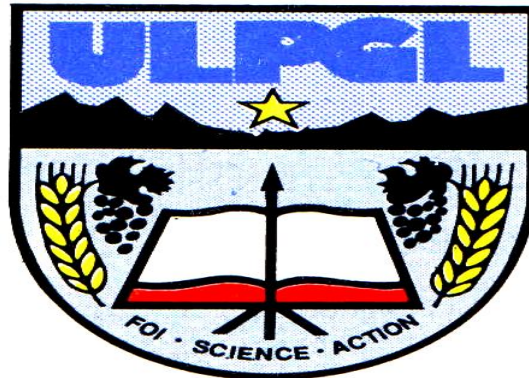


UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



BP. 368 Goma

www.ulpgl.net

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN
BATIMENT R+1 A USAGE INSTITUT SUPERIEUR
DES TECHNIQUES MEDICALES DANS UN MILIEU
RURAL : Cas du territoire de Walungu**

Par : **FARAJA BUHENDWA Josué**

Travail présenté en vue de l'obtention du diplôme de
bachelor en Sciences de l'Ingénieur

Option : **Génie Civil**

Directeur : **Prof. Ir Ally ALINABIWE**

Encadreur : **Ir. KOKO KATUMBI Pascal**

ANNEE ACADEMIQUE 2024 - 2025

Epigraphe

« Il l'a rempli de l'Esprit de Dieu, de sagesse, d'intelligence, et de savoir pour toutes sortes d'ouvrages. »

Exode 35 :31

Dédicace

*À tous les bâtisseurs de demain, que ce travail contribue
humblement à l'édification de structures plus solides et
plus durables.*

FARAJA BUHENDWA Josué

Remerciements

Au terme de ce travail, nous exprimons notre profonde gratitude à l'Éternel Dieu Tout-Puissant pour la vie, la santé et la protection jusqu'à l'aboutissement de cette étude. Que toute la gloire Lui soit rendue.

Nous remercions les autorités académiques et le corps enseignant de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs pour la formation reçue.

Nos sincères remerciements s'adressent particulièrement aux ingénieurs Prof. Ir. Ally ALINABIWE et Ir. KOKO KATUMBI Pascal pour la direction et l'encadrement de ce travail, ainsi que pour leurs conseils et leur rigueur scientifique.

Je rends un hommage particulier à la mémoire de mon père, BUHENDWA MWIMANGIRE ; ton éducation et tes valeurs ont été ma force, et ce travail est le fruit de tes sacrifices.

Nous adressons notre reconnaissance à notre mère, WYLFRID MUSHENGEZI, à mes sœurs, Francine, Lisa, Fidelie, Amini et mes frères, Ghyghy, Espoir, Chrispin, Caleb et à mon beau-frère Sylvain Masudi pour leur amour et leur soutien constant.

Enfin, nous remercions tous nos parentés, amis, camarades et connaissances qui ont contribué à l'achèvement de ce travail.

À tous, nous disons merci.

FARAJA BUHENDWA Josué

Résumé

Ce mémoire présente l'étude technique pour la conception et le dimensionnement d'un bâtiment R+1 destiné à l'Institut Supérieur des Techniques Médicales (ISTM) dans le territoire de Walungu, province du Sud-Kivu, en République Démocratique du Congo. Il s'inscrit dans un contexte de déficit d'infrastructures d'enseignement supérieur en milieu rural, où les étudiants sont contraints de migrer vers les centres urbains pour poursuivre leurs études.

