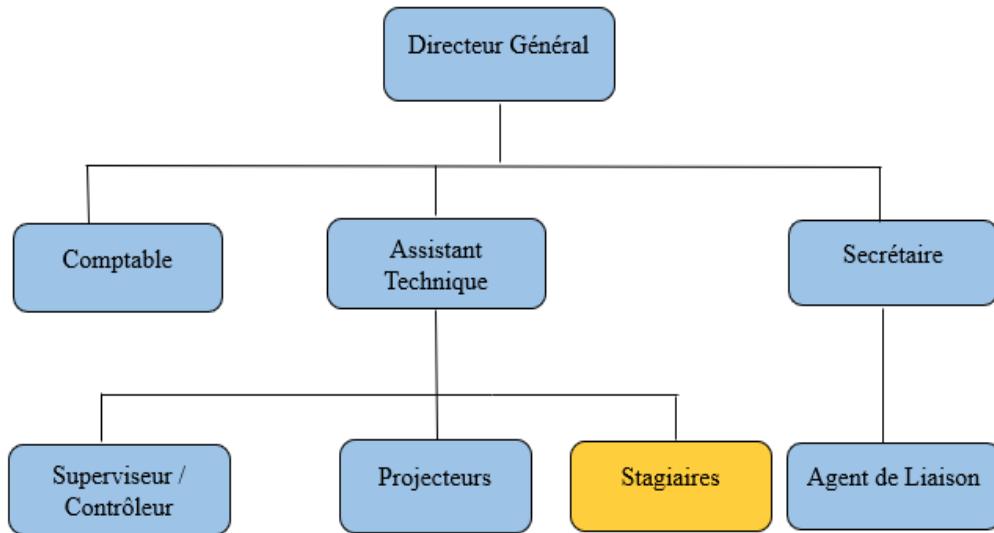


Figure 1: présentation de l'organigramme de l'entreprise

II. PRESENTATION DU PROJET

II.2. Situation géographique du projet

La zone du projet de construction d'un bâtiment du type 2SS+RDC+2 à usage d'habitation se situe dans la ville de Yaoundé, la capitale politique du Cameroun plus précisément au quartier Mbakolo-Golf, Région du Centre. Elle s'étend sur une superficie de 642 m² pour une emprise au sol de 441m².

La Figure 2 ci-dessous présente la carte de situation de la région du centre, réalisé à l'aide du logiciel QGIS.

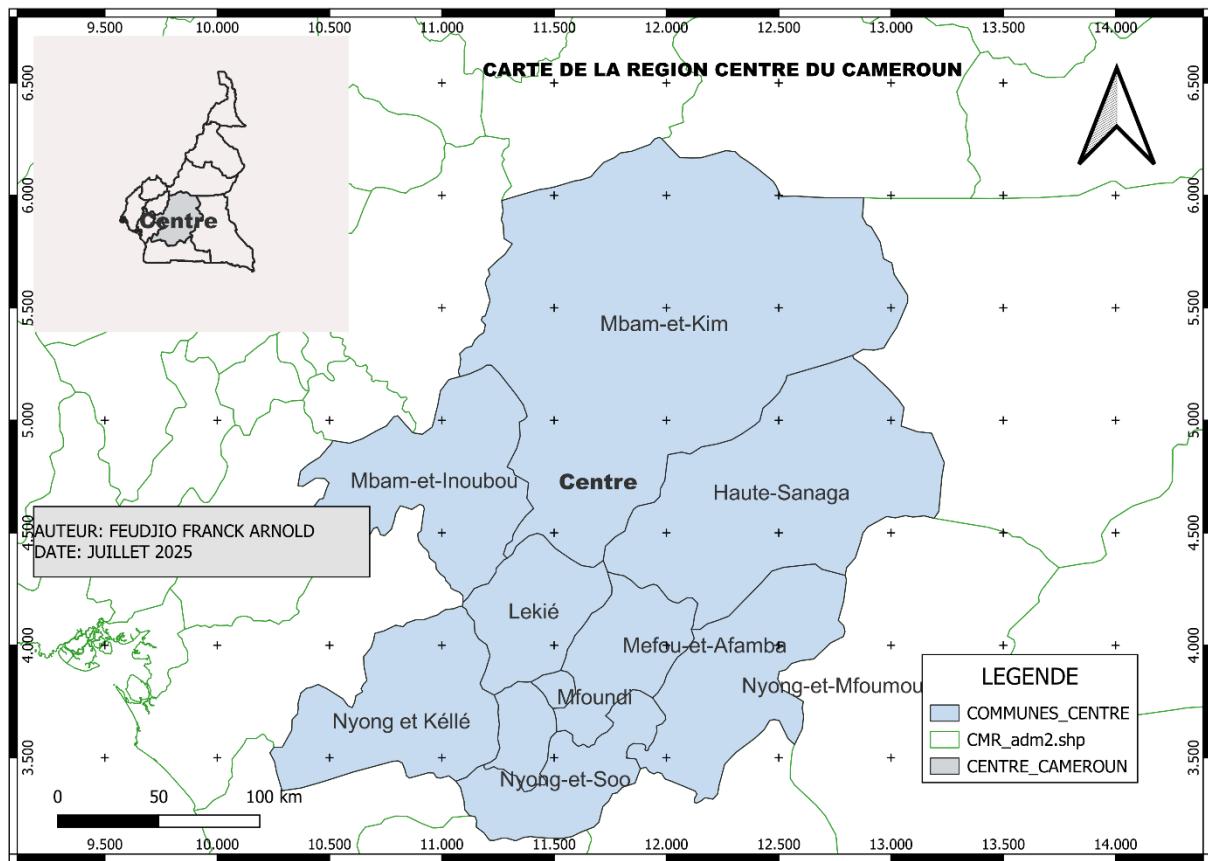


Figure 2: Carte de situation de la Région du centre

II.2. Climat

Située au Centre-Sud de la ville de Yaoundé, notre zone d'étude est traversée par un climat de type subéquatorial-guinéen, caractérisé par deux saisons de pluie alternées et deux saisons sèches à durée inégales. La hauteur d'eau recueillie au cours de l'année varie entre 1517 et 1668 mm. Elle est plus importante à l'Ouest qu'à l'Est. La température moyenne est de 27°C variant de 23°C à 30°C en saison des pluies et de 24°C à 33°C en saisons sèches.

II.3 Contexte et justification du projet

L'institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (2iE) a intégré, dans son programme de Master, un projet de fin d'études pour les étudiants en cinquième année. Ce projet permet aux étudiants de se familiariser avec le monde professionnel et d'explorer divers aspects techniques, allant des visites sur le terrain aux travaux de bureau liés à la conception, au dimensionnement et à l'analyse des résultats. C'est dans ce contexte que nous avons été accueillis par le bureau d'études Business Art and Design Sarl.

Face au manque de logements causé par la croissance démographique dans les grandes villes Camerounaise comme Yaoundé et Douala, un promoteur immobilier a décidé de contribuer à la solution de ce problème tout en développant ses activités. Il a donc choisi de construire un immeuble résidentiel à Yaoundé. L'architecture de ce bâtiment doit être à la fois économiquement viable et facilement exploitable. Il doit également :

- Respecter l'environnement et les consignes de sécurité ;
- Être en parfaite harmonie avec son environnement ;
- Présenter un environnement intérieur sain ;
- Apporter tout le confort et le bien être pour une meilleure utilisation ;
- Et offrir un coût de réalisation acceptable.

Étant donné l'envergure de ce projet, il requiert une réflexion approfondie et une collaboration étroite entre les divers acteurs impliqués, notamment entre l'architecte et l'ingénieur civil.



Figure 3: vue 3D du bâtiment

II.4. Diagnostic/État des lieux

À l'origine, cette zone est fortement réglementée, et les projets qui y sont menés se distinguent par une architecture soigneusement conçue, en parfaite conformité avec les

directives des autorités locales. De plus, elle se distingue par une demande élevée de logements de la part d'organismes étrangers, qu'ils soient gouvernementaux ou non. Ce quartier est donc une zone où la demande en logements est particulièrement forte, nécessitant des constructions de qualité pour s'intégrer harmonieusement dans son environnement.

L'environnement du projet se distingue par une dynamique immobilière intense, en raison de sa localisation dans une zone résidentielle prisée pour sa sécurité et son calme. Le bâtiment occupe une surface au sol au rez-de-chaussée et comprend deux sous-sols, l'un dédié au stationnement et l'autre aux commodités de confort, telles qu'une salle de sport, une cour intérieure et une piscine. En somme, le projet s'adresse à une clientèle haut de gamme.



Figure 4: Plan de distribution étage courant

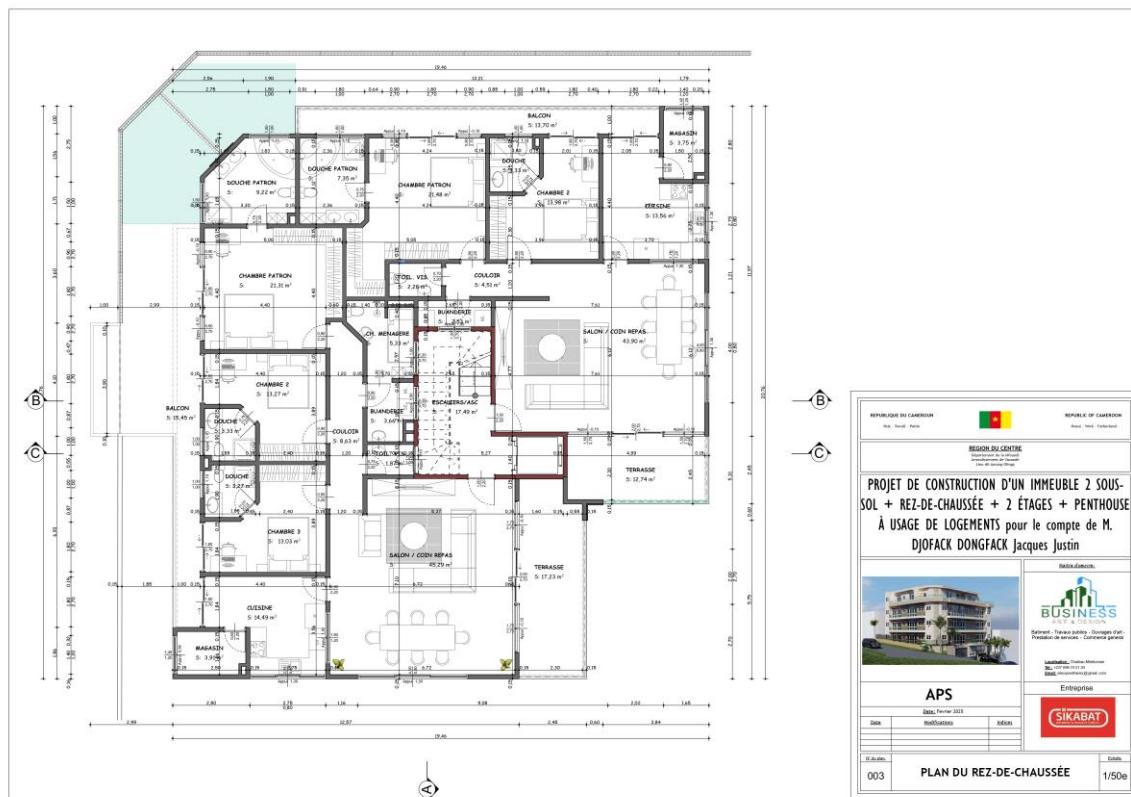


Figure 5: plan de distribution rez-de-chaussée

Le programme architectural du projet est détaillé dans le tableau ci-après :

Tableau 1: Evaluation des surfaces bâties

TABLEAU DE SURFACE	
Désignations	Surface (m^2)
SOUS-SOL -2	
Box 1	8,30
Box 5	22,68
Box 6	14,60
Cours	166,46
Douche	1,64
Escaliers / Ascenseur	14,15
Toilette sous l'escalier	2,80
Piscine	36,04

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**

Salle de sport	28,01
SAS	1,36
Terrasse	10,53
Toilette	4,59
TOTAL SOUS-SOL -2	311,16
SOUS-SOL -1	
Escalier / Ascenseur	17,11
Guérite	6,40
Local groupe	12,15
Local poubelle	5,14
Magasin	8,31
Parkings	358,15
TOTAL SOUS-SOL -1	407,26
ETAGE COURANT	
Balcon	29,15
Buanderie	6,19
Ch. Ménagère	5,33
Chambre 2	27,25
Chambre 3	13,03
Chambre Patron	42,79
Couloir	13,14
Cuisine	28,05
Douche	9,9
Douche Patron	16,57
Escaliers/Ascenseur	17,49
Magasin	7,66
Salon/ Coin repas	89,19
Terrasse	29,97
Toilette visiteur	4,15
TOTAL ETAGE COURANT	339,89

TOTAL ETAGE 01+02+03	1019,67
PENTHOUSE	
Terrasse accessible	128,16
Ch. ménagère avec buanderie	10,20
Chambre 2	16,31
Chambre 3	14,45
Chambre patron	29,67
Dressing	8,53
SAS	4,03
Hall d'entrée	13,96
Cuisine	19,64
Douche	10,23
Douche patron	9,60
Escalier / Ascenseur	17,49
Rangement	1,72
Salon / coin repas	56,06
TOTAL PENTHOUSE	340,05
TOTAL GENERAL	2078,14

II.5. Données de base

Pièces graphiques : Ce sont les pièces auxquelles nous avons eu accès, en particulier celles incluses dans le document de présentation du projet. Ces derniers contiennent les plans d'ensemble, de masse, de situation, ainsi que les vues en plan de chaque niveau du bâtiment, des coupes, des façades et des rendus photoréalistes fournis par le cabinet d'architecture. La majorité de ces éléments graphiques est présentée en Annexe 1 du document.

Pièces écrites : Parmi les documents écrits qui nous ont été remis, nous soulignerons particulièrement l'Avant-Projet Détailé, qui fournit des informations détaillées sur les initiatives du projet et les étapes préparatoires avant le lancement des travaux. Le document de présentation du projet s'est également révélé très informatif.

Ces documents fondamentaux ont principalement permis de mieux comprendre le projet et de s'approprier ses exigences, tant sur le plan architectural que structurel.

III. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

III.1. Méthode

L'analyse du comportement statique d'une structure de bâtiment consiste en une série d'études et de calculs durant lesquels un ingénieur civil vérifie la stabilité de l'ouvrage face aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q) qui lui sont appliquées. Cela implique de formuler des hypothèses de calcul et d'effectuer des descentes de charges sur la structure. Pour mener à bien cette tâche, des normes et réglementations sont établies à des niveaux international, régional et national. Il est donc essentiel que l'ingénieur s'assure que les structures qu'il conçoit respectent ces standards.

L'ouvrage sera une structure à ossature, c'est-à-dire que sa structure porteuse sera composée de planchers, de poutres, de poteaux et de semelles. Ces éléments, qui peuvent varier en forme et en matériau (fabriqués en usine ou sur chantier), sont détaillés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2: Eléments constitutifs du bâtiment

Éléments	Fonctions principales
Plancher	Créer un plan de séparation horizontal entre deux niveaux successifs d'un bâtiment
Poutre	Soutenir des charges et transmettre au poteau
Poteau	Recevoir les charges et transmettre aux fondations
Escalier	Assurer l'échange entre deux niveaux différents d'un bâtiment
Semelle	Transmettre les charges de la structure au sol

III.2 Hypothèses et normes de calcul

III.2.1. Normes et réglementations

Au Cameroun, comme dans de nombreux pays d'Afrique francophone, les normes de construction en matière de structure sont principalement d'origine européenne, notamment française. Par conséquent, l'étude du comportement statique présentée dans ce mémoire s'inspirera de ces normes.

- Des règles de calcul [BAEL 91 révisé 99] pour les calculs des éléments de structures en BA ;
- La norme [NF-EN-1991-1-4] pour l'évaluation des charges des vents sur la structure ;
- Des normes [NF P 06-001 et 06-004] pour l'évaluation des charges d'exploitations et des charges permanentes dans les structures des bâtiments ;
- La norme [NF-EN-1991-1-1] pour le calcul du comportement au feu ;
- Du [DTU 13.12] pour le calcul des fondations ;
- Du [DTU 13.3] pour la conception et le calcul des dallages ;

❖ Propriétés du Béton

Tableau 3: Eléments constitutifs du béton

Composantes	Propriétés
Ciment	Conformément à la formulation de béton, les ciments utilisés seront de classe 42,5 de ROUST.
Graviers	Les granulats sont de bonne qualité et de grosseur maximale $dg = 25\text{mm}$. Deux classes de granulats seront utilisés sur le site des travaux : les graviers 5/15 et les graviers 15/25
Sable	Le sable sera un sable rivière de la carrière d'Ebebda sur le fleuve « Sanaga »
Eau	Elle ne contient pas d'impureté

❖ Propriétés de l'acier

Les aciers utilisés dans cette structure sont en barres laminés à chaud sous forme de barres à haute adhérence à surface latérale munie de nervures obliques régulièrement espacées (barres HA). Les barres HA sont caractérisées par un diamètre normal, désigné par ϕ . Nous utiliserons les barres d'acières compris dans la gamme suivante :

Tableau 4: Caractéristiques géométriques des aciers

Φ (mm)	8	10	12	14	16	20
Section en cm^2	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14

III.2.2. Hypothèses de calcul

Les caractéristiques mécaniques du béton et des aciers à prendre en compte sont les suivantes :

❖ Caractéristiques mécaniques du béton :

- Dosage en ciment pour les éléments porteurs : $350 \text{ kg}/m^3$
- Dosage en ciment pour béton de propreté : $150 \text{ kg}/m^3$
- Dosage fondation, dallage : $300 \text{ kg}/m^3$
- Resistance à la compression du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures ($\theta=1$)
- Pas de reprise de bétonnage ($k=1$)
- Résistance caractéristique à la traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1,5$
- Module d'élasticité longitudinal différé du béton $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Classe d'exposition du béton à l'air et à l'humidité : XS1 pour les éléments extérieures et XC2 pour les éléments intérieurs

❖ Contrainte limite à la compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (1)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte limite à la compression à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (2)$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte de cisaillement :

$$\text{FPP } \tau_{lim} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad (3)$$

$$\text{FPP } \tau_{lim} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{FP et FTP } \tau_{lim} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad (4)$$

$$\text{FP et FTP } \tau_{lim} = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4Mp_a \right) = 2,50Mp_a$$

❖ **Armatures :**

- Acier a haute adhérence (HA)
- Limite d'élasticité $Fe = 500 Mp_a$
- Module d'élasticité longitudinale $Es = 200000 Mp_a$
- Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$
- Coefficient de fissuration $\eta = 1,6$
- Coefficient de poisson vaut :

{ $\nu=0,2$ à ELS et $\nu = 0$ à ELU}

❖ **Contrainte limite de l'acier à l'ELU :**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (5)$$

$$f_{su} = \frac{500}{1,15} \Rightarrow f_{su} = 434,78Mp_a$$

❖ **Contrainte de traction de l'acier à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; \max \left(\frac{1}{2} fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \quad (6)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63Mp_a$$

❖ **Fissuration :[3]**

- Fissuration peu préjudiciable (milieu non agressif) pour le dimensionnement des poteaux, poutres, longrines, escaliers et planchers.
- Fissuration préjudiciable (milieu agressif) pour le dimensionnement de la fondation.

❖ **Maçonneries :[1]**

- Parpaings creux de 15x20x40 pour murs extérieurs et intérieurs de catégorie de résistance B40 (BC14-B40) soit une résistance à la compression de 40 bars c'est-à-dire 4MPa.

❖ **Teneur au feu**

- Bâtiment à usage mixte : 1h

II.3. Étude de sols et fondations

L'étude de sols et fondation a été confié au Laboratoire géotechnique Bhygraph.

❖ But de l'étude

Cette étude a pour objectif principal de déterminer :

- La nature des sols de fondation ;
- Le système et le type de fondation ;
- Le niveau d'assise des fondations ;
- La contrainte admissible du sol ;
- Les précautions particulières à observer.

❖ Moyens de la reconnaissance

Afin d'atteindre les objectifs ci-dessus visés, les moyens suivants ont été mis en œuvre :

- Réalisation de sept (07) points de sondage au pénétromètre dynamique lourd de type A avec une machine de marque GEOTool de profondeur 10 m.
- Les sondages à la tarière mécanique dont le but est d'identifier la succession des couches de sols, leur profondeur et leur nature. Les matériaux ainsi prélevés dans des échantillons seront utilisés pour des essais de caractérisation de certaines propriétés des sols du site.

CONCLUSION

L'ensemble des résultats obtenus par l'étude géotechnique nous permet de concevoir l'immeuble 2SS+R+2 avec Penthouse de M. DJOFACK Jacques de la manière suivante :

- Fondations superficielles sur semelles isolées ;
- Anchorage des fondations : $D=2,40$ m/TN
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 0,3 M_{pa}$.

NB : Un mur de soutènement est prévu entre la zone 1 et 2.

Au cours de l'exécution des sondages, aucune venue d'eau n'a été décelée.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE 2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE

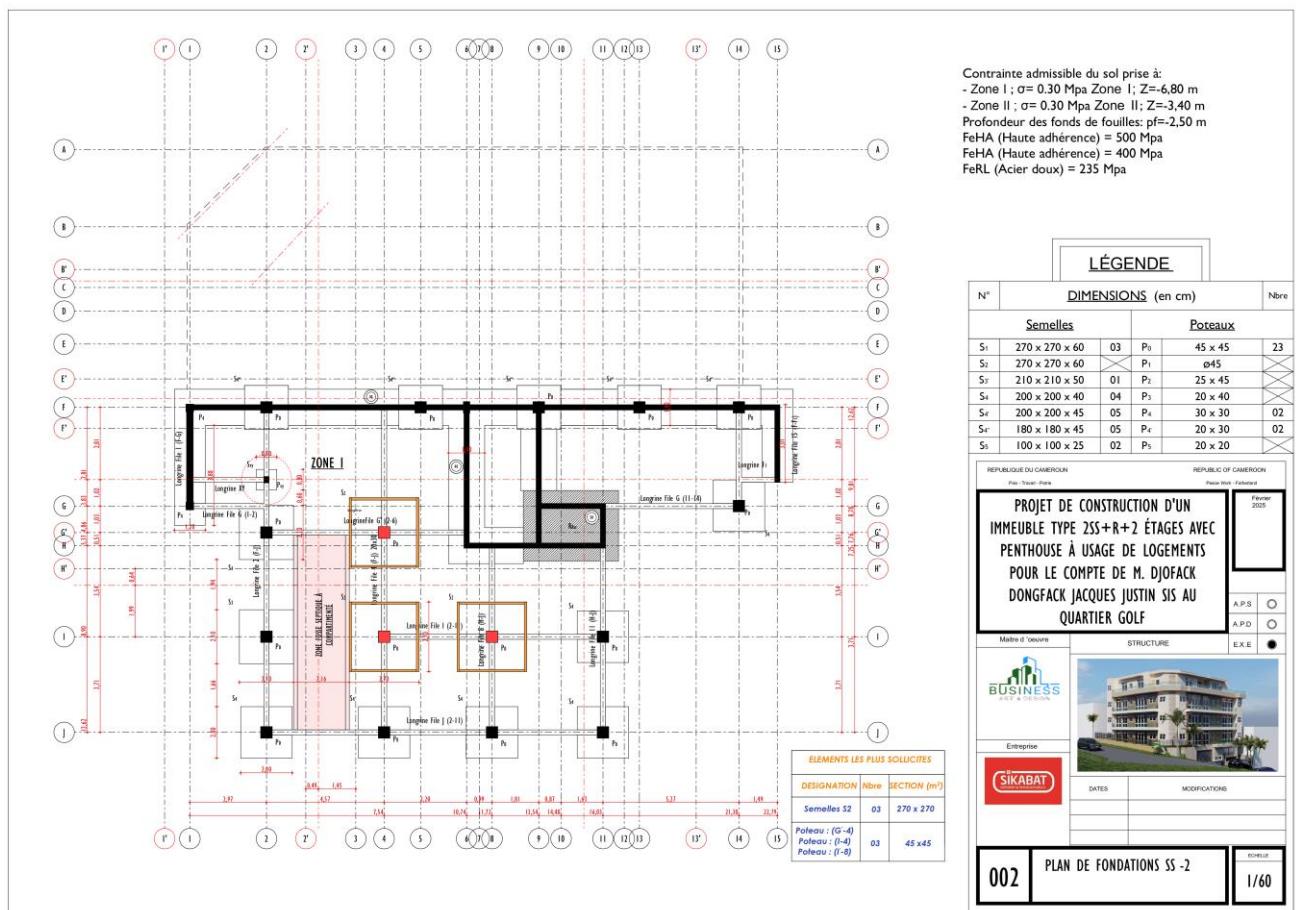


Figure 6: Plan de fondation SS-2

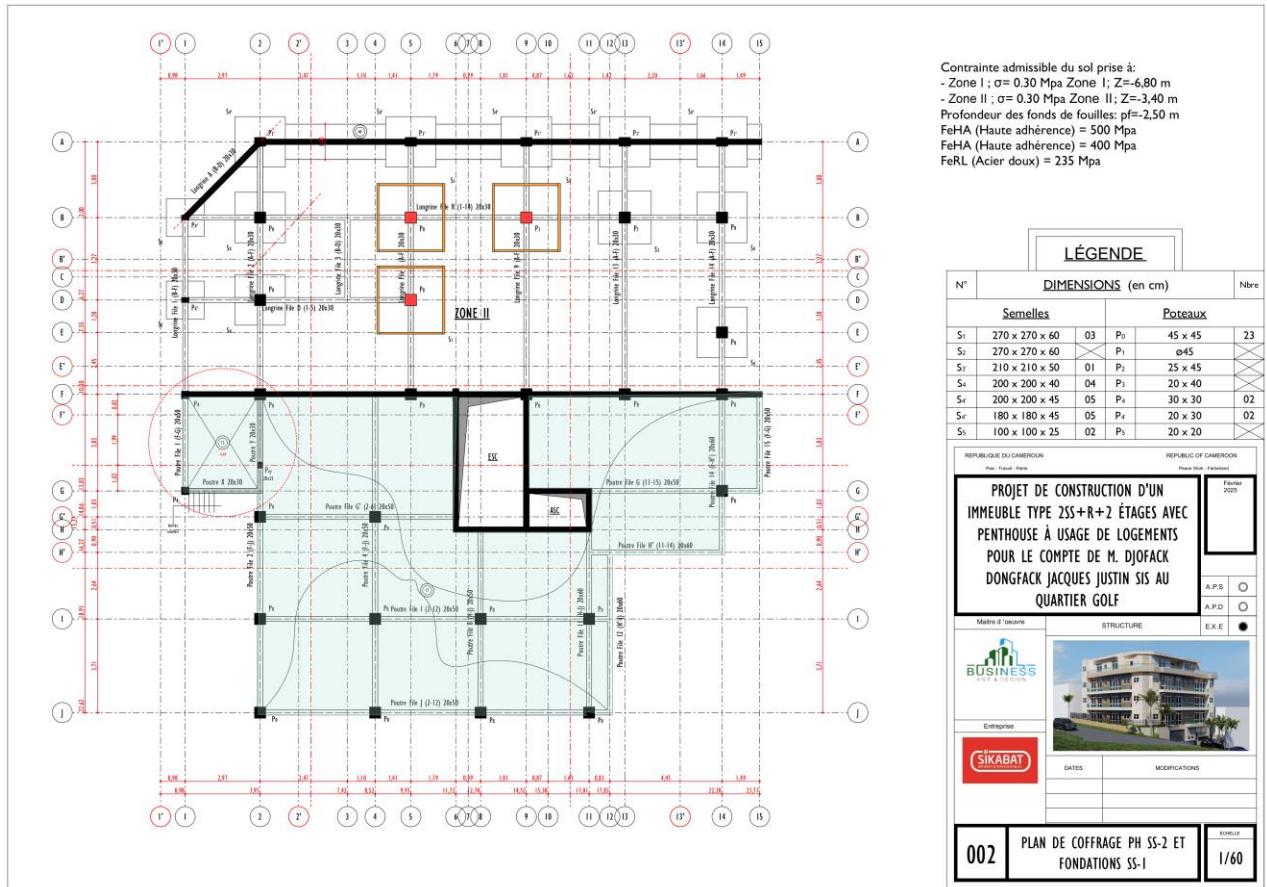


Figure 7: Plan de fondation SS-1

IV. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

La méthodologie utilisée en vue du dimensionnement des éléments porteurs est la suivante :

- Conception de la structure ;
- Evaluation des actions : charges permanentes, charges d'exploitations ;
- Calcul numérique de la structure avec le logiciel Robot Structural Analysis 2017 ;
- Calcul manuel de quelques éléments porteurs ;
- Comparaison entre les résultats manuels et ceux du logiciel ;
- Production des plans d'exécution.

