



**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 FONHOUE 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 structurale 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  $45 \times 45$  cm relativement supérieur à celle obtenue par calcul manuel étant de  $25 \times 45$  cm ;
- Plusieurs poutres, dont la section la plus courante est de  $20 \times 30$  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  $642 \text{ m}^2$  pour une emprise au sol de  $441 \text{ m}^2$ . 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 m<sup>2</sup> and a footprint of 441 m<sup>2</sup>. 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

<b>BAEL</b>	: Béton armé aux états limites
<b>BTP</b>	: Bâtiment et travaux publics
<b>ELS</b>	: Etat limite de service
<b>ELU</b>	: Etat limite ultime
<b>FP</b>	: Fissuration préjudiciable
<b>FTP</b>	: Fissuration très préjudiciable
<b>FCFA</b>	: Franc de la Communauté Financière Africaine
<b>HA</b>	: Haute adhérence
<b>HT</b>	: Hors taxes
<b>Mpa</b>	: Mégapascal
<b>MN</b>	: Méga Newton
<b>NF</b>	: Norme française
<b>RDC</b>	: Rez-de-chaussée
<b>RSA</b>	: Robot Structural Analysis
<b>SPD</b>	: Sondage au pénétromètre Dynamique lourd
<b>TTC</b>	: 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 Ferrailage du poteau P0 .....	41
Figure 9: Plan de Ferrailage de la semelle type S2.....	48
Figure 10 : Plan de Ferrailage 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'aciers 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 .....	<b>24</b>
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] .....	<b>34</b>
V.5.1. Descente de charges [BAEL 91 révisé 99].....	35
V.5.2. Comparaison des sections d'aciers 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.....	<b>58</b>
VI.1. Méthodologie.....	58
VI.2. Résultat .....	58
VII. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE .....	<b>60</b>
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 .....	<b>65</b>
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	<b>66</b>
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 :

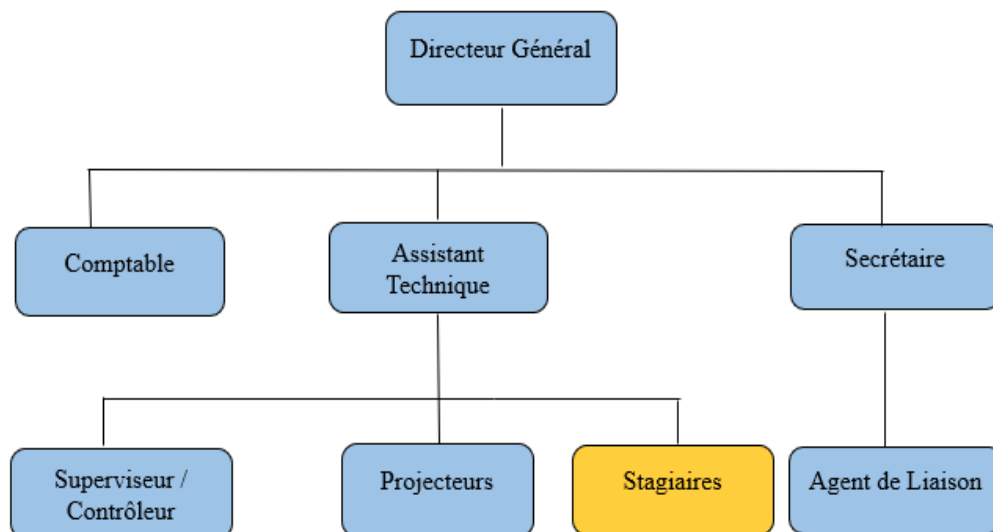


Figure 1: présentation de l'organigramme de l'entreprise

## 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 Mbankolo-Golf, Région du Centre. Elle s'étend sur une superficie de 642 m<sup>2</sup> pour une emprise au sol de 441m<sup>2</sup>.

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

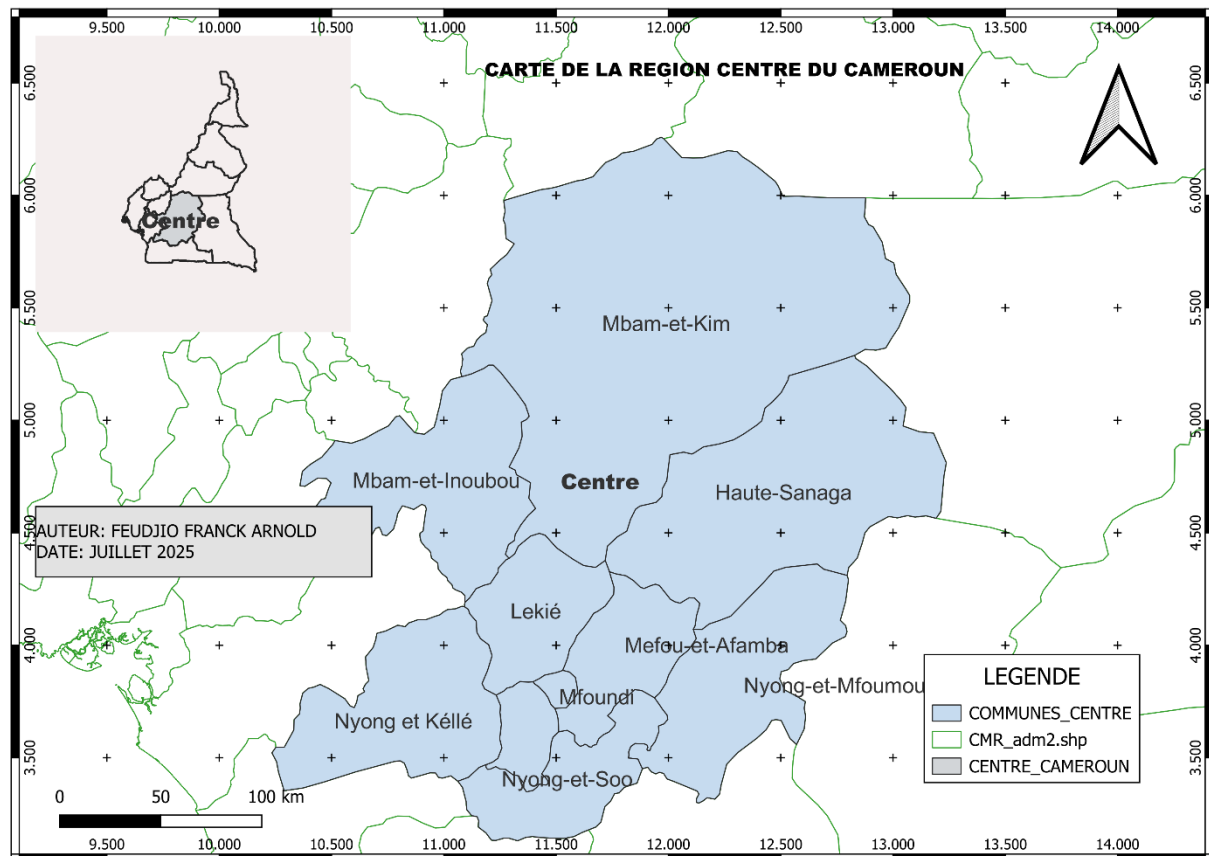


Figure 2: Carte de situation de la Région du centre

## 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.

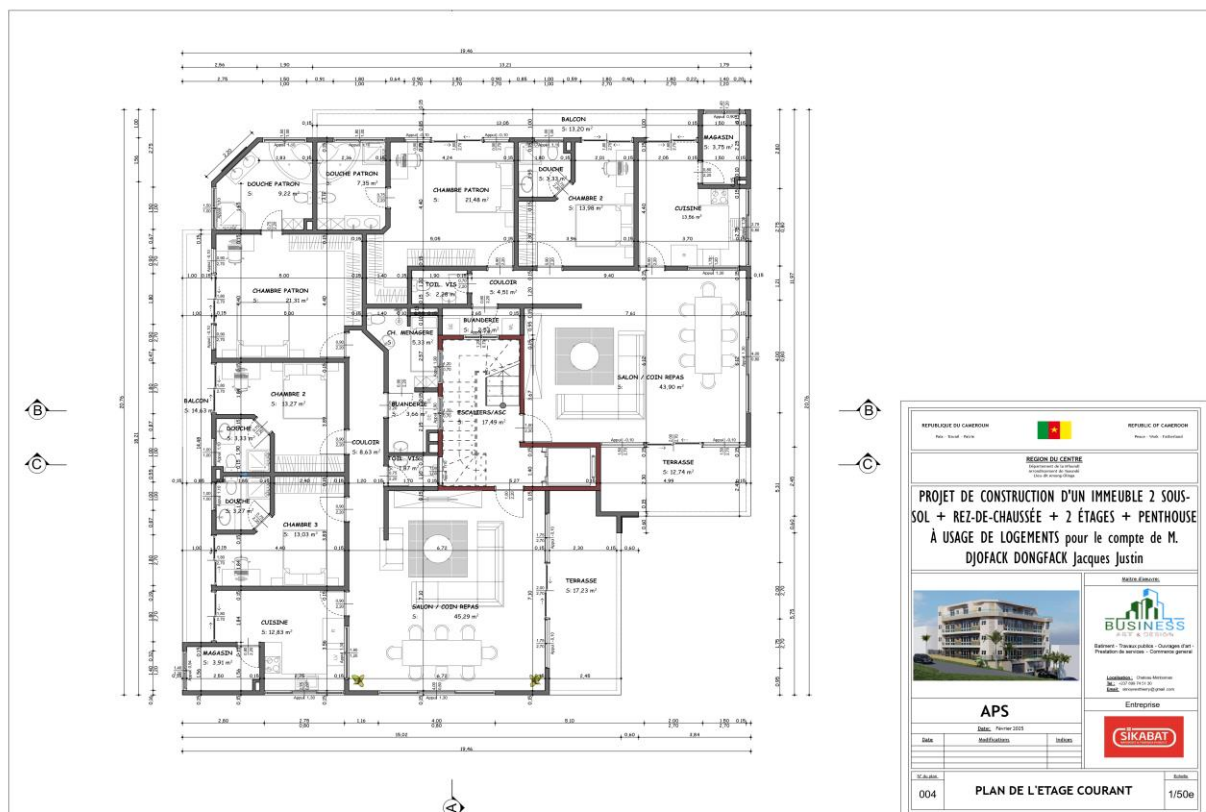


Figure 4: Plan de distribution étage courant

# 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

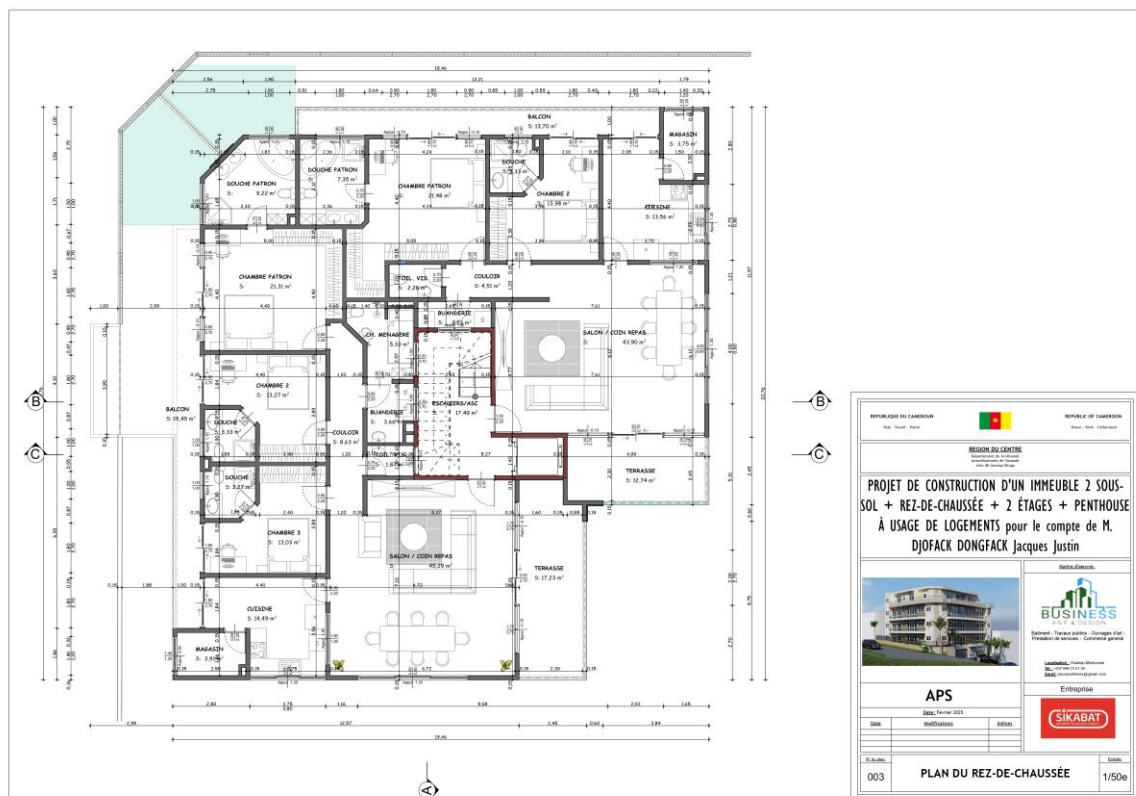


Figure 5: plan de distribution rez-de-chaussée

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

Tableau 1: Evaluation des surfaces bâties

TABLEAU DE SURFACE	
Désignations	Surface (m <sup>2</sup> )
<b>SOUS-SOL -2</b>	
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

Salle de sport	28,01
SAS	1,36
Terrasse	10,53
Toilette	4,59
<b>TOTAL SOUS-SOL -2</b>	<b>311,16</b>
<b>SOUS-SOL -1</b>	
Escalier / Ascenseur	17,11
Guérite	6,40
Local groupe	12,15
Local poubelle	5,14
Magasin	8,31
Parkings	358,15
<b>TOTAL SOUS-SOL -1</b>	<b>407,26</b>
<b>ETAGE COURANT</b>	
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
<b>TOTAL ETAGE COURANT</b>	<b>339,89</b>

<b>TOTAL ETAGE 01+02+03</b>	<b>1019,67</b>
<b>PENTHOUSE</b>	
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
<b>TOTAL PENTHOUSE</b>	<b>340,05</b>
<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>2078,14</b>

## 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 Détaillé, 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 ROBUST.
Graviers	Les granulats sont de bonne qualité et de grosseur maximale $d_g = 25\text{mm}$ . 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  $\varphi$ . Nous utiliserons les barres d'aciers compris dans la gamme suivante :

Tableau 4: Caractéristiques géométriques des aciers

$\Phi$ (mm)	8	10	12	14	16	20
Section en $\text{cm}^2$	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 :  $300 \text{ kg/m}^3$
- Résistance 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 :**

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

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

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

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

❖ **Armatures :**

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

$$\{\nu=0,2 \text{ à ELS et } \nu = 0 \text{ à ELU}\}$$

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{5}$$
$$f_{su} = \frac{500}{1,15} \Rightarrow f_{su} = 434,78Mp_a$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( \frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \tag{6}$$
$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63Mp_a$$

❖ **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 ;
- Ancrage des fondations :  $D=2,40 \text{ m/TN}$
- 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