La méthodologie a reposé, dans un premier temps, sur une conception architecturale en accord avec les principes directeurs de Neufert. Par la suite, le dimensionnement de certains éléments de l'ossature a été réalisé en strict conformité avec les dispositions du règlement BAEL 91/99. Ces calculs sont faits à la fois analytiquement et à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2024, une conception architecturale sur ArchiCAD 2026 et le planning du projet par Gantt Project. Le coût de gros œuvres pour le projet est estimé à 597 351,09\$ avec 193 jours pour la réalisation de ce projet. L'étude a permis de dimensionner l'ensemble d'éléments structuraux : dalles (épaisseur 20 cm), poutres (section 30×50 cm² avec 5 HA14 en travée 1, 6 HA14 à l'appui central et 3 HA12 en travée 2), poteaux (section 30×30 cm² avec 8HA12 et 22H6) et fondations (semelles isolées 1,7×1,7 m² de la section et 0,4m avec 5 HA12 et 5 HA12). Les résultats obtenus montrent que les sections et le ferrailage retenus assurent la stabilité et la sécurité de la structure aux états limites ultimes et de service. Ce projet constitue ainsi une proposition techniquement viable et adaptée au contexte local, contribuant au renforcement des capacités éducatives et au développement du territoire de Walungu.

Mots clés : Conception, dimensionnement, structure, institut, médical

Abstract

This thesis presents the technical study for the design and sizing of an R+1 building intended for the Higher Institute of Medical Techniques (ISTM) in the territory of Walungu, South Kivu province, in the Democratic Republic of Congo. It is part of a context of lack of higher education infrastructure in rural areas, where students are forced to migrate to urban centers to pursue their studies.

The methodology was based, initially, on an architectural design in accordance with the guiding principles of Neufert. Subsequently, the sizing of the various components of the framework was carried out in strict compliance with the provisions of the BAEL 91/99 regulations and Eurocode 2. These calculations were done both analytically and using Autodesk Robot Structural Analysis 2024 software, architectural design with ArchiCAD 2026, and project scheduling with Gantt Project. The cost of the structural works for the project is estimated at \$597 351,09, with 193 days for the completion of this project. The study made it possible to size all the structural elements: Slabs (thickness 20 cm), beams (section 30×50 cm² with 5 HA14 in span 1, 6 HA14 at the central support and 3 HA12 in span 2), columns (section 30×30 cm² with 8HA12 and 22H6) and foundations (isolated footings 1.7×1.7 m² of section and 0.4 m with 5 HA12 and 5 HA12). The results obtained show that the sections and reinforcement chosen ensure the stability and safety of the structure at ultimate and serviceability limit states. This project thus constitutes a technically viable proposal adapted to the local context, contributing to the strengthening of educational capacities and the development of the territory of Walungu.

Keywords : Design, Sizing, Structure, Institute, Medical

Table des matières

Epigraphe	i
Dédicace.....	ii
Remerciements.....	iii
Résumé.....	iv
Table des matières	vi
Liste des abréviations.....	ix
Liste des tableaux.....	x
Liste des figures	xi
0. Introduction générale	12
0.1. Contexte	12
0.2. Identification et formulation du problème	12
0.3. Questions de recherche.....	13
0.4. Formulation des hypothèses	13
0.5. Justification du choix du sujet et motivations	13
0.6. Énoncé des objectifs de recherche	14
0.7. Méthodologie et délimitation du travail	15
0.8. Structure du mémoire/ subdivision du travail	15
Chapitre 1 : GENERALITES	16
1.1 Introduction	16
1.2 Généralité sur la conception d'un bâtiment institutionnel	16
1.2.1 Exigences pédagogiques institutionnelles.....	16

1.2.2	Exigences des sites.....	17
1.2.3	Exigences architecturales.....	17
1.2.4	Exigences environnementales.....	19
1.2.5	Mode de construction pour une institution supérieure en milieu rural	20
1.3	Généralités sur les fondations	21
1.3.1	Introduction.....	21
1.3.2	Les types des fondations superficielles.....	23
1.3.3	Aperçu sur le sol argileux	25
1.4	Généralités sur béton armé.....	27
1.4.1	Le béton	27
1.5	Aciers	30
1.6	Conclusion partielle.....	31
Chapitre 2 : METHODOLOGIE		32
2.1	Introduction	32
2.2	Présentation du milieu d'étude.....	32
2.3	Conception architecturale et structurale.....	33
2.3.1	Présentation de l'ISTM Bukavu.....	34
2.3.2	Organisation des espaces du bâtiment	34
2.4	Etude structurale.....	36
2.5	Le pré dimensionnement des éléments de structure.....	37
2.5.2	Dimensionnement des éléments structuraux.....	48
2.6	Présentation des outils de modélisation et de conception numérique	54
2.6.1	Présentation des Logiciel (Robot Structural Analysis et ArchiCAD)	55
2.6.2	Hypothèses de calcul.....	56
2.7	Conclusion partielle.....	57
Chapitre 3 : PRESENTATION DES RESULTATS		58
3.1	Introduction	58
3.2	Conception architecturale.....	58