IV.1 CONCEPTION STRUCTURALE

La conception de la structure d'un bâtiment s'effectue en s'appuyant sur les plans de l'architecte, en tenant compte des contraintes architecturales, de la faisabilité technique de la construction, et de la rentabilité économique du projet. La conception structurelle consiste à organiser les éléments porteurs pour assurer le transfert des charges et la stabilité du bâtiment. Les principaux éléments structurels, dont les méthodes de dimensionnement seront détaillées ultérieurement, sont les suivants :

- Les dalles pleines ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les escaliers ;
- Le mur de soutènement ;
- Les longrines ;
- Les semelles.

Notre bâtiment adopte une structure monolithique, garantissant une continuité dans son ossature. Il est soutenu par un réseau de poutres principales et secondaires, tandis que des éléments de soutènement sont incorporés afin d'isoler la structure du remblai voisin.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES

La descente de charge vise à déterminer les actions permanentes et variables nécessaires au calcul de la structure. L'évaluation des charges a été réalisée conformément aux normes [NF P -06-004] (pour les charges permanentes) et [NF P -06-001] (pour les charges d'exploitation). Le tableau ci-après illustre l'évaluation des charges appliquées aux différents éléments de la structure.

Tableau 5: évaluation des charges appliquées aux éléments de la structure

ELEMENTS		CHARGES		
Toiture Penthouse	Toiture	Permanentes	Unités (KN/m ²)	Exploitations
		Charpente	0,2	1
		Couverture (Tôle ondulée 8/10)	0,06	
		Faux plafond (Contre-plaqué, épaisseur :1cm)	0,05	
	Total		0,31	-
Plancher haut Penthouse	Dalle pleine d'épaisseur 20cm	Acrotère (épaisseur :0,15 m, hauteur :1,4m)	3,08	2
		Poids Propre	2,80	
		Carrelage	0,27	
		Chape : 6cm	1,38	
		Plâtre	0,5	
		Enduit sous dalle	0,345	
	Total		5,295	-
	Poutres	Murs (épaisseur :15cm ; hauteur :3,4m)	6,46	-
		Enduit sur murs 2cm (2 faces)	2,76	
		Total	8,835	
Plancher étage courant	Dalles à corps creux d'épaisseur 16+4 cm	Poids Propre	2,85	2
		Carrelage	0,27	
		Chape : 6cm	1,38	
		Plâtre	0,5	
		Enduit sous dalle	0,345	
		Total	5,345	
	Poutres	Murs (épaisseur :15cm ; hauteur :3,4m)	6,46	-
		Enduit sur murs	3,68	
		Total	11,78	
		Poids Propre paillasse : 15cm	2,85	
Escalier	Volée	Carrelage	0,27	3
		Enduit sous volée	0,345	
		Chape : 5cm	1,1	

		Total	4,565	
	Palier	Poids Propre palier :15cm	3,75	
		Carrelage	0,27	
		Enduit	0,345	
		Chape :5cm	1,1	
		Total	5,465	
Plancher RDC	Dalle à corps creux d'épaisseur :16+4cm	Poids Propre	2,85	2
		Carrelage	0,27	
		Chape	1,38	
		Plâtre	0,5	
		Enduit sous dalle	0,345	
		Total	5,345	
	Poutres	Murs (épaisseur :15cm ; hauteur :3,4m)	6,46	
		Enduit sur murs	4,14	
		Total	13,25	
Plancher sous-sol 1 et 2	Dalle à corps creux d'épaisseur : 16+4cm	Poids Propre	2,85	2
		Carrelage	0,27	
		Chape	1,38	
		Plâtre	0,5	
		Enduit sous dalle	0,345	
		Total	5,345	
	Poutres	Murs (épaisseur :15cm ; hauteur :3,4m)	6,46	
		Enduit sur murs	2,53	
		Total	8,1	

IV.3. Prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment

Le prédimensionnement est effectué en prenant en considération l'application des charges. Cette étape préliminaire permet d'estimer les dimensions initiales des éléments structurels, en établissant une première évaluation des sections et des composants de la structure.

❖ Poutres BA du plancher haut

Le prédimensionnement d'une poutre vise à définir sa largeur et sa hauteur en fonction de sa portée. Si la poutre repose sur deux appuis, la portée considérée est celle entre ces appuis. En revanche, si elle est continue, on retient la portée de sa travée la plus longue. Selon la réglementation [BAEL 91 modifié 99], une poutre à section rectangulaire reposant sur des appuis simples doit respecter les conditions suivantes :

Soit L la portée mesurée entre les nus d'appui et h la hauteur de la poutre :

- Pour les poutres isostatiques : $h \approx \frac{L}{10}$ avec $L=1,2m \Rightarrow h \approx 0,12m$ adoptons $h = 0,20m$
- Pour les poutres continues : $\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10}$ avec $L=5,0m \Rightarrow 0,42m < h < 0,5m$ adoptons $h = 0,40m$

Les sections de la poutre sont dimensionnées selon la formule suivante :

$$\frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (7)$$

$$\left(\frac{455}{12} \leq h \leq \frac{455}{10} \right) = (37,9 \leq h \leq 45,5)$$

Convenons de prendre la hauteur de la poutre $h=40cm$

Largeur de la poutre : $b=0,45d$ avec $d=(0,9xh) \Rightarrow b=0,45x(0,9x40)=16,2cm$

Convenons de prendre une poutre de base : $b=20cm$

La section de notre poutre est de $(20x40) cm$

❖ Poteaux en BA

Les poteaux sont des éléments porteurs assurant un certain contreventement entre le plancher et les poutres. Leur rôle principal est de supporter les charges et surcharges verticales. À chaque niveau, ils sont supposés encastrés à leur base et articulés à leur sommet. La détermination de leur section se fera en fonction de la plus grande longueur libre. Dans ce projet, la section des poteaux varie. Par conséquent, ils ont été désignés sous les appellations P0 à P5.

❖ Les Planchers

La hauteur du plancher à corps creux est déterminée à partir de la condition de limitation de la flèche (Henry Thonier tome 2 page 620) :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5} \quad (8)$$

h_t : Hauteur totale (corps creux et dalle de compression)

L_{max} : Plus grande portée de la poutre entre nus d'appui avec $4,5m \leq L_{max} \leq 7m$

Pour une dalle de longueur $L_{max} = 4,86m$, la hauteur(h) fait, $h \approx \frac{4,86}{22,5} = 0,2m$

Le plancher retenu aura une épaisseur de 20 cm, comprenant un hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

❖ Ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur, réalisée en béton armé, possède une épaisseur de 15 cm. Le poids propre de l'ascenseur est évalué à 10 kN/m^2 , tandis que la surcharge d'exploitation est fixée à 8 kN/m^2 .

❖ Escalier

L'escalier est une construction constituée d'une série ordonnée de surfaces horizontales (marches et paliers) facilitant le passage à pied d'un niveau à un autre au sein d'un bâtiment.

Géométrie

D'après le plan architectural on a :

Tableau 6: éléments constitutifs de l'escalier

Emmarchement	1,20m
Palier de départ	1,20m
Hauteur d'escalier (H)	3,2
Longueur de l'escalier (L)	5,2m
Nombre de marche (n)	18
Nombre de contre marche (n+1)	19
Giron (g)	30cm
Hauteur d'un contre marche	18cm
Epaisseur de la paillasse	14cm

❖ Longrine

Les longrines sont des poutres et pour respecter les conditions admissibles de la flèche, on doit choisir la hauteur $\ll h \gg$ et la base $\ll b \gg$ celle de la poutre.

❖ Voile en BA

Les dimensions extérieures sont établies à travers un processus intégré dans la conception du ferraillage. Elles sont influencées par la charge appliquée à la base, la contrainte du sol, ainsi que les dimensions du plateau immédiatement supérieur. Conformément aux prescriptions du livre [Henry Thonier, 1993] on devra s'assurer que :

- Hauteur du mur : H
- Largeur du talon et du contretalon : b_t, b_c
- Longueur du mur (en plan) : souvent 1m (calcul en ml)
- Epaisseur du voile (e) ≥ 10 cm
- L'élancement mécanique $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 80$
- Masse volumique du sol : γ (en KN/m^3)
- Surcharge uniforme : q
- Angle de frottement du sol : φ
- Résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 16,7 MPa$ (BAEL)
- Acier HA FeE500 $f_{yd} = 435 MPa$

❖ La fondation

Les dimensions extérieures sont établies à travers un processus intégré dans la conception du ferraillage. Elles sont influencées par la charge appliquée à la base, la contrainte du sol, ainsi que les dimensions du plateau immédiatement supérieur.

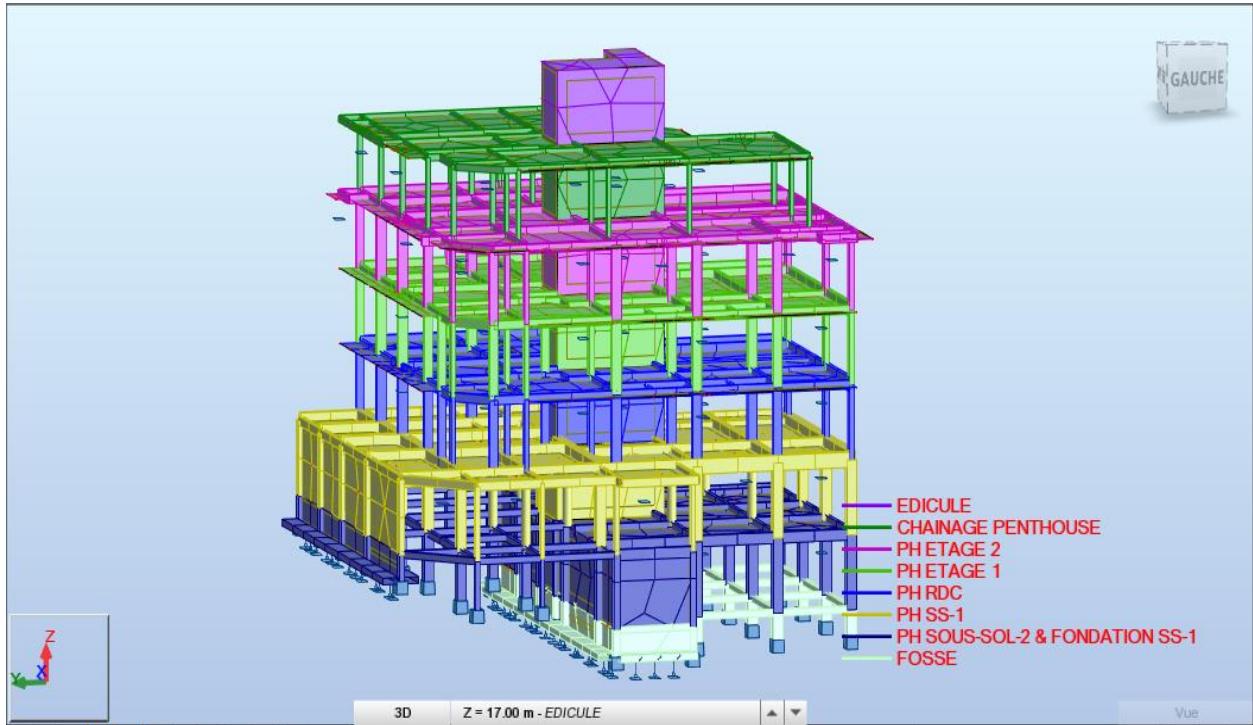


Figure 8: présentation de l'ossature du bâtiment de Gauche

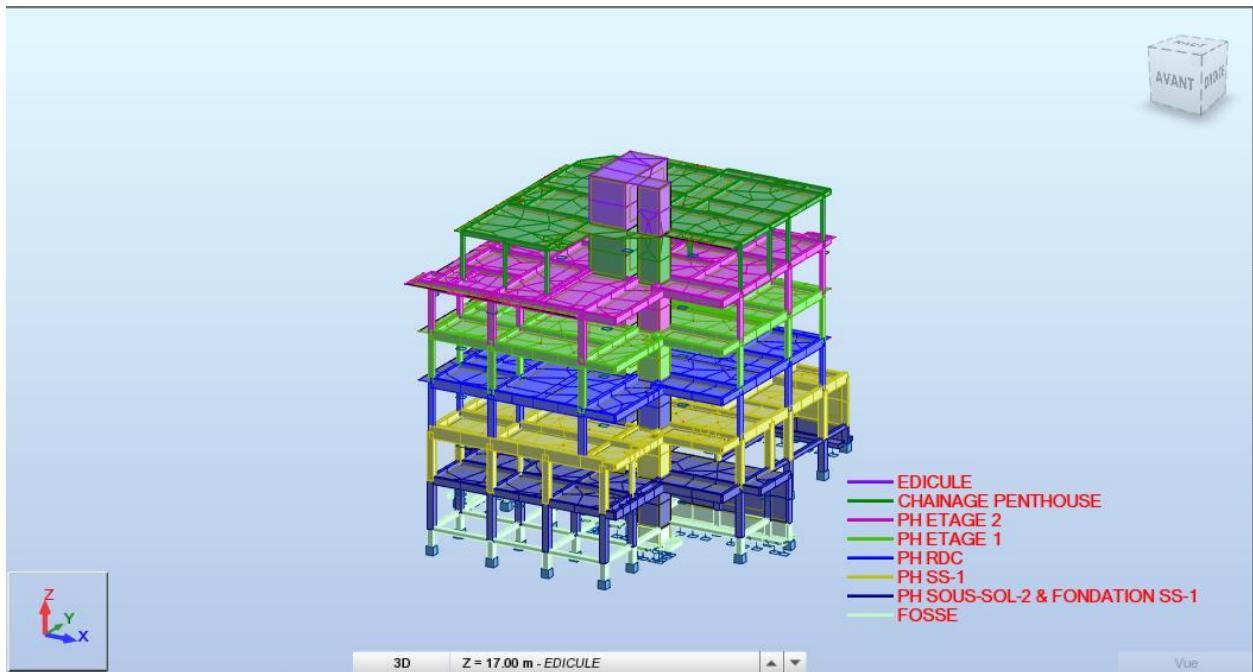


Figure 9: présentation de l'ossature du bâtiment vue avant

V. DESCENTE DES CHARGES

La descente de charges désigne le processus de répartition des charges sur les divers éléments constituant la structure d'un bâtiment. Identifier les forces agissant sur un élément d'ouvrage, qu'elles soient directes (comme le poids des occupants sur un plancher) ou transmises par d'autres composants, afin d'effectuer son étude mécanique et son dimensionnement. L'analyse débute au niveau le plus élevé (charpente ou toiture-terrasse), puis progresse vers les niveaux inférieurs jusqu'à atteindre le point le plus bas, à savoir les fondations.

Les informations nécessaires sont les suivantes :

- La géométrie de l'édifice fournie par ses plans ;
- Les valeurs G et Q du poids des matériaux et des actions variables.

Cette descente des charges est effectuée tout d'abord à l'aide d'Autodesk Robot Structural Analysis (2017) et vérifiée manuellement.

V.1. Evaluation des charge permanentes et des charges d'exploitation

Deux types de charges sont considérés dans le cadre de notre ouvrage, qui sont :

❖ Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes (G) sont les poids propres de tous les matériaux et des équipements fixes.

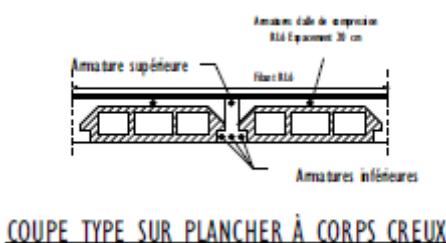


Figure 10: plancher terrasse

Tableau 7: charges permanentes de référence (NF P06-004)

Charges permanentes de référence	
Béton Armé	25 (KN/m ²)
Dalle à corps creux (16+4)	2,85 (KN/m ²)
Aggloméré creux (ép. 15cm)	2 (KN/m ²)
Forme de pente (ép. 10cm)	1,8 (KN/m ²)
Etanchéité multicouche	0,12 (KN/m ²)
Isolation thermique	0,2 (KN/m ²)
Revêtement	1 (KN/m ²)
Faux plafond	0,20 (KN/m ²)

❖ Evaluation des charges d'exploitations(Q)

Les charges d'exploitations(Q) sont les charges qui dépendent des personnes, du mobilier, des installations mobiles. Elles dépendent de l'usage que l'on va faire du bâtiment. Pour le cas de ce bâtiment, les charges d'exploitations appliquées sont :

Tableau 8: charges d'exploitations de référence (NF P06-001)

Charges d'exploitation de référence	
Logements	1,5(KN/m ²)
Plancher terrasse accessible	1,5(KN/m ²)
Escalier	2,5(KN/m ²)
Balcon	3,5(KN/m ²)

V.2. Descente de charge à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel utilisé dans le domaine de construction et principalement pour :

- La descente des charges des structures ;
- Les calculs estimatifs des structures ;
- Le dimensionnement des éléments BA en générant automatiquement le modèle de calculs.

La descente de charge sur Robot Structural Analysis s'est effectuée suivant les étapes ci-dessous :

- Le paramétrage du projet : qui consiste à choisir les normes, les matériaux et les dimensions des éléments ;
- La modélisation de la structure : il s'agit de modéliser la structure entière en commençant par les poteaux, les poutres, les planchers et les ouvertures ;
- La modélisation des charges : cette étape consiste à modéliser les charges en introduisant pour chacune d'elles, la nature, le type, l'intensité et le point d'application ;
- La vérification : à la fin de la modélisation, une vérification est lancée afin de corriger les avertissements et les erreurs ;
- Le calcul : il a été effectué suivant la méthode d'influence.

Les charges résultant de la descente de charges effectuée sur Robot Structural sont dans le tableau ci-dessous. Le poteau présentant la sollicitation la plus élevée est P0, avec un effort correspondant à $N_u = 612,25 K_N$.

Tableau 9: récapitulatif de la descente de charge sur Robot Structural

Étages	H (m)	Type plancher haut(cm)	Verticaux				Horizontaux			
			Poteaux			Voiles		Poutres		
			Type	S (cm ²)	Qté	Types	Ép (cm)	Type	S (cm ²)	Qté
Terrasse (penthouse)	3,40	Dalle pleine 15 cm	P5	20x20	20			Chainage	15x30	30
			P3	20x40	9				15x35	
Étage courant	3,40	Corps-creux 20 cm	P2	25x45	13	Voile ascenseur	20	Ptr L2	20x20	34
			P3	20x40	11				20x40	
RDC	3,40	Corps-creux 20 cm	P2	20x45	2	Voile ascenseur	20			
			P3	20x40	1				20x50	
SS-1	3,40	Corps-creux 20cm	P4 ; P4'	20x30	4	Voile soutènement	20	Ptr	20x30	41
			P1		11					
			P0	45x45	13	Voile ascenseur	20	Ptr File	20x40	
SS-2	3,40	Corps-creux 20cm	P0	45x45	23	Voile soutènement	20	Ptr File	20x30	28
			P4 ; P4'	30x30	4	Voile ascenseur	20	Ptr File	20x50	

Fondation	2		P0	45x45							
			P0	45x45							

V.3. Plancher à corps creux

❖ Prédimensionnement

La hauteur h de la nervure à l'épaisseur de l'entrevois augmentée de l'épaisseur de la table de compression soit $h = 20$ cm.

La largeur b_0 de l'âme est telle que : $0,27h \leq b_n \leq 0,36h$ soit $5,4\text{ cm} \leq b_o \leq 7,2\text{ cm}$.

Prenons : $b_0 = 6\text{cm}$.

La largeur de la table b à prendre en compte, afin d'éviter d'attribuer la même zone de table à deux nervures parallèles différentes, doit être telle que :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{l_i}{10}; \frac{l_t}{2}\right)$$

Avec : b = largeur de la table ; b_0 = largeur de l'âme ; l_i = portée de la travée à considérer

l_t = portée entre nu de nervures

On a: $l_i = l_2 = 4,55\text{ m}$ et $l_i = 0,56 - 0,06\text{ m} \Rightarrow l_t = 0,50\text{ m}$

Donc $\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{4,55}{10}; \frac{0,50}{2}\right)$ on trouve $b = 0,65\text{ m}$.

D'où $b_0 = 6\text{ cm}$; $b = 65\text{ cm}$; $h = 20\text{ cm}$

❖ Descente de charges

La largeur d'influence de la nervure est $l_{in} = b = 65\text{ cm}$.

Le tableau suivant présente la descente de charge sur la nervure.

Tableau 10: Descente de charges sur la nervure

Charges permanentes G en (KN/ml)			Charges d'exploitation Q (KN/ml)
Charges	AN :	Valeur	Valeur
Carrelage ($L_{in} \times 0,6\text{KN/m}^2$)	$0,65 \times 0,27$	0,1755	2

Chape 6 cm ($L_{in} \times ep \times 1,38KN/m^2$)	0,65 x 6 x 1,38	5,382	
Dalle de compression($L_{in} \times ep \times 25KN/m^3$)	0,65 x 0,04 x 25	0,65	
Hourdis($L_{in} \times 2,1KN/m^2$)	0,44 x 2,1	0,92	
Nervure($hn \times bn \times 25KN/m^3$)	$(0,05 \times 0,12 + 0,06 \times 0,15) \times 2$	0,38	
Total		7,5075	2

- Combinaisons d'actions

$$ELU : P_u = (1,35 \times 7,5075) + (1,5 \times 2) \Rightarrow P_u = 13,14KN/ml$$

$$ELS: P_{ser} = (7,5075 + 2) \Rightarrow P_{ser} = 9,5075 KN/ml$$

- Sollicitations

- ✓ Choix de la méthode de calcul du moment fléchissant

Il existe deux méthodes de calcul des poutres continues à savoir la méthode forfaitaire et la méthode Caquot. La méthode forfaitaire de calcul des planchers à charge modérée s'applique lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

Condition 1 : $Q_n \leq \max(2G_n; 5KN/m^2)$ avec $Q_n = 2KN/m^2$ et $G_n = 7,5075 KN/m^2$

$\Rightarrow 2 \leq \max(2 \times 7,5075; 5KN/m^2) \Rightarrow 2 \leq 15,015$ donc la condition 1 est vérifiée.

Condition 2 : les portées successives sont, dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

On a: $\frac{4,05}{4,55} = 0,89 < 1,25$ donc la condition 2 est vérifiée.

- Vérifions la position de la partie comprimée :
- ✓ Calcul du moment ultime

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{13,14 \times 4,55^2}{8} \Rightarrow M_u = 34 KN.m \quad (9)$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} = \frac{9,51 \times 4,55^2}{8} \Rightarrow M_{ser} = 24,61 KN.m$$

- ✓ Moment équilibré par la table

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} \quad (10)$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14.17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,0589 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_{tu}$ seule une partie ou la totalité de la table est comprimée.

✓ Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (11)$$

$$\mu_u = \frac{34 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu_u = 0,113$$

$\mu_u \leq \mu_l = 0,39$ donc pas besoins d'acier comprimée avec $A_{sc} = 0$ et $A_{st} \neq 0$

✓ Calcul de la section d'acier (A_{st})

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_{su}} \quad (12)$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) \text{ et } \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,2825$$

$$\text{D'où } A_{st} = \frac{0,034}{0,16 \times 434,78} \Rightarrow A_{st} = 4,89 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{st\min} \leq 0,23 bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (13)$$

$$A_{st\min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_{st\min} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{st\min} = 1,13 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 4,89 \text{ cm}^2$ donc OK

✓ Choix des armatures

On choisit : 2HA14 + 1HA12 + 1HA10 = 5cm² espacé de 20 cm.

✓ Détermination des aciers transversaux

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l_{\max}\right\} \quad (14)$$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}; \frac{60}{10}; 12 \text{ mm}\right\}$$

$$\phi_t \leq \min(5,71; 6; 12 \text{ mm}) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

✓ Espacement S_t

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow \quad (15)$$

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow \min(16,2; 40 \text{ cm}) \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Effort tranchant

$$\tau_n = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (16)$$

$$\tau_n = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ avec } V_u = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{13.14 \times 4.55}{2} \Rightarrow V_u = 29,89 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } \tau_n = \frac{29.89 \times 10^{-3}}{6 \times 0.18} = 0,027 \text{ MPa}$$

- Vérifions la présence d'acier de l'effet tranchant

$$\text{Calculons } \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1,16 \text{ MPa} \text{ on a } 0,027 < 1,16$$

Donc y'a pas d'acier d'effort tranchant.

- Vérification des conditions de cisaillement

$$\tau_{lin} = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} \Rightarrow \quad (17)$$

$$\text{Calculons } \tau_{lin} = \min\{3,33; 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_{lin} = 3,33 \text{ MPa}$$

On a: $\tau_u = 0,027 < \tau_{lin} = 3,33$ il n'y a donc pas de risque de cisaillement.

- Vérifions à l'ELS

$$\frac{b \times y_{ser}^2}{2} + nA_{st}(y_{ser} - d') - nA_{st}(d - y_{ser}) = 0 \quad (18)$$

$$\Rightarrow \frac{6 \times y_{ser}^2}{2} + 15 \times 5,65 \times (y_{ser} - 0,18) - 84,75(0,18 - y_{ser}) = 0$$

$$\Rightarrow 3y_{ser}^2 + 169,5y_{ser} - 30,51$$

La résolution de cette équation donne : $y_{ser} = 0,16m$

- Moment quadratique

$$I_{ser} = \frac{1}{3}b y_{ser}^2 + nA_{sc}(y_{ser} - d')^2 + nA_{st}(d - y_{ser})^2 \quad (19)$$

$$I_{ser} = \frac{1}{3}0,65 \times 0,18^3 + 15 \times 5(0,18 - 0,18)^2 + 15 \times 4,89(0,18 - 0,18)^2$$

$$\Rightarrow I_{ser} = 7,02 \times 10^{-3}m^4$$

- Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{ser}} \times y_{ser} \quad (20)$$

$$\text{avec } M_{ser} = P_{ser} \times \frac{l^2}{8} = 9,5075 \times \frac{4,55^2}{8} = 24,60 \text{ KN.m}$$

$$D'ou \sigma_{bc} = \frac{24,60}{7,20 \times 10^{-3}} \times 0,18 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,615 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < 0,6f_{c28}$ Donc la condition est vérifiée

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = n \left(\frac{M_{ser}}{I_{ser}} \right) \times (d - y_{ser}) \quad (21)$$

$$\sigma_{st} = 15 \left(\frac{24,60}{7,20 \times 10^{-3}} \right) \times (0,18 - 0,18) = 0$$

$\sigma_{st} = 0 < 201,63 \text{ MPa}$ condition vérifiée

V.4. Dimensionnement de la dalle de compression

Les sections d'armature doivent satisfaire les conditions suivantes :

Dans notre cas, nous avons $50 \leq b \leq 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times b}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 0.65}{500} = 5,2 \times 10^{-3} \text{ on a } A_{\perp} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour respecter les dimensions des mailles de 20 cm, convenons de prendre 5HA6 totalisant une section de $1,41 \text{ cm}^2$.

$$A = 0,5 \times 1,41 = 0,705 \text{ cm}^2$$

Pour respecter les dimensions des mailles de 20 cm, convenons de prendre 3HA6 totalisant une section de $0,85 \text{ cm}^2$.