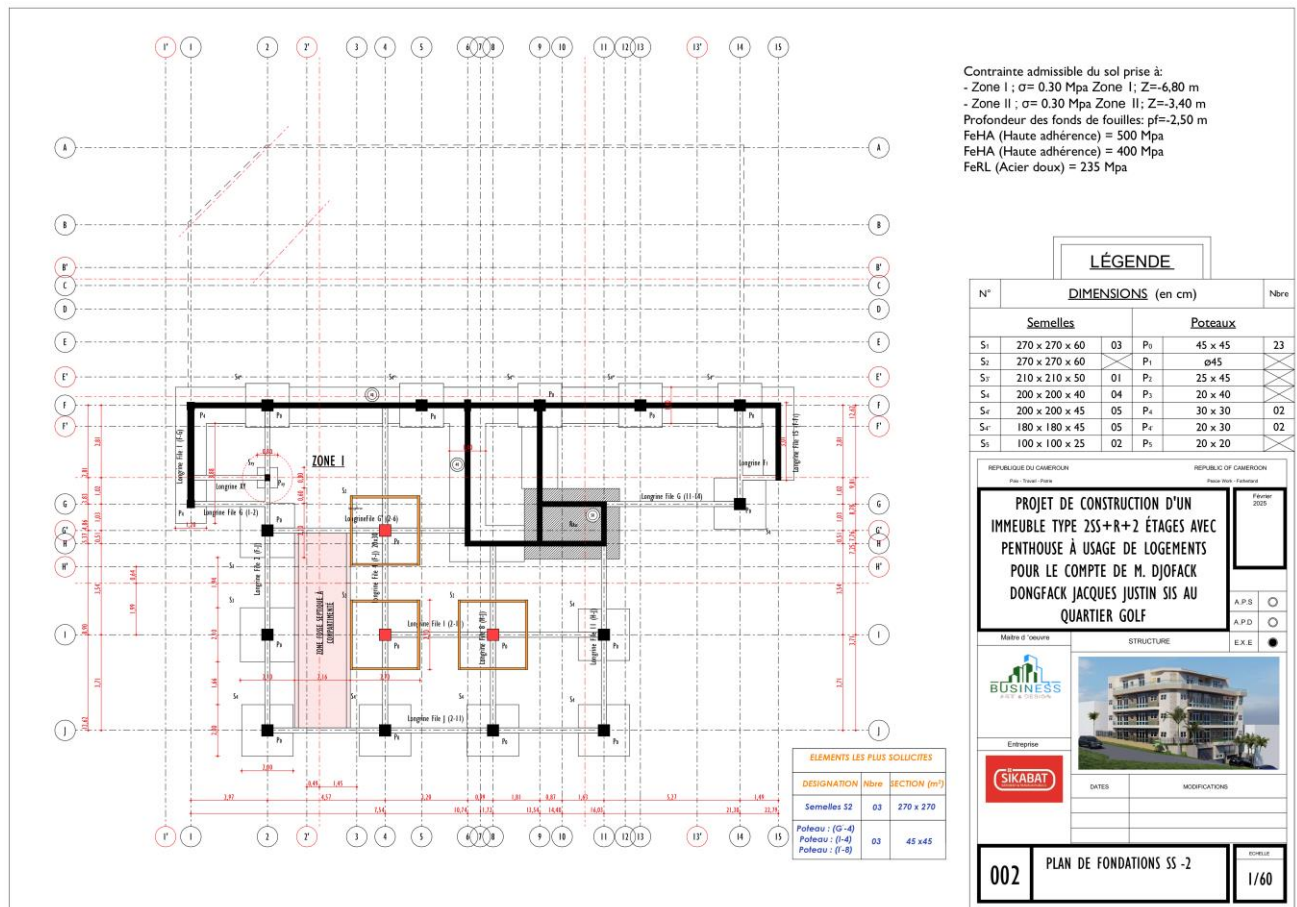


Figure 6: Plan de fondation SS-2

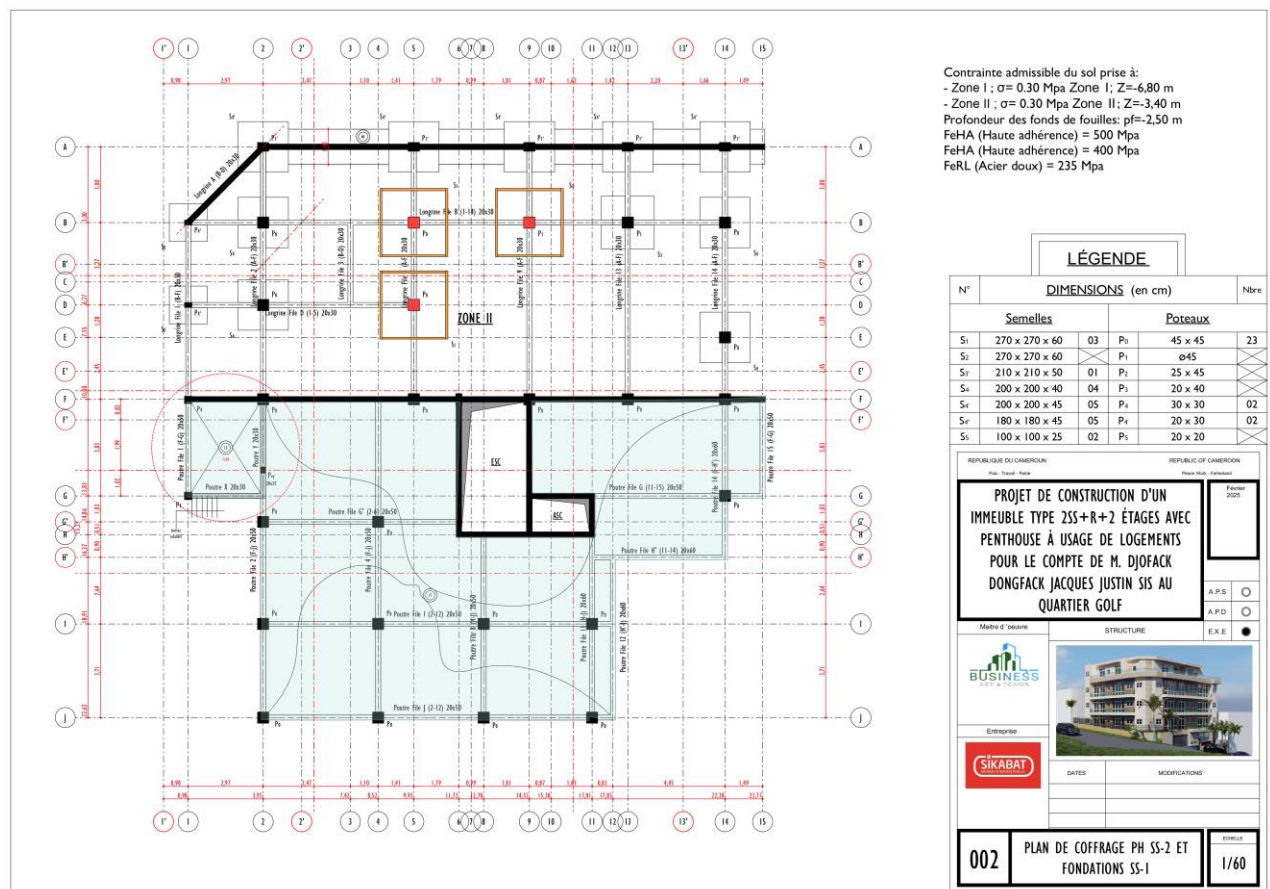


Figure 7: Plan de fondation SS-1

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

	Palier	<b>Total</b>	<b>4,565</b>	
		Poids Propre palier :15cm	3,75	
		Carrelage	0,27	
		Enduit	0,345	
		Chape :5cm	1,1	
		<b>Total</b>	<b>5,465</b>	
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	
		<b>Total</b>	<b>5,345</b>	
	Poutres	Murs (épaisseur :15cm ; hauteur :3,4m)	6,46	
		Enduit sur murs	4,14	
		<b>Total</b>	<b>13,25</b>	
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	
		<b>Total</b>	<b>5,345</b>	
	Poutres	Murs (épaisseur :15cm ; hauteur :3,4m)	6,46	
		Enduit sur murs	2,53	
		<b>Total</b>	<b>8,1</b>	

### 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 encastres 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<sup>2</sup>, tandis que la surcharge d'exploitation est fixée à 8 kN/m<sup>2</sup>.

#### ❖ 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 « h » et la base « b » celle de la poutre.

#### ❖ Voile en BA

Les dimensions extérieures sont établies à travers un processus intégré dans la conception du ferrailage. 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 ( $e$ )  $\geq 10$  cm
- L'élancement mécanique  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 80$
- Masse volumique du sol :  $\gamma$  (en  $KN/m^3$ )
- Surcharge uniforme : q
- Angle de frottement du sol :  $\varphi$
- 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 ferrailage. Elles sont influencées par la charge appliquée à la base, la contrainte du sol, ainsi que les dimensions du plateau immédiatement supérieur.

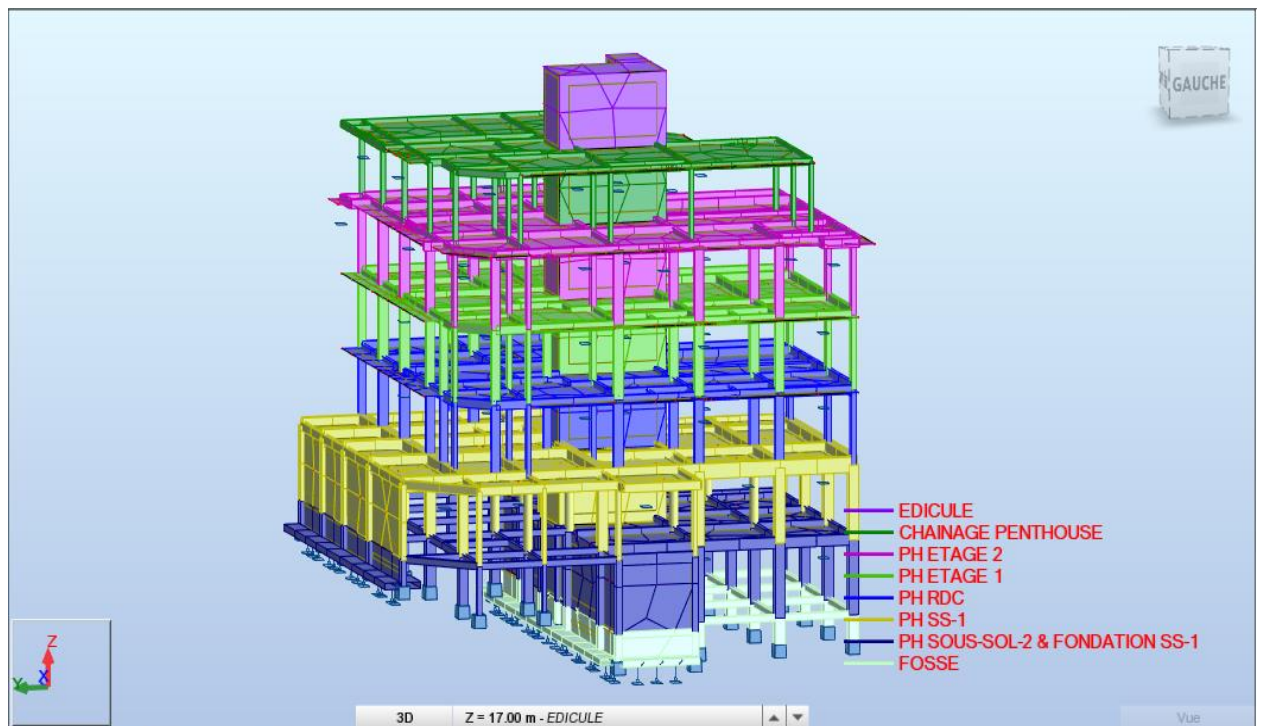


Figure 8: présentation de l'ossature du bâtiment de Gauche

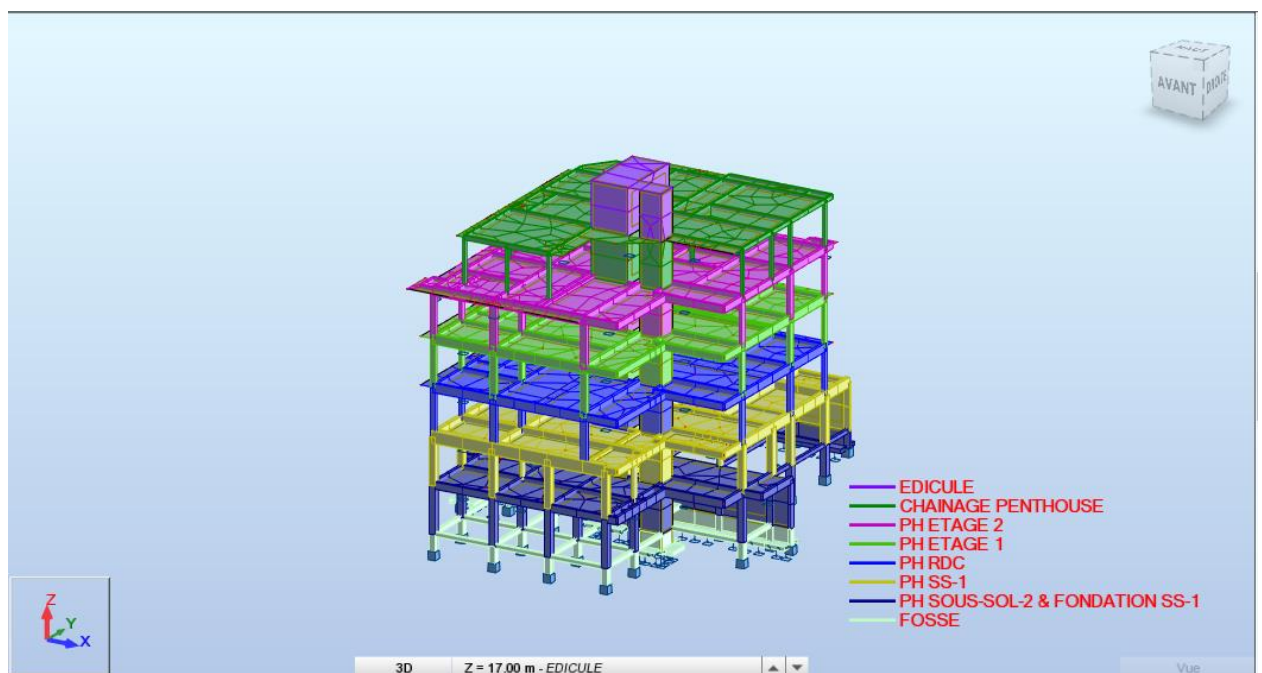


Figure 9: présentation de l'ossature du bâtiment vue avant

## 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 des 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.

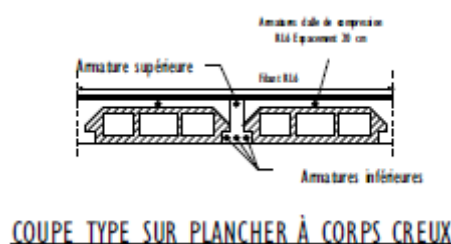


Figure 10: plancher terrasse

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

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

#### ❖ 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 <sup>2</sup> )
Plancher terrasse accessible	1,5(KN/m <sup>2</sup> )
Escalier	2,5(KN/m <sup>2</sup> )
Balcon	3,5(KN/m <sup>2</sup> )

## 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 (cm²)	Qté	Types	Ép (cm)	Type	S (cm²)	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'entrevous augmentée de l'épaisseur de la table de compression soit  $h = 20 \text{ cm}$ .