3.3	Résultat du pré dimensionnement	61
3.3.1	Pré dimensionnement de dalle	61
3.3.2	Pré dimensionnement de la poutre	61
3.3.3	Pré dimensionnement du poteau	62
3.3.4	Pré dimensionnement de l'escalier	63
3.4	Dimensionnement des éléments structuraux	64
3.4.1	Résultat de l'évaluation des charges	65
3.4.2	Dimensionnement des éléments porteurs.....	67
3.4.3	Présentation et interprétation des résultats de dimensionnement fait par Robot structural Analysis	80
3.5	Conclusion partielle.....	87
	Conclusion générale.....	88
Références	
	89
	Annexes.....	91
A.1	Vue du bâtiment en 3d	91
A.2	Les façades Nord, Sud, Est.....	92
A.3	Façade ouest et plan de masse.....	93

Liste des abréviations

ISTM	Institut Supérieur des Techniques Médicales
ULPGL	Université Libre des Pays des Grands Lacs
RSA	Robot Structural Analysis
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
ELS	Résistance caractéristique à la compression à 28 jours
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites
RDC	Rez-de-chaussée
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression à 28 jours
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression à j jours
E_{Ij}	Module de déformations instantanées
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
f_{b_u}	Contrainte du béton à la compression
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
E	Module d'élasticité

Liste des tableaux

<i>Tableau 1.1 La capacité portante de différents sols</i>	26
<i>Tableau 2.1 Charges d'exploitation</i>	46
<i>Tableau 3.1 Les charges permanentes pour une volée de l'escalier</i>	64
<i>Tableau 3.2 Les charges permanentes pour le palier et la rampe</i>	64
<i>Tableau 3.3 Charge du plancher de la terrasse accessible</i>	65
<i>Tableau 3.4 Les charges de la dalle de l'étage courant</i>	66
<i>Tableau 3.5 Efforts normaux résultants de la descente des charges</i>	67
<i>Tableau 3.6 Ferrailage du poteau</i>	69
<i>Tableau 3.7 Tableau de ferrailage de la dalle</i>	70
<i>Tableau 3.8 Récapitulatif des sollicitations</i>	73
<i>Tableau 3.9 Tableau récapitulatif final</i>	75
<i>Tableau 3.10 ferrailage semelle isolée</i>	78
<i>Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des résultats analytiques</i>	79
<i>Tableau 3.12 Résultat de dimensionnement du poteau</i>	82
<i>Tableau 3.13 Résultats du dimensionnement de la poutre</i>	83

Liste des figures

<i>Figure 1.1 Schéma de la transmission des charges et des actions dans un bâtiment</i>	22
<i>Figure 1.2 Type des fondations selon la profondeur du bon sol</i>	23
<i>Figure 1.3 Semelle isolée sous poteau en BA et coupe transversale sur semelle et poteau</i> .	24
<i>Figure 1.4 Semelle filante</i>	24
<i>Figure 1.5 Radier</i>	25
<i>Figure 1.6 Diagramme Contrainte déformations du béton</i>	28
<i>Figure 1.7 Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU</i>	29
<i>Figure 1.8 Diagramme contrainte déformation d'acier</i>	30
<i>Figure 2.1 Situation géographique du site</i>	33
<i>Figure 2.2 Typologie des dalles</i>	38
<i>Figure 2.3 Disposition des poutres</i>	40
<i>Figure 2.4 Schéma d'un escalier</i>	43
<i>Figure 2.5 semelle isolée</i>	53
<i>Figure 3.1 Plan Rez-de-chaussée</i>	59
<i>Figure 3.2 Plan Etage</i>	60
<i>Figure 3.3 Dimension de la poutre</i>	71
<i>Figure 3.4 le poteau le plus sollicité</i>	81
<i>Figure 3.5 Plan d'exécution du poteau le plus chargé</i>	82
<i>Figure 3.6 Sollicitations ELU</i>	84
<i>Figure 3.7 Plan d'exécution de la poutre</i>	84
<i>Figure 3.8 Ferrailage supérieur</i>	85
<i>Figure 3.9 Ferrailage inférieur</i>	86
<i>Figure 3.10 Coffrage de la dalle</i>	86
<i>Figure 3.11 Nomenclature</i>	87