❖ Dimensionnement de la poutre

Les poutres ont été dimensionnées en flexion simple, avec des portées déterminées en fonction de la distance entre les nus des appuis.

- Hypothèses de dimensionnement
 - ✓ Fissuration : peu préjudiciable
 - ✓ Milieu : non agressif
 - ✓ Tenue au feu : 1 heure

Étant donné l'orientation de portée des dalles adjacentes à la poutre « Poutre File 4 (F-J) » du plancher haut SS-2, nous allons considérer cette poutre car elle prend appui sur le poteau le plus chargé du bâtiment.

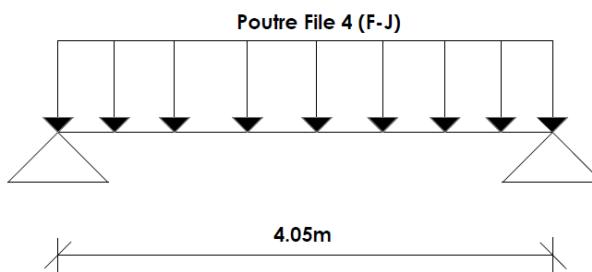


Figure 11: Poutre file 4 (F-J)

❖ Descente de charges

$$S_{triangle} = \frac{b \times h}{2} \quad (21)$$

$$S_{triangle} = \frac{(\frac{1}{4} \times 4,05) \times 3,4}{2} = 1,72 \times 2 = 3,44 m^2$$

$$S_{rectangle} = b \times h = (\frac{2}{4} \times 4,05) \times 3,4 = 6,89 m^2$$

D'où la surface totale de la poutre est de : $S_{total} = 3,44 + 6,89 = 10,33 m^2$

• Charge permanente G :

$$G = S \times G_{plancher} \quad (22)$$

$$G = 10,33 \times 5,345 = 55,21 KN$$

• Charge d'exploitation Q :

$$Q = S \times Q_{plancher} \quad (23)$$

$$Q = 10,33 \times 2 = 20,66 KN$$

• Poids propre de la poutre P_p :

$$P_p = 25 \times (0,20 \times 0,30 \times 4,05) = 6,075 KN$$

• Combinaisons d'actions

$$ELU : P_u = 1,35 \times (55,21 + 6,075) + (1,5 \times 20,66) = 113,72 KN/ml$$

$$ELS : P_{ser} = 55,21 + 20,66 = 75,87 KN/m$$

❖ Sollicitations

• Calcul du moment fléchissant M_u

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} \quad (24)$$

$$M_u = \frac{113.72 \times 4.05^2}{8} = 233,16 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des sections d'acier**

- **Moment réduit ultime μ_u**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad (25)$$

$$\mu_u = \frac{233.16 \times 10^{-3}}{(0.2) \times (0.9 \times 0.3)^2 \times 14.17} = 1,13$$

$$\mu_u = 1.13 > 0.186 \Rightarrow \text{acier comprimé}$$

- **Aciers principaux**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times f_{su}} \quad (26)$$

$$\text{On a: Avec } z = d(1 - 0,4\alpha_u) \text{ et } \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\text{AN: } \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,835}) = 0,412$$

$$Z = (0,9 \times 0.3)(1 - 0,4 \times 0,412) = 0,225$$

$$A_{st} = \frac{233.16 \times 10^{-3}}{0.225 \times 434.782} = 2,38 \text{ cm}^2$$

La section réelle à mettre en place est : 4HA10 soit une section réelle de $3,14 \text{ cm}^2$

V.5. DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

Le prédimensionnement de la section du poteau est réalisé selon les critères de résistance et de stabilité de sa forme. Dans les cas usuels, le calcul s'effectue en appliquant la méthode forfaitaire du BAEL, basée sur les hypothèses suivantes :

- Elancement limité pour parer au risque de flambement
- Effort normal de compression centré
- Justifications des sections à l'ELU

La longueur prise en compte pour les poteaux correspond à la distance entre les faces supérieures des planchers successifs, soit 3,4 m. Le dimensionnement a permis de déterminer,

pour le poteau le plus sollicité, une section d'acières longitudinaux de $6,79 \text{ cm}^2$, répartie en 6HA14.

Afin de vérifier les sections obtenues pour les poteaux selon le dimensionnement RSA, le poteau P_0 a été calculé manuellement. La comparaison des sections d'acières obtenues par les deux méthodes, présentée dans le tableau 9, démontre que le dimensionnement manuel est loin de celui réalisé par logiciel. Les détails des calculs manuels sont les suivantes :

V.5.1. Descente de charges

Pour poteau rectangulaire ou carré de côté a , on a :

❖ Descente de charges sur les poutres File G' (2-6) [Fondation SS-1]

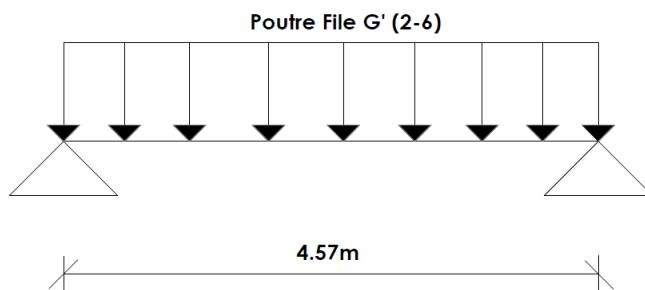


Figure 12: Poutre File G' (2-6)

$$H = \frac{L_{\max}}{12} = \frac{457}{12} = 38,08 \text{ soit } H \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = 0,45 \times d = 0,45 \times (0,9 \times 40) \text{ soit } b \approx 20 \text{ cm}$$

- Descente de charge :

$$S_{\text{triangle}} = \frac{b \times h}{2} = \frac{\left(\frac{1}{4} \times 4,57\right) \times 3,4}{2} = 1,94 \times 2 \Rightarrow S_{\text{triangle}} = 3,88 \text{ m}$$

$$S_{\text{rectangle}} = b \times h = \left(\frac{2}{4} \times 4,57\right) \times 3,4 \Rightarrow S_{\text{rectangle}} = 7,77 \text{ m}$$

$$\text{D'où } S_{\text{poutre}} = S_{\text{triangle}} + S_{\text{rectangle}} = 3,88 + 7,77 = 11,65 \text{ m}^2$$

- Combinaison des charges
 - ✓ Charge permanente

$$G = 11,65 \times 5,345 \Rightarrow G = 62,27 \text{ KN.m}$$

✓ Charge d'exploitation

$$Q = 11,65 \times 2 \Rightarrow Q = 23,3 \text{ KN.m}$$

- Etat limite ultime (ELU)

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 62,27 + 1,5 \times 23,3 \Rightarrow P_u = 119,01 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS)

$$P_{ser} = G + Q = 62,27 + 23,3 \Rightarrow P_{ser} = 85,57 \text{ KN.m}$$

❖ Poutre File 4 (F-J)

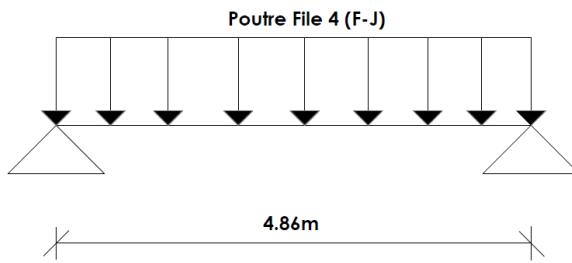


Figure 13: Poutre File 4(F-J)

$$H = \frac{L_{max}}{12} = \frac{486}{12} \Rightarrow H \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = 0,45 \times d \Rightarrow b \approx 20 \text{ cm}$$

$$S_{triangle} = \frac{(\frac{1}{4} \times 4,86) \times 3,4}{2} \Rightarrow S_{triangle} = 4,14 \text{ m}$$

$$S_{rectangle} = \left(\frac{2}{4} \times 4,86\right) \times 3,4 \Rightarrow S_{rectangle} = 8,26 \text{ m}$$

$$S_{poutre} = 4,14 + 8,26 = 12,4 \text{ m}^2$$

- Charge permanente

$$G = 12,4 \times 5,345 = 66,28 \text{ KN.m}$$

- Charge d'exploitation

$$Q = 12,4 \times 2 = 24,8 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 66,28 + 1,5 \times 24,8 \Rightarrow P_u = 126,68 \text{ KN.m}$$

$$P_{ser} = 66,28 + 24,8 \Rightarrow P_{ser} = 91,08 \text{ KN.m}$$

❖ Poutre de portée 4.05m

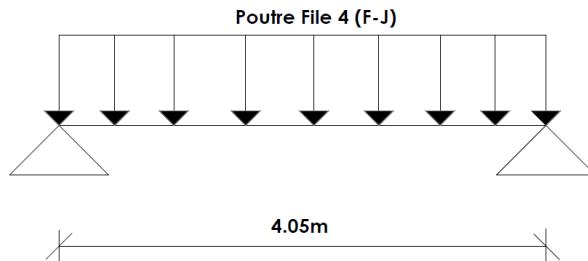


Figure 14: Poutre file 4 (F-J)

$$H = \frac{L_{max}}{12} = \frac{405}{12} \Rightarrow H \approx 35 \text{ cm et } b \approx 20 \text{ cm}$$

$$S_{triangle} = 1,72 \times 2 = 3,44 \text{ m}$$

$$S_{rectangle} = 6,88 \text{ m}$$

$$S_{total} = 3,44 + 6,88 = 10,32 \text{ m}^2$$

$$G = 10,32 \times 5,345 = 55,16 \text{ KN.m}$$

$$Q = 10,32 \times 2 = 20,64 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 55,16 + 1,5 \times 20,64 \Rightarrow P_u = 105,43 \text{ KN.m}$$

$$P_{ser} = 55,16 + 20,64 \Rightarrow P_{ser} = 75,8 \text{ KN.m}$$

❖ Poutre de portée 3.2m

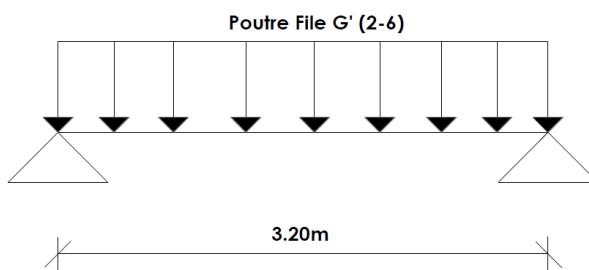


Figure 15: Poutre file G' (2-6)

$$H = \frac{L_{max}}{12} = \frac{320}{12} \Rightarrow H \approx 30 \text{ cm et } b \approx 20 \text{ cm}$$

$$S_{triangle} = 1,36 \times 2 = 2,72 \text{ m}$$

$$S_{rectangle} = 5,44 \text{ m}$$

$$S_{total} = 2,72 + 5,44 = 8,16 \text{ m}^2$$

$$G = 8,16 \times 5,345 \Rightarrow G = 43,62 \text{ KN.m}$$

$$Q = 8,16 \times 2 \Rightarrow Q = 16,32 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 43,62 + 1,5 \times 16,32 \Rightarrow P_u = 83,37 \text{ KN.m}$$

$$P_{ser} = 43,62 + 16,22 \Rightarrow P_{ser} = 59,94 \text{ KN.m}$$

❖ Combinaisons des charges

$$P_{poteau} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 62,27 + 66,28 + 55,16 + 43,62$$

$$\Rightarrow P_{poteau} = 227,33 \text{ KN}$$

$$Q_{poteau} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 23,3 + 24,8 + 20,64 + 16,32$$

$$\Rightarrow Q_{poteau} = 85,06 \text{ KN}$$

❖ Calcul la section d'acier du poteau P_0

$$P_u = 1,35 \times (227,33) + 1,5 \times (85,06) \Rightarrow P_u = 434,48 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 227,33 + 85,06 \Rightarrow P_{ser} = 312,39 \text{ KN}$$

❖ Sollicitations

On major P_u et P_{ser} de 10%

$$N_u = 1,1 \times P_u = 1,1 \times 434,48 \Rightarrow N_u = 477,93 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1,1 \times P_{ser} = 1,1 \times 312,39 \Rightarrow N_{ser} = 343,63 \text{ KN}$$

❖ Aciers principaux

L'effort normal ultime que peut supporter le poteau est :

$$N_{ultime} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ avec } B_r = (a - 0,025)(b - 0,025) \Rightarrow B_r = 0,073 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{35}{35})^2} \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\text{D'où } N_{ultime} = 0,708 \left[\frac{0,076 \times 25}{0,9 \times 1,5} + A \frac{500}{1,15} \right] \Rightarrow N_{ultime} = 0,955 + 434,78 \times A$$

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

$$\text{AN: } A_{min} = \max \{4 \times (0,20 + 0,45) \times 2 ; 0,2 \times \frac{0,18}{100}\} \Rightarrow \max\{5,2 \text{cm}^2 \text{ ou } 3,6 \text{cm}^2\}$$

$$\text{D'où } A_{min} = 5,2 \text{cm}^2$$

$$\text{Et } A_{max} = 5 \times \frac{B}{100} \Rightarrow A_{max} = 5 \times \frac{0,18}{100} = 90 \text{cm}^2$$

D'où $5,2 \leq A \leq 90$ la section à mettre en oeuvre pour le poteau est 6HA14

Soit $6,79 \text{cm}^2$

❖ Aciers transversaux

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}) \text{ et } \emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l max}{2} = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ ce qui implique } \emptyset_t \approx 6 \text{mm}$$

❖ Espacement entre les armatures transversales

$$S_t \leq \min\{15\varphi l_{min} ; 10 + a ; 40\} \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1.2 ; 10 + 20 ; 40\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min\{18 ; 30 ; 40\}; \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Comme $\lambda > 35$ et $\frac{a}{b} [0,9 ; 1,1]$; alors les armatures seront disposées au niveau des angles.

❖ Calcul de la longueur de recouvrement

$$L_r \geq 22 \times \varphi l_{max} ; \varphi l_{max} = 1,2 \text{ cm}$$

$$L_r \geq 26,4 \text{ cm} ; \Rightarrow L_r = 30 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

$$\Sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15 A_s} \leq 0,6 f_{c28} \text{ avec } A_s = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = \left(\frac{477,93}{0,708} - \frac{0,073 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{1,5}{500} \Rightarrow A_s = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } \Sigma_{bc} = \frac{343,63 \times 10}{500 + 15 \times 2,02} \Rightarrow \Sigma_{bc} = 6,48 \text{ MPa}$$

$\Sigma_{bc} = 6,48 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée.}$

Observation :

Le calcul manuel propose une section rectangulaire de béton de $25 \times 45 \text{ cm}^2$ et une section d'acier de $6,79 \text{ cm}^2$. En revanche, le dimensionnement réalisé avec le logiciel indique une section de béton différente avec une section d'acier supérieure. Cette divergence souligne l'importance de comparer les résultats issus des calculs manuels et du logiciel pour assurer la sécurité et l'efficacité des structures.

V.5.2. Comparaison des sections d'acières du poteau P_0 suivant les deux dimensionnements

Tableau 11: sections d'acières des poteaux

	Dimensionnements	
	RSA	A la main
λ	44,76	36
α	0,64	0,708
Section d'acières longitudinaux (cm^2)	9,05	6,79
	8HA12	6HA12
Aciers transversaux	18HA6	18HA6

Tableau 12: Tableau de descente de charges sur les poteaux

Types	Section poteau (cm)	Charge permanente G en (KN)	Charge d'exploitation Q en (KN)	Effort normal Nu (KN)	Section d'acier (cm^2)	Section d'acier réelle
P5	20x20	3,71	0,70	196,69	4,52	4HA12
P4'	20x30	54,14	18,39	553,61	4,71	6HA10
P4	30x30	57,95	26,70	1278,16	9,05	8HA12
P3	20x40	433,3	93,30	799,51	9,24	6HA14
P2	25x45	816,92	223,12	1425,08	9,05	8HA12
P1	$\emptyset 45$	581,46	111,46	2315,57	9,24	6HA14
P0	45x45	1071,33	301,08	3027,03	12,32	6HA14

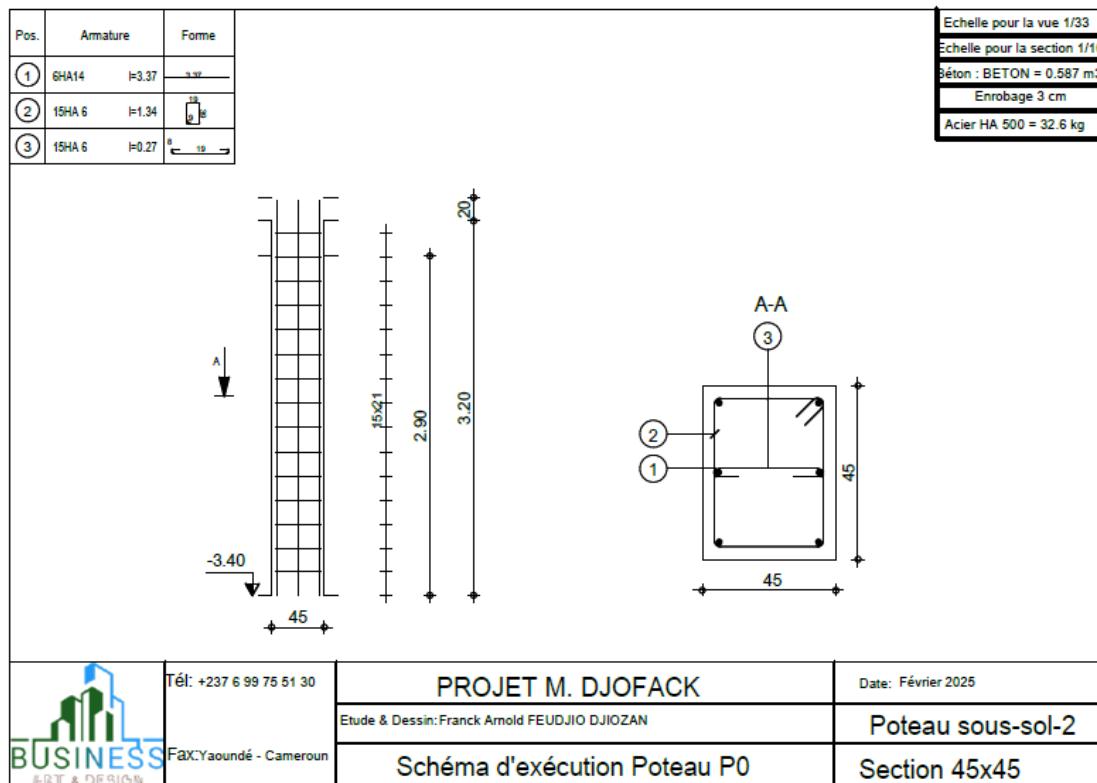


Figure 16: Plan de Ferraillage du poteau P0

V.6. Dimensionnement de la cage d'ascenseur

❖ Ferraillage de la dalle de la cage d'ascenseur

Notre dalle porte sur deux sens :

$$N_g = \sigma_b \times l \times e_p \quad (27)$$

$$N_g = 25 \times 2,6 \times 0.2 \Rightarrow N_g = 13 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des charges :

$$N_q = 1,5 \times 2,6 \Rightarrow N_q = 3,9 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = (1,35 \times 13) + (1,5 \times 3,9) \Rightarrow P_u = 23,4 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = G + Q = 13 + 3,9 \Rightarrow P_{ser} = 16,9 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{23,4 \times 2,6^2}{8} \Rightarrow M_u = 19,77 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_{su}} \text{ avec } z = d(1 - 0,4\alpha_u) \text{ et } \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\text{D'où on a : } A_{st} = \frac{19.773 \times 10^{-3}}{0.156 \times 434.78} = 2,92 \text{ cm}^2$$

Convenons de prendre 4HA10 totalisant $3,14 \text{ cm}^2$.

❖ **Ferraillage de la paroi**

- Calcul de l'effort N_u sur la paroi

$$N_u = P_u \times l \quad (28)$$

$$N_u = 23,4 \times 2,3 \Rightarrow N_u = 53,82 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = P_{ser} \times l = 16,9 \times 2,3 \Rightarrow N_{ser} = 38,87 \text{ KN}$$

- Vérifions la contrainte sur la section σ_s

$$\sigma_s = \frac{N_u}{S} \quad (29)$$

$$\sigma_s = \frac{N_u}{S} = \frac{53.82}{2.3 \times 3.4} = 6,88 \Rightarrow \sigma_s = 0,068 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ donc la contrainte est vérifiée

- Calcul de l'effort sur la paroi

$$N_u = P_{udalle} + P_p \text{ et } N_{ser} = P_{serdalle} + P_p \quad (30)$$

$$\text{Avec } P_{paroi} = \sigma_b \times h_t \times ep \times 2,3 = 25 \times 18 \times 0,20 \times 2,3 \Rightarrow P_{paroi} = 207 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{53.82 + 207}{2.3} = 113,4 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{38.87 + 207}{2.3} = 106,9 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment ultime

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{23.4 \times 2.3^2}{8} \Rightarrow M_u = 15,47 \text{ KN.m}$$

- Calcul de la section d'acier (A_{st})

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times f_{su}} \Rightarrow A_{st} = \frac{0.1547}{0.156 \times 434.78} \Rightarrow A_{st} = 2,28 \text{ cm}^2$$

Choix de ferraillage : convenons de prendre 8HA12 totalisant $9,05 \text{ cm}^2$.

V.7. Dimensionnement de l'escalier

❖ Descente de charges :

- Poids de la paillasse..... $\rho_p = \frac{y \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.14}{\cos 30.96} \Rightarrow \rho_p = 4,08 \text{ KN/ml}$
- Marche $\rho_m = \frac{y \times h}{2} = \frac{25 \times 0.16}{2} \Rightarrow \rho_m = 2 \text{ KN/ml}$
- Carrelage..... $0.27 \times 20 = 5,4 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose..... $0.02 \times 20 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (2cm) $0.345 \times 20 = 6,9 \text{ KN/ml}$
- Garde-corps métallique..... $= 0,60 \text{ KN/ml}$

❖ Evaluation des charges :

$$G = 5,4 + 0,44 + 6,9 + 0,60 \Rightarrow G = 13,34 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3 \text{ KN/ml}$$

❖ Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = (1,35 \times 13.34) + (1.5 \times 3) \Rightarrow P_u = 22,509 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 13,34 + 3 \Rightarrow P_{ser} = 16,34 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{8} \tag{31}$$

$$M_u = \frac{22.509 \times (5.2)^2}{8} \Rightarrow M_u = 76,08 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, le moment fictif appliqué au centre de gravité des aciers tendus :

$$M_{fic} = M_u + \left(d + \frac{h}{2} \right) \text{ avec } d = h - c \tag{32}$$

h = hauteur utile = 0,2 ; c = enrobage = 0,02

$$\text{AN: } M_{fic} = 76,08 + \left(0,2 - 0,02 + \frac{0,2}{2}\right) \Rightarrow M_{fic} = 76,36 \text{ KN.m}$$

❖ Armature fictive :

On appliquera la formule de la flexion simple

$$M_{ufic} = N_u \times e + (d - 0,5 \times h)$$

$$\text{AN: } M_{ufic} = 22,509 \times 0,15 + (0,18 - 0,5 \times 0,2) \Rightarrow M_{ufic} = 3,456 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } \mu_u = \frac{M_{ufic}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,456 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0753 \text{ KN}$$

On a $\mu_u \leq \mu_l$ donc pas d'acier comprimé

Calcul de z :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,01 \text{ et } z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,048)$$

D'où z=0,18

$$A_{st} = \frac{M_{ufic}}{z \times f_{su}} = \frac{0,003456 \times 10^5}{0,18 \times 434,782} \Rightarrow A_{st} = 4,42 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : 6HA12 totalisant une section de $6,79 \text{ cm}^2$ espacement de 20cm

$$\Rightarrow S_t = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,42}{4} \Rightarrow A_r = 1,105 \text{ cm}^2 \text{ convenons de prendre 6HA8 de section } 3,02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Espacement des aciers de répartition} \Rightarrow S_t = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm.}$$

- Contrainte de l'acier tendu

$$\text{F.P: } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\sqrt{1.6} \times f_{t28} \right) \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \{333,33 ; \max (250 ; 183,30)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

D'où $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{st}$ donc condition vérifiée.

V.8. Semelles

L'étude de reconnaissance des sols réalisée sur le site du projet indique que la fondation à prévoir sera de type « superficielle ». En tenant compte de l'ossature du bâtiment et des charges à transmettre au sol d'assise, l'hypothèse retenue est l'utilisation de semelles isolées sous poteaux.

Voici l'analyse du calcul de la semelle du poteau P2 :

❖ Semelle de type S2

Hauteur utile (h) de la semelle : $h = d + 0,05m$ avec $d = 0,9 \times 0,6 \Rightarrow d = 0,54$

$$h = 0,54 + 0,05 \text{ d'où } h = 0,6m$$

Les dimensions de la semelle sont : $(2,7 \times 2,7 \times 0,6)$ cm

❖ Descente de charges

$$P_{psemelle} = f_{c28} \times S \times h \Rightarrow P_{psemelle} = 25 \times (2,7 \times 2,7) \times 0,6 \Rightarrow P_{psemelle} = 109,35KN$$

$$P_{remblai} = S_{poteau} + S_{semelle} - V_{fouille}$$

$$P_{remblai} = (0,20 \times 0,20 \times 0,9 \times 25) + (2,7 \times 2,7 \times 0,6 \times 25) - (2,7 \times 2,7 \times 1,5)$$

$$\text{D'où } P_{remblai} = 99,315 KN$$

$$Q_{dallage} = 5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Combinaison de charges

$$\text{AN: } G_{semelle} = (145,38 \times 5) + 109,35 = 836,25 KN \Rightarrow G_{semelle} = 0,836 MN$$

$$Q_{semelle} = (54,4 \times 5) + 5 = 277 KN \Rightarrow Q_{semelle} = 0,277 MN$$

$$N_u = (1,35 \times 0,836) + (1,5 \times 0,277) \Rightarrow N_u = 1,544 MN$$

$$N_{ser} = (0,836 + 0,277) \Rightarrow N_{ser} = 1,113 MN$$

❖ Dimensionnement de la semelle

Données :

Béton : $fc28=25\text{MPa}$

Acier Fe E500

Fissuration préjudiciable

$$N_{ser} = 1,113 \text{ MN} ; N_u = 1,544 \text{ MN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$a = 0,2 \text{ m}$$

$$b = 0,4 \text{ m}$$

- Dimensionnement à l'ELS

Dimensionnement en plan a' et b'

Le poteau est carré alors on préfère une semelle carrée.

$$\text{Aire brute} = \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{1.544}{0.30} = 5,15 \text{ m}^2$$

$$\text{Dimensions } a'=b'=\sqrt{5.15} = 2,27 \text{ m}^2$$

Ajouter 5cm et arrondir au 10cm les plus proches d'où a'=b'=2,27+0,05=2,32 m

Choix des dimensions : a'=b'= 2,35 m

Détermination de la hauteur utile (d)

$$d = \frac{a'-a}{4} = \frac{2.35-0.2}{4} \Rightarrow d = 0,54 \text{ m}$$

Détermination de la hauteur totale h(m)

$$h = d + 0,06 = (0,9 \times 0,6) + 0,06 \Rightarrow h = 0,6 \text{ m}$$

Calcul de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{Psemelle}}{S} \quad (33)$$

$$\text{avec } P_{Psemelle} = f_{c28} \times S \times h = 25(2,7 \times 2,7) \times 0,6$$

$$\Rightarrow P_{Psemelle} = 109,35 \text{ KN} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \sigma_{sol} = \frac{1.113+0.109}{2.7 \times 2.7} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sol} = 0,17 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,30 \text{ MPa}$$

- Condition de non-poinçonnement

La condition de non-poinçonnement est vérifiée par :

$$N_u - \frac{(N_u + 1,35G)(a + 2h)(b + 2h)}{a' \times b'} < \frac{0,13h}{\gamma_b} (a + b + 2h) \times f_{c28} \quad (34)$$

$$\text{AN: } 154,4 - \frac{(154,4 + 1,35 \times 836,25)(0,2 + 2 \times 0,6)(0,4 + 2 \times 0,6)}{2,32 \times 2,32} < \frac{0,13 \times 0,6}{1,15} (0,2 + 0,4 + 2 \times 0,6) \times 25$$

$\Rightarrow -379,68 < 3,06$ d'où condition vérifiée donc pas de poinçonnement.