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 ( $L_{in} \times 0,6 \text{ KN/m}^2$ )	0,65x0,27	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( $hn \times bn \times 25KN/m^3$ )	(0,05x0,12+0,06x0,15) x2	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

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

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

✓ 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

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

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

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 =  $5 \text{ cm}^2$  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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Contrainte dans le béton

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

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

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

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

- Contrainte dans l'acier

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

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

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

#### 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.

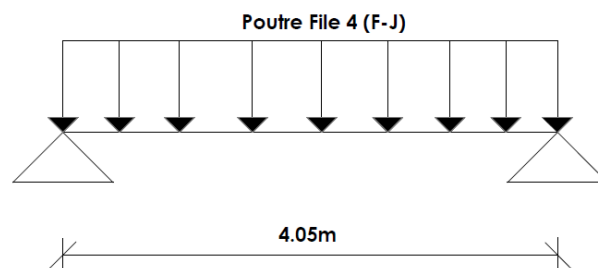


Figure 11: Poutre file 4 (F-J)

❖ **Descente de charges**

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

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

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

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

• **Charge permanente G :**

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

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

• **Charge d'exploitation Q :**

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

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

• **Poids propre de la poutre  $P_p$  :**

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

• **Combinaisons d'actions**

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

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

❖ **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  $\mu_u$

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

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

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

- 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'aciers longitudinaux de 6,79 cm<sup>2</sup>, 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'aciers 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]

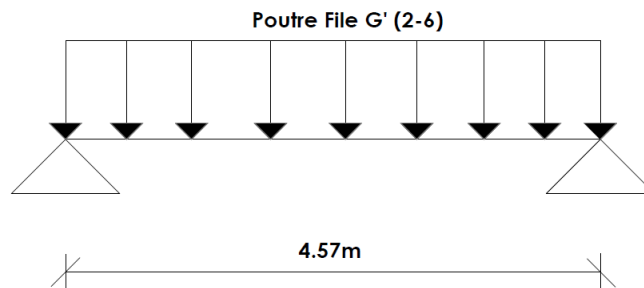


Figure 12: Poutre File G' (2-6)

$$H = \frac{L_{\max}}{12} = \frac{4,57}{12} = 38,08 \text{ soit } H \approx 40 \text{ cm}$$

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

- Descente de charge :

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

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

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

- 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)

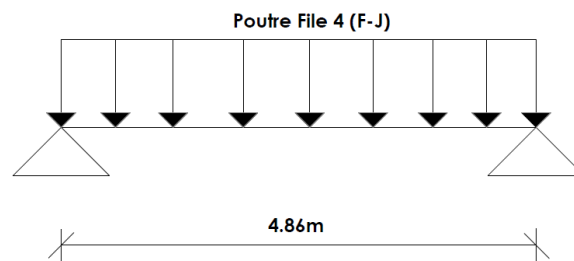


Figure 13: Poutre File 4(F-J)

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

$$b = 0.45 \times d \Rightarrow b \approx 20 \text{ cm}$$

$$S_{triangle} = \frac{(\frac{1}{4} \times 4.86) \times 3.4}{2} \Rightarrow S_{triangle} = 4,14 \text{ m}$$

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

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

- 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**

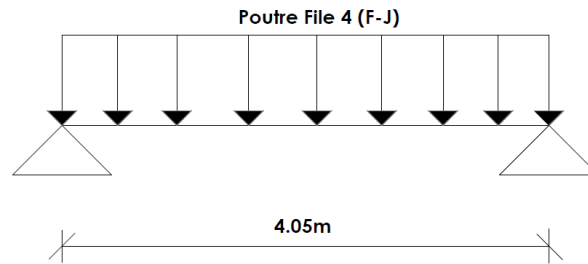


Figure 14: Poutre file 4 (F-J)

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

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

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

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

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

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

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

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

❖ **Poutre de portée 3.2m**

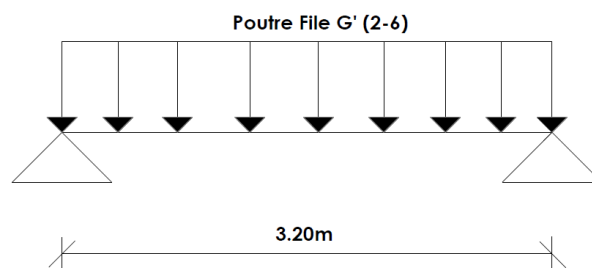


Figure 15: Poutre file G' (2-6)

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

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



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

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

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

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

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

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

#### ❖ 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 :

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

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

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

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

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

$$D'où A_{min} = 5,2cm^2$$

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

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

Soit  $6,79cm^2$

#### ❖ Aciers transversaux

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

#### ❖ Espacement entre les armatures transversales

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

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

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

$$L_r \geq 22 \times \phi_{lmax} ; \phi_{lmax} = 1,2 \text{ cm}$$

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

Vérification à l'ELS

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

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

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

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

### 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'aciers du poteau $P_0$ suivant les deux dimensionnements**

Tableau 11: sections d'aciers des poteaux

	Dimensionnements	
	RSA	A la main
$\lambda$	44,76	36
$\alpha$	0,64	0,708
Section d'aciers longitudinaux ( $\text{cm}^2$ )	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 ( $\text{cm}^2$ )	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	Ø45	581,46	111,46	2315,57	9,24	6HA14
P0	45x45	1071,33	301,08	3027,03	12,32	6HA14

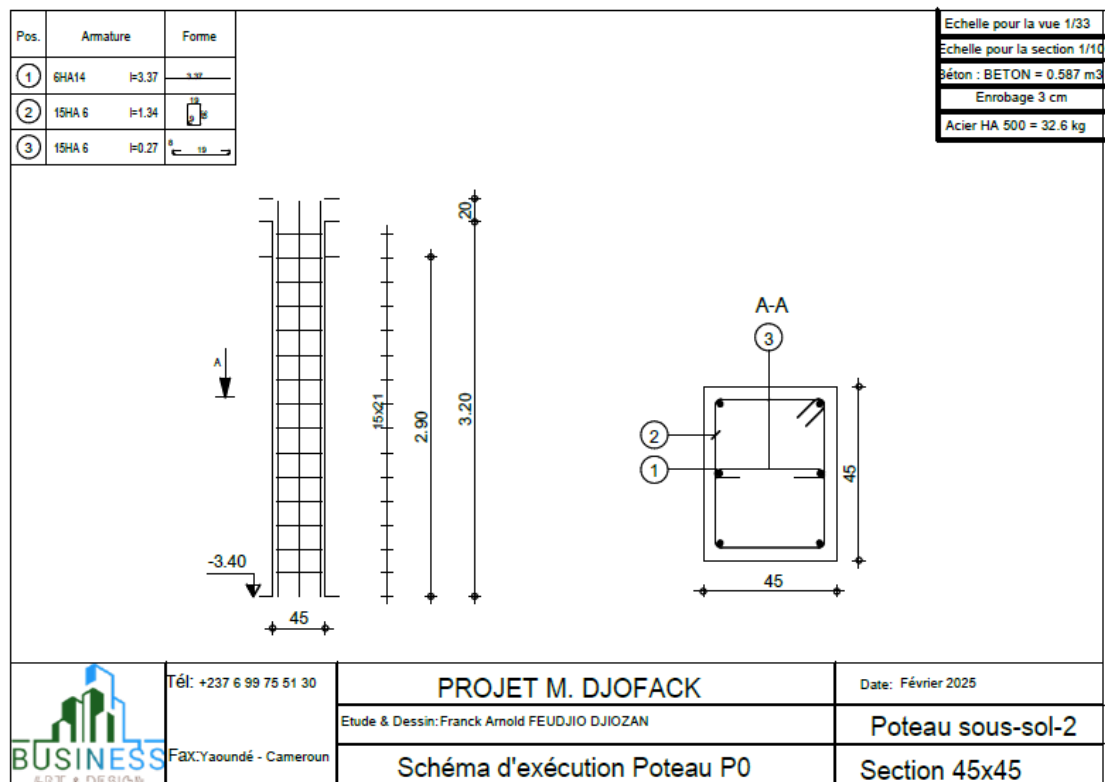


Figure 16: Plan de Ferrailage du poteau P0

## V.6. Dimensionnement de la cage d'ascenseur

### ❖ Ferrailage 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  $3,14 \text{ cm}^2$ .

#### ❖ Ferrailage de la paroi

- Calcul de l'effort  $N_u$  sur la paroi

$$N_u = P_u \times l \tag{28}$$

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

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

- Vérifions la contrainte sur la section  $\sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{N_u}{S} \tag{29}$$

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

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

- Calcul de l'effort sur la paroi

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

$$\text{Avec } P_{pparoi} = \sigma_b \times h_t \times ep \times 2.3 = 25 \times 18 \times 0,20 \times 2,3 \Rightarrow P_{pparoi} = 207 \text{ KN}$$

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

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

- 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 ferrailage : 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 :

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

$h = \text{hauteur utile} = 0,2 ; c = \text{enrobage} = 0,02$

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

❖ **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 :  $h = d + 0,05\text{m}$  avec  $d = 0,9 \times 0,6 \Rightarrow d = 0,54$

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

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

### **❖ Descente de charges**

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

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

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

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

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

### **❖ Combinaison de charges**

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

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

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

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

### **❖ Dimensionnement de la semelle**

Données :

Béton :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

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.

$$\text{Aire brute} = \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{1,544}{0,30} = 5,15 \text{ m}^2$$

$$\text{Dimensions } a' = b' = \sqrt{5,15} = 2,27 \text{ m}$$

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

Choix des dimensions :  $a' = b' = 2,35 \text{ m}$

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 :

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

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

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

$$\text{D'où } \sigma_{sol} = \frac{1,113 + 0,109}{2,7 \times 2,7} = 0,17 \text{ MPa}$$

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

- Condition de non-poinçonnement

La condition de non-poinçonnement est vérifiée par :

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

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

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

- Détermination des aciers tendus : nappe parallèle à a'

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

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

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

- Nappe inférieure parallèle a 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

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

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

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

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

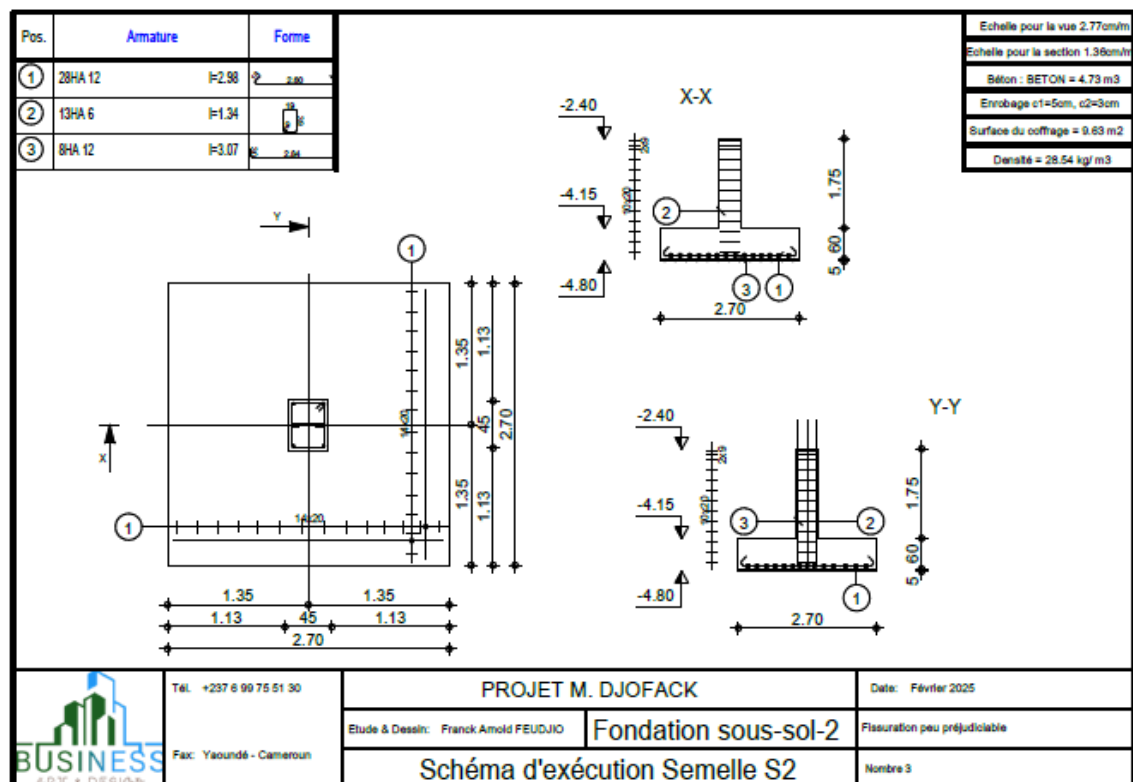


Figure 17: Plan de Ferrailage de la semelle type S2

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 <sup>2</sup> )	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 ferrailage 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 contretalon)
- Un voile (ou fut vertical)
- Parfois une tête (chapeau)

#### ❖ Dimensionnement du mur de soutènement

$e_0$  (Épaisseur en tête du mur)

Conditions :

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

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

- 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)

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

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)

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

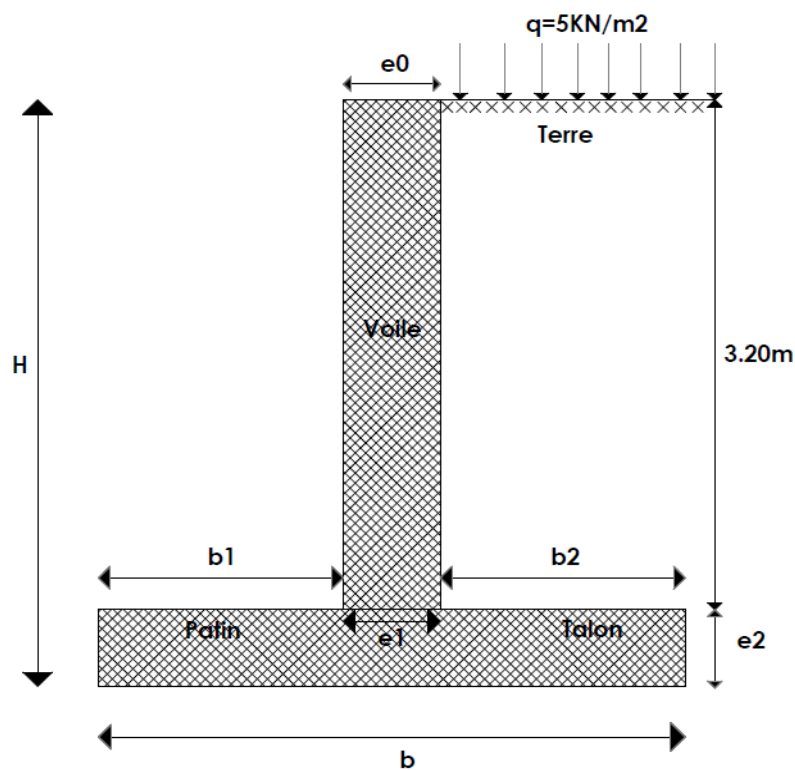


Figure 18: esquisse du voile de soutènement

- 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 :

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

- 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

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

- Moment due à la surcharge

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

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 $\rho$ (KN/ml)	5,328
Moment due aux surcharges $M_\rho$ (KN/m/ml)	8,524

❖ Dimensionnement des sections

- Section 1

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

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

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

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

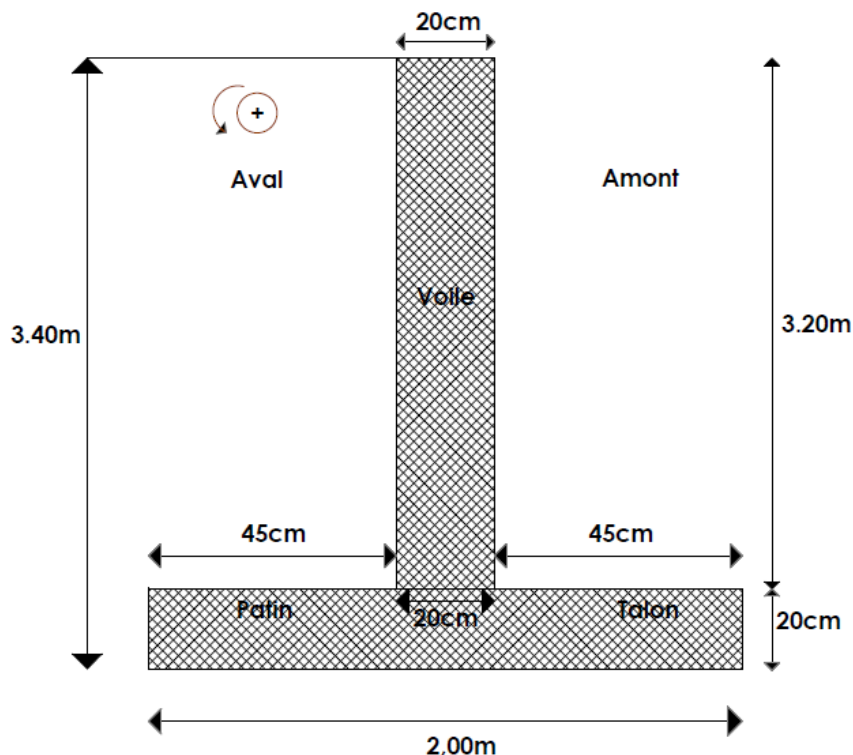


Figure 19: dimensions du voile de soutènement

### 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

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

- ✓ 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

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



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

- Résultante des charges horizontales

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

- 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 (somation 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

$$R_\rho = 47,84 \text{ HN/ml}$$

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

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

Reconnaissance du domaine d'étude : dimensionner une semelle revient à déterminer les sections critiques **S<sub>2</sub>** et **S<sub>3</sub>**.

- Calcul de l'excentricité  $e_A$

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

- 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  $M_{rserb}$

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

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

$$\sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e ; \max(0,5 \times f_e \text{ et } 110 \sqrt{\eta \times f_{tj28}})\right\}$$

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

$$\Rightarrow M_{rserb} = \frac{1}{2} \times 0.2 \times (0,9 \times 0.2)^2 \times 15 \times 0,474 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times 0.474\right) = 0,02 \text{ MN.m}$$

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

$$A_{stS2} = \frac{m_{S2}}{d \left(1 - \frac{1}{3} \sigma_{ser}\right) \times \sigma_{ser}} = \frac{9,11 \times 10}{(0,9 \times 0,2) \times \left(1 - \frac{1}{3} \times 0.474\right) \times 250} = 2,40 \text{ cm}^2 [5]$$

- Calcul du talon (S3)

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

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

$$M_{S3} = \frac{(57.6 + 5) \times 0.4^2}{2} - \frac{113.86 \times (-0.52)^2}{2} \Rightarrow M_{S3} = -10,39 \text{ KN.m/ml}$$

$M_{rserb} > M_{s3} \Rightarrow$  pas d'aciers comprimés.