0. Introduction générale

0.1. CONTEXTE

Le développement des infrastructures en milieu rural constitue un levier essentiel pour favoriser l'accès à l'enseignement supérieur, réduire les inégalités territoriales et encourager la rétention des jeunes talents dans les zones éloignées des grands centres urbains.

Ce travail s'inscrit dans le contexte de renforcement des infrastructures de formation en santé inspiré par des institutions reconnues comme l'Institut Supérieur des Techniques Médicales de Bukavu (ISTM-Bukavu), une institution publique reconnue pour la formation de cadres spécialisés en techniques médicales et paramédicales et pour sa contribution à l'amélioration des services de santé en République démocratique du Congo. L'ISTM-Bukavu forme des professionnels compétents dans des disciplines variées telles que les soins infirmiers, les techniques de laboratoire, la santé communautaire et la diététique, tout en intégrant la recherche appliquée pour répondre aux défis sanitaires locaux. [1]

La République Démocratique du Congo (RDC) connaît une croissance démographique rapide, accompagnée d'une demande accrue en infrastructures éducatives. Cependant, dans plusieurs milieux ruraux, les établissements institutionnels médicaux se heurtent à un manque criant de bâtiments modernes et adaptés aux normes de sécurité et de confort. La plupart des infrastructures existantes sont vétustes, insuffisantes ou construites sans respecter les standards techniques nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité des usagers [2].

0.2. IDENTIFICATION ET FORMULATION DU PROBLEME

Le territoire de Walungu, situé dans la province du Sud-Kivu en République démocratique du Congo, est confronté à des défis majeurs en matière d'accès à l'enseignement supérieur.

Malgré une population jeune et dynamique, les infrastructures institutionnels y sont quasi inexistantes, obligeant les étudiants à migrer vers des centres urbains éloignés comme Bukavu ou Goma. Cette situation accentue les inégalités territoriales et freine le développement local. Dans ce contexte, la conception et dimensionnement d'un bâtiment Institutionnel de type R+1 à Walungu s'inscrit dans une démarche de renforcement des capacités éducatives en milieu rural.

0.3. QUESTIONS DE RECHERCHE

Ce travail vise à répondre à une série de préoccupations fondamentales que nous nous sommes posées dans le but de prendre face à ce problème sur ce territoire de Walungu.

Premièrement quelle serait l'architecture de cette institution universitaire dans ce territoire, deuxièmement quelles seront les dimensions des éléments structuraux de cette structure, troisièmement quel serait le coût estimatif de gros œuvres pour ce bâtiment et en fin quels serait le plan d'exécution des travaux pour ce bâtiment ?

Telles sont les préoccupations auxquelles nous répondrons dans notre travail.

0.4. FORMULATION DES HYPOTHESES

Afin de pouvoir répondre aux questions que nous nous sommes posées, les hypothèses ont été formulées.

L'architecture serait faite selon NEUFERT répondant aux normes de construction, les dimensionnements des éléments structuraux pour notre structure seront faits selon les règles du BAEL 91/99, le coût pour notre structure serait trouvé en faisant le devis estimatif de construction, le plan d'exécution de travaux serait proposé selon le calendrier.