- Détermination des aciers tendus : nappe parallèle à a'

$$A_x = \frac{N_{ser} \times (a' - a)}{\gamma \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta} \times f_{tj} \right)$$

$$\Rightarrow \eta = 1,6 \text{ pour HA} \geq 6mm ; f_{tj} = 2,1MPa \Rightarrow f_{tj} = \inf (333,333 ; 201,63)$$

$$\text{AN : } A_x = \frac{1,113 \times (2,32 - 0,2)}{8 \times 0,36 \times 201,63} \Rightarrow A_x = 4,06 \text{ cm}^2$$

- Nappe inférieure parallèle à b'

$$A_y = \frac{1,113 \times (2,32 - 0,4)}{8 \times 0,36 \times 201,63} \Rightarrow A_y = 3,68 \text{ cm}^2$$

Choix des sections réelles :

A_x Soit 4HA12 totalisant $4,52 \text{ cm}^2$

A_y Soit 4HA12 totalisant $4,52 \text{ cm}^2$

- Dimensionnement à l'ELU

$$A_x = \frac{N_u \times (a' - a)}{8 \times d \times f_{su}} \text{ avec } f_{su} = \frac{500}{1,15} = 434,78MPa$$

$$\text{AN : } A_x = \frac{1,544 \times (2,32 - 0,2)}{8 \times 0,36 \times 434,78} \Rightarrow A_x = 9,84 \text{ cm}^2$$

Les sections retenues sont celles obtenues suivant l'ELS par majoration soit : 14HA12

$$\text{Espacement } S_t = \frac{270}{14} = 19,28 \approx 20 \Rightarrow S_t = 20cm.$$

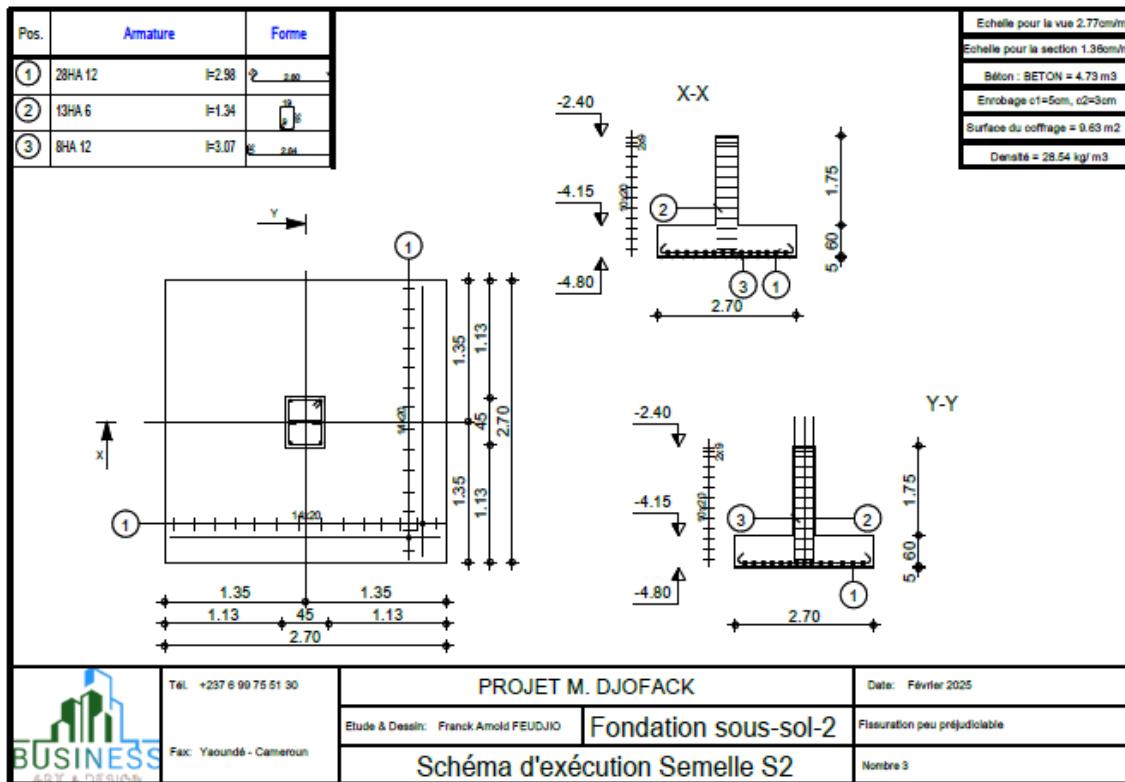


Figure 17: Plan de Ferraillage de la semelle type S2

Tableau 13: Tableau de descente de charges sur les semelles

Types	Section semelle (cm)	Charge permanente G en (KN)	Charge d'exploitation Q en (KN)	Poids propre en (KN)	Section d'acier en (cm ²)	Section d'acier réelle
S_1	270x270x60	223,13	111,46	326,88	9.84	14HA12
S_2	270x270x60	429,62	395	836	9.84	14HA12
S_3	210x210x50	272,16	163,95	420,86	7.20	11HA12
S_4	200x200x40	42,14	106,55	200,73	7.20	10HA10
$S_{4''}$	180x180x45	226,81	159,86	398,67	7.20	9HA10
S_5	100x100x25	45,71	15,17	43,18	4	5HA10

Observation :

D'après le plan de ferraillage ainsi réalisé, nous pouvons remarquer que le dimensionnement à la main nous donne des sections d'armatures semblables de celles du logiciel Robot ce qui nous permettra d'optimiser sur le cout de l'ouvrage et d'alléger le poids du bâtiment.

V.9. Mur en voile de soutènement

Un mur en voile de soutènement est un mur en béton armé destiné à retenir un remblai de terre. Il se compose généralement de :

- Une semelle (talon et contrelalon)
- Un voile (ou fut vertical)
- Parfois une tête (chapeau)

❖ Dimensionnement du mur de soutènement

e_0 (Épaisseur en tête du mur)

Conditions :

$$e_0 = 20 \text{ cm} \text{ si } H \leq 6 \text{ m}$$

$$e_0 = 30 \text{ cm} \text{ si } H > 6 \text{ m}$$

- Valeur de e_0

$$e_0 = \frac{H}{24} \text{ avec } H: \text{hauteur du mur} \Rightarrow e_0 = \frac{340}{24} = 14,17 \text{ cm}$$

Nous fixons $e_0 = 20 \text{ cm}$

- Valeur de e_1 (*épaisseur de la base du voile*)

$$e_1 = e_2 = \frac{H}{12} \Rightarrow e_1 = e_2 = 28,33 \text{ cm prendre } e_2 = 0,20 \text{ m}$$

- Valeur de b_1 (*largeur du patin*)

$$b_1 \in \left[\frac{H}{8} ; \frac{H}{5} \right] \Rightarrow b_1 \in \left[\frac{340}{8} ; \frac{340}{5} \right] \Rightarrow b_1 \in [42,5 ; 68] \Rightarrow \text{prendre } b_1 = 45 \text{ cm.}$$

- Valeur de b (*largeur de la semelle*)

$$b = 1,15 (0,2 + 0,45 \times H) = 1,15 \times (0,2 + 0,45 \times 3,4) = 1,9895 \Rightarrow d'ou b = 2 \text{ m}$$

D'où $b = 2 \text{ m}$.

- Valeur de b_2 (*largeur du talon*)

$$b_2 = b_1 = 45 \text{ cm}$$

- Dimensionnement du voile : évaluation des sollicitations

Section critique S_1

Calcul de M (poids propre de l'ouvrage)

$$M = \text{section du voile} \times \gamma_{\text{béton}} = \frac{(0.20+0.2) \times 3.20}{2} \times 25 \Rightarrow M = 16 \text{ KN}$$

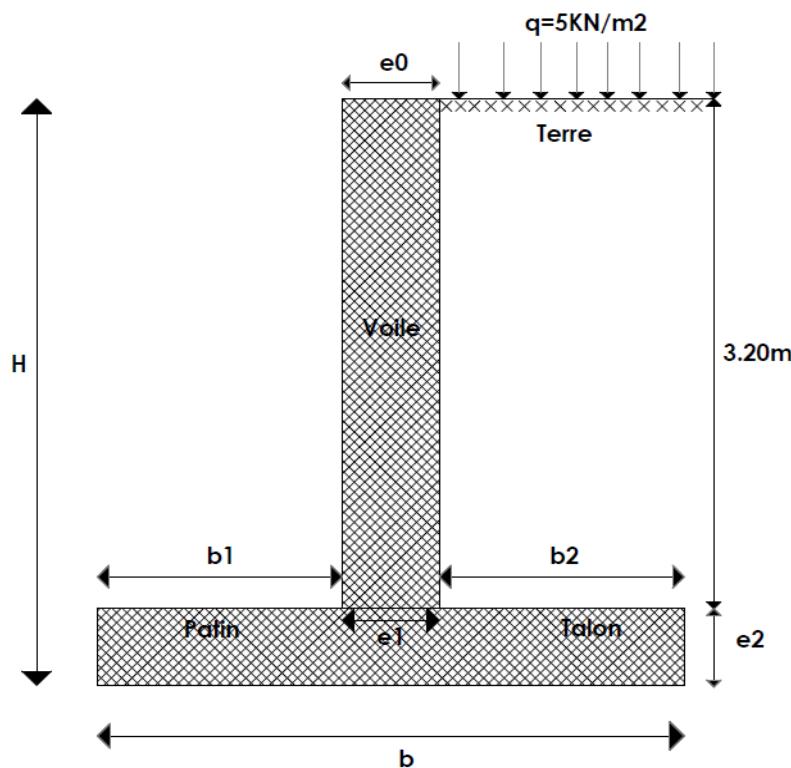


Figure 18: esquisse du voile de soutènement

- Calcul de la poussée des terres

$$P = K_a \times \gamma \times h \Rightarrow P = 0,333 \times 18 \times 3,20 \Rightarrow \text{d'où } P = 19,18 \text{ KN/m}^2$$

- Résultante de la poussée des terres :

$$P_r = P \times \frac{h}{2} = 19,18 \times \frac{3,20}{2} \Rightarrow \text{d'où } P_r = 30,69 \text{ KN}$$

- Moment due à la poussée des terres :

$$M_G = P_r \times \frac{1}{3} \times h = 30,69 \times \frac{1}{3} \times 3,20 \Rightarrow \text{d'où } M_G = 32,74 \text{ KN.m}$$

- Poussée due à la surcharge :

$$\rho = K_a \times q = 0,333 \times 5 \Rightarrow \rho = 1,665 \text{ KN/m}^2$$

- Résultante due à la surcharge

$$\rho_r = \varphi \times h \Rightarrow \rho_r = 1,665 \times 3,20 \Rightarrow \text{d'où } \rho_r = 5,328 \text{ KN/ml}$$

- Moment due à la surcharge

$$M_\rho = \delta_r \times \frac{1}{2} \times h \Rightarrow M_\rho = 5,328 \times \frac{1}{2} \times 3,20 \Rightarrow \text{d'où } M_\rho = 8,524 \text{ KN.m}$$

Tableau 14: synthèse des sollicitations

Poids poussés des terres P(KN/ml)	19,18
Résultante poussée des terres R(KN/ml)	30,69
Moment due à la poussée des terres M_G (KN/m/ml)	32,74
Surcharges ρ (KN/ml)	5,328
Moment due aux surcharges M_ρ (KN/m/ml)	8,524

❖ Dimensionnement des sections

- Section 1

$$M_T = 19,18 + 8,524 \Rightarrow M_T = 27,704 \text{ KN.m/ml} \text{ (moment dans le même sens).}$$

Nous sommes donc en flexion composé avec effort normal de compression (FP) ELS

$$e_{ser} = \frac{M_T}{M} = \frac{27,704}{19,18} \Rightarrow \text{d'où } e_{ser} = 1,44 \text{ m}$$

Conditions : $e_{ser} > 4h_0$ avec $h_0 = 0,20 \text{ m}$

$$\Rightarrow S_1 : 4 \times 0,20 = 0,8 \text{ m or } e_{ser} = 1,44 \text{ m donc } e_{ser} > 4h_0 \Rightarrow \text{flexion simple}$$

- Section d'acier voile (S1)

$$d=0,9 \times 0,28 \Rightarrow d=0,252$$

$$\alpha_{ser} = \frac{\eta \times \sigma_{bc}}{\eta \times \sigma_{ser} + \sigma_{ser}} \text{ avec } \sigma_{ser} = 250 \text{ MPa et } \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha_{ser} = \frac{15^2}{15^2 + 250} \Rightarrow \alpha_{ser} = 0,474$$

$$A_{st} = \frac{M}{d(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}) \times \sigma_{ser}} = \frac{27.704 \times 10}{0.252 \times (1 - \frac{0.474}{3}) \times 250} \Rightarrow \text{prendre } A_{st} = 7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Prendre : 7HA12 $\approx 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ espacement de 15 cm

Calcul des aciers de répartitions

$$A_h \geq 0,1 \times e_1 \Rightarrow A_h \geq 0,1 \times 0,2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Choix des armatures : HA8 espacement de 25 cm $\Rightarrow 2,51 \text{ cm}^2$

❖ Dimensionnement de la semelle

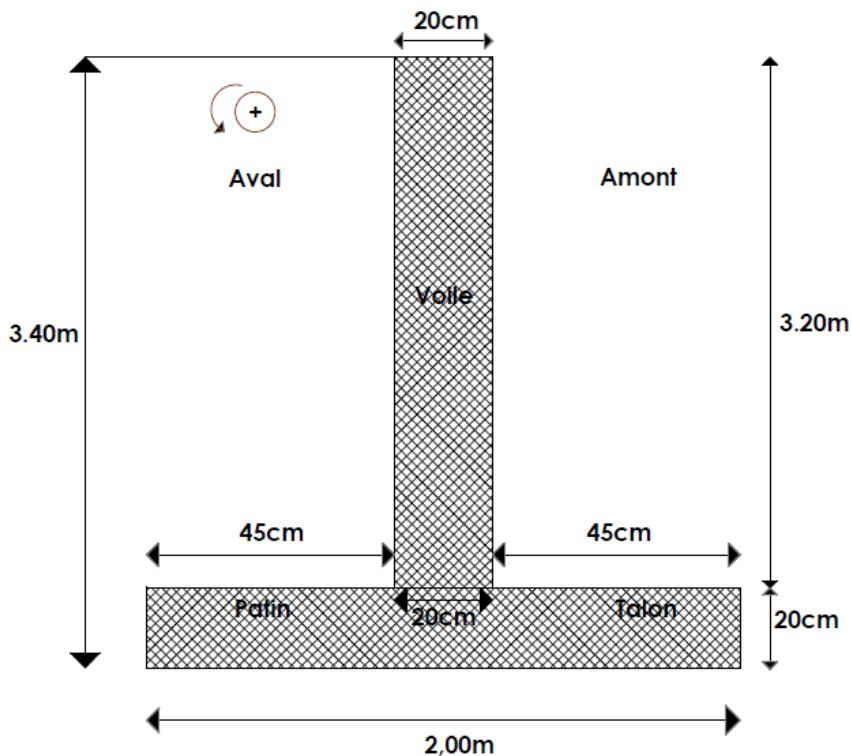


Figure 19: dimensions du voile de soutènement

Evaluation des actions permanentes

- Charges verticales

✓ Poids propre de la semelle : $P_{Ps} = 1 \times 0,20 \times 25 \Rightarrow P_{Ps} = 5 \text{ KN/ml}$

✓ Poids propre du voile : $P_{P\rho} = 0.2 \times 3,20 \times 25 \Rightarrow P_{P\rho} = 16 \text{ KN/ml}$

✓ Poids propre des terres en Amont :

$$P_{Ptamont} = 0,40 \times 3,20 \times 18 \Rightarrow P_{Ptamont} = 23,04 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre des terres en Aval :

$$P_{Ptaval} = 0,25 \times 0,4 \times 18 \Rightarrow P_{Ptaval} = 1,8 \text{ KN/ml}$$

- Charges horizontales

✓ Poussée des terres en Amont

$$P_{Tamont} = K_a \times y \times H = 0,333 \times 18 \times 3,4 \Rightarrow d'ou P_{Tamont} = 20,38 \text{ KN/ml}$$

✓ Résultante de la poussée amont

$$P_{ramont} = P_{Tamont} \times \frac{H}{2} = 20,38 \times \frac{3,4}{2} \Rightarrow P_{ramont} = 34,65 \text{ KN/ml}$$

❖ Evaluation des actions variables

- Surcharges verticales

Poids de la surcharge

$$P_{Pq} = 0,4 \times 5 \Rightarrow P_{Pq} = 2 \text{ KN/ml}$$

- Surcharges horizontales

Poussée due à la surcharge

$$P_q = K_a \times q = 0,333 \times 5 \Rightarrow d'ou P_q = 1,67 \text{ KN/ml}$$

- Résultante due à la surcharge

$$P_{rsurch} = P_q \times H = 1,67 \times 3,4 \Rightarrow d'ou P_{rsurch} = 5,68 \text{ KN/ml}$$

❖ **Synthèse des sollicitations**

- Résultante des charges verticales

$$R_\rho = P_{Ps} + P_{P\rho} + P_{Ptamont} + P_{Ptaval} + P_{Pq}$$

$$R_p = 5 + 16 + 23,04 + 1,8 + 2 \Rightarrow \text{d'où } R_p = 47,84 \text{ KN/ml}$$

- Résultante des charges horizontales

$$R_H = P_{ramont} + P_{rsurch} = 34,65 + 5,68 \Rightarrow \text{d'où } R_H = 40,33 \text{ KN/ml}$$

- Résultante des moments : calcul des moments

✓ Semelle : $M_{PPS} = 5 \times 1,4 = 7 \text{ KN/m}$

✓ Voile : $M_{PP\rho} = 16 \times 0,9 = 14,4 \text{ KN/m}$

✓ Terre : $M_{PPTamont} = 23,04 \times 1,9 = 43,78 \text{ KN/m}$

$$M_{PPTaval} = 1,8 \times 0,325 = 0,59 \text{ KN/m}$$

$$M_{Pramont} = 34,65 \times \frac{5}{3} = 57,75 \text{ KN.m}$$

- Surcharges

$$M_{PPq} = 2 \times 1,9 = 3,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Prsurch} = 5,68 \times \frac{5}{2} = 14,2 \text{ KN.m}$$

- Résultante des moments (sommation algébrique)

$$M_T = -7 - 14,4 - 43,78 - 0,59 + 57,75 - 3,8 + 14,2 \Rightarrow M_T = 2,38 \text{ KN.m/ml}$$

Synthèse des sollicitations sur la semelle

$$R_p = 47,84 \text{ KN/ml}$$

$$R_H = 40,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_T = 2,38 \text{ KN/ml}$$

Reconnaissance du domaine d'étude : dimensionner une semelle revient à déterminer les sections critiques S_2 et S_3 .

- Calcul de l'excentricité e_A

$$e_A = \frac{M_T}{R_p} = \frac{2,38}{47,84} \Rightarrow e_A = 0,04 \text{ m}$$

- Calcul de $\frac{b}{3}$

$$\frac{b}{3} = \frac{1}{3} = 0,33$$

Condition : $e_A > \frac{b}{3}$ donc la section est complètement comprimée. Le diagramme de répartition ici est trapézoïdale.

- Calcul de la contrainte de référence adéquate

$$\sigma_{réf} = \frac{5 \times R_y}{2 \times b} \times \left(1 - 1.2 \times \frac{e_A}{b}\right) \Rightarrow \sigma_{réf} = \frac{5 \times 47.84}{2 \times 1} \times \left(1 - 1.2 \times \frac{0.04}{1}\right)$$

$$\text{D'où } \sigma_{réf} = 113,86 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul du patin (S2)

$$m_{S2} = \frac{\sigma_{réf} \times b_2^2}{2} \Rightarrow m_{S2} = \frac{113,86 \times 0,4^2}{2} = 9,11 \text{ KN/m}$$

- Calcul de M_{rserb}

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ser} = \frac{\eta \times \sigma_{bc}}{\eta \times \sigma_{bc} + \sigma_{ser}} = \frac{15^2}{15^2 \times 250} = 0,474$$

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e ; \max(0,5 \times f_e \text{ et } 110\sqrt{\eta} \times f_{t28})\right\}$$

$$M_{rserb} = \frac{1}{2} \times b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc} \times \alpha_{ser} \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \alpha_{ser}\right)$$

$$\Rightarrow M_{rserb} = \frac{1}{2} \times 0.2 \times (0,9 \times 0,2)^2 \times 15 \times 0,474 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times 0,474\right) = 0,02 \text{ MN.m}$$

Condition : $M_{rserb} > m_{S2}$ pas d'aciérs comprimés.

$$Ast_{S2} = \frac{m_{S2}}{d(1 - \frac{1}{3} \alpha_{ser}) \times \sigma_{ser}} = \frac{9,11 \times 10}{(0,9 \times 0,2) \times (1 - \frac{1}{3} \times 0,474) \times 250} = 2,40 \text{ cm}^2 [5]$$

- Calcul du talon (S3)

$$b' = 2 \times e_A - b_1 - e_1 = 2 \times 0,04 - 0,4 - 0,2 \Rightarrow b' = -0,52 \text{ m}$$

$$M_{S3} = \frac{(P_{Ptamont} + q) \times b^2}{2} - \frac{\sigma_{ref} \times b'^2}{2} \text{ avec } P_{Ptamont} = 3,2 \times 18 = 57,6 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{S3} = \frac{(57,6 + 5) \times 0,4^2}{2} - \frac{113,86 \times (-0,52)^2}{2} \Rightarrow M_{S3} = -10,39 \text{ KN.m/ml}$$

$M_{rserb} > M_{s3} \Rightarrow$ pas d'aciérs comprimé.

$$A_{st} = \frac{M_{s3}}{d(1 - \frac{1}{3}\alpha_{ser}) \times \sigma_{ser}} \Rightarrow A_{st} = \frac{-10,39 \times 10}{(0,9 \times 0,20) \times (1 - \frac{1}{3} \times 0,474) \times 250}$$

D'où $A_{st} = -2.74 \text{ cm}^2$

Synthèse des sections d'armatures

Voile : $(S_1) = 5 \text{ cm}^2$

Semelle : $S_2(\text{patin}) = 2.51 \text{ cm}^2$ et $S_3(\text{talon}) = 1,38 \text{ cm}^2$

Aacier de répartition

$A_r \geq 0,1 \times e_2 \Rightarrow A_r = 0,1 \times 0,2 \times 100 \Rightarrow A_r \geq 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ choix : $2,51 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow \text{HA8 espacement } 22.5 \text{ cm}$

Choix de armatures :

$S_1(\text{Voile}) = 7\text{HA12} \Rightarrow 7,92 \text{ cm}^2$ espacement de 15 cm

$S_2(\text{patin}) = 4\text{HA10} \Rightarrow 3,14 \text{ cm}^2$ espacement de 15 cm

$S_3(\text{Talon}) = 7\text{HA8} \Rightarrow 3,52 \text{ cm}^2$ espacement de 15cm

Tableau 15: synthèse des sections d'armatures

Résultats	Section retenue
S1	HA12 esp = 15 cm
S2	HA10 esp = 15 cm
S3	HA8 esp = 15 cm
Ar H (voile)	HA8 esp = 25 cm
Ar V (voile)	HA8 esp = 15 cm
Ar (Semelle)	HA8 esp = 22,5 cm

Avec **Ar H** : Armature de répartition Horizontal ; **Ar V** : Armature de répartition Vertical

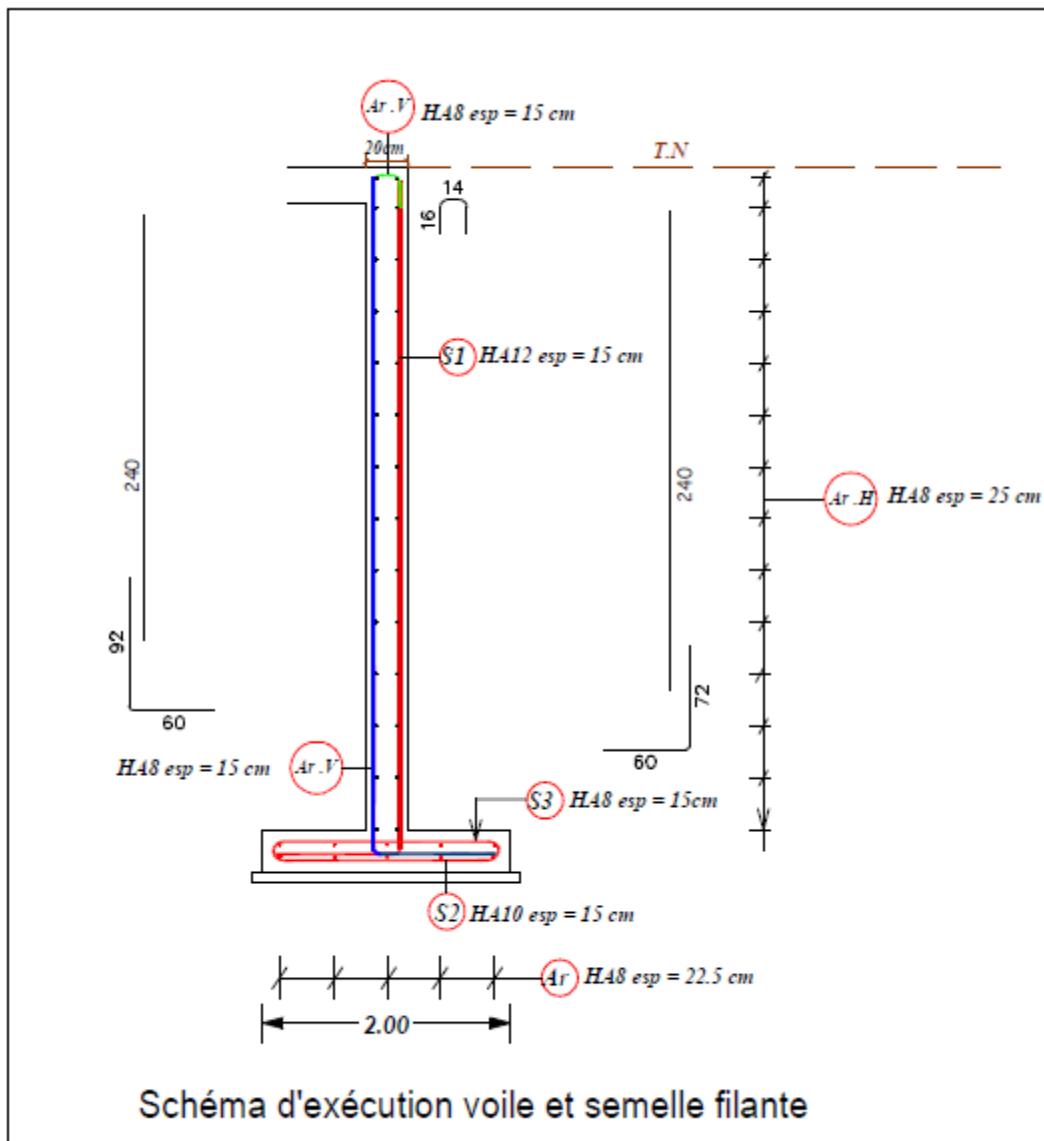


Figure 20 : Plan de Ferraillage du voile de soutènement

Observation :

Nous avons opté pour 20 cm d'épaisseur du voile et de la semelle afin de réduire le nombre d'armature ainsi que la quantité de béton dans le but d'alléger l'ouvrage en question. De même, les 20 cm de notre semelle peuvent être justifié du fait que notre semelle est une semelle filante.