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

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  $S_3(\text{talon}) = 1,38 \text{ cm}^2$

### Acier 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 :  $2,51 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  HA8 espacement 22.5cm

### Choix de armatures :

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

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

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

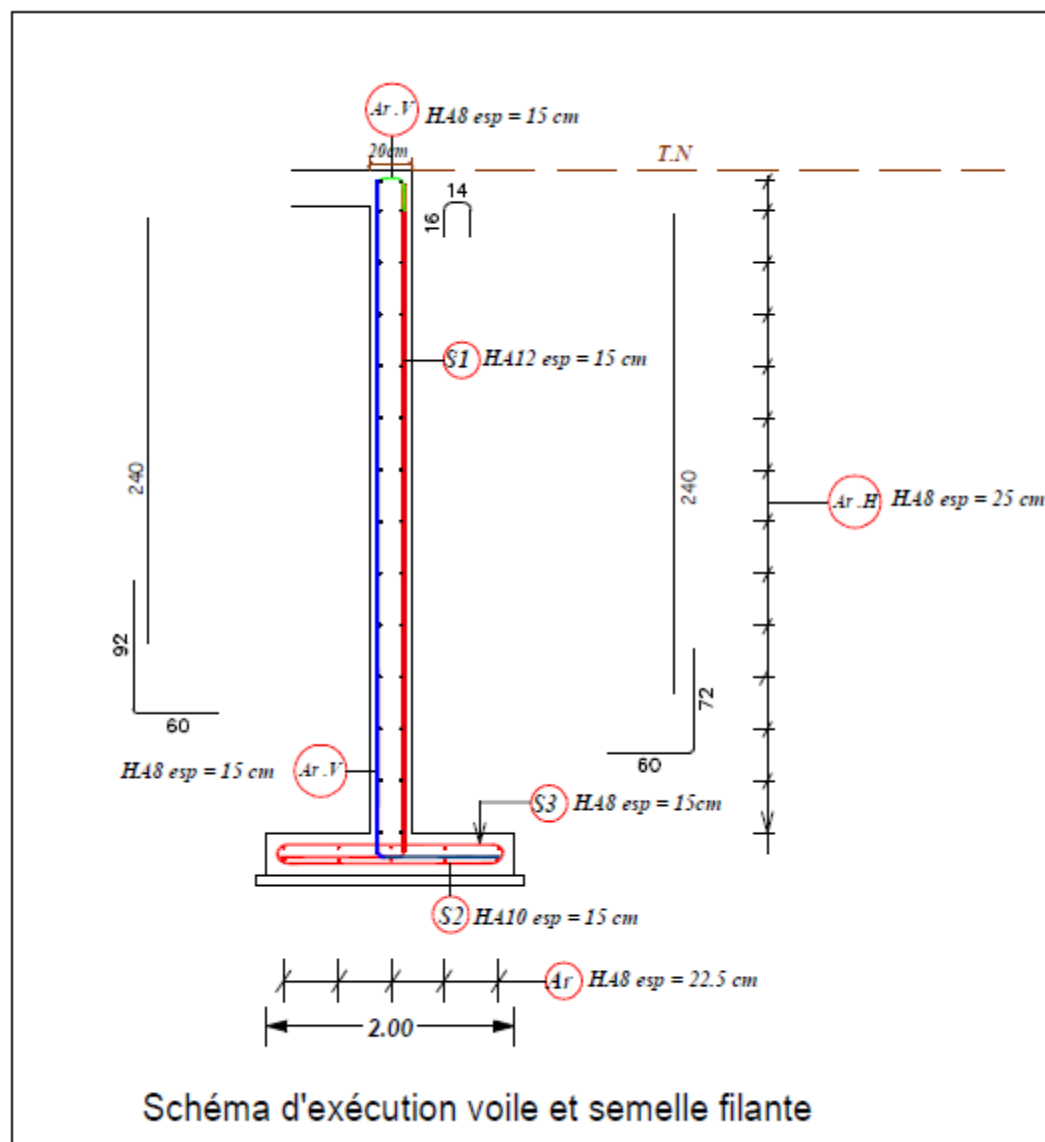


Figure 20 : Plan de Ferrailage du voile de soutènement

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 justifiés 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

**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**

		Risque de maladies	Régional	Modéré	Direct	Temporaire	Mineur	Visites médicales, port de masques, suivi médical des ouvriers
<b>Phase d'exploitation</b>								
Milieu	Composante	Impact	Etendue	Intensité	Nature	Durée	Importance de l'impact	Mesures de mitigation
<b>Physique</b>	Ressource en Eau	Augmentation de la consommation en eau potable	Local	Modéré	Direct	Permanent	Moyen	Installation de dispositifs économes 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
<b>Humain</b>	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 ferraillements 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 sollicités. 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://minepded.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 P<sub>3</sub>

Dimensionnement du poteau P<sub>3</sub> (étage courant).

❖ Prédimensionnement

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

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

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

### 5.2 Critère de résistance

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

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

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

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

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

La section du poteau est de :  $a=25 \text{ cm}$  et  $b=35 \text{ cm}$  soit  $(25 \times 35) \text{ cm}$

❖ Descente de charge sur le poteau

Charges permanentes que le poteau P3 supporte :

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

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

Charges d'exploitation que le poteau P3 supporte :

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

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

### 5.4 Calcul de la section d'acier du poteau

• Combinaisons d'actions :

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

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

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

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

- Aciers transversaux

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \text{ et } \phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{2} = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ ce qui implique } \phi_t \approx 6 \text{ mm}$$

Espacement entre les armatures transversales

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

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

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

$[0,9 ; 1,1]$  ; alors les armatures seront disposées au niveau des angles.



Calcul de la longueur de recouvrement

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

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

Vérification à l'ELS

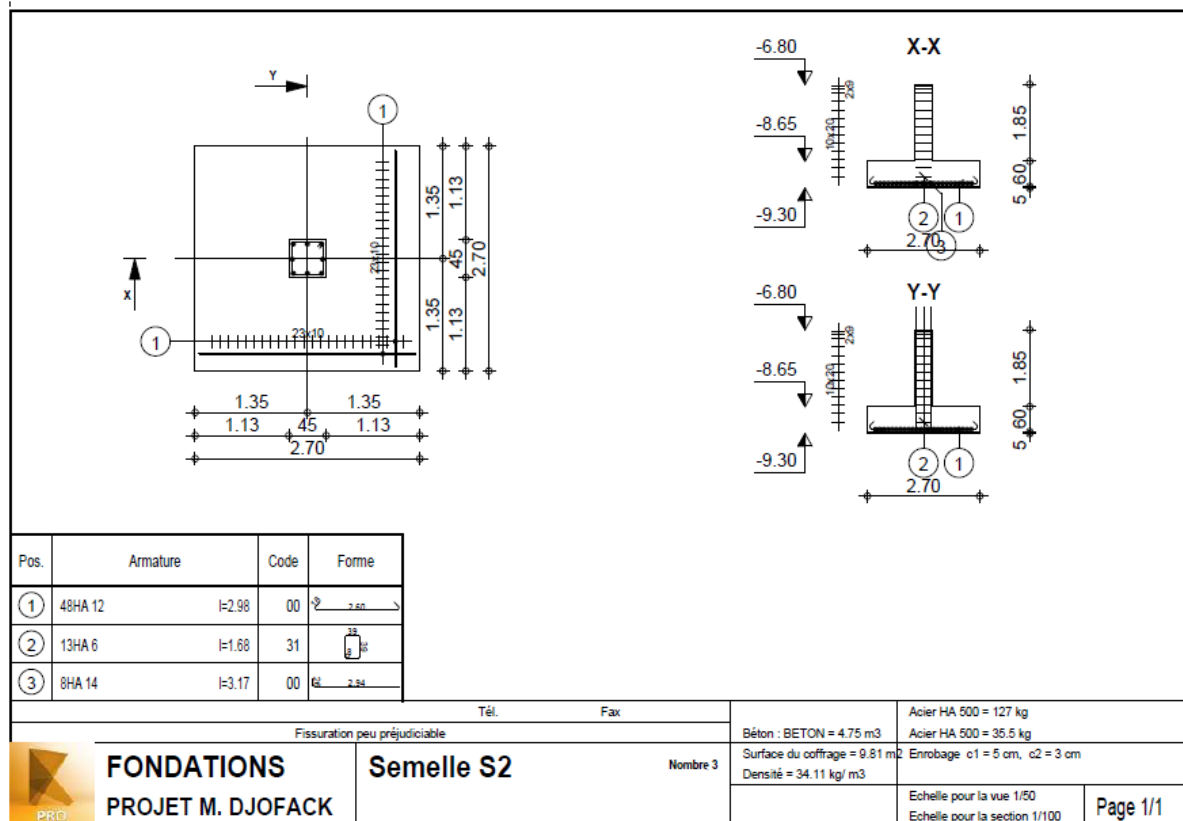
$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 A_s} \leq 0,6 f_{c28} \text{ avec } A_s = \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

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

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

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

## ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL DU LOGICIEL ROBOT



### 1 Semelle isolée : Semelle S2

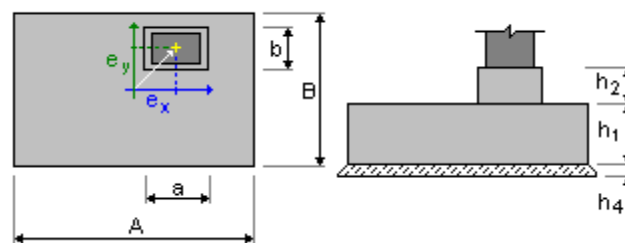
**Nombre : 3**

#### 1.1 Données de base

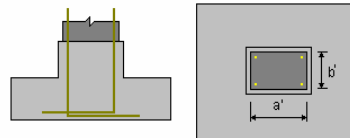
##### 1.1.1 Principes

- 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)	ex	= 0.00 (m)
h2	= 1.85 (m)	ey	= 0.00 (m)
h4	= 0.05 (m)		



$a' = 45.0 \text{ (cm)}$   
 $b' = 45.0 \text{ (cm)}$   
 $c1 = 5.0 \text{ (cm)}$   
 $c2 = 3.0 \text{ (cm)}$

### 1.1.3 Matériaux

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

### 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/m2)
-----	--------	---------------

### 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:

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

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/m<sup>3</sup>)
- Poids volumique unitaire:        2243.38 (kG/m<sup>3</sup>)
- 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:

   Nr = 2847.75 (kN)                      Mx = -0.00 (kN\*m)                      My = 0.00 (kN\*m)

Dimensions équivalentes de la fondation:

   B' = 1

   L' = 1

Épaisseur du niveau:                      Dmin = 2.45 (m)

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

q ELS = 0.30 (MPa)

qu = 0.90 (MPa)

Butée de calcul du sol:

qlim = qu /  $\gamma_f$  = 0.45 (MPa)

$\gamma_f = 2.00$

Contrainte dans le sol:                      qref = 0.39 (MPa)

Coefficient de sécurité: qlim / qref = 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:

   Nr = 1670.56 (kN)                      Mx = -0.00 (kN\*m)                      My = 0.00 (kN\*m)

Surface de contact  $s = 100.00 (\%)$   
 $s_{lim} = 10.00 (\%)$

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:  
 $N_r = 1670.56 \text{ (kN)}$   $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$   
 Surface de contact  $s = 100.00 (\%)$   
 $s_{lim} = 100.00 (\%)$

**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:  
 $N_r = 1670.56 \text{ (kN)}$   $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$   
 Dimensions équivalentes de la fondation:  $A_ = 2.70 \text{ (m)}$   $B_ =$

2.70 (m)

Surface du glissement: 7.29 (m<sup>2</sup>)  
 Cohésion: C = 0.03 (MPa)  
 Coefficient de frottement fondation - sol:  $\tan(\phi) = 0.32$   
 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:  $\infty$

**Renversement**

Autour de l'axe OX

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:  
 $N_r = 1670.56 \text{ (kN)}$   $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$   
 Moment stabilisateur:  $M_{stab} = 2255.26 \text{ (kN*m)}$   
 Moment de renversement:  $M_{renv} = 0.00 \text{ (kN*m)}$   
 Stabilité au renversement:  $\infty$

Autour de l'axe OY

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:  
 $N_r = 1670.56 \text{ (kN)}$   $M_x = -0.00 \text{ (kN*m)}$   $M_y = 0.00 \text{ (kN*m)}$   
 Moment stabilisateur:  $M_{stab} = 2255.26 \text{ (kN*m)}$   
 Moment de renversement:  $M_{renv} = 0.00 \text{ (kN*m)}$   
 Stabilité au renversement:  $\infty$

## 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	<b>ELU : 1.35G1+1.35G2+1.50Q1</b>	
Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation	
	1.00 * poids du sol	
Charge dimensionnante:		
Nr = 2706.02 (kN)	Mx = -0.00 (kN*m)	My = 0.00 (kN*m)
Longueur du périmètre critique:	3.68 (m)	
Force de poinçonnement:	1543.33 (kN)	
Hauteur efficace de la section	heff = 0.60 (m)	
Contrainte de cisaillement:	0.70 (MPa)	
Contrainte de cisaillement admissible:	0.75 (MPa)	
Coefficient de sécurité:	1.074 > 1	

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

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

Aciers supérieurs:

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

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

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

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

#### Fût:

Armature longitudinale A	= 7.20 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min.</sub>	= 7.20 (cm <sup>2</sup> )
A	= 2 * (Asx + Asy)		
Asx	= 1.80 (cm <sup>2</sup> )	Asy	= 1.80 (cm <sup>2</sup> )

### 1.3.4 Ferrailage réel

#### 2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X: 24 HA 500 12  $l = 2.98 \text{ (m)}$   $e = 1*1.14 + 23*0.10$

En Y: 24 HA 500 12  $l = 2.98 \text{ (m)}$   $e = 1*1.14 + 23*0.10$

**Aciers supérieurs :**

### **2.3.2 Fût**

#### **Armature longitudinale**

En X: 2 HA 500 14  $l = 3.17 \text{ (m)}$   $e = 1*-0.18 + 1*0.37$

En Y: 6 HA 500 14  $l = 3.17 \text{ (m)}$   $e = 1*-0.18 + 2*0.18$

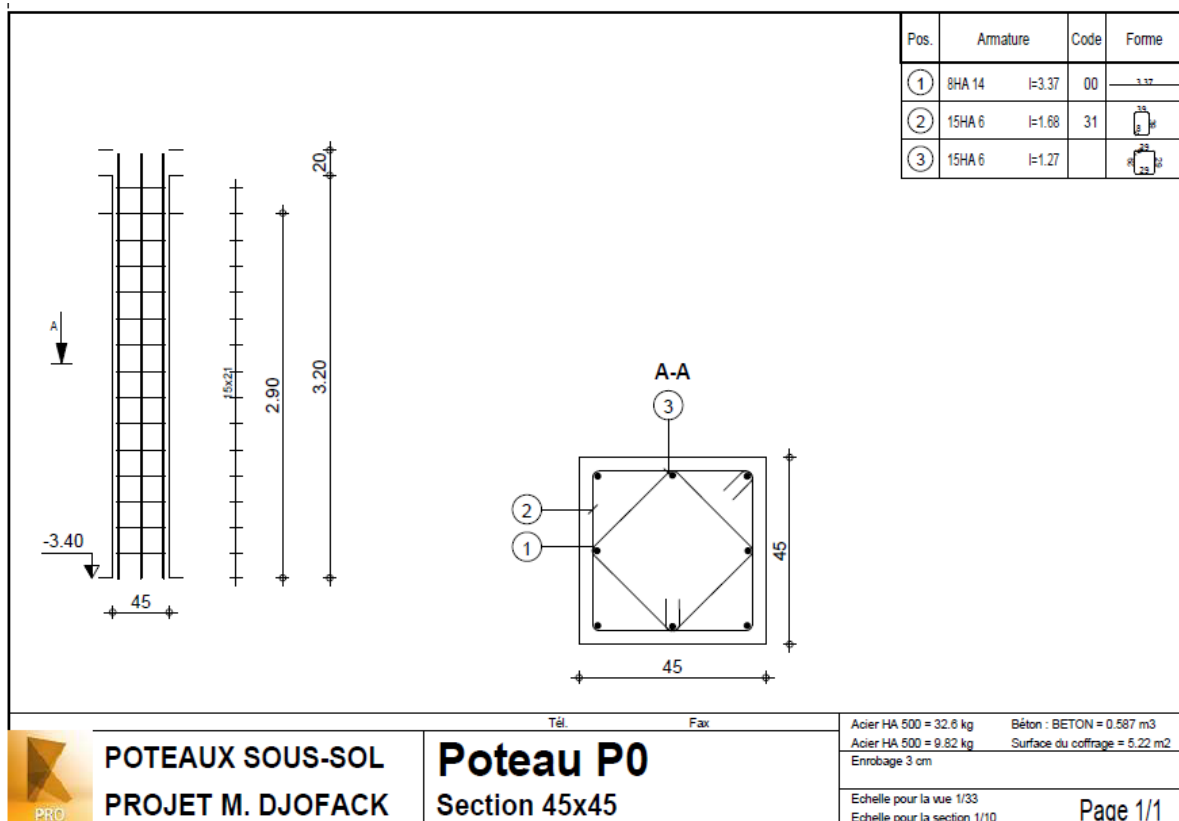
#### **Armature transversale**

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

## **2 Quantitatif :**

- Volume de Béton = 14.25 (m3)
- Surface de Coffrage = 29.43 (m2)
  