0.5. JUSTIFICATION DU CHOIX DU SUJET ET MOTIVATIONS

L'accès à l'enseignement supérieur dans le territoire de Walungu demeure un défi majeur. Les étudiants de ce territoire sont souvent contraints de parcourir de longues distances vers les grandes villes, ce qui engendre des coûts élevés, des abandons scolaires et une baisse de la qualité de la formation.

Dans des contextes comme celui de Walungu, l'accès à des infrastructures éducatives et médicales de qualité reste limité, ce qui freine la formation des agents de santé compétents capables de répondre aux besoins croissants de la population en matière de soins. L'implantation d'un Institut Supérieur Médical structuré et correctement dimensionné contribue non seulement à offrir un environnement d'apprentissage propice à des disciplines telles que les soins infirmiers, les techniques de laboratoire ou la santé communautaire, mais aussi à améliorer l'offre de services de santé de proximité, ce qui est crucial pour la qualité de vie et le bien-être des populations rurales. De plus, la conception de bâtiments bien pensés influence positivement le confort, la sécurité et la fonctionnalité des espaces d'enseignement et de pratique médicale, éléments essentiels pour des prestations efficaces et sûres tant pour les étudiants que pour les futurs patients : une architecture adaptée peut en effet améliorer les conditions sanitaires, thermiques et fonctionnelles des établissements de santé et d'enseignement.

D'où la construction d'une infrastructure institutionnelle moderne dans ce milieu constitue donc une réponse adéquate au besoin d'accessibilité et de proximité éducative.

Sur le plan scientifique, ce travail offre l'opportunité d'appliquer les notions théoriques de génie civil aux réalités rurales, permet d'étudier le comportement des sols argileux de Walungu et d'adapter les fondations aux contraintes géotechniques locales.

Ce travail s'inscrit aussi dans une perspective de développement durable et inclusif. Il valorisera les ressources disponibles et contribuera à la réduction des inégalités entre zones urbaines et rurales en matière d'accès au savoir. En outre, il participera à la formation des cadres compétents appelés à impulser le développement du territoire.

0.6. ÉNONCE DES OBJECTIFS DE RECHERCHE

L'objectif général de ce travail est de concevoir et de dimensionner une structure à usage Institut Supérieur Médical dans le territoire de Walungu qui respecte les normes architecturales et structurales conformes aux bâtiments de telles envergures dans un milieu à sol argileux.

Les objectifs spécifiques seront de faire la conception architecturale, dimensionner les éléments structuraux et la fondation, faire l'évaluation du coût de gros œuvres de la structure, proposer un plan d'exécution de travaux.

0.7. METHODOLOGIE ET DELIMITATION DU TRAVAIL

Pour aboutir aux objectifs que nous nous sommes fixés, nous partirons avec certaines méthodes et techniques de recherche. La revue documentaire nous permettra de consulter des ouvrages, normes de construction, articles scientifiques et études similaires sur la conception des bâtiments institutionnels et la construction en milieu rural, tandis que la méthode analytique permettra à partir de la réglementation BAEL 91 modifié 99 de pouvoir décomposer et dimensionner la structure. En suit, nous nous servirons du logiciel ARCHICAD 2026 pour la modélisation numérique pour le plan architectural, le logiciel RSA 2024 pour le plan structurel et Gantt Project pour le planning de notre travail.

0.8. STRUCTURE DU MEMOIRE/ SUBDIVISION DU TRAVAIL

A l'exception de l'introduction et la conclusion générale, notre travail est subdivisé en trois chapitres.

Premièrement nous avons la Revue de la littérature, ce chapitre analyse de précédents travaux qui se rapportent à notre travail et étudie les normes et les réglementations en vigueur, il détaille les propriétés et la sélection des matériaux de construction utilisés pour notre travail, ainsi que les terminologies employées, deuxièmement les Méthodologies, ce chapitre expose aussi les démarches techniques et scientifiques adoptées, couvrant les investigations géotechniques, les principes de calcul structurel, et les outils de modélisation numérique utilisés, et en fin le troisième chapitre consiste à la présentation et interprétation des résultats obtenus.