VI. DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TRAVAUX

Ce chapitre a pour objectif d'évaluer le coût du gros œuvre pour la construction d'un bâtiment à usage d'habitation, en l'occurrence le type B, qui constitue le sujet de cette étude. Le devis quantitatif détaille, par catégorie, les quantités des ouvrages élémentaires requis pour la réalisation du projet. Le devis estimatif, quant à lui, fournit une base pour le calcul des prix. L'application des taxes sur le montant total permet alors de déterminer le coût prévisionnel global de l'ouvrage.

VI.1. Méthodologie

La méthode retenue pour l'élaboration du DQE dans le cadre de ce projet s'appuie sur les standards couramment utilisés en estimation des coûts en Génie Civil. Le montant total d'une rubrique ou d'un poste est déterminé en multipliant le prix unitaire de l'ouvrage ou de l'équipement par la quantité à exécuter.

VI.2. Résultat

L'ensemble des prix figurant dans ce devis provient des fournisseurs locaux ainsi que des bordereaux de prix de la mercuriale appliqués à la ville de Yaoundé. Le montant total s'élève à cinq cent quatre-vingt-dix-huit millions cent quatre mille quatre cent soixante-dix-sept (598 104 477) FCFA TTC, réparti par corps d'état dans le tableau ci-dessous. L'intégralité du devis est consignée en annexe.

RECAPITULATIF	
I- TRAVAUX PRÉLIMINAIRES	9,800,000
II- TERRASSEMENT ET FOUILLES	10,215,320
III- FONDATIONS	54,579,400
IV- ELEVATION SS-2 ET DALLE	37,381,710
V- ELEVATION SS-1 ET DALLE	42,345,600
VI- ELEVATION ETAGE COURANT (RDC + ETAGE 1) ET DALLE	58,965,000
VII- ELEVATION ETAGE 2 ET DALLE	35,140,290
VIII- ELEVATION PENTHOUSE	15,779,566
IX- ELEVATION EDICULE, CHARPENTE ET COUVERTURE	10,667,052
X- ETANCHEITÉ DES SURFACES	23,708,585
XI- ELECTRICITÉ	68,967,500
XII- PLOMBERIE - SANITAIRE	61,290,200
XIII- ENDUIT ET CREPISSAGE	21,997,138
XIV- PLAFOND	27,656,540
XV- MENUISERIE BOIS ET METALLIQUE	51,357,038
XVI- REVÊTEMENT SCELLÉS ET PEINTURE	40,216,618
XVII- PISCINE	13,225,880
XVIII- VRD	14,811,040
MONTANT TOTAL GROS-ŒUVRE	298,582,523
MONTANT TOTAL SECOND-ŒUVRE	271,485,034
MONTANT TOTAL PISCINE ET VRD	28,036,920
MONTANT TOTAL HORS TAXES	598,104,477

VII. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE

Face à une expansion rapide de la capitale politique du Cameroun, la construction de bâtiments à Yaoundé, qu'ils soient à usage résidentiel ou commercial, représente un enjeu majeur en matière d'aménagement durable, de sécurité de ces structures et de respect des normes environnementales. Ce projet immobilier doit alors s'inscrire dans une démarche intégrant les aspects environnementaux et sociaux dès sa conception.

L'évaluation environnementale et sociale à réaliser avant tout travaux est une étape essentielle qui permet d'identifier, d'évaluer et de hiérarchiser les impacts et les risques sur les milieux physiques, biologiques et humains, liés aux phases de construction et d'exploitation du bâtiment.

Avant d'aborder l'analyse de ces impacts, il convient d'explorer le cadre législatif et réglementaire applicable au Cameroun pour les projets de Génie Civil et d'urbanisme.

VII.1. Cadre législatif et réglementaire encadrant les EIES et NIES au Cameroun

Le Cameroun dispose de textes législatifs visant à prévenir, réduire ou compenser les impacts négatifs des projets sur l'environnement. Ce cadre est principalement structuré autour de :

- **La Loi N° 96/12 du 05 Août 1996** portant loi cadre relative à la gestion de l'environnement : Elle stipule que tout projet susceptible de générer des impacts significatifs sur l'environnement et la santé, doit être soumis à une étude d'impact environnemental et social (EIES) avant son approbation.
- **Le Décret N°2013/0171/PM du 14 Février 2013** fixant les modalités de réalisation des études d'impact environnemental et social :

Ce décret classe les projets selon leurs effets potentiels :

- ✓ **Catégorie A** : Concerne les projets à impacts majeurs nécessitant une EIES complète ;
- ✓ **Catégorie B** : Cette catégorie s'applique aux projets à impacts modérés, nécessitant une notice d'impact environnemental (NIE) ;
- ✓ **Catégorie C** : concerne les projets à faibles impacts, exempts d'évaluation environnementale.

Dans notre cas, la construction d'un immeuble complexe en milieu urbain, avec sous-sols profond, impose une **Notice d'impact environnemental et social** intégrant à la fois les aspects du génie civil, de sécurité structurelle et de gestion des nuisances environnementales.

Outre le cadre législatif et réglementaire camerounais encadrant ce projet, le pays dispose également de dispositifs institutionnels essentiels pour structurer et justifier une évaluation des impacts environnementaux et sociaux liés à un projet de construction immobilière.

- **Le Ministère de l'Environnement, de la Protection de la Nature et du Développement Durable (MINEPDED)** : Qui est l'autorité principale de régulation et de coordination des politiques environnementales, il veille ainsi au respect des normes et obligations environnementales pour tout projet de développement.
- **La Stratégie Nationale de Développement (SND)** : Elle oriente le pays vers un développement inclusif et résilient en prenant en compte l'aménagement durable des zones urbaines, la réduction des impacts négatifs du secteur de la construction, et la promotion d'une meilleure efficacité énergétique.

A l'international, le Cameroun a adhéré à plusieurs conventions environnementales, comme la **Convention de Bâle** sur le contrôle des mouvements transfrontaliers des déchets dangereux en général.

VII.2. Identification, analyse et évaluation des impacts potentiels du projet

L'analyse des impacts environnementaux et sociaux de ce projet s'organise en plusieurs étapes :

- L'identification de l'ensemble des effets potentiels de ce projet immobilier sur les composantes environnementales, physiques, biologiques et socio-économiques ;
- La distinction des impacts positifs et négatifs, des impacts directs et indirects, durant les phases de construction du bâtiment et de son exploitation ;
- Et enfin l'évaluation de la nature, de l'intensité, de l'étendue de la durée et de la réversibilité de chaque impact d'un pareil projet.

VII.3. Identification des impacts

Les activités liées à la construction et à l'exploitation de l'immeuble résidentiel et commercial peuvent générer une série d'impacts, tant sur l'environnement que sur les populations aux alentours. L'on distinguera alors les impacts négatifs tels que :

Les impacts environnementaux : qui peuvent être la dégradation temporaire de la qualité de l'air (émissions de poussières et de gaz d'échappement) ; la pollution des sols et eaux par rejets volontaires ou écoulements accidentels ; l'érosion et l'instabilité des sols à cause des terrassements profonds dans les sous-sols et les perturbations du paysage urbain : modification de la silhouette architecturale locale.

Les impacts sociaux : qui concernent surtout la dégradation des conditions de vie des riverains du fait des bruits, vibration et la perturbation de la circulation. On note également les risques sanitaires et de sécurité pour les travailleurs et les populations avoisinantes (poussières fines). Comme autre impact social, l'on peut constater des changements potentiels du tissu social à travers la hausse des loyers dans la zone ou la transformation des usages.

Outre ces impacts négatifs, ce projet possède également des effets positifs tels que la création des emplois directs et indirects, le développement économique local à travers la présence des prestataires, fournisseurs et commerces de proximité. L'on pourra également constater la modernisation et l'amélioration de l'offre immobilière dans la zone, répondant à une demande croissante en logement haut de gamme.

Alors, les principales activités génératrices d'impacts ainsi que leurs mesures de mitigation, tant sur la phase de construction que sur la phase d'exploitation du bâtiment sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 16: Analyse des impacts

Phase de chantier								
Milieu	Composante	Impact	Etendue	Intensité	Nature	Durée	Importance de l'impact	Mesures de mitigation
Physique	Sol	Perturbation de l'occupation du sol (emprise du chantier)	Local	Faible	Direct	Temporaire	Mineur	Optimisation de l'emprise, remise en état post-chantier, végétalisation des abords
		Risque d'érosion	Local	Faible	Direct	Temporaire	Mineur	Stabilisation des talus, installation de drains, gestion des eaux de ruissellement
	Ressource en Eau	Contamination des cours ou nappes phréatiques	Local	Modéré	Direct	Temporaire	Moyen	Adoption de cuves étanches, bacs de rétention, procédures de gestion des fluides et hydrocarbures
	Air	Dégradation de la qualité de l'air	Local	Faible	Direct	Temporaire	Mineur	Arrosage des voies, bâchage des matériaux, entretien des engins
Biologique	Faune	Perturbation de la faune	Local	Faible	Direct	Permanent	Mineur	Réduction du bruit et des vibrations, limitation du chantier à des horaires précis
	Flore	Destruction du couvert végétal	Local	Faible	Direct	Permanent	Moyen	Reboisement compensatoire, aménagements paysagers post-chantier
Humain	Emploi	Création d'emplois	Positif	Modéré	Direct	Temporaire	Moyen	Favoriser l'emploi local, insertion professionnelle
	Milieu de vie	Désagréments du chantier : bruit, pollution de l'air	Local	Modéré	Direct	Temporaire	Moyen	Enceintes acoustiques, entretien régulier des équipements
	Santé et Sécurité	Risque d'accident	Local	Modéré	Direct	Temporaire	Mineur	Formation HSE, équipements de protection, balisage des zones à risque

		Risque de maladies	Régional	Modéré	Direct	Temporaire	Mineur	Visites médicales, port de masques, suivi médical des ouvriers
Phase d'exploitation								
Milieu	Composante	Impact	Etendue	Intensité	Nature	Durée	Importance de l'impact	Mesures de mitigation
Physique	Ressource en Eau	Augmentation de la consommation en eau potable	Local	Modéré	Direct	Permanent	Moyen	Installation de dispositifs économies comme les chasses à double flux, sensibilisation des usagers
		Production d'eaux usées domestiques	Local	Modéré	Direct	Permanent	Moyen	Installation de fosses sceptiques
	Air	Emissions de gaz (groupe électrogène, véhicules des résidents)	Local	Faible	Indirect	Permanent	Mineur	Entretien régulier des équipements
	Déchet	Production de déchets ménagers encombrants	Local	Modéré	Direct	Permanent	Moyen	Tri à la source, collecte sélective, sensibilisation au tri, contrat avec l'entreprise de collecte agréée HYSACAM
Humain	Emploi	Création d'emplois	Positif	Faible	Direct	Permanent	Mineur	Recrutement local, formation continue
	Confort de vie	Amélioration du confort de vie	Positif	Modéré	Direct	Permanent	Moyen	Suivi de qualité, gestion efficace de la copropriété
	Santé et Sécurité	Risque d'incendie, court-circuit	Local	Modéré	Direct	Permanent	Moyen	Plan de sécurité incendie, extincteurs, alarmes, inspections régulières, formation des occupants

CONCLUSION

Nous sommes au terme de notre travail d'ingénierie consacré au dimensionnement des éléments de la structure. En rappel, le projet a porté sur un bâtiment R+2 avec 2 sous-sols et une toiture terrasse à usage locatif. Il nous a été demandé de dimensionner les éléments de la structure et d'établir les devis pour l'exécution des travaux. Cela a été une occasion pour nous d'enrichir nos connaissances théoriques et pratiques du béton armé dans le cadre de la conception et des calculs de structures du bâtiment.

Au terme de notre étude, nous avons pu réaliser les plans de coffrages, de ferraillages et de distributions servant à l'exécution des travaux. Entre autres, nous avons retenus la semelle S_2 de section $(270 \times 270 \times 60)cm$, le poteau P_0 de section $(45 \times 45)cm$ et la poutre File 4(F-J) de section $(20 \times 40)cm$ comme étant les plus sollicité. Les sections optimales ont été définies à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, puis validées par des vérifications manuelles. En tenant compte de la capacité portante du sol égale à 0.3MPa et des charges transmises par la structure, une fondation superficielle par semelles isolées a été retenue pour le bâtiment.

Ce projet de fin de formation nous a permis de développer des compétences pratiques précieuses, notamment dans l'analyse de problématiques complexes, la proposition de solutions variées et la prise de décisions optimales. Le coût total du projet s'élève à $598\ 104\ 477$ francs CFA, toutes taxes comprises.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Emmanuel Romaric Lavagnon, « Dimensionnement d'un bâtiment sous-sol/R+3 à usage d'habitation à Ouidah (Bénin) », disponible sur : <https://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie>, 2021.
- [2] Issaka Zongo, « Etude d'ingénierie d'un bâtiment R+4 à usage commercial avec toiture accessible dans la ville de Ouagadougou », disponible sur : <https://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie>, 2024.
- [3] Abakar Ali Adam, « Etude de dimensionnement d'un bâtiment R+2 à usage d'habitation, cas du bâtiment de M. Tapsoba Valentin », disponible sur : <https://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie>, 2014.
- [4] Alex Tanou, « Etude structurale et évaluation du confort thermique d'un bâtiment de type R+5 à usage administratif pour le compte de la DGHC (Cotonou) », disponible sur : <https://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie>, 2022.
- [5] Règles BAEL 91 révisées 99, « Règles BAEL 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites » <https://www.sodibet.com/telechargement/BAEL> ,2020.
- [6] Dieudonné Rwagasore, « Construction d'une maison résidentielle à 2 niveaux (R+1) », disponible sur : <https://bpmis.gov.rw>, 2018.
- [7] Tadjukam Tchinda, « Etude structurale d'un bâtiment R+4 à usage de bureaux », disponible sur : <https://documentation.2ie-edu.org/cdi2ie>, 2015.
- [8] L'assemblée Nationale du Cameroun, « loi N° 96/12 du 5 Août 1996 portant loi-cadre relative à la gestion de l'environnement », disponible sur : <https://droit-afrique>, 1996.
- [9] Le Gouvernement du Cameroun, « Décret N°2013/0171/PM du 14 Février 2013 fixant les modalités de réalisation des études d'impact environnemental et social », disponible sur : <https://minepedd.gov.cm>, 2013.
- [10] Ministère de l'Économie, de la Planification et de l'Aménagement du Territoire du Cameroun, « Stratégie Nationale de développement 2020-2030 Pour la transformation structurelle et le développement inclusif », disponible sur : <https://snd30.cm/wp-content>, 2020.
- [11] Omar Belbahar, « Etude d'un bâtiment (R+15+2 sous-sols+2) stabilisé par des voiles en béton armé », disponible sur : <http://archives.univ-biskra.dz>, 2017.
- [12] Khemi Djelfi, « Étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+9+sous-sol) contreventement mixte », disponible sur : <http://archives.univ-biskra.dz>, 2018

ANNEXES :

ANNEXE 1 : CALCUL DU POTEAU P ₃	ii
ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL DU LOGICIEL ROBOT	v
ANNEXE 3 : IMAGES 3D	xix
ANNEXE 4 : PLANS DE COFFRAGE DES PLANCHERS	xx
ANNEXE 5 : PLANS DE COFFRAGE DES LONGRINES	xxii
ANNEXE 6 : PLANS DE COFFRAGE DES POUTRES	xxiii
ANNEXE 7 : PLANS DE DISTRIBUTION	xxiv
ANNEXE 8 : PLANS DE FACADES	xxvi
ANNEXE 9 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF	xxviii

ANNEXE 1 : CALCUL DU POTEAU P₃

Dimensionnement du poteau P₃ (*étage courant*).

❖ Prédimensionnement

$i = \frac{a}{\sqrt{12}}$ et $a = \frac{3,5 \times l_f}{\lambda}$ avec $l_f = k \times l_0$, $k = 0,7$ et $l_0 = 3,40$ à tous les niveaux.

L'élancement maximale $\lambda = 36$ avec $\lambda = \frac{3,5 \times l_f}{a}$ et $a = \frac{3,5 \times k \times l_0}{\lambda} = \frac{3,5 \times 0,7 \times 3,4}{36} = 23,1\text{cm}$

Donc $a \approx 25\text{cm}$

5.2 Critère de résistance

$$b \leq \frac{1,35 \times N_u}{\alpha \times f_{c28} \times (a - 0,02)} + 0,02 \text{ avec } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{36}{36}\right)^2} = 0,708$$

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff} \times n + 1,35(G_{pp} + G_{ps}) \times n$$

$$\text{AN: } N_u = (1,35 \times 1,82 + 1,5 \times 0,68) \times (1,4227 + 3,947) \times 3 + 1,35(5,98 + 4,55) \times 3$$

$$\text{D'où } N_u = 98,66 \text{ KN}$$

$$\text{Et } b \leq \frac{1,35 \times 98,66}{0,708 \times 25(25 - 0,02)} + 0,02 \Rightarrow b = 32,73\text{cm} \text{ on prendra } b = 35\text{cm}$$

La section du poteau est de : a=25cm et b=35cm soit (25x35) cm

❖ Descente de charge sur le poteau

Charges permanentes que le poteau P3 supporte :

Poutre file D (2-5) : G= 81,50 KN ; Poutre file 2(B'-F') : G= 62,06 KN et G_p = 1,82 KN

$$\text{Alors, } G_{Total} = 81,50 + 62,06 + 1,82 = 145,38 \text{ KN}$$

Charges d'exploitation que le poteau P3 supporte :

Poutre file D (2-5) : Q= 30,50 KN ; Poutre file 2(B'-F') : Q= 23,22 KN et Q_p = 0,68 KN

$$\text{Alors, } Q_{total} = 30,50 + 23,22 + 0,68 = 54,4 \text{ KN}$$

5.4 Calcul de la section d'acier du poteau

• Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35 \times 145,38 + 1,5 \times 54,4 \Rightarrow P_u = 277,863 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } P_{ser} = 145,38 + 54,4 \Rightarrow P_{ser} = 199,75 \text{ KN}$$

Sollicitations :

On majore P_u et P_{ser} de 10%

$$N_u = 1,1 \times P_u \Rightarrow N_u = 1,1 \times 277,863 = 305,65 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1,1 \times P_{ser} \Rightarrow N_{ser} = 1,1 \times 199,78 = 219,76 \text{ KN}$$

- Aciers principaux :

L'effort normal ultime que peut supporter le poteau est :

$$N_{ultime} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ avec } B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \Rightarrow B_r = 0,076 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\text{D'où } N_{ultime} = 0,708 \left[\frac{0,076 \times 25}{0,9 \times 1,5} + A \frac{500}{1,15} \right] \Rightarrow N_{ultime} = 0,955 + 434,78 \times A$$

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

$$\text{AN: } A_{min} = \max \{4 \times (0,25 + 0,35) \times 2 \text{ ou } 0,2 \times \frac{0,18}{100}\} \Rightarrow \max\{4,8 \text{ cm}^2 \text{ ou } 3,6 \text{ cm}^2\}$$

$$\text{D'où } A_{min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_{max} = 5 \times \frac{B}{100} \Rightarrow A_{max} = 5 \times \frac{0,18}{100} = 90 \text{ cm}^2$$

D'où $4,8 \leq A \leq 90$ la section à mettre en oeuvre pour le poteau est 6HA12

$$\text{Soit } 6,79 \text{ cm}^2$$

- Aciers transversaux

$$\emptyset_t \leq \min(\emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \text{ et } \emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{lmax}}{2} = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ ce qui implique } \emptyset_t \approx 6 \text{ mm}$$

Espacement entre les armatures transversales

$$S_t \leq \min\{15\emptyset l_{min}; 10 + a; 40\} \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,2; 10 + 20; 40\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min\{18; 30; 40\}; \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Comme } \lambda > 35 \text{ et } \frac{a}{b} = 1 \in$$

[0.9 ; 1.1] ; alors les armatures seront disposées au niveau des angles.

Calcul de la longueur de recouvrement

$$L_r \geq 22 \times \varphi l_{max} ; \varphi l_{max} = 1,2 \text{ cm}$$

$$L_r \geq 26,4 \text{ cm} ; \Rightarrow L_r = 30 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS

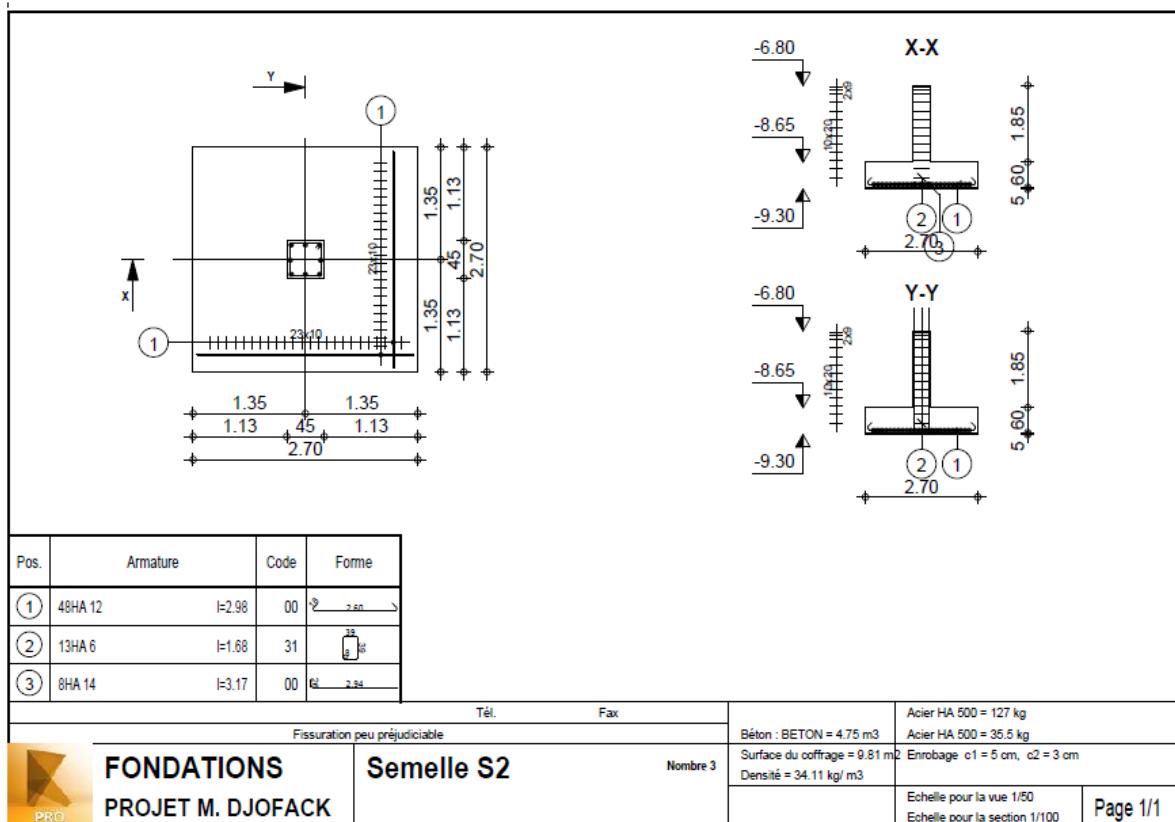
$$\Gamma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 A_s} \leq 0,6 f_{c28} \text{ avec } A_s = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_s = \left(\frac{305,65 \times 10^{-3}}{0,708} - \frac{0,0760 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \times \frac{1,5}{500} \Rightarrow A_s = -2,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } \Gamma_{bc} = \frac{219,76}{500 + 15 \times -2,93} \Rightarrow \Gamma_{bc} = 4,80 \text{ MPa}$$

$$\Gamma_{bc} = 4,80 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée}$$

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL DU LOGICIEL ROBOT



1 Semelle isolée : Semelle S2

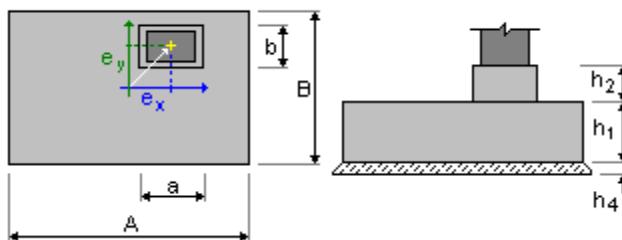
Nombre : 3

1.1 Données de base

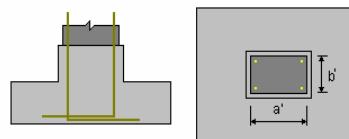
1.1.1 Principles

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

1.1.2 Géométrie:



A	= 2.70 (m)	a	= 0.45 (m)
B	= 2.70 (m)	b	= 0.45 (m)
h1	= 0.60 (m)	e_x	= 0.00 (m)
h2	= 1.85 (m)	e_y	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



a' = 45.0 (cm)
 b' = 45.0 (cm)
 c_1 = 5.0 (cm)
 c_2 = 3.0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton MPa : BETON; résistance caractéristique = 25.00
- Poids volumique = 2501.36 (kG/m3)
- Armature longitudinale caractéristique = 500.00 MPa : type HA 500 résistance
- Armature transversale caractéristique = 500.00 MPa : type HA 500 résistance
- Armature additionnelle: caractéristique = 500.00 MPa : type HA 500 résistance

1.1.4 Chargements :

Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
G1	permanente(poids propre)	1	836.00	0.00	0.00	0.00	0.00
G2	permanente	1	429.62	0.00	0.00	0.00	0.00
Q1	d'exploitation	1	395.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Charges sur le talus:

Cas	Nature	Q1 (kN/m ²)

1.1.5 Liste de combinaisons

- 1/ ELU : 1.35G1+1.35G2
- 2/ ELU : 1.00G1+1.00G2
- 3/ ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1
- 4/ ELU : 1.00G1+1.00G2+1.50Q1
- 5/ ELS : 1.00G1+1.00G2
- 6/ ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00Q1
- 7/* ELU : 1.35G1+1.35G2
- 8/* ELU : 1.00G1+1.00G2
- 9/* ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1
- 10/* ELU : 1.00G1+1.00G2+1.50Q1
- 11/* ELS : 1.00G1+1.00G2
- 12/* ELS : 1.00G1+1.00G2+1.00Q1

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol: $\sigma_{ELU} = 0.45 \text{ (MPa)}$ $\sigma_{ELS} = 0.30 \text{ (MPa)}$

Niveau du sol: $N_1 = -6.80 \text{ (m)}$
 Niveau maximum de la semelle: $N_a = -6.80 \text{ (m)}$
 Niveau du fond de fouille: $N_f = -9.30 \text{ (m)}$

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: -6.80 (m)
- Poids volumique: 2243.38 (kG/m³)
- Poids volumique unitaire: 2243.38 (kG/m³)
- Angle de frottement interne: 18.0 (Deg)
- Cohésion: 0.03 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme
 Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1**
 Coefficients de chargement: **1.35 * poids de la fondation**
1.35 * poids du sol
 Résultats de calculs: au niveau du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 546.68
 (kN)

Charge dimensionnante:
 $N_r = 2847.75 \text{ (kN)}$ $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$
 Dimensions équivalentes de la fondation:
 $B' = 1$
 $L' = 1$
 Épaisseur du niveau: $D_{min} = 2.45 \text{ (m)}$

**Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de
contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)**

$q_{ELS} = 0.30 \text{ (MPa)}$
 $q_u = 0.90 \text{ (MPa)}$

Butée de calcul du sol:
 $q_{lim} = q_u / \gamma_f = 0.45 \text{ (MPa)}$
 $\gamma_f = 2.00$

Contrainte dans le sol: $q_{ref} = 0.39 \text{ (MPa)}$
 Coefficient de sécurité: $q_{lim} / q_{ref} = 1.152 > 1$

Soulèvement

Soulèvement ELU
 Combinaison dimensionnante **ELU : 1.00G1+1.00G2**
 Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation**
1.00 * poids du sol
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 404.94
 (kN)
 Charge dimensionnante:
 $N_r = 1670.56 \text{ (kN)}$ $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$

	Surface de contact	$s = 100.00 \text{ (%)}$
		$s_{\text{lim}} = 10.00 \text{ (%)}$
	Soulèvement ELS	
	Combinaison défavorable:	ELS : 1.00G1+1.00G2
	Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation
		1.00 * poids du sol
	Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:	Gr = 404.94
(kN)		
	Charge dimensionnante:	
	Nr = 1670.56 (kN)	Mx = -0.00 (kN*m) My = 0.00 (kN*m)
	Surface de contact	$s = 100.00 \text{ (%)}$
		$s_{\text{lim}} = 100.00 \text{ (%)}$

Glissement

	Combinaison dimensionnante	ELU : 1.00G1+1.00G2
	Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation
		1.00 * poids du sol
	Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:	Gr = 404.94
(kN)		
	Charge dimensionnante:	
	Nr = 1670.56 (kN)	Mx = -0.00 (kN*m) My = 0.00 (kN*m)
	Dimensions équivalentes de la fondation:	A_ = 2.70 (m) B_ =
2.70 (m)		
	Surface du glissement:	7.29 (m ²)
	Cohésion:	C = 0.03 (MPa)
	Coefficient de frottement fondation - sol:	tg(ϕ) = 0.32
	Valeur de la force de glissement	F = 0.00 (kN)
	Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:	
	- su niveau du sol:	F(stab) = 761.50 (kN)
	Stabilité au glissement:	∞

Renversement

	<u>Autour de l'axe OX</u>	
	Combinaison dimensionnante	ELU : 1.00G1+1.00G2
	Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation
		1.00 * poids du sol
	Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:	Gr = 404.94
(kN)		
	Charge dimensionnante:	
	Nr = 1670.56 (kN)	Mx = -0.00 (kN*m) My = 0.00 (kN*m)
	Moment stabilisateur:	M _{stab} = 2255.26 (kN*m)
	Moment de renversement:	M _{renv} = 0.00 (kN*m)
	Stabilité au renversement:	∞
	<u>Autour de l'axe OY</u>	
	Combinaison défavorable:	ELU : 1.00G1+1.00G2
	Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation
		1.00 * poids du sol
	Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:	Gr = 404.94
(kN)		
	Charge dimensionnante:	
	Nr = 1670.56 (kN)	Mx = -0.00 (kN*m) My = 0.00 (kN*m)
	Moment stabilisateur:	M _{stab} = 2255.26 (kN*m)
	Moment de renversement:	M _{renv} = 0.00 (kN*m)
	Stabilité au renversement:	∞

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Charge dimensionnante:

$N_r = 2706.02 \text{ (kN)}$ $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$ $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Longueur du périmètre critique: 3.68 (m)

Force de poinçonnement: 1543.33 (kN)

Hauteur efficace de la section $h_{eff} = 0.60 \text{ (m)}$

Contrainte de cisaillement: 0.70 (MPa)

Contrainte de cisaillement admissible: 0.75 (MPa)

Coefficient de sécurité: $1.074 > 1$

1.3.3 Ferraillage théorique

Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1

$M_y = 606.39 \text{ (kN*m)}$ $A_{sx} = 9.84 \text{ (cm}^2/\text{m)}$

ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1

$M_x = 606.39 \text{ (kN*m)}$ $A_{sy} = 9.84 \text{ (cm}^2/\text{m)}$

$A_{s \min} = 5.40 \text{ (cm}^2/\text{m)}$

Aciers supérieurs:

$A'_{sx} = 0.00 \text{ (cm}^2/\text{m)}$

$A'_{sy} = 0.00 \text{ (cm}^2/\text{m)}$

$A_{s \min} = 0.00 \text{ (cm}^2/\text{m)}$

Espacement réglementaire maximal $e_{max} = 0.25 \text{ (m)}$

Fût:

Armature longitudinale $A = 7.20 \text{ (cm}^2)$ $A_{\min.} = 7.20 \text{ (cm}^2)$

$A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$

$A_{sx} = 1.80 \text{ (cm}^2)$ $A_{sy} = 1.80 \text{ (cm}^2)$

1.3.4 Ferraillage réel

2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

24 HA 500 12 $I = 2.98 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 1.14 + 23^* 0.10$

En Y:

24 HA 500 12 $I = 2.98 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 1.14 + 23^* 0.10$

Aciers supérieurs :

2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

2 HA 500 14 $I = 3.17 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.18 + 1^* 0.37$

En Y:

6 HA 500 14 $I = 3.17 \text{ (m)}$ $e = 1^* - 0.18 + 2^* 0.18$

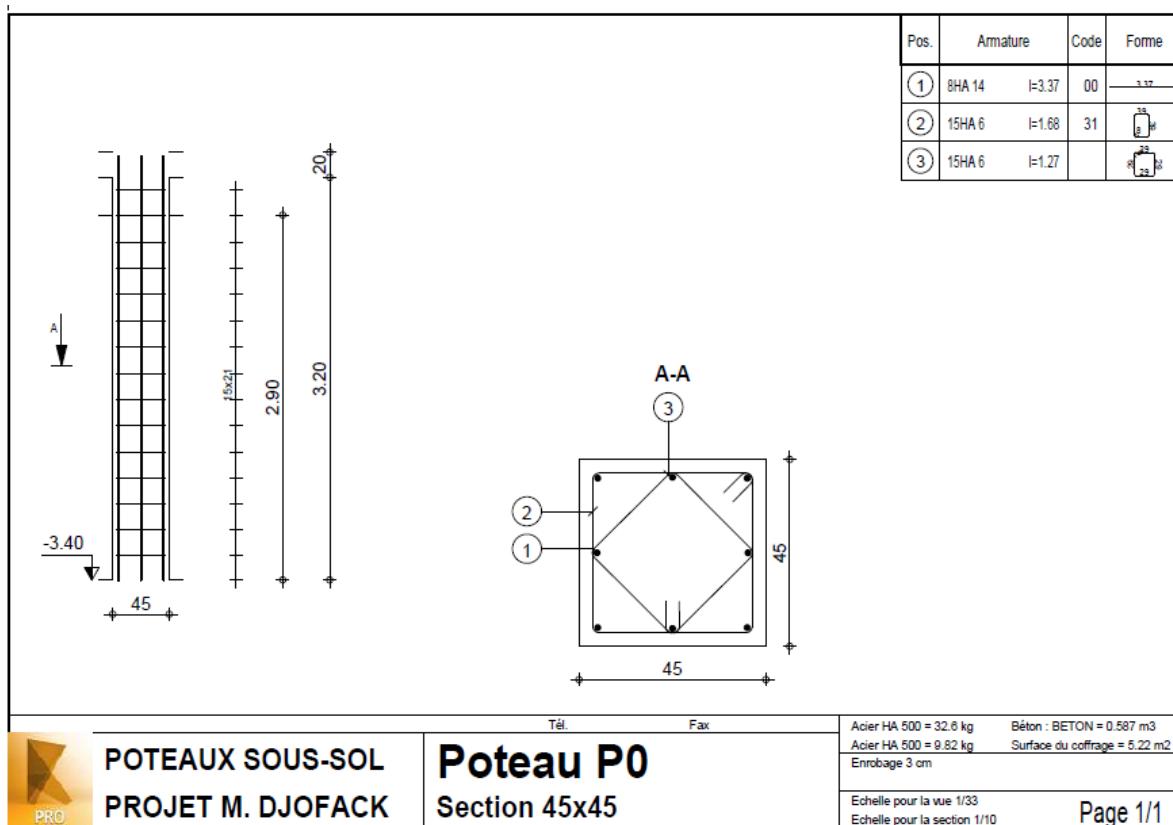
Armature transversale

13 HA 500 6 $I = 1.68 \text{ (m)}$ $e = 1^* 0.23 + 10^* 0.20 + 2^* 0.09$

2 Quantitatif :

- Volume de Béton $= 14.25 \text{ (m}^3\text{)}$
- Surface de Coffrage $= 29.43 \text{ (m}^2\text{)}$
- Acier HA 500
 - Poids total $= 487.51 \text{ (kG)}$
 - Densité $= 34.22 \text{ (kG/m}^3\text{)}$
 - Diamètre moyen $= 11.6 \text{ (mm)}$
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	65.45	14.53
12	429.10	381.10
14	76.01	91.88



1 Niveau :

- Nom : POTEAUX SOUS-SOL-1
- Niveau de l'étage : -3.40 (m)
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau : Poteau P0

Nombre : 13

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : fc28 = 25.00 (MPa) Poids volumique = 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 fe = 500.00 (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 fe = 500.00 (MPa)

2.2 Géométrie :

- 2.2.1 Rectangle 45.0 x 45.0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0.20 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 3.20 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 2.90 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3.0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivants : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élancement : oui
- Compression : simple
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours

2.4 Chargements :

Cas	Nature	Groupe	N (kN)
G1	permanente (poids propre)	1	612.25
G2	permanente	1	459.08
Q3	d'exploitation	1	301.08

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse de l'Elancement

	Lu (m)	K	λ
Direction Y :	3.40	1.00	26.17
Direction Z :	3.40	1.00	26.17

2.5.2 Analyse détaillée

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \max(\lambda_y; \lambda_z) \\
 \lambda &= 26.17 \\
 \lambda &< 50 \\
 \alpha &= 0.85/(1+0.2^*(\lambda/35)^2) = 0.76 \\
 B_r &= 0.18 \text{ (m}^2\text{)} \\
 A &= 12.32 \text{ (cm}^2\text{)} \\
 N_{\text{lim}} &= \alpha[B_r f_{c28}/(0.9 \cdot \gamma_b) + A f_{e}/\gamma_s] = 3027.03 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

2.5.3 Ferraillage :

- Coefficients de sécurité
- Global (R_d/S_d) = 1.59
- Section d'acier réelle $A = 12.32 \text{ (cm}^2\text{)}$

2.6 Ferraillage :

Barres principales :

- 8 HA 500 14 $I = 3.37 \text{ (m)}$

Armature transversale :

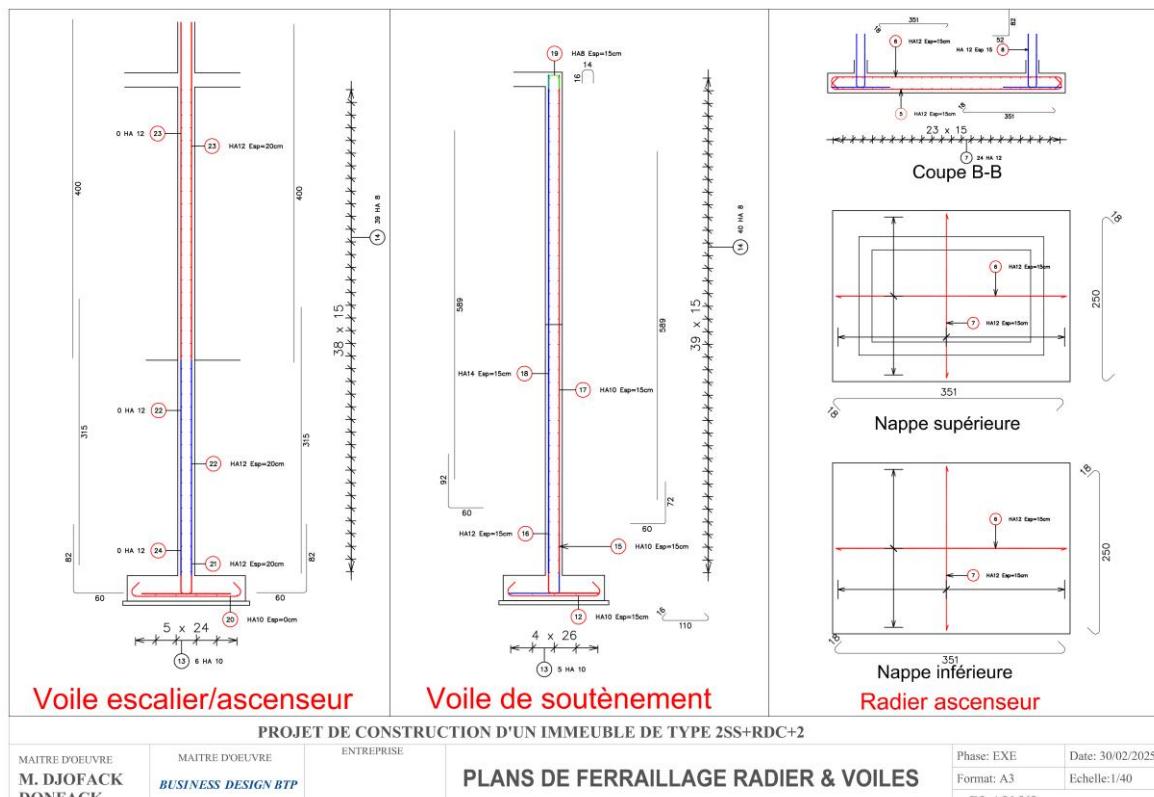
- 15 Cad HA 500 6 $I = 1.68 \text{ (m)}$
 $e = 3 \cdot 0.20 + 12 \cdot 0.21 \text{ (m)}$
- 15 Cad HA 500 6 $I = 1.27 \text{ (m)}$
 $e = 3 \cdot 0.20 + 12 \cdot 0.21 \text{ (m)}$

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 7.63 (m³)
- Surface de Coffrage = 67.86 (m²)

- Acier HA 500
 - Poids total = 551.34 (kG)
 - Densité = 72.22 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 9.0 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	575.03	127.67
14	350.48	423.67



1 Niveau:

- Nom : POTEAUX SOUS-SOL
- Niveau de l'étage : supérieur 0.00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: MS-02

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $fc28 = 25.00$ (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m³)
- Armature longitudinale : type HA 500 $fe = 500.00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 500 $fe = 500.00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2.80$

2.2 Géométrie:

Nom: P1

Longueur:	4.59 (m)
Epaisseur:	0.20 (m)
Hauteur:	3.40 (m)
Hauteur de la couronne:	0.00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 3.0 (cm)

2.4 Chargements:

2.4.1 Répartis:

Type	Nature	Liste	h (cm)	X0 (m)	Pz0 (kN/m)	X1 (m)	Pz1 (kN/m)	X2 (m)	Pz2 (kN/m)	N
poids propre	permanente	1	Bas	-	-	-	-	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	-0.00	3.78	0.46	4.43	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	0.46	4.43	0.92	4.57	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	0.92	4.57	1.38	4.57	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	1.38	4.57	1.83	4.45	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	1.83	4.45	2.29	4.35	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	2.29	4.35	2.75	4.45	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	2.75	4.45	3.21	4.57	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	3.21	4.57	3.67	4.57	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	3.67	4.57	4.13	4.43	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	4.13	4.43	4.59	3.78	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	-0.00	1.92	0.46	2.26	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	0.46	2.26	0.92	2.33	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	0.92	2.33	1.38	2.33	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	1.38	2.33	1.83	2.27	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	1.83	2.27	2.29	2.22	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	2.29	2.22	2.75	2.27	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	2.75	2.27	3.21	2.33	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	3.21	2.33	3.67	2.33	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	3.67	2.33	4.13	2.26	-	-	0
trapézoïdales 1	permanente	1	Haut	4.13	2.26	4.59	1.92	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	-0.00	3.21	0.46	3.76	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	0.46	3.76	0.92	3.88	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	0.92	3.88	1.38	3.88	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	1.38	3.88	1.83	3.78	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	1.83	3.78	2.29	3.70	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	2.29	3.70	2.75	3.78	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	2.75	3.78	3.21	3.88	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	3.21	3.88	3.67	3.88	-	-	0
trapézoïdales 1 d'exploitation		1	Haut	3.67	3.88	4.13	3.76	-	-	0

trapézoïdales 1 d'exploitation 1 Haut 4.13 3.76 4.59 3.21 - - 0

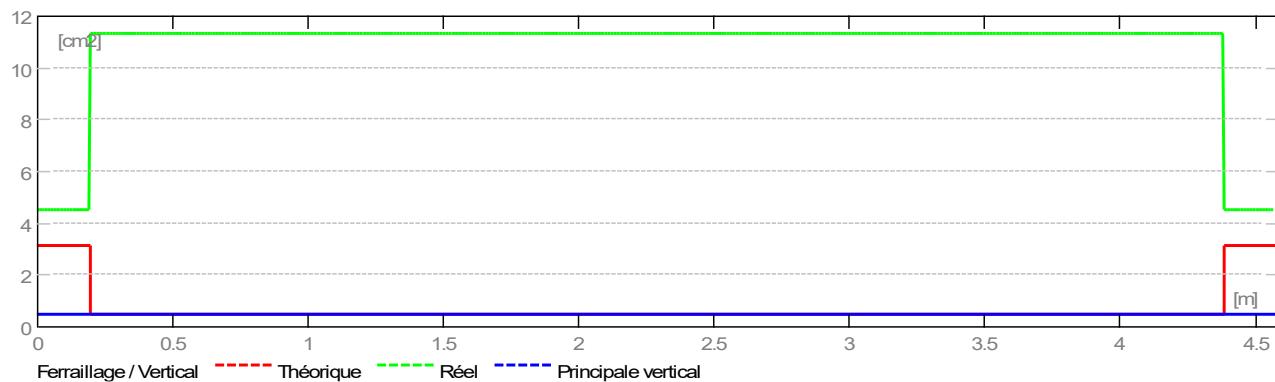
h - Niveau d'application de la charge
N - Etages au-dessus
r - coordonnées relatives

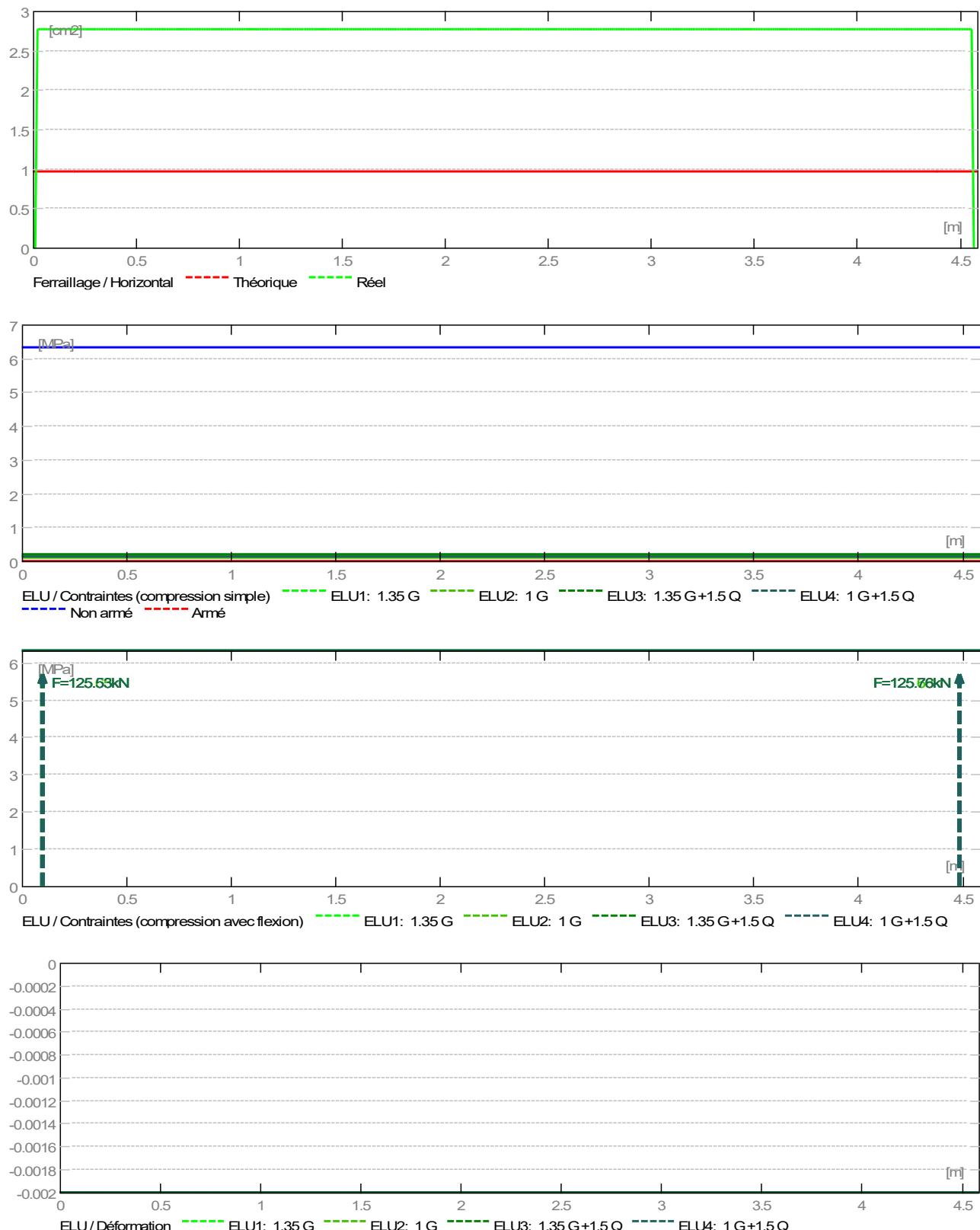
2.4.1.1 Réduites:

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	76.48	0.00	0.00
permanente	1.89	-3.88	0.00
permanente	2.07	-3.31	0.00
permanente	2.10	-2.39	0.00
permanente	2.03	-1.39	0.00
permanente	2.03	-0.47	0.00
permanente	2.03	0.47	0.00
permanente	2.08	1.43	0.00
permanente	2.10	2.42	0.00
permanente	2.07	3.33	0.00
permanente	1.85	3.80	0.00
permanente	0.96	-1.98	0.00
permanente	1.06	-1.69	0.00
permanente	1.07	-1.22	0.00
permanente	1.03	-0.71	0.00
permanente	1.03	-0.24	0.00
permanente	1.03	0.24	0.00
permanente	1.06	0.73	0.00
permanente	1.07	1.23	0.00
permanente	1.06	1.70	0.00
permanente	0.94	1.94	0.00
d'exploitation	1.61	-3.29	0.00
d'exploitation	1.76	-2.81	0.00
d'exploitation	1.79	-2.03	0.00
d'exploitation	1.72	-1.18	0.00
d'exploitation	1.72	-0.40	0.00
d'exploitation	1.72	0.40	0.00
d'exploitation	1.76	1.22	0.00
d'exploitation	1.79	2.05	0.00
d'exploitation	1.76	2.83	0.00
d'exploitation	1.57	3.23	0.00

2.5 Résultats théoriques:

2.5.1 Diagrammes





2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 2.89$ (m)
 $L_f_{rnf} = 2.72$ (m)
 $L_f = 2.89$ (m)
 $L_f_{rnf} = 2.72$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 50.06$
 $\lambda_{rnf} = 47.11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1.1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0.38$
 $\alpha_{rnf} = 0.57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6.33$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3
 $N_{umax} = 37.14$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 0.19$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1265.22$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6.33$ (MPa)

Numax<Nulim \Rightarrow Voile non armé
 37.14 (kN/m) < 1265.22 (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé
Af L = 3.14 (cm²)
Combinaison dimensionnante: ELU 1

2.5.2.7.1.2 Potelets minimaux
Largeur: d':
 $d' = 0.20$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé
Af R = 3.14 (cm²)
Combinaison dimensionnante: ELU 1

2.5.2.7.2.3 Potelets minimaux
Largeur: d':
 $d' = 0.20$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23)

Armatures horizontales
Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$V_u = 0.00$ (kN)
 $\tau = 0.00$ (MPa)
 $A_h = 0.00$ (cm²/m)

2.6 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0.20	4.39	42	HA 500	12.0	3.90	0.20

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	34	HA 500	6.0	4.53	0.00	0.00	0.20	00
boucles U	17	HA 500	6.0	0.28	0.13	0.28	-	21
boucles U	17	HA 500	6.0	0.28	0.13	0.28	-	21

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
189	HA 500	6.0	0.14	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	4	HA 500	12.0	3.90	0.00	0.00	00
Armatures longitudinales - droite	4	HA 500	12.0	3.90	0.00	0.00	00
Armature transversale - gauche	14	HA 500	6.0	0.12	0.12	0.12	31
Armature transversale - droite	14	HA 500	6.0	0.12	0.12	0.12	31