- Acier HA 500
  - Poids total = 487.51 (kG)
  - Densité = 34.22 (kG/m3)
  - Diamètre moyen = 11.6 (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 :  $f_{c28} = 25.00$  (MPa) Poids volumique = 2501.36 (kg/m<sup>3</sup>)
- Armature longitudinale : type HA 500  $f_e = 500.00$  (MPa)
- Armature transversale : type HA 500  $f_e = 500.00$  (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'élanement : 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	$\lambda$
Direction Y :	3.40	1.00	26.17
Direction Z :	3.40	1.00	26.17

### 2.5.2 Analyse détaillée

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

### 2.5.3 Ferrailage :

- Coefficients de sécurité
- Global (Rd/Sd) = 1.59
- Section d'acier réelle A = 12.32 (cm<sup>2</sup>)

## 2.6 Ferrailage :

### Barres principales :

- 8 HA 500 14 l = 3.37 (m)

### Armature transversale :

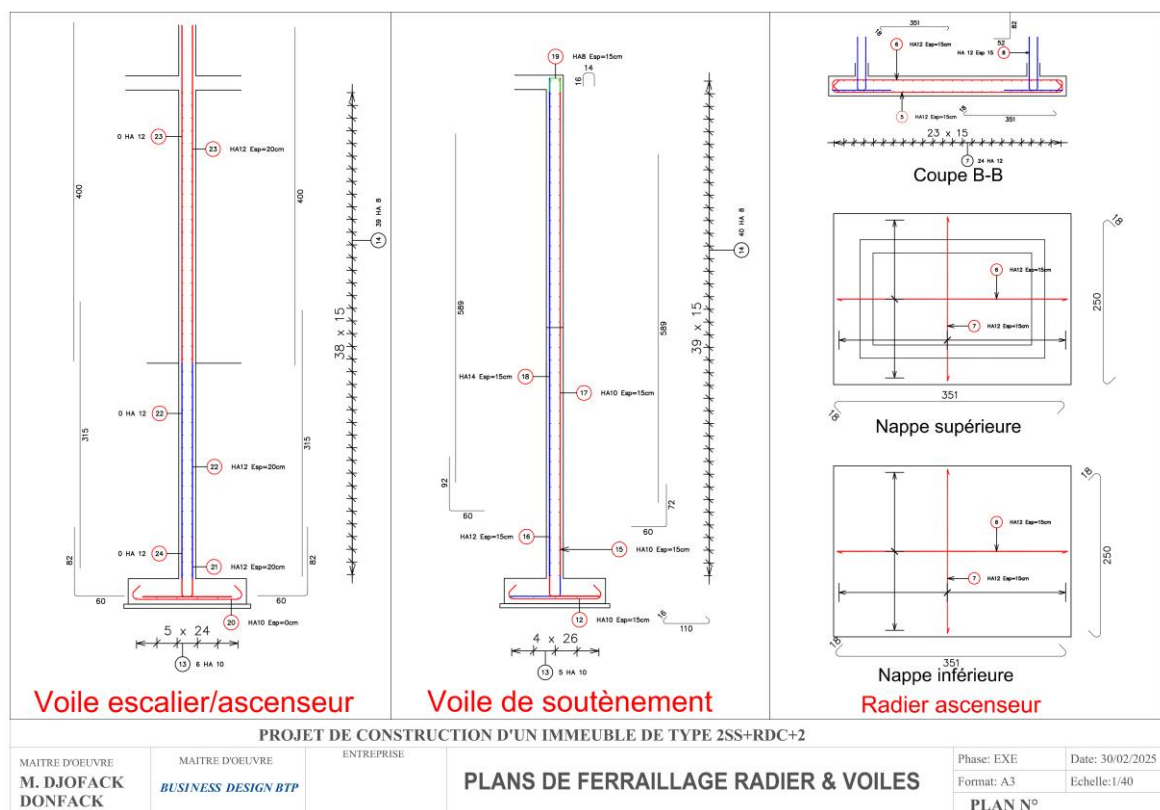
- 15 Cad HA 500 6 l = 1.68 (m)  
e = 3\*0.20 + 12\*0.21 (m)
- 15 Cad HA 500 6 l = 1.27 (m)  
e = 3\*0.20 + 12\*0.21 (m)

## 3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 7.63 (m<sup>3</sup>)
- Surface de Coffrage = 67.86 (m<sup>2</sup>)

- Acier HA 500
  - Poids total = 551.34 (kG)
  - Densité = 72.22 (kG/m<sup>3</sup>)
  - 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 :  $f_{c28} = 25.00$  (MPa) Densité = 2501.36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armature longitudinale : type HA 500  $f_e = 500.00$  (MPa)
- Armature transversale : type HA 500  $f_e = 500.00$  (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

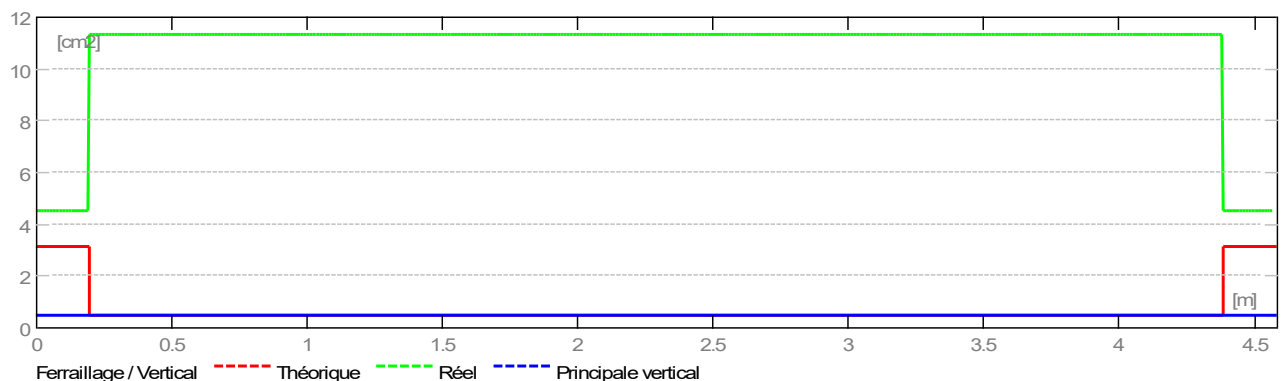
r - coordonnées relatives

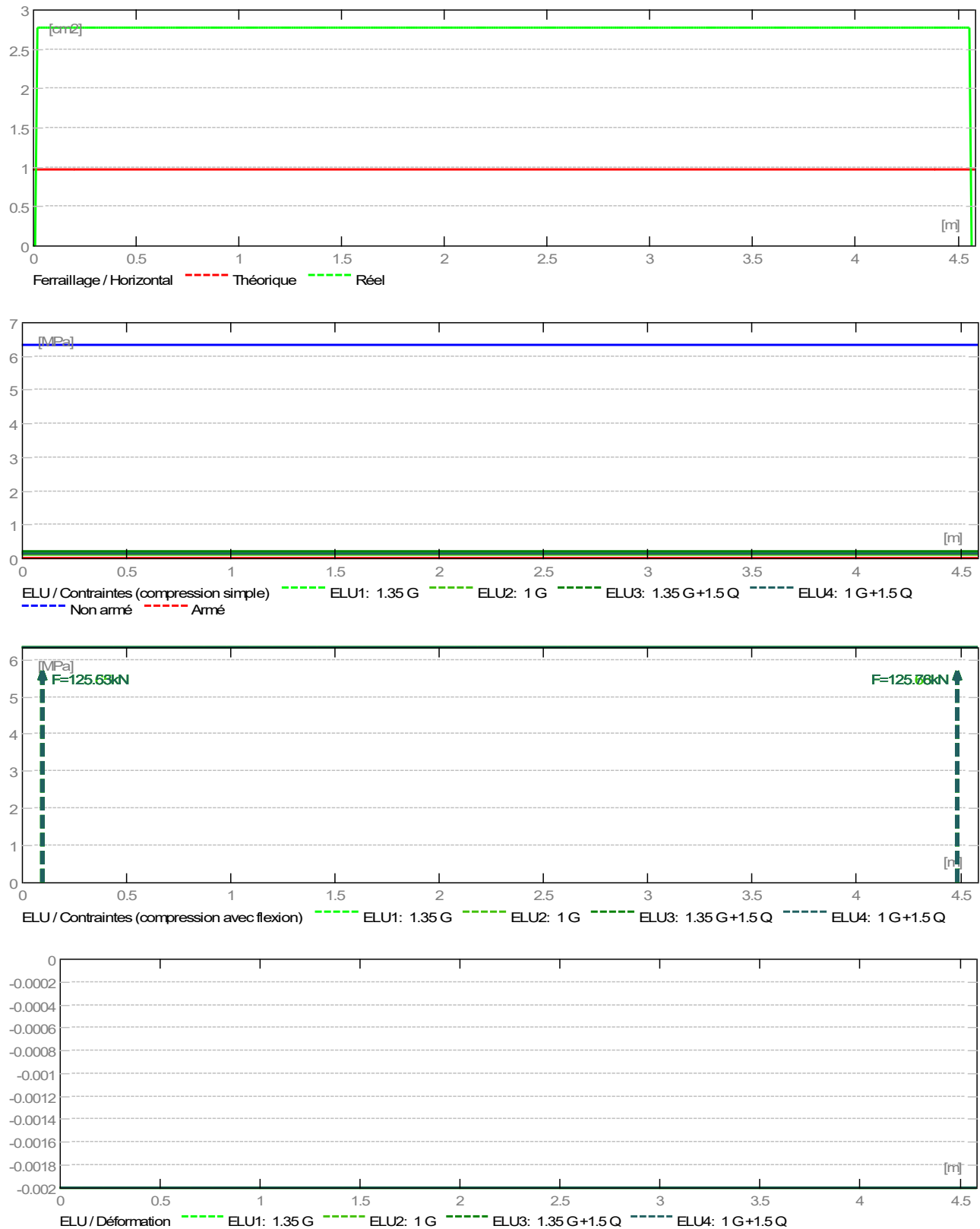
#### 2.4.1.1 Réduites:

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 $\alpha$

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$  (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)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$  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

$A_f L = 3.14$  (cm<sup>2</sup>)  
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

$A_f R = 3.14$  (cm<sup>2</sup>)  
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)  
 $A_h = 0.00$  (cm<sup>2</sup>/m)

## 2.6 Ferrailage:

#### 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

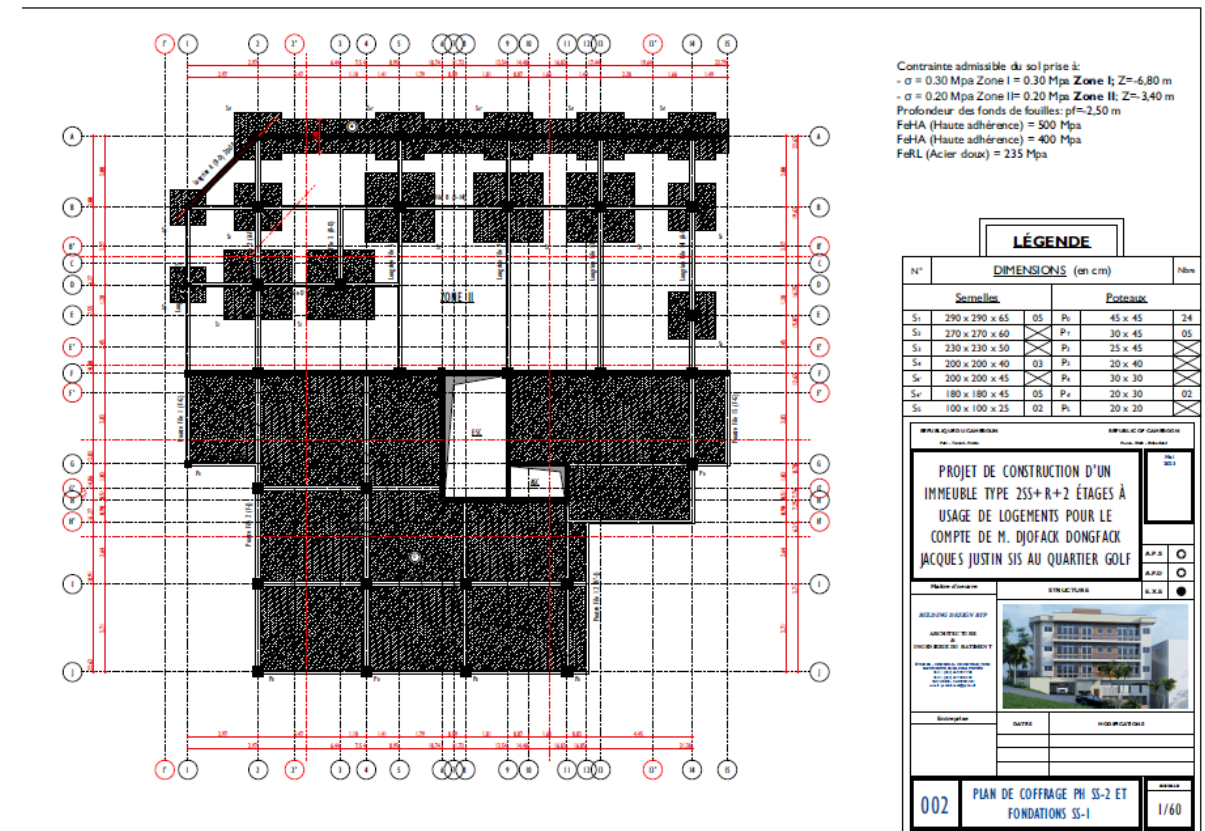
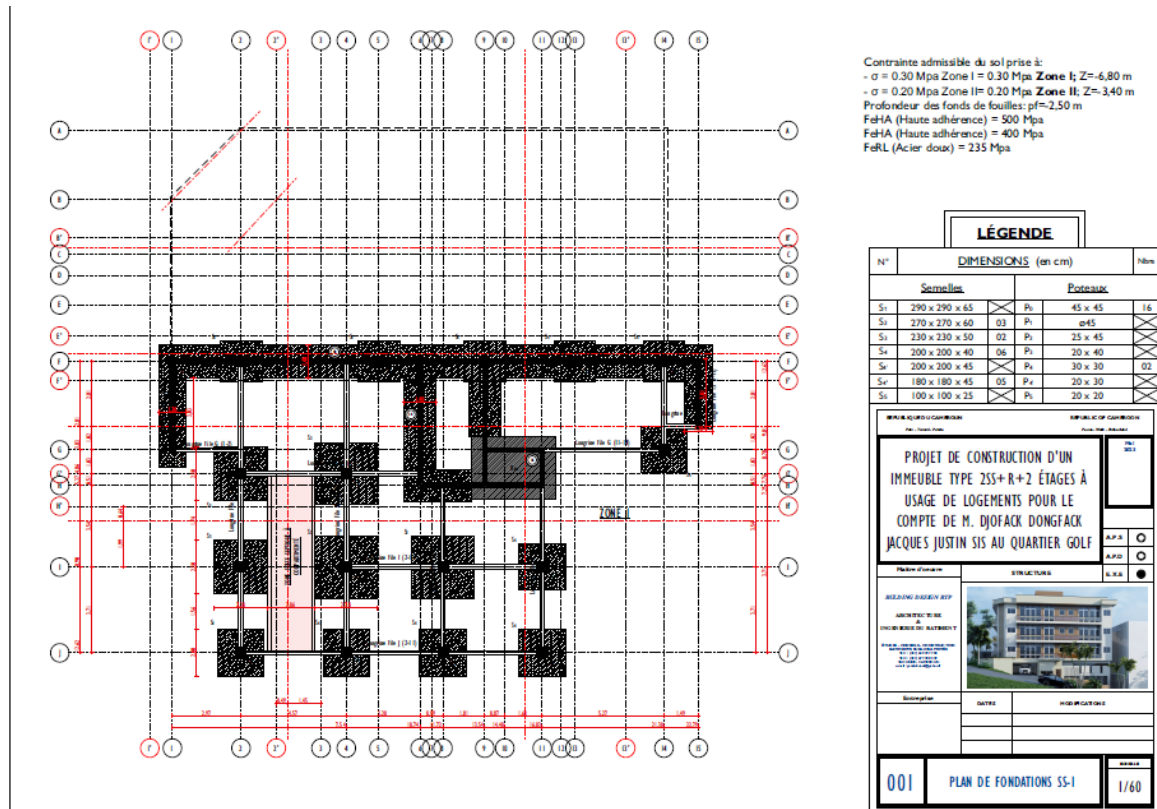