3 Quantitatif:

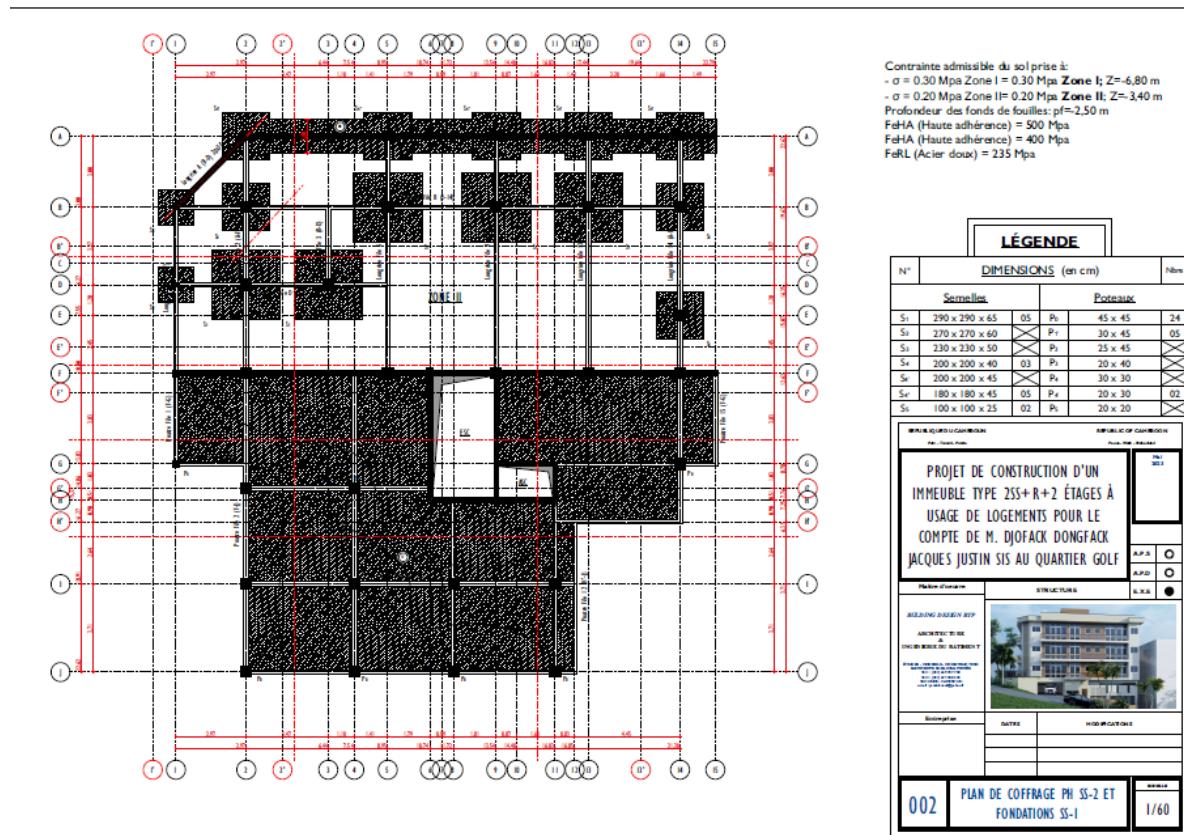
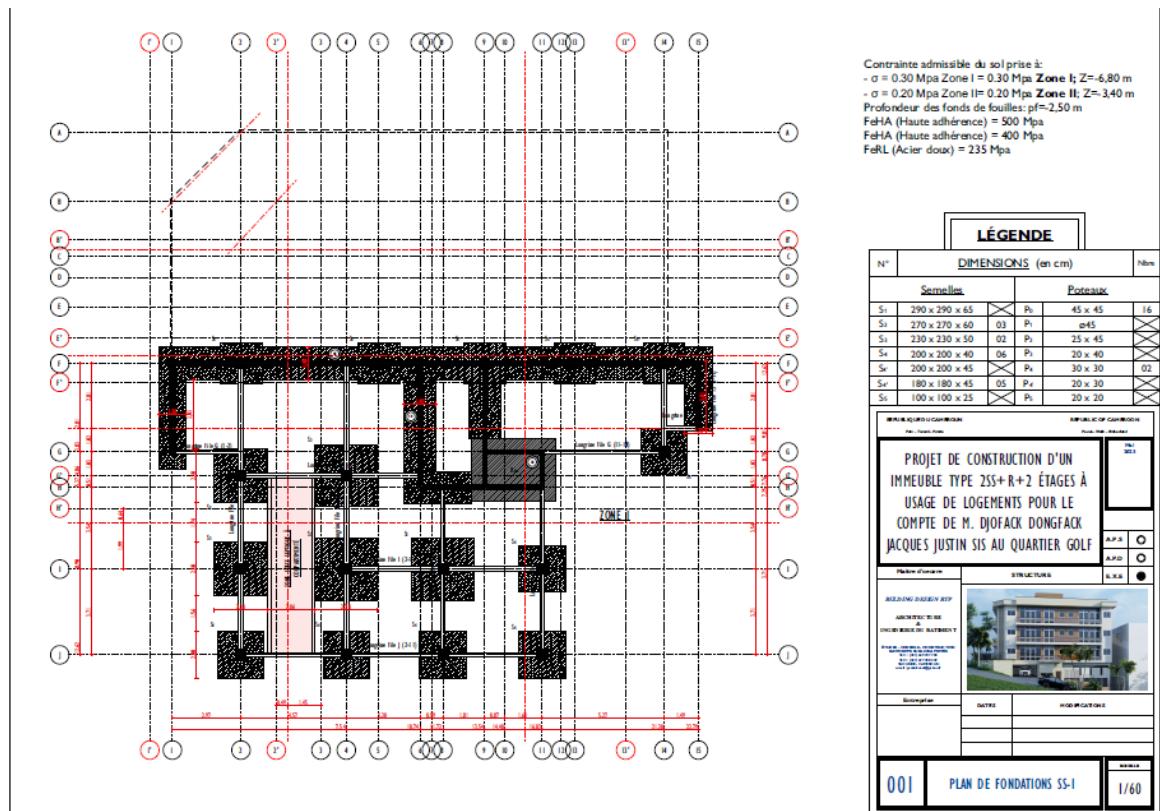
- Volume de Béton = 3.12 (m³)
- Surface de Coffrage = 32.54 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 329.48 (kG)
 - Densité = 105.67 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 10.8 (mm)
- **Liste par diamètres:**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	88.71	19.70
12	348.81	309.78

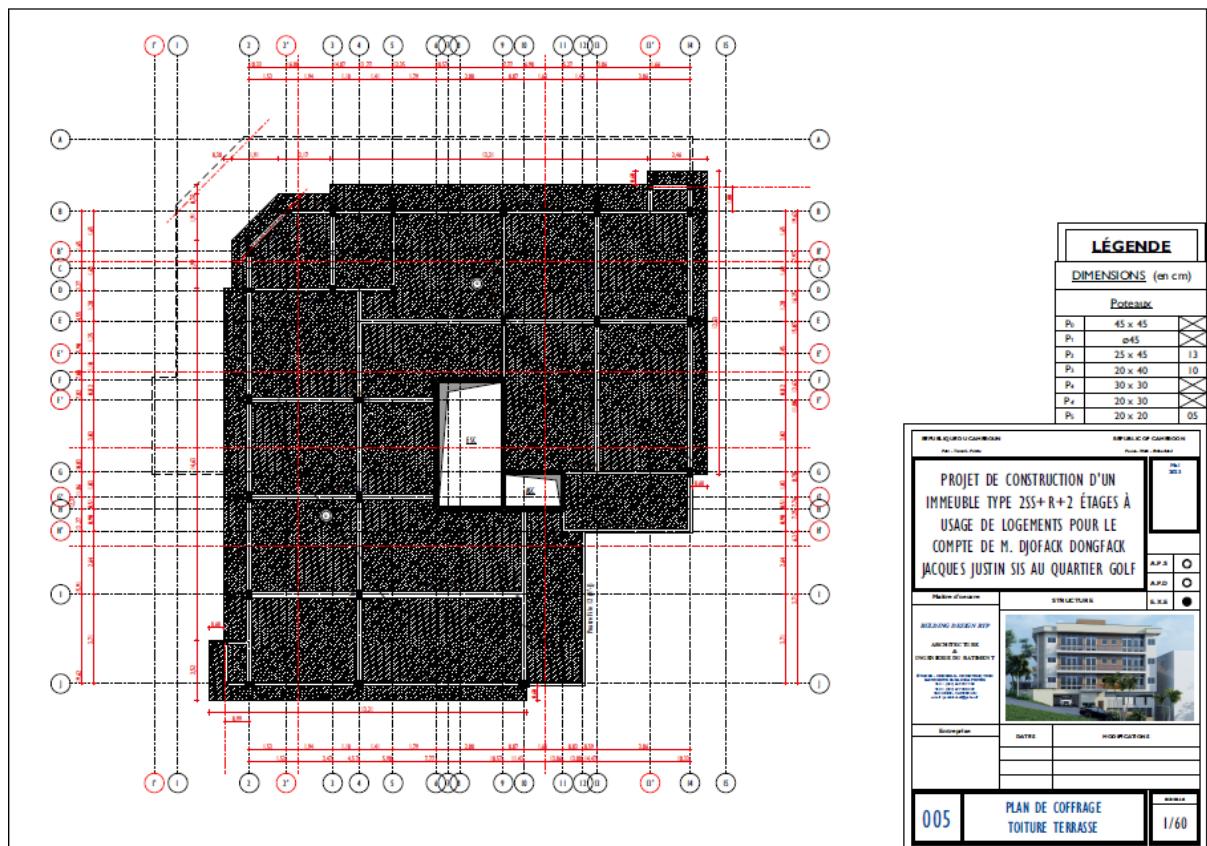
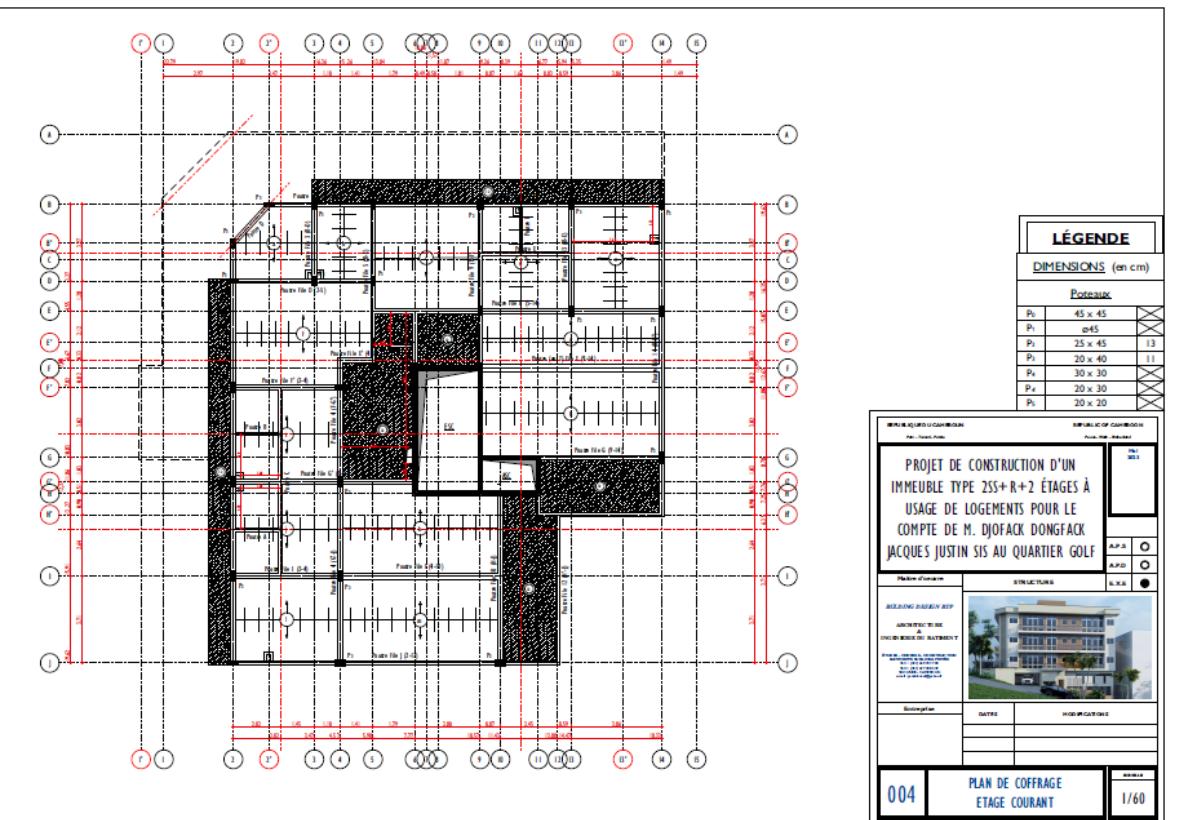
ANNEXE 3 : IMAGES 3D



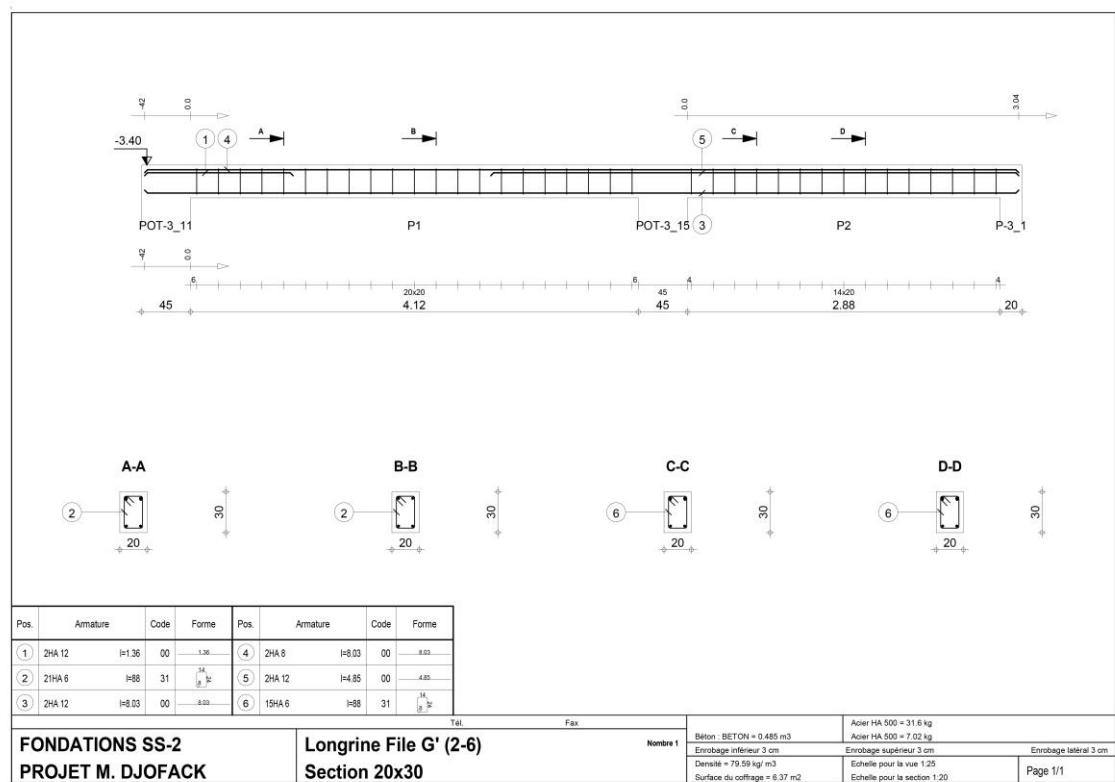
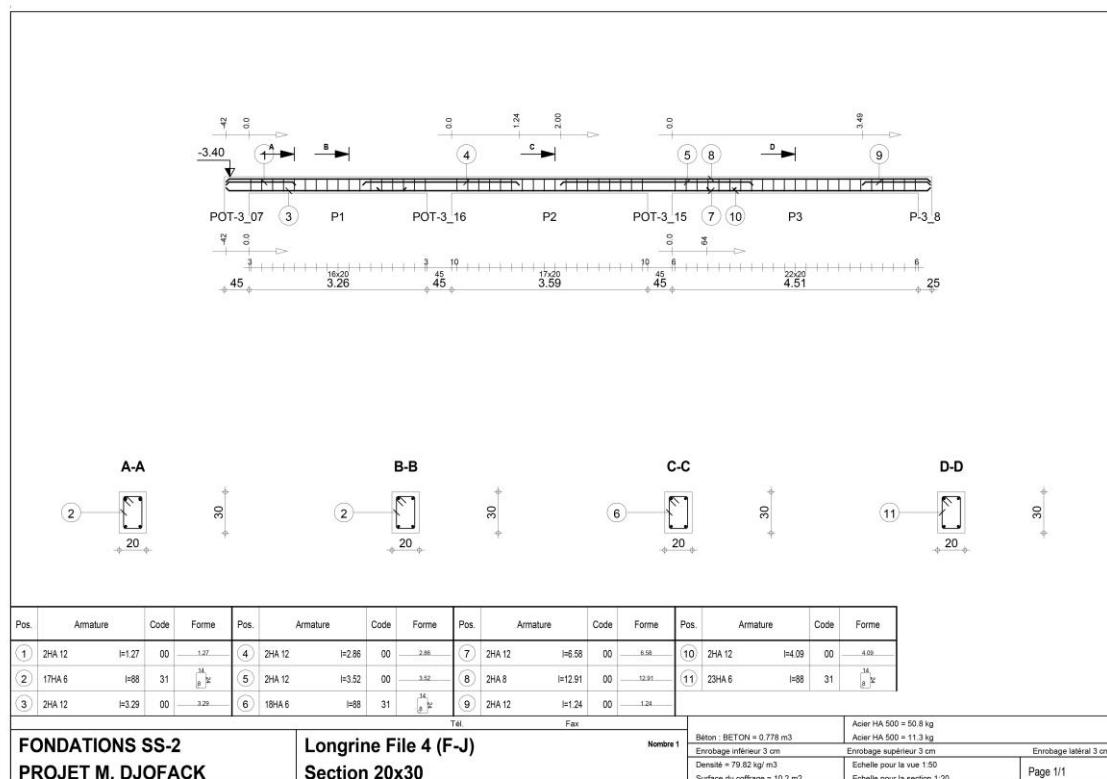
ANNEXE 4 : PLANS DE COFFRAGE DES PLANCHERS



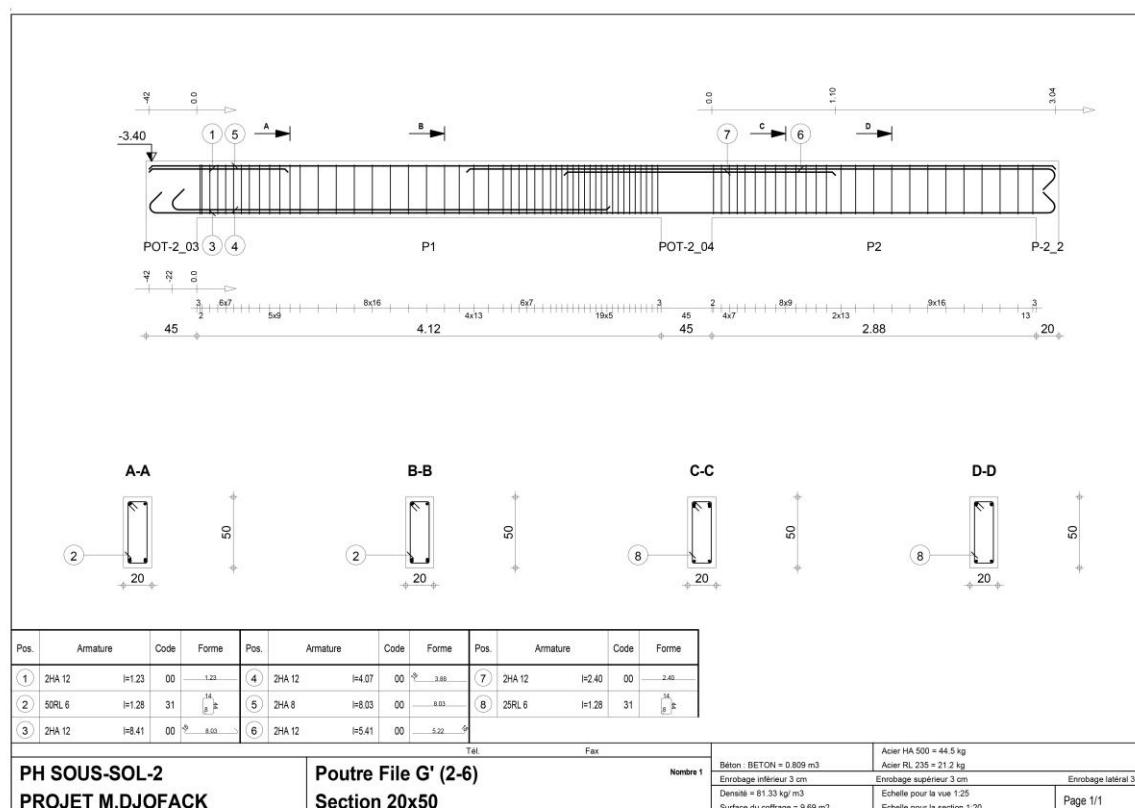
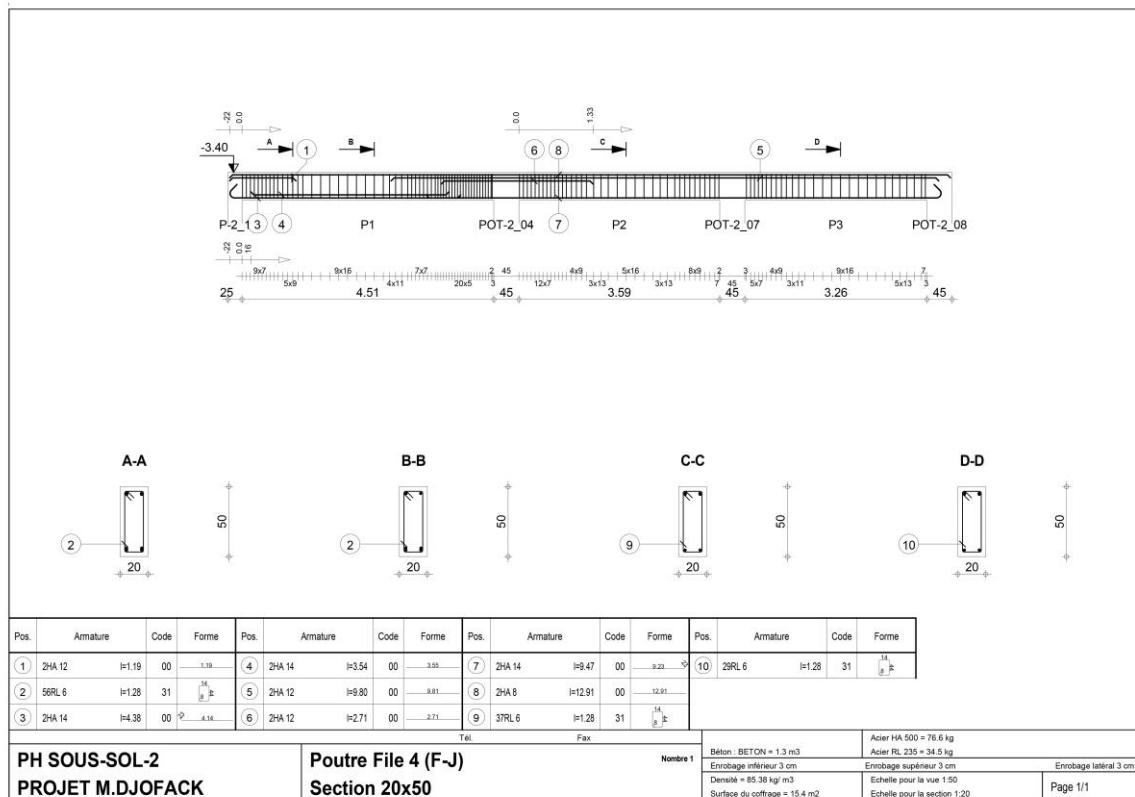
**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**



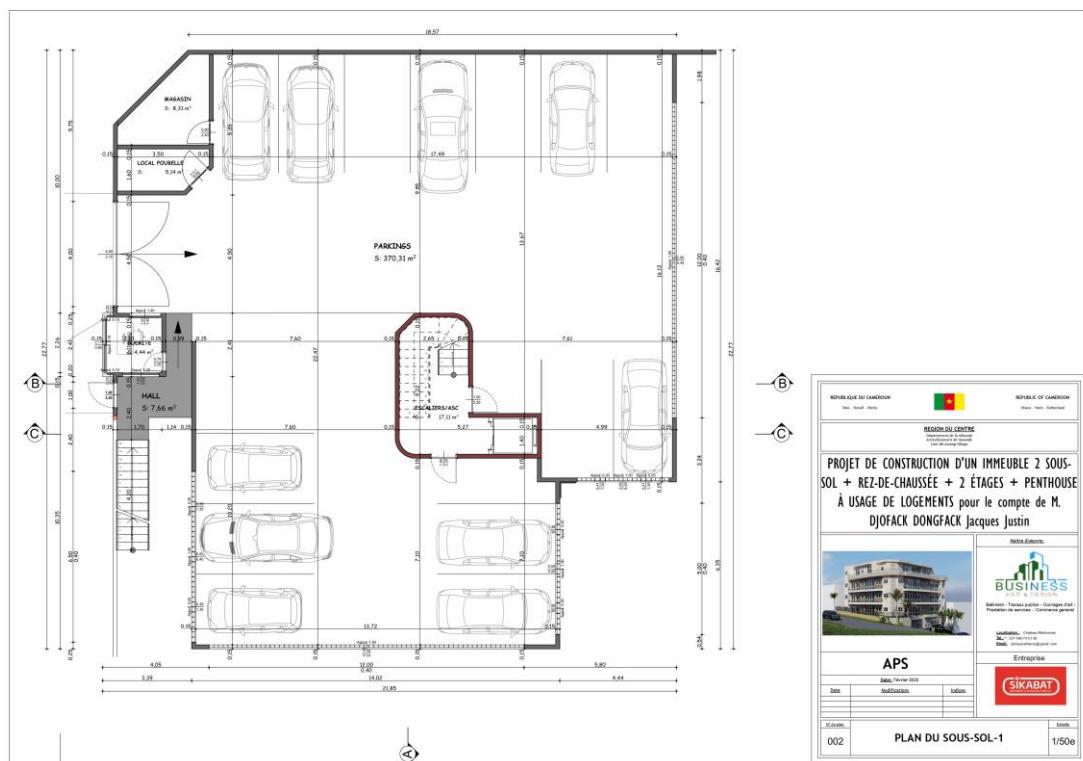
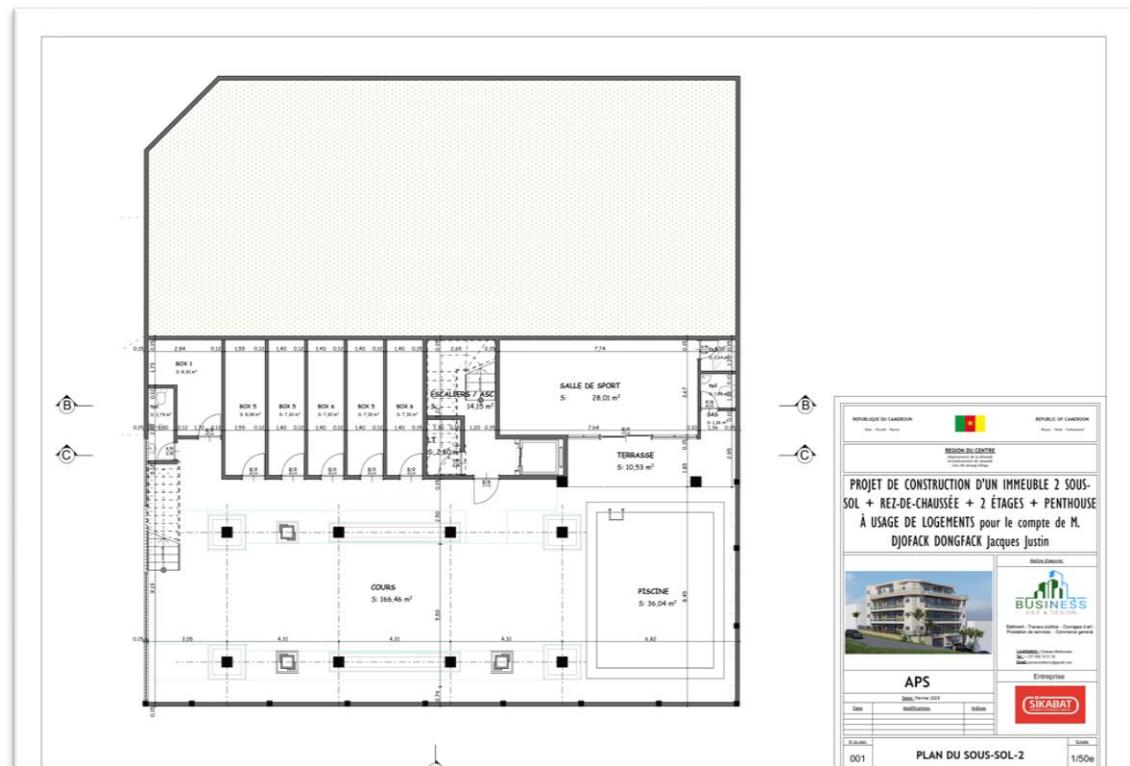
ANNEXE 5 : PLANS DE COFFRAGE DES LONGRINES



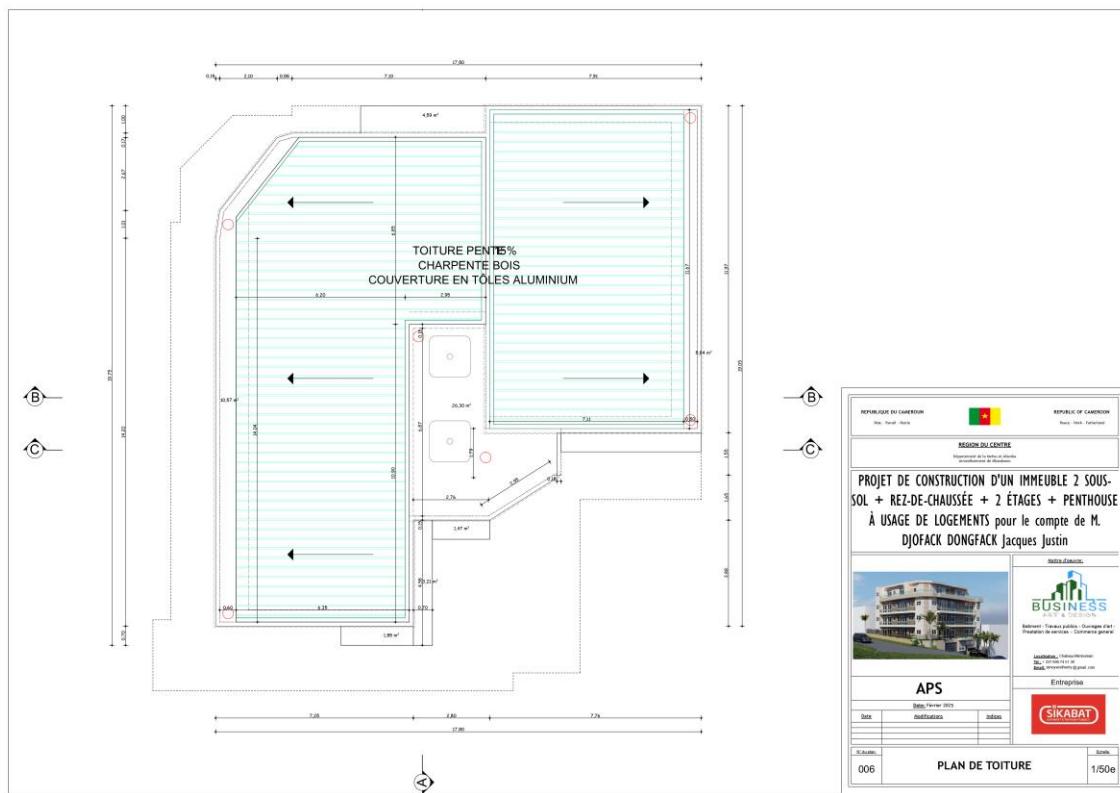
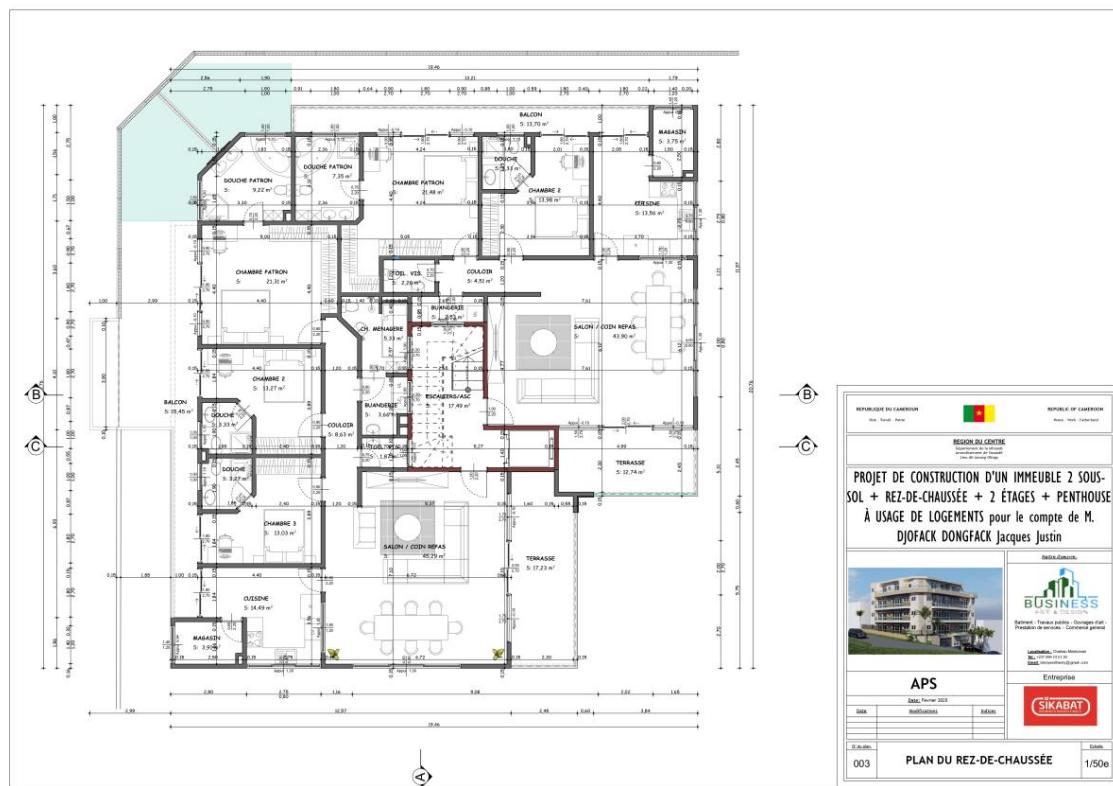
ANNEXE 6 : PLANS DE COFFRAGE DES POUTRES



ANNEXE 7 : PLANS DE DISTRIBUTION

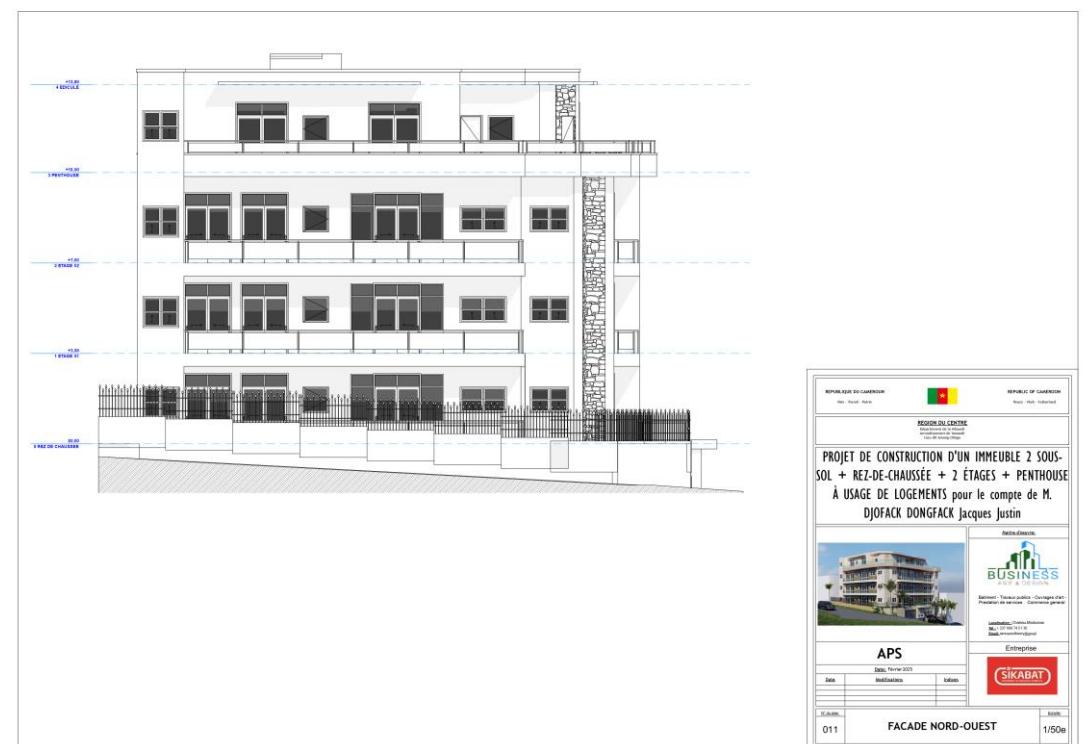


**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**



**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**

ANNEXE 8 : PLANS DE FACADES



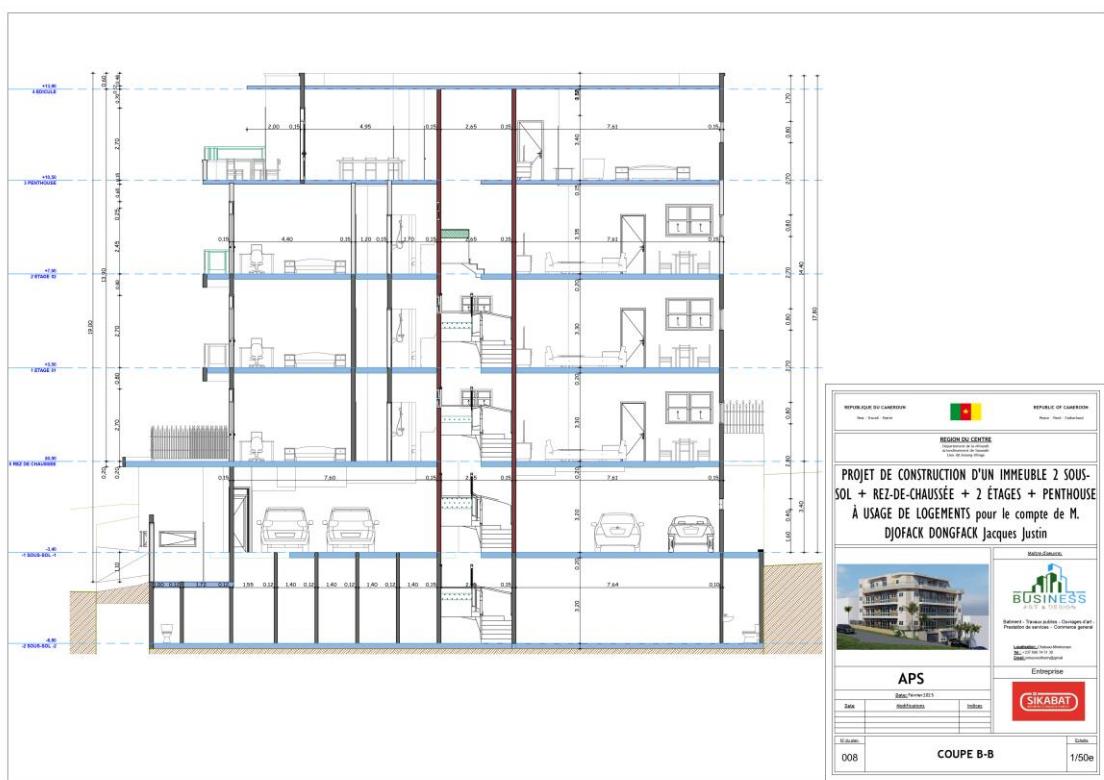
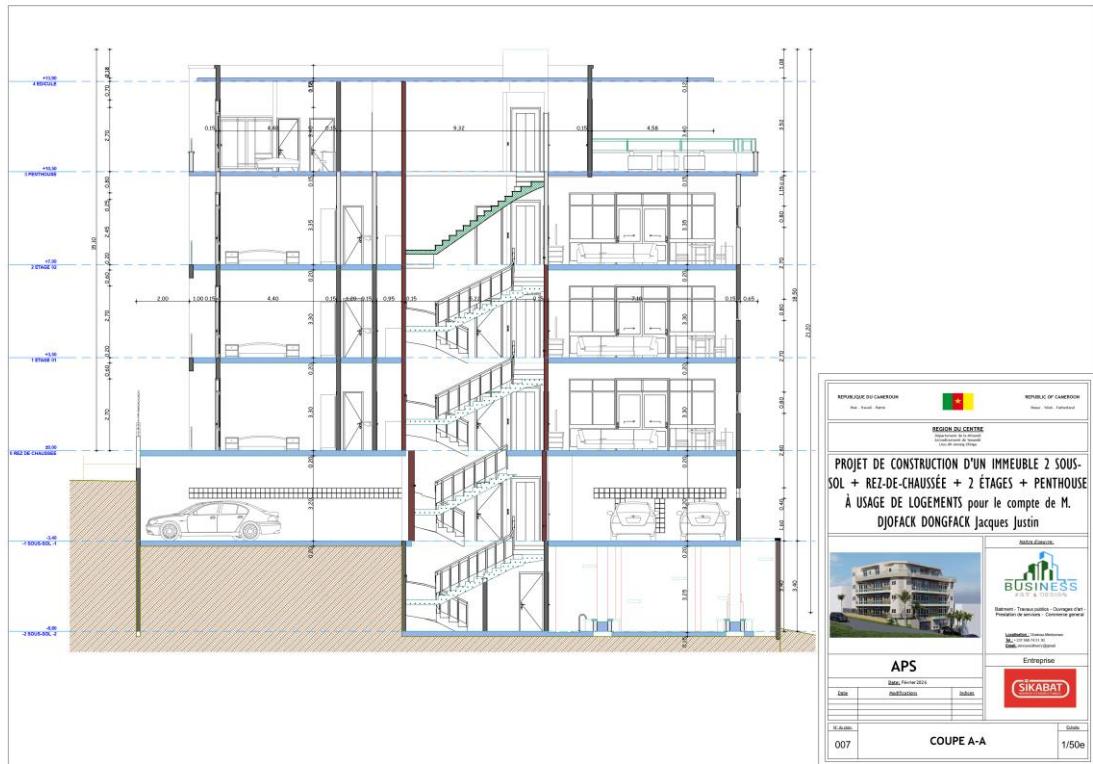
FEUDJIO FRANCK

■ ■ ■ Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

Promotion (2024-2025)

XXVI

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**



**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**

ANNEXE 9 : DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF POUR LES TRAVAUX DE CONSTRUCTION D'UN BATIMENT TYPE SS+R+2 AVEC PENTHOUSE À USAGE DE LOGEMENTS AU QUARTIER AMONG-OLIGA pour le compte de M. DJOFACK DONGFACK Jacques Justin			
RECAPITULATIF		QUANTITÉ RÉALISÉ	QUANTITÉ RESTANTE
I- TRAVAUX PRÉLIMINAIRES	9 800 000	100,00%	9 800 000
II- TERRASSEMENT ET FOUILLES	10 215 320	100,00%	10 215 320
III- FONDATIONS	54 579 400	100,00%	54 579 400
IV- ELEVATION SS-2 ET DALLE	37 381 710	77,78%	35 992 200
V- ELEVATION SS-1 ET DALLE	42 345 600	88,89%	40 222 800
VI- ELEVATION ETAGE COURANT (RDC + ETAGE 1) ET DALLE	58 965 000	87,60%	48 013 200
VII- ELEVATION ETAGE 2 ET DALLE	35 140 290	86,71%	29 664 390
VIII- ELEVATION PENTHOUSE	15 779 566	0,00%	11 029 666
IX- ELEVATION EDICULE, CHARPENTE ET COUVERTURE	10 667 052	0,00%	4 303 912
X- ETANCHEITÉ DES SURFACES	23 708 585	40,00%	8 399 600
XI- ELECTRICITÉ	68 967 500	0,66%	636 800
XII- PLOMBERIE - SANITAIRE	61 290 200	3,00%	1 660 000
XIII- ENDUIT ET CREPISSAGE	21 997 138	0,00%	-
XIV- PLAFOND	27 656 540	0,00%	100,00%
XV- MENUISERIE BOIS ET MÉTALLIQUE	51 357 038	0,00%	27 656 640
XVI- REVÉTEMENT SCELLÉS ET PEINTURE	40 216 618	0,00%	61 357 038
XVII- PISCINE	13 225 880	0,00%	40 216 618
XVIII- VRD	14 811 040	0,00%	13 225 880
MONTANT TOTAL GROS-ŒUVRE	298 582 523	43,00%	264 617 088
MONTANT TOTAL SECOND-ŒUVRE	271 485 034	57,00%	343 587 389
MONTANT TOTAL PISCINE ET VRD	28 036 920		
MONTANT TOTAL HORS TAXES	398 104 477		

Page 1

N°	DESIGNATION DES OUVRAGES	Unités	Quantité	Prix Unitaire	Prix total
A- GROS ŒUVRE					
I. Travaux préparatoires					
1.1	Installation de chantier	Ens	1,00	5 000 000	5 000 000
1.2	Implantation de l'ouvrage	Ens	1,00	1 300 000	1 300 000
1.3	Etudes complémentaires	Ens	FF	3 500 000	3 500 000
Sous-total I				9 800 000	
II. Terrassement et fouilles					
2.1	Terrassements généraux du site	m ³	1376,00	5 000	6 880 000
2.2	Fouilles en rigoles pour longines intérieurs et murs de soubassement périphériques	m ³	71,00	3 500	248 500
2.3	Fouilles en rigoles pour murs de soutènement SS-1 & SS-2	m ³	126,00	3 500	441 000
2.4	Fouilles en pleine masse pour radier ascenseur	m ³	14,00	3 500	49 000
2.5	Fouilles en puits pour semelles isolées SS-1 et SS-2	m ³	119,00	3 500	416 500
2.6	Remblais provenant d'apport extérieurs pour remblais de dallage et au droit des murs de soubassements et semelles	m ³	545,08	4 000	2 180 320
Sous-total II				10 215 320	
III. Fondations					
3.1	Béton de propreté ép 5cm dosé à 150 kg/m ³	m ³	16,90	120 000	2 028 000
3.2	Béton armé pour semelles isolées dosé à 350 kg/m ³	m ³	63,68	240 000	15 283 200
3.3	Béton armé pour amorces poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	10,50	240 000	2 520 000

Pourcentage	Montant	Pourcentage	Montant
A- GROS-ŒUVRE			
I. Travaux préparatoires			
100,00%	5 000 000	0,00%	-
100,00%	1 300 000	0,00%	-
100,00%	3 500 000	0,00%	-
100,00%	9 800 000	0,00%	-
II. Terrassement et fouilles			
100,00%	6 880 000	0,00%	-
100,00%	248 500	0,00%	-
100,00%	441 000	0,00%	-
100,00%	49 000	0,00%	-
100,00%	416 500	0,00%	-
100,00%	2 180 320	0,00%	-
100,00%	10 215 320	0,00%	-
III. Fondations			
100,00%	2 028 000	0,00%	-
100,00%	15 283 200	0,00%	-
100,00%	2 520 000	0,00%	-

Page 2

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**

3.4	Béton armé pour longines du double chainage dosé à 350 kg/m ³	m ³	20,40	240 000	4 896 000
3.5	Béton armé étanche pour semelles du murs de soutènement SS-2 dosé à 350 kg/m ³	m ³	20,45	260 000	5 317 000
3.6	Béton armé étanche pour semelles du murs de soutènement SS-1 dosé à 350 kg/m ³	m ³	25,80	260 000	6 708 000
3.7	Béton armé étanche pour radier ascenseur dosé à 350 kg/m ³	m ³	5,85	260 000	1 521 000
3.8	Béton armé étanche pour voile en fondations dosé à 350 kg/m ³	m ³	23,77	260 000	6 180 200
3.9	Film polyane	m ²	492,00	1 000	492 000
3.10	Lit de sable d'épaisseur de 6 cm sous dallage	m ³	29,60	15 000	444 000
3.11	Béton légerement armé dosé à 300 kg/m ³ pour dallage	m ³	55,50	140 000	7 770 000
3.12	Agglos bourrés de 20x20x40 cm pour murs de soubassement	m ³	60,00	12 000	720 000
3.13	Électricité : Mise à la terre	U	1,00	700 000	700 000
Sous-total III				54 579 400	

100,00%	4 896 000	0,00%	-
100,00%	5 317 000	0,00%	-
100,00%	6 708 000	0,00%	-
100,00%	1 521 000	0,00%	-
100,00%	6 180 200	0,00%	-
100,00%	492 000	0,00%	-
100,00%	444 000	0,00%	-
100,00%	7 770 000	0,00%	-
100,00%	720 000	0,00%	-
100,00%	700 000	0,00%	-
100,00%	54 579 400	0,00%	-

IV. Elevation SS-2 et Dalle					
4.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	18,75	240 000	4 500 000
4.2	Béton armé étanche pour voile du mur de soutènement dosé à 350 kg/m ³	m ³	44,37	260 000	11 536 200
4.3	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m ³	m ³	15,85	240 000	3 804 000
4.4	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m ³	m ³	3,50	240 000	840 000
4.5	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	1,78	240 000	427 200
4.6	Béton armé pour cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m ³	m ³	16,49	240 000	3 957 600
4.7	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m ³	m ³	45,53	240 000	10 927 200
4.8	Agglos de 12x20x40 cm pour murs de remplissage	m ³	103,89	9 000	935 010
Sous-total IV				37 381 710	

IV. Elevation SS-2 et Dalle			
100,00%	4 500 000	0,00%	-
100,00%	11 536 200	0,00%	-
100,00%	3 804 000	0,00%	-
100,00%	840 000	0,00%	-
100,00%	427 200	0,00%	-
100,00%	3 957 600	0,00%	-
100,00%	10 927 200	0,00%	-
0,00%	-	100,00%	935 010

4.9	Agglos de 15x20x40 cm pour murs de remplissage	m ³	45,45	10 000	454 500
Sous-total IV				37 381 710	
V. Elevation SS-1 et Dalle					
5.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	14,56	240 000	3 494 400
5.2	Béton armé étanche pour voile du mur de soutènement dosé à 350 kg/m ³	m ³	25,27	240 000	6 064 800
5.3	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m ³	m ³	50,50	240 000	12 120 000
5.4	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m ³	m ³	3,50	240 000	840 000
5.5	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	2,00	240 000	480 000
5.6	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m ³	m ³	16,49	240 000	3 957 600
5.7	Plancher à corps creux et nervures y compris dalle de compression (16+4)	m ³	318,00	27 000	8 586 000
5.8	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m ³	m ³	19,50	240 000	4 680 000
5.9	Agglos de 15x20x40 cm pour murs de remplissage	m ³	212,28	10 000	2 122 800
Sous-total V				42 345 600	

0,00%	-	100,00%	454 500
77,78%	35 992 200	22,22%	1 389 510
V. Elevation SS-1 et Dalle			
100,00%	3 494 400	100,00%	-
100,00%	6 064 800	100,00%	-
100,00%	12 120 000	100,00%	-
100,00%	840 000	100,00%	-
100,00%	480 000	100,00%	-
100,00%	3 957 600	100,00%	-
100,00%	8 586 000	100,00%	-
100,00%	4 680 000	100,00%	-
0,00%	-	0,00%	2 122 800
88,89%	40 222 800	11,11%	2 122 800

VI. Elevation Etage courant (RDC+Etage 01) et Dalle					
6.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	18,89	240 000	4 533 600
6.2	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m ³	m ³	42,56	240 000	10 214 400
6.3	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m ³	m ³	6,90	240 000	1 656 000
6.4	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m ³	m ³	6,00	240 000	1 440 000
6.5	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m ³	m ³	32,58	240 000	7 819 200
Sous-total VI				33 276 200	

100,00%	4 533 600	0,00%	-
100,00%	10 214 400	0,00%	-
100,00%	1 656 000	0,00%	-
100,00%	1 440 000	0,00%	-
100,00%	7 819 200	0,00%	-

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE
2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE**

6.6	Plancher à corps creux et nervures ^f compris dalle de compression (16+4)	m ²	560,00	27 000	14 850 000
6.7	Béton armé pour dalle pleine dosé à 360 kg/m ³	m ³	31,26	240 000	7 560 000
6.8	Agglos de 16x20x40 cm pour murs de remplissage	m ³	1096,18	10 000	10 951 800
Sous-total VI				68 956 000	

100,00%	14 850 000	0,00%	-
100,00%	7 560 000	0,00%	-
0,00%	-	100,00%	10 951 800
87,60%	48 013 200	12,60%	10 951 800

VII. Elevation Etage 2 et Dalle					
7.1	Béton armé pour poteaux dosé à 360 kg/m ³	m ³	22,10	240 000	5 304 000
7.2	Béton armé pour poutres dosé à 360 kg/m ³	m ³	20,28	240 000	4 867 200
7.3	Béton armé pour escaliers dosé à 360 kg/m ³	m ³	3,60	240 000	840 000
7.4	Béton armé pour linteaux dosé à 360 kg/m ³	m ³	3,00	240 000	720 000
7.5	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 360 kg/m ³	m ³	13,49	240 000	3 237 600
7.6	Béton armé hydrofugé pour dalle de terrasse dosé à 360 kg/m ³	m ³	66,62	260 000	14 696 690
7.7	Agglos de 16x20x40 cm pour murs de remplissage	m ³	547,69	10 000	5 475 900
Sous-total VII				36 140 290	

VII. Elevation Etage 2 et Dalle					
100,00%	5 304 000	0,00%	-		
100,00%	4 867 200	0,00%	-		
100,00%	840 000	0,00%	-		
100,00%	720 000	0,00%	-		
100,00%	3 237 600	0,00%	-		
100,00%	14 696 690	0,00%	-		
0,00%	-	100,00%	5 475 900		
86,71%	29 664 390	14,29%	5 475 900		

VIII. Elevation Penthouse					
8.1	Béton armé pour poteaux dosé à 360 kg/m ³	m ³	10,70	240 000	2 668 000
8.2	Béton armé pour poutres dosé à 360 kg/m ³	m ³	14,86	240 000	3 564 000
8.3	Béton armé pour linteaux dosé à 360 kg/m ³	m ³	1,76	240 000	420 000
8.4	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 360 kg/m ³	m ³	13,49	240 000	3 237 600
8.5	Béton armé hydrofugé pour murs périphériques de la terrasse avec béquet de protection	m ³	4,77	260 000	1 239 966
Sous-total VIII				18 779 566	

VIII. Elevation Penthouse					
100,00%	2 668 000	100,00%	-		
100,00%	3 564 000	100,00%	-		
100,00%	420 000	100,00%	-		
100,00%	3 237 600	100,00%	-		
100,00%	1 239 966	100,00%	-		

IX. Elevation Edicule - Charpente et couverture					
9.1	Béton armé hydrofugé pour voile de débordement de la cage d'ascenseurs et escaliers dosé à 360 kg/m ³	m ³	6,82	260 000	1 612 056
9.2	Béton armé hydrofugé pour chenau et dalle pleine au dessus de l'édicule dosé à 360 kg/m ³	m ³	6,01	260 000	1 662 600
9.3	Fabrication et pose des fermes en bois durs avec pannes, différents accessoires et traitement ^f compris toutes sujétions	m ³	16,91	170 000	2 875 040
9.4	Fourniture et pose des tôles BAC en aluminium prélaquée avec accessoires ^f compris toutes sujétions	m ³	211,40	16 500	3 488 100
9.5	Agglos de 16x20x40 cm pour murs du chenau avec béquet de protection	m ³	102,44	12 000	1 229 256
Sous-total IX				10 667 062	

IX. Elevation Edicule - Charpente et couverture					
100,00%	1 612 056	0,00%	-		
100,00%	1 662 600	0,00%	-		
100,00%	-	0,00%	2 875 040		
100,00%	-	0,00%	3 488 100		
100,00%	1 229 256	0,00%	-		
100,00%	4 303 912	0,00%	6 363 140		

X. Etanchéité des surfaces					
10.1	Etanchéité de type paradienne sur chenau et acrotère compris sous-couche à base de flintkote	m ²	60,10	46 000	2 704 600
10.2	Etanchéité de type paradienne sur toiture terrasse ^f compris sous-couche à base de flintkote	m ²	175,89	46 000	7 915 186
10.3	Platine de receveillement des eaux de pluie	U	8,00	60 000	400 000
10.4	Forme de pente sous étanchéité des chenau	m ²	188,26	16 000	2 823 900
10.5	Descente d'eaux pluviales en tuyaux PVC de diamètre 126mm ^f compris chevilles, vis et accessoires de fixation	m ¹	136,00	8 000	1 088 000
10.6	Ballasts et matériaux drainant à l'arrière du mur de soutènement	m ²	16,00	16 000	226 000
10.7	Membrane géotextile	m ²	61,00	2 500	162 500
Sous-total X				10 667 062	

X. Etanchéité des surfaces					
0,00%	-	100,00%	2 704 600		
0,00%	-	100,00%	7 915 186		
0,00%	-	100,00%	400 000		
0,00%	-	100,00%	2 823 900		
0,00%	-	100,00%	1 088 000		
100,00%	-	0,00%	226 000		
100,00%	-	0,00%	162 500		