ANNEXE 3 : IMAGES 3D

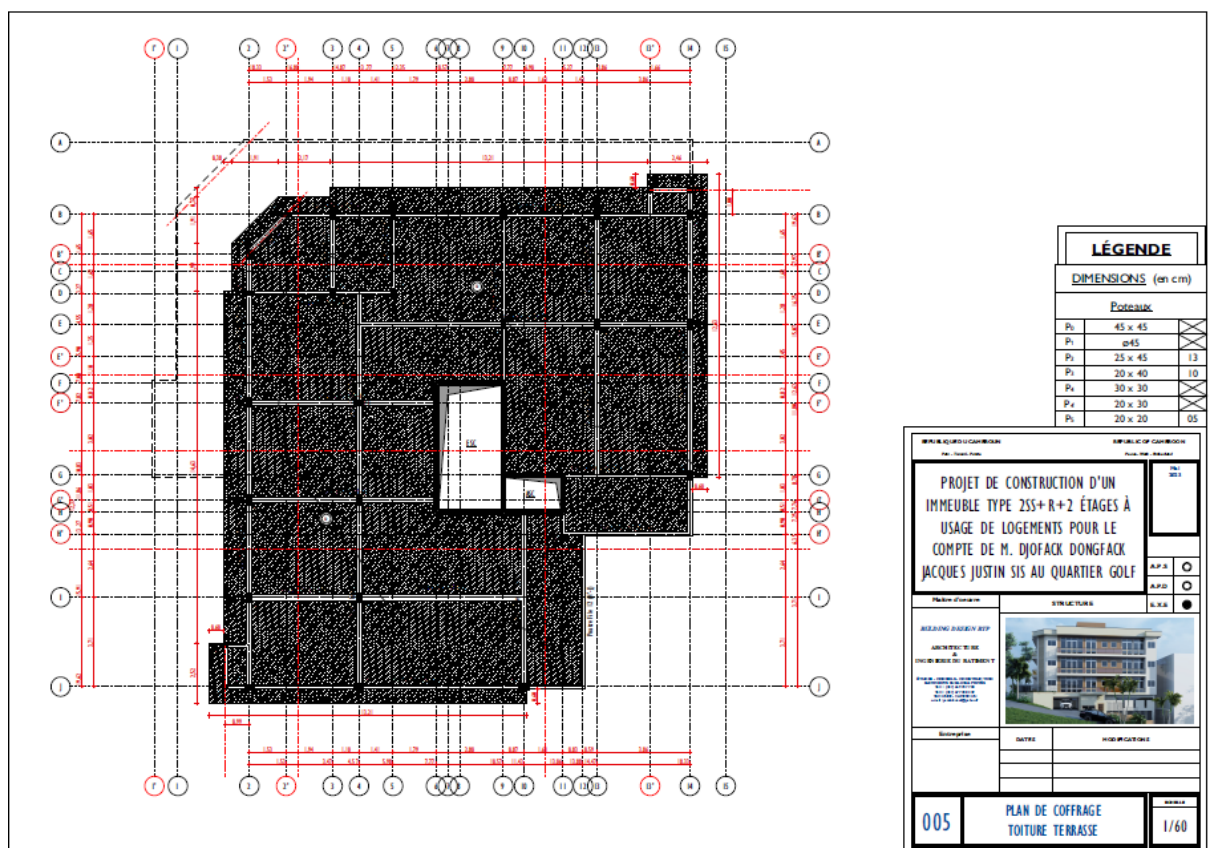
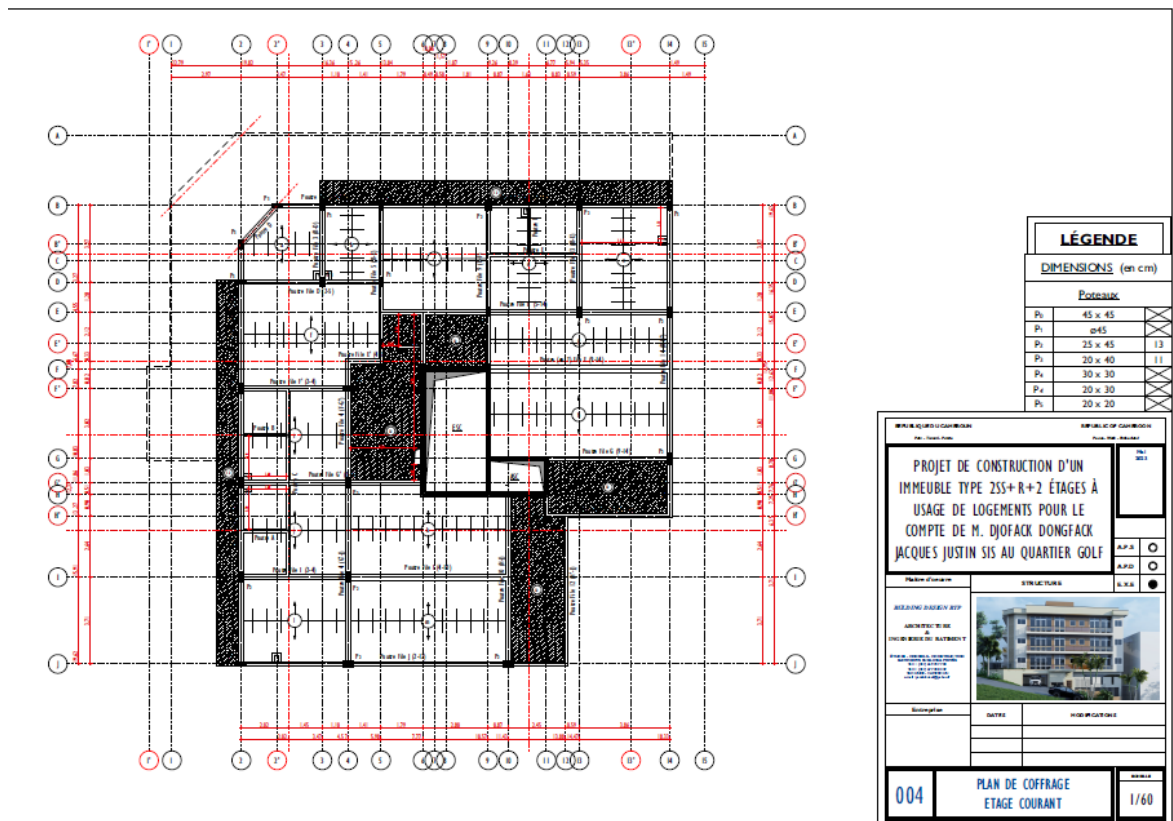




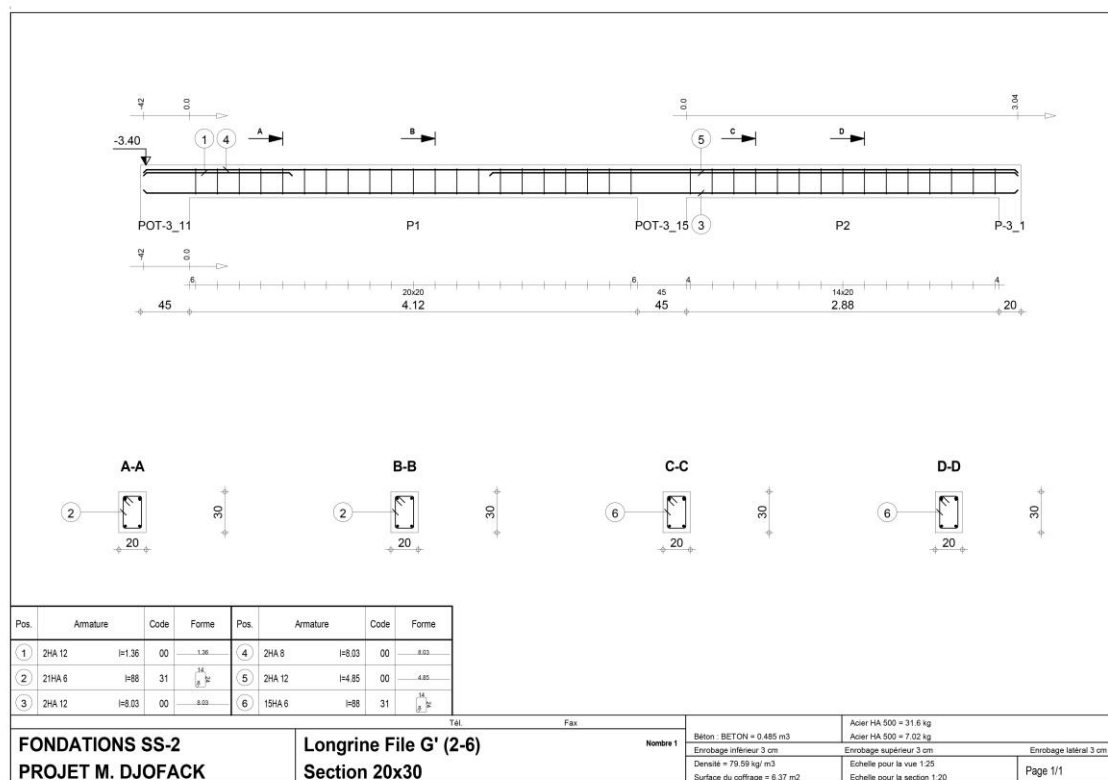
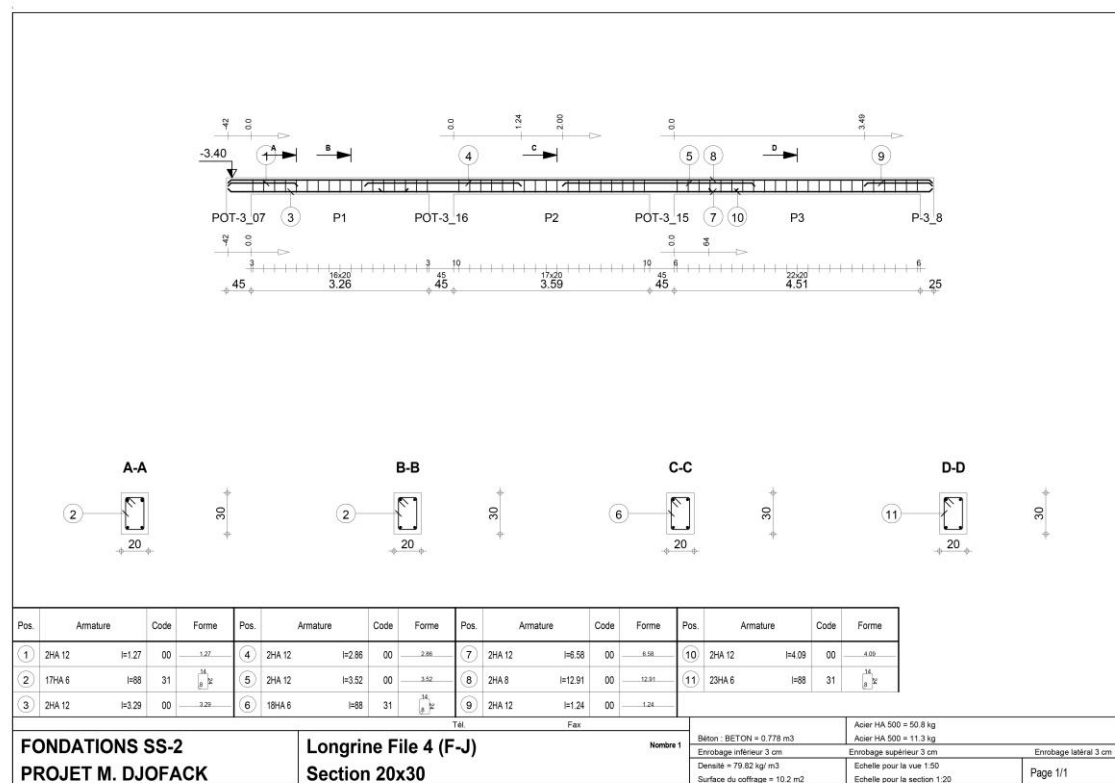
## ANNEXE 4 : PLANS DE COFFRAGE DES PLANCHERS



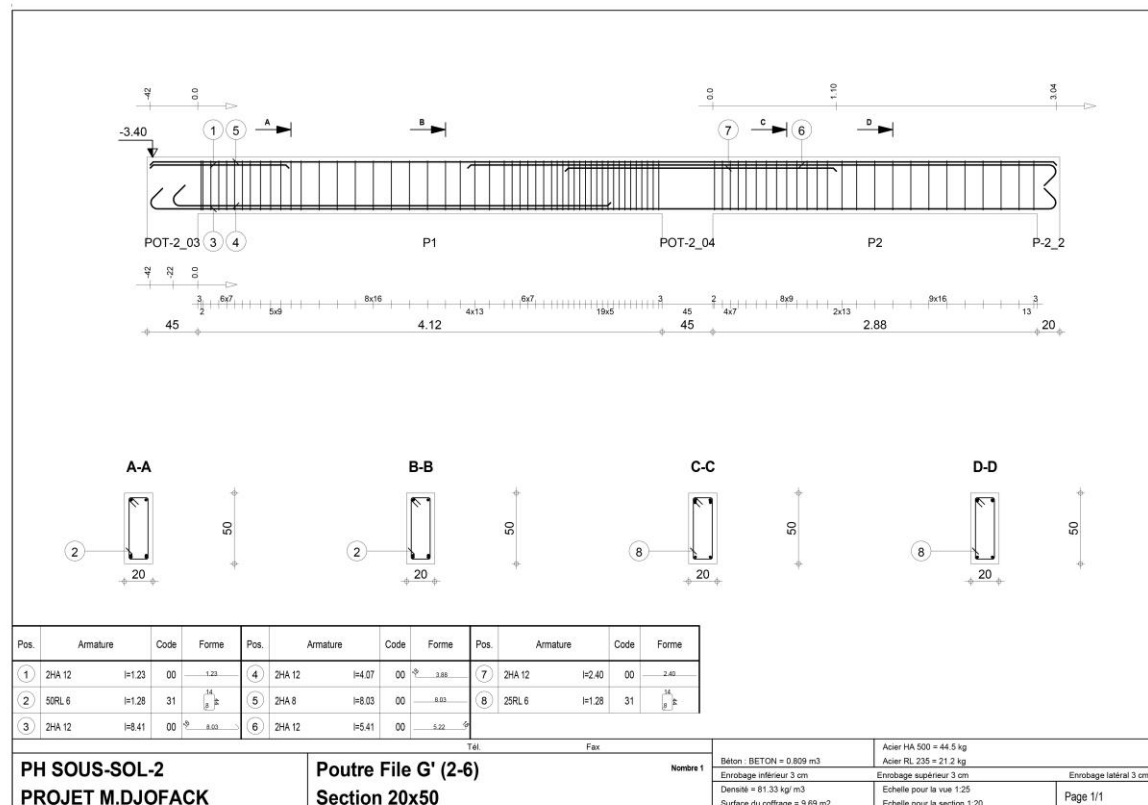
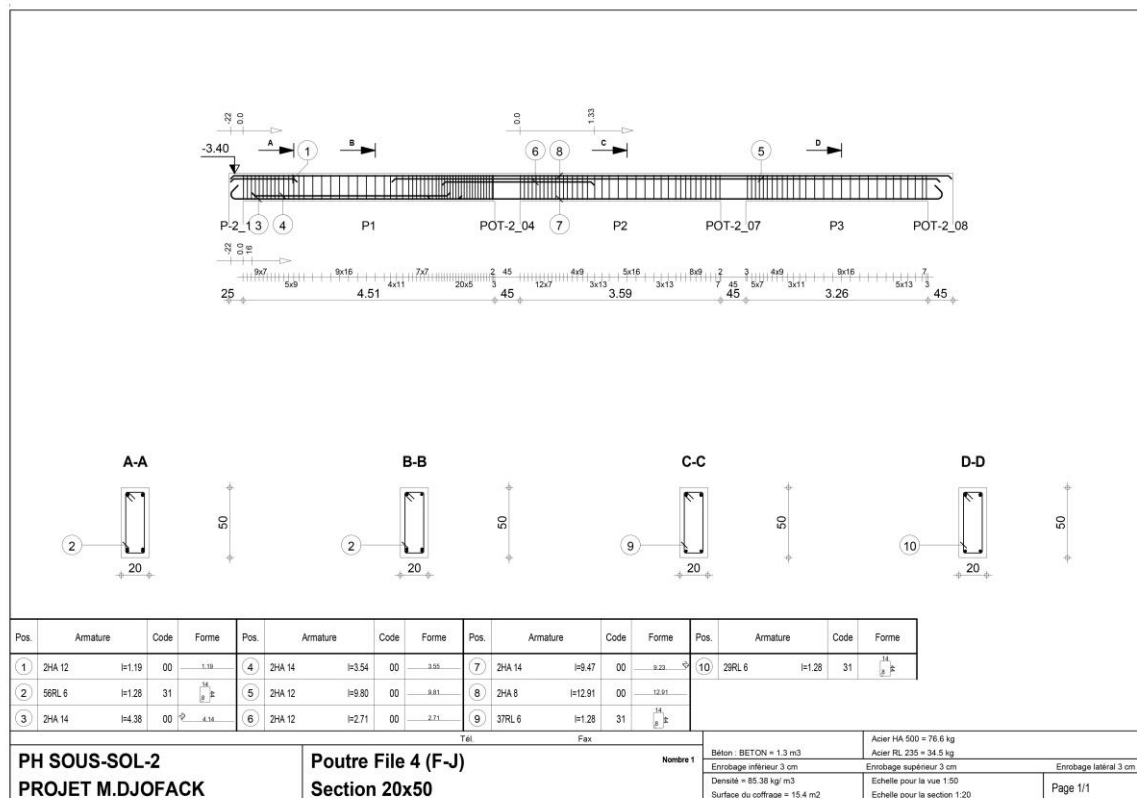
# ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE 2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE



## ANNEXE 5 : PLANS DE COFFRAGE DES LONGRINES

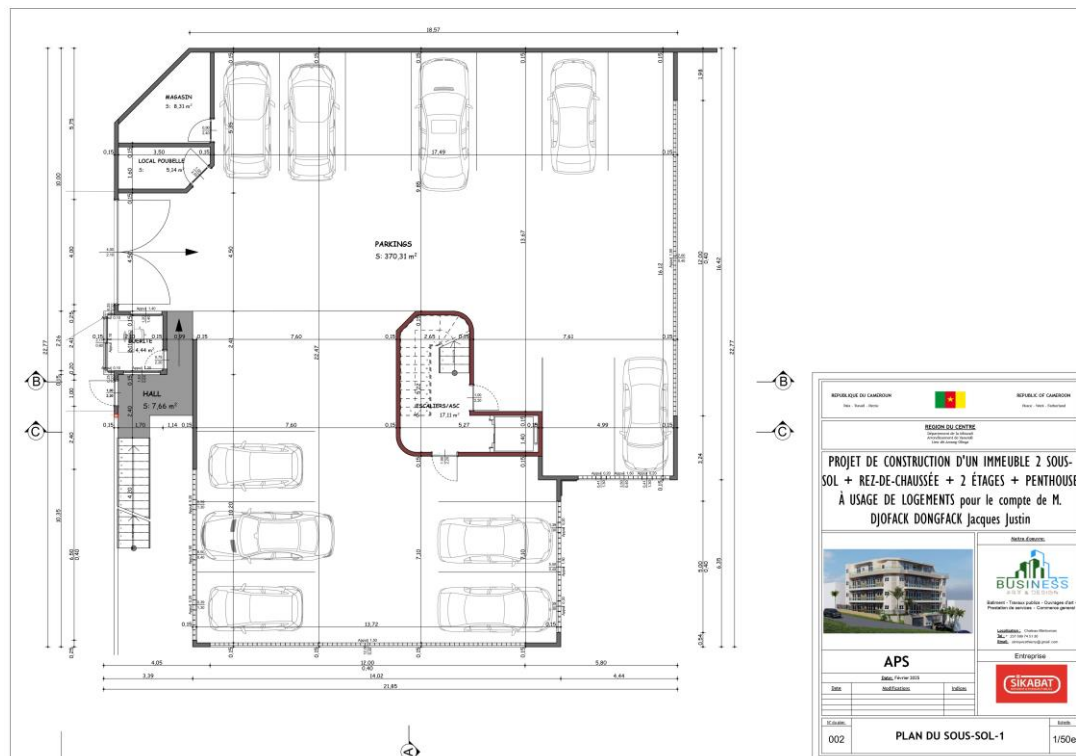
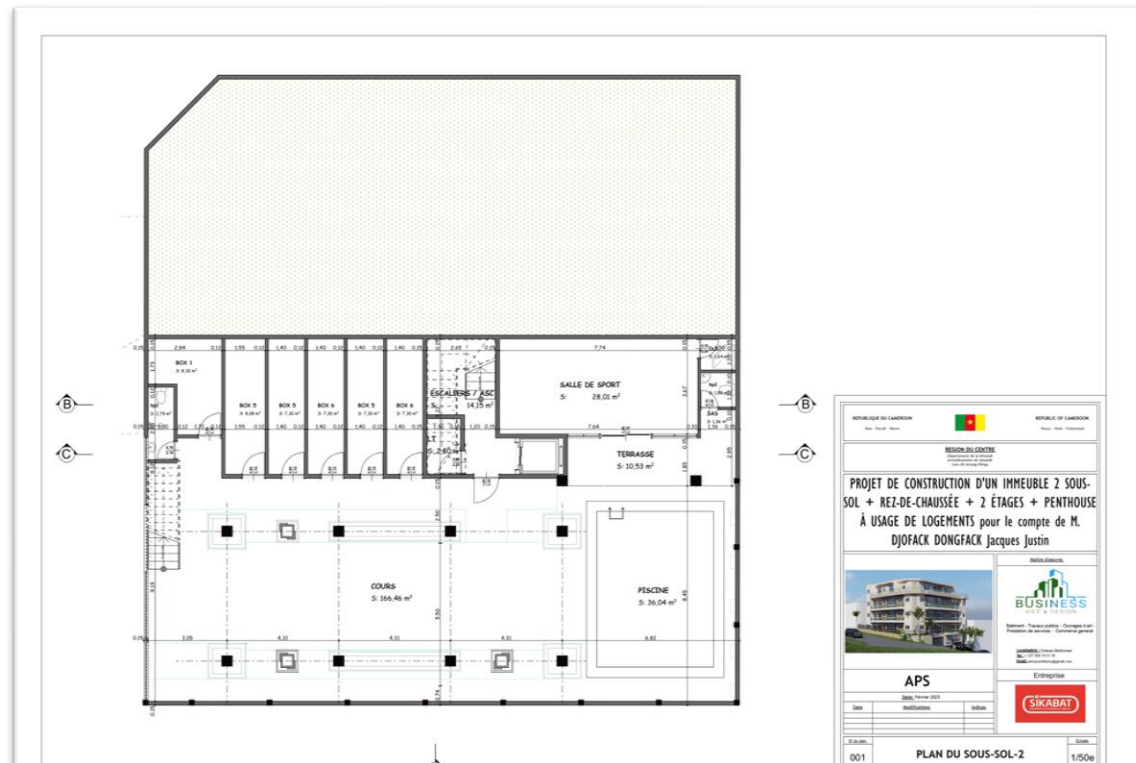


## ANNEXE 6 : PLANS DE COFFRAGE DES POUTRES

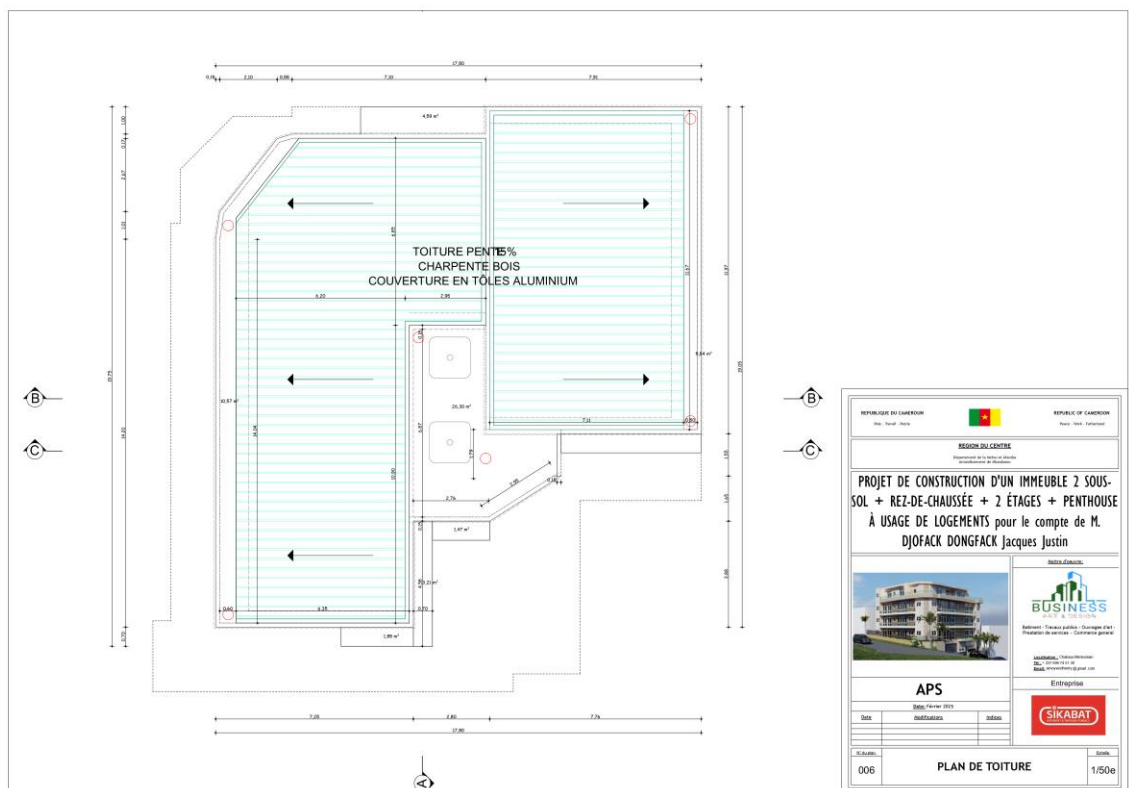
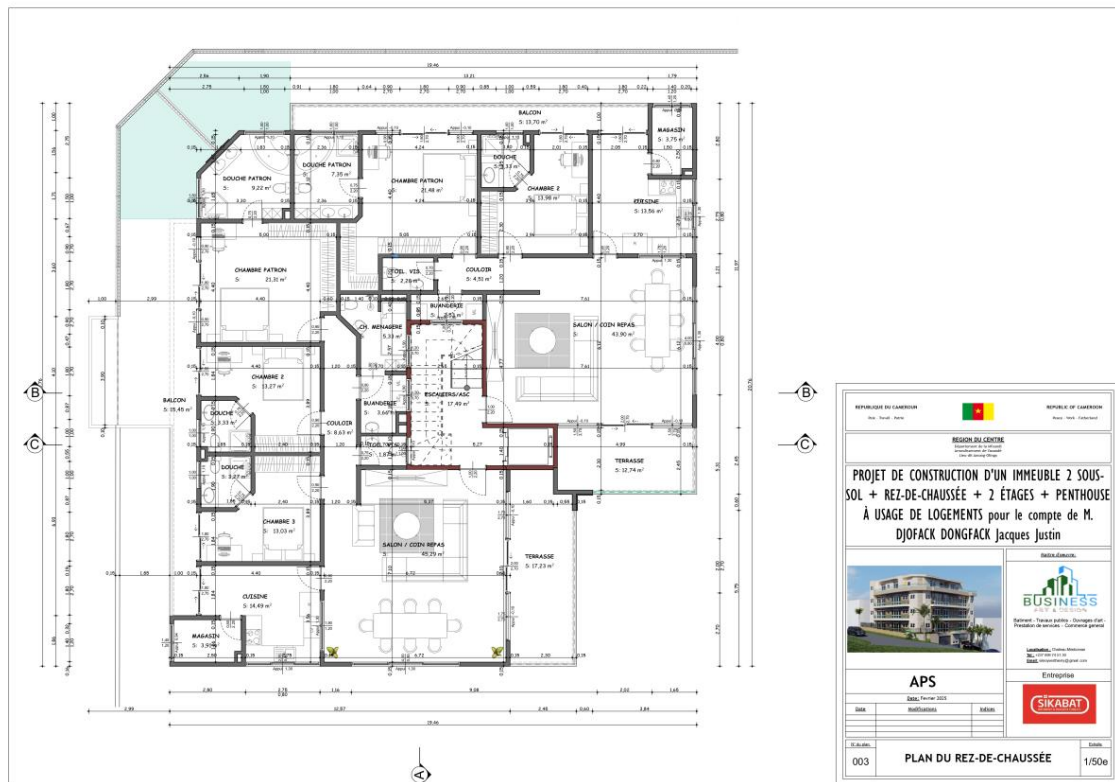




## ANNEXE 7 : PLANS DE DISTRIBUTION

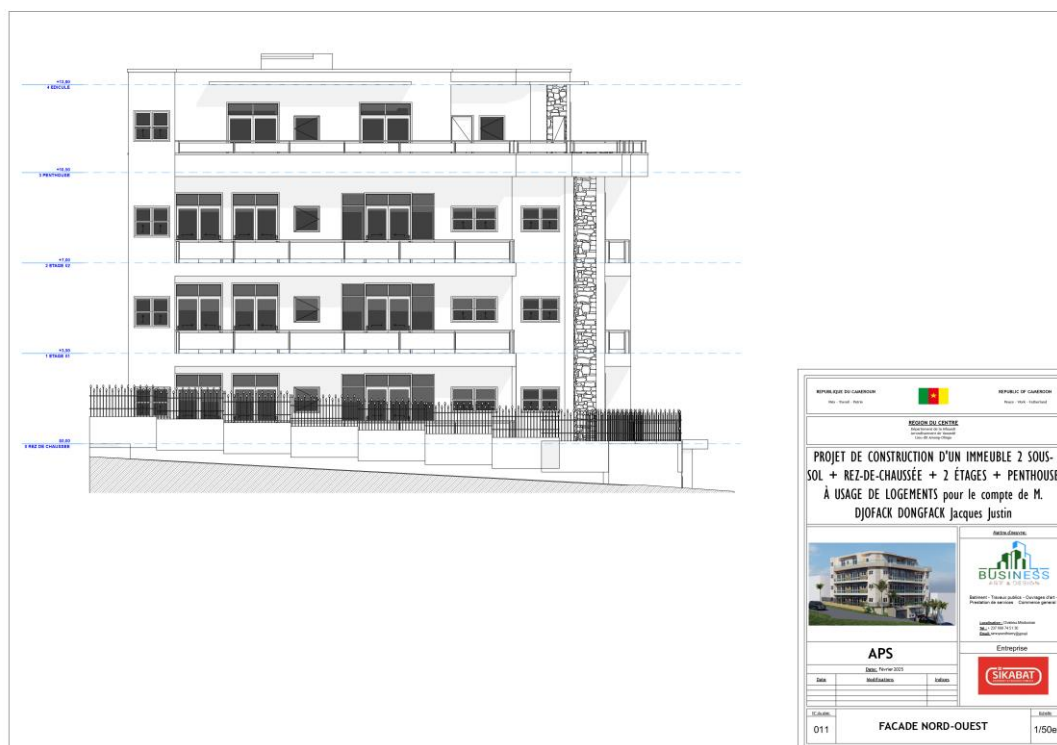


# ÉTUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE DE LA STRUCTURE D'UN BATIMENT DU TYPE 2SS+R+2 AVEC PENTHOUSE : CAS D'UN PROJET IMMOBILIER DANS LA VILLE DE YAOUNDE



# 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



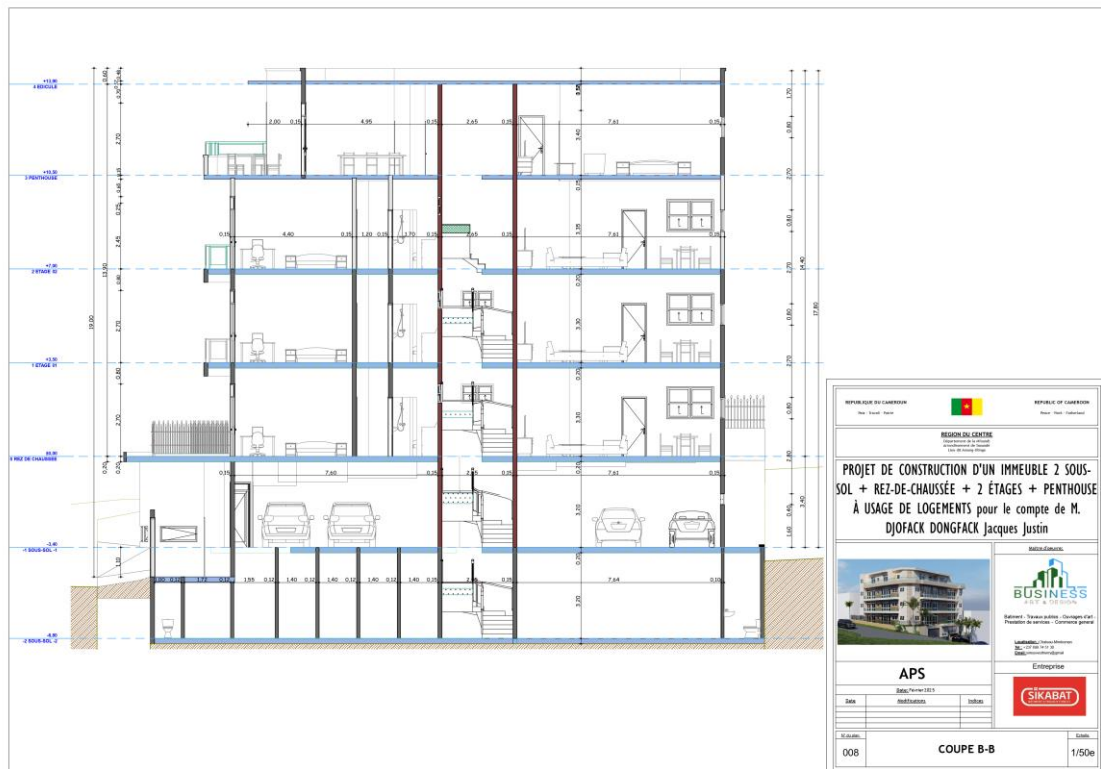
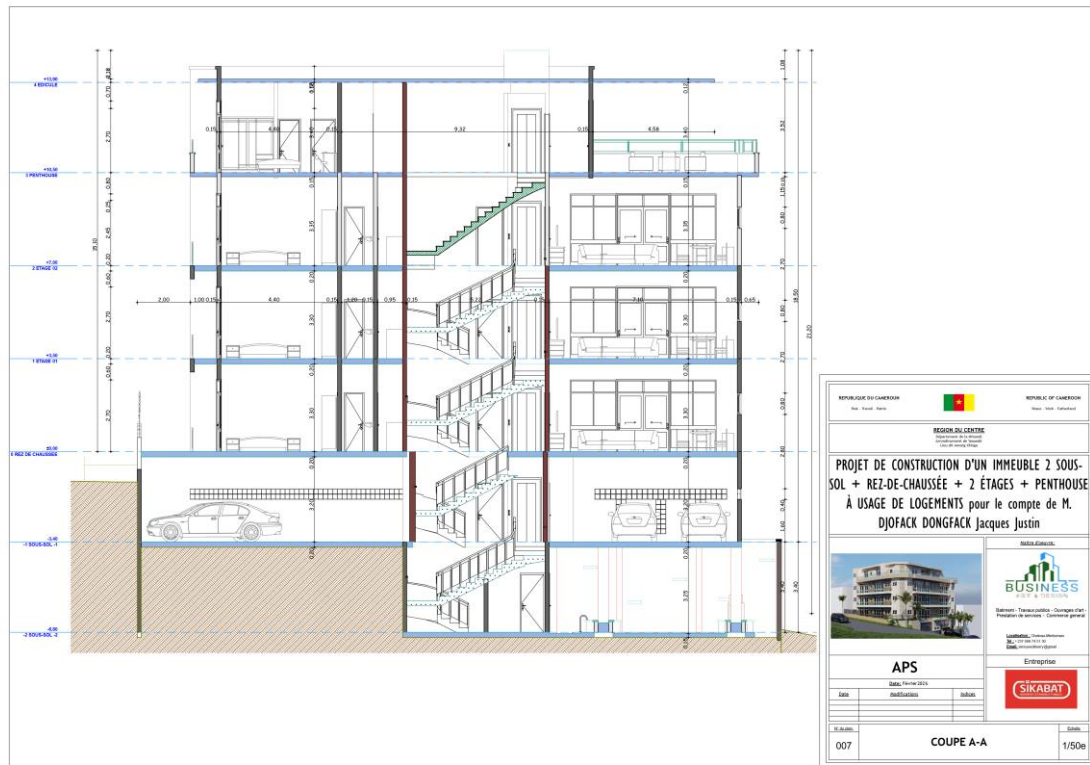
FEUDJIO FRANCK

■ ■ ■ ■ 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	0,00%	-
II- TERRASSEMENT ET FOUILLES	10 215 320		100,00%	10 215 320	0,00%	-
III- FONDATIONS	54 579 400		100,00%	54 579 400	0,00%	-
IV- ELEVATION SS-2 ET DALLE	37 381 710		77,78%	35 992 200	22,22%	1 389 510
V- ELEVATION SS-1 ET DALLE	42 345 600		88,89%	40 222 800	11,11%	2 122 800
VI- ELEVATION ETAGE COURANT (RDC + ETAGE 1) ET DALLE	58 965 000		87,60%	48 013 200	12,60%	10 951 800
VII- ELEVATION ETAGE 2 ET DALLE	35 140 290		86,71%	29 664 390	14,29%	5 475 900
VIII- ELEVATION PENTHOUSE	15 779 566		0,00%	11 029 566	100,00%	4 750 000
IX- ELEVATION EDICULE, CHARPENTE ET COUVERTURE	10 667 052		0,00%	4 303 912	100,00%	6 363 140
X- ETANCHEITÉ DES SURFACES	23 708 585		40,00%	8 399 600	60,00%	15 309 085
XI- ELECTRICITÉ	68 967 500		0,66%	636 800	99,34%	68 330 700
XII- PLOMBERIE - SANITAIRE	61 290 200		3,00%	1 660 000	97,00%	59 630 200
XIII- ENDUIT ET CREPISAGE	21 997 138		0,00%	-	100,00%	21 997 138
XIV- PLAFOND	27 666 540		0,00%	-	100,00%	27 666 540
XV- MENUISERIE BOIS ET METALLIQUE	51 357 038		0,00%	-	100,00%	51 357 038
XVI- REVÊTEMENT SCÉLLÉS ET PEINTURE	40 216 618		0,00%	-	100,00%	40 216 618
XVII- PISCINE	13 225 880		0,00%	-	100,00%	13 225 880
XVIII- VRD	14 811 040		0,00%	-	100,00%	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	43,00%	264 517 088	67,00%	343 687 389

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	m³	1376,00	5 000	6 880 000
2.2	Fouilles en rigoles pour longrines intérieurs et murs de soubassement périphériques	m³	71,00	3 500	248 500
2.3	Fouilles en rigoles pour murs de soutènement SS-1 & SS-2	m³	126,00	3 500	441 000
2.4	Fouilles en pleine masse pour radier ascenseur	m³	14,00	3 500	49 000
2.5	Fouilles en puits pour semelles isolées SS-1 et SS-2	m³	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	m³	545,08	4 000	2 180 320
Sous-total II					10 215 320
III. Fondations					
3.1	Béton de propreté ep 5cm dosé à 150 kg/m³	m³	16,90	120 000	2 028 000
3.2	Béton armé pour semelles isolées dosé à 350 kg/m³	m³	63,68	240 000	15 283 200
3.3	Béton armé pour amorces poteaux dosé à 350 kg/m³	m³	10,50	240 000	2 520 000

Page 2

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%	3 600 000	0,00%	-
100,00%	9 800 000	0,00%	-
II. Terrassement et fouilles			
100,00%	6 880 000	0,00%	-
100,00%	248 600	0,00%	-
100,00%	441 000	0,00%	-
100,00%	49 000	0,00%	-
100,00%	416 600	0,00%	-
100,00%	2 180 320	0,00%	-
100,00%	10 216 320	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%	-

xxviii

FEUDJIO FRANCK

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

Promotion (2024-2025)

# 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 longrines du double chainage dosé à 350 kg/m³	m³	20,40	240 000	4 896 000
3.5	Béton armé étanche pour semelles du murs de soutènement SS-2 dosé à 350 kg/m³	m³	20,45	260 000	5 317 000
3.6	Béton armé étanche pour semelles du murs de soutènement SS-1 dosé à 350 kg/m³	m³	25,80	260 000	6 708 000
3.7	Béton armé étanche pour radier ascenseur dosé à 350 kg/m³	m³	5,85	260 000	1 521 000
3.8	Béton armé étanche pour voile en fondations dosé à 350 kg/m³	m³	23,77	260 000	6 180 200
3.9	Film polyane	m²	492,00	1 000	492 000
3.10	Lit de sable d'épaisseur de 6 cm sous dallage	m³	29,60	15 000	444 000
3.11	Béton legerement armé dosé à 300 kg/m³ pour dallage	m³	55,50	140 000	7 770 000
3.12	Agglos bourrés de 20x20x40 cm pour murs de soubassement	m³	60,00	12 000	720 000
3.13	Electricité : Mise à la terre	U	1,00	700 000	700 000
Sous-total III					54 579 400
IV. Elevation SS-2 et Dalle					
4.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m³	m³	18,75	240 000	4 500 000
4.2	Béton armé étanche pour voile du mur de soutènement dosé à 350 kg/m³	m³	44,37	260 000	11 536 200
4.3	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m³	m³	15,85	240 000	3 804 000
4.4	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m³	m³	3,50	240 000	840 000
4.5	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m³	m³	1,78	240 000	427 200
4.6	Béton armé pour cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m³	m³	16,49	240 000	3 957 600
4.7	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m³	m³	45,53	240 000	10 927 200
4.8	Agglos de 12x20x40 cm pour murs de remplissage	m³	103,89	9 000	935 010

Page 3

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			
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	m³	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/m³	m³	14,56	240 000	3 494 400
5.2	Béton armé étanche pour voile du mur de soutènement dosé à 350 kg/m³	m³	25,27	240 000	6 064 800
5.3	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m³	m³	50,50	240 000	12 120 000
5.4	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m³	m³	3,50	240 000	840 000
5.5	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m³	m³	2,00	240 000	480 000
5.6	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m³	m³	16,49	240 000	3 957 600
5.7	Plancher à corps creux et nervures y compris dalle de compression (16+4)	m²	318,00	27 000	8 586 000
5.8	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m³	m³	19,50	240 000	4 680 000
5.9	Agglos de 15x20x40 cm pour murs de remplissage	m³	212,28	10 000	2 122 800
Sous-total V					42 345 600
VI. Elevation Etage courant (RDC+Etage 01) et Dalle					
6.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m³	m³	18,89	240 000	4 533 600
6.2	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m³	m³	42,56	240 000	10 214 400
6.3	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m³	m³	6,90	240 000	1 656 000
6.4	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m³	m³	6,00	240 000	1 440 000
6.5	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m³	m³	32,58	240 000	7 819 200

Page 4

0,00%	-	100,00%	454 500
77,78%	35 992 200	22,22%	1 389 510
V.Elevations 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			
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%	-

xxix

FEUDJIO FRANCK

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

Promotion (2024-2025)

# 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)	m²	550,00	27 000	14 850 000
6.7	Béton armé pour dalle pleine dosé à 350 kg/m³	m³	31,25	240 000	7 500 000
6.8	Agglos de 15x20x40 cm pour murs de remplissage	m²	1095,18	10 000	10 951 800
Sous-total VI					68 966 000
VII. Elevation Etage 2 et Dalle					
7.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m³	m³	22,10	240 000	5 304 000
7.2	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m³	m³	20,28	240 000	4 867 200
7.3	Béton armé pour escaliers dosé à 350 kg/m³	m³	3,50	240 000	840 000
7.4	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m³	m³	3,00	240 000	720 000
7.5	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m³	m³	13,49	240 000	3 237 600
7.6	Béton armé hydrofugé pour dalle de terrasse dosé à 350 kg/m³	m³	56,52	250 000	14 695 890
7.7	Agglos de 15x20x40 cm pour murs de remplissage	m²	547,59	10 000	5 475 900
Sous-total VII					36 140 290
VIII. Elevation Penthouse					
8.1	Béton armé pour poteaux dosé à 350 kg/m³	m³	10,70	240 000	2 568 000
8.2	Béton armé pour poutres dosé à 350 kg/m³	m³	14,85	240 000	3 564 000
8.3	Béton armé pour linteaux dosé à 350 kg/m³	m³	1,75	240 000	420 000
8.4	Béton armé pour voile de la cage d'escaliers et ascenseur dosé à 350 kg/m³	m³	13,49	240 000	3 237 600
8.5	Béton armé hydrofugé pour murs périphériques de la terrasse avec béquet de protection	m³	4,77	250 000	1 239 966

100,00%	14 850 000	0,00%	-
100,00%	7 500 000	0,00%	-
0,00%	-	100,00%	10 951 800
87,50%	48 013 200	12,50%	10 951 800
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%	14 695 890	0,00%	-
0,00%	-	100,00%	5 475 900
85,71%	29 664 390	14,29%	5 475 900
VIII. Elevation Penthouse			
100,00%	2 568 000	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%	-

Page 5

8.6	Agglos de 15x20x40 cm pour murs de remplissage	m²	475,00	10 000	4 750 000
Sous-total VIII					15 779 556
IX. Elevation Edicule - Charpente et couverture					
9.1	Béton armé hydrofugé pour voile de débordement de la cage d'ascenseurs et escaliers dosé à 350 kg/m³	m³	5,82	250 000	1 512 056
9.2	Béton armé hydrofugé pour cheneau et dalle pleine au dessus de l'édicule dosé à 350 kg/m³	m³	5,01	250 000	1 562 600
9.3	Fabrication et pose des fermes en bois durs avec pannes, différents accessoires et traitement f compris toutes sujétions	m³	16,91	170 000	2 875 040
9.4	Fourniture et pose des tôles BAC en aluminium prélaquée avec accessoires f compris toutes sujétions	m²	211,40	16 500	3 488 100
9.5	Agglos de 15x20x40 cm pour murs du cheneau avec béquet de protection	m²	102,44	12 000	1 229 256
Sous-total IX					10 667 052
X. Etanchéité des surfaces					
10.1	Etanchéité de type paradienne sur cheneau et acrotère f compris sous-couche à base de flintkote	m²	60,10	45 000	2 704 500
10.2	Etanchéité de type paradienne sur toiture terrasse f compris sous-couche à base de flintkote	m²	175,89	45 000	7 915 185
10.3	Platine de recueillement des eaux de pluie	U	8,00	50 000	400 000
10.4	Forme de pente sous étanchéité des cheneaux	m²	188,26	15 000	2 823 900
10.5	Descente d'eaux pluviales en tuyaux PVC de diamètre 125mm f compris chevilles, vis et accessoires de fixation	ml	135,00	8 000	1 088 000
10.6	Ballasts et matériaux drainant à l'arrière du mur de soutènement	m³	15,00	15 000	225 000
10.7	Membrane géotextile	m²	61,00	2 500	152 500

0,00%	-	100,00%	4 750 000
83,33%	11 029 556	16,67%	4 750 000
IX. Elevation Edicule - Charpente et couverture			
100,00%	1 512 056	0,00%	-
100,00%	1 562 600	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			
0,00%	-	100,00%	2 704 500
0,00%	-	100,00%	7 915 185
0,00%	-	100,00%	400 000
0,00%	-	100,00%	2 823 900
0,00%	-	100,00%	1 088 000
100,00%	-	0,00%	225 000
100,00%	-	0,00%	152 500

Page 6

XXX

FEUDJIO FRANCK

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

Promotion (2024-2025)