Chapitre 1 : GENERALITES

1.1 INTRODUCTION

Dans ce premier chapitre, il est question d'aborder les aspects généraux relatifs à la conception architecturale et au dimensionnement des bâtiments en béton armée à usage Institut Supérieur des Techniques Médicales. Il expose les bases théoriques, les méthodes employées dans la littérature, ainsi les normes généralement adoptées dans le domaine du génie civil.

1.2 GENERALITE SUR LA CONCEPTION D'UN BATIMENT INSTITUTIONNEL

L'efficacité fonctionnelle et la conformité spatiale d'un bâtiment sont des préalables à toute étude de dimensionnement structurel. Pour garantir que le futur bâtiment institutionnel R+1 à Walungu réponde aux besoins ergonomiques et aux exigences d'un établissement d'enseignement moderne, il est indispensable de se référer à des standards de conception internationalement reconnus. Le présent projet s'appuie notamment sur les directives contenues dans l'ouvrage de référence « les éléments des Projets de Construction » d'Ernst Neufert [3] et les directives sur les normes des constructions scolaires qu'on va adapter à notre projet [4]. Ces ouvrages fourniront des dimensionnements standardisés basées sur l'utilisateur, l'homme, et l'usage pour assurer le confort et l'efficacité fonctionnelle.

En effet, l'implication d'un Etablissement scolaire doit répondre aux spécificités géographiques, démographiques, économiques ainsi qu'aux dispositions de la planification scolaires sont élaborées par l'Etat [4].

1.2.1 Exigences pédagogiques institutionnelles

La conception d'un établissement d'enseignement supérieur ne doit pas être guidée uniquement par des impératifs techniques ou esthétiques, mais doit avant tout être le reflet d'une stratégie pédagogique claire. La structure du bâtiment R+1 à Walungu se doit d'être un outil au service

de l'apprentissage et de la recherche, capable de soutenir les méthodes didactiques modernes (travail collaboratif, séminaires, usage des technologies). Leur application garantira que le futur bâtiment universitaire est un environnement optimal pour l'acquisition et la transmission du savoir et visera à créer un environnement académique adapté, stimulant et favorable au développement intellectuel des étudiants.

Dans un contexte rural comme de Walungu, elles doivent également tenir compte des réalités locales afin d'assurer une éducation équitable et efficace. Ces exigences orientent donc la planification, la construction et l'organisation des infrastructures universitaires.

1.2.2 Exigences des sites

Le choix du site constitue une étape déterminante dans la réussite du projet universitaire. Il doit répondre à un ensemble de critères techniques, d'hygiène, d'orientation et de climat afin d'assurer la durabilité et la qualité du cadre d'apprentissage.

Forme et Relief : La forme régulière du terrain est recommandée. Les formes irrégulières et les pentes trop fortes sont à éviter pour l'implantation d'une école.

1.2.3 Exigences architecturales

Face à la mutation accélérée des paradigmes éducatifs, les salles que nous construisons maintenant doivent pouvoir s'adapter aux besoins futurs, et doivent être flexibles.

- ✓ **Dimensions :** Les dimensions des salles de cours dépendent du nombre d'étudiant présumés. Mais aussi il est mieux d'avoir certaines salles plus larges que les autres, pour des raisons d'accueillir la surpopulation temporaire, d'adapter la salle à différentes activités pédagogiques.
- ✓ **Forme :** La forme optimale d'une salle de cours est déterminée par des critères pédagogiques, visuels et acoustiques

a. Surface par étudiant :

- ✓ **Amphithéâtre** : Dans une position confortable 70 x 85 cm, normale 60 x 80 voire 55x 75 cm, en comptant toutes les surfaces dans les grands amphithéâtres avec une marge étroite 0,62 m², dans les amphithéâtres plus petits avec une marge normale : 0,80-0,95 m² [3]
- ✓ **Salles de cours généraux** : salles de séminaires, capacités usuelles : 40, 50, 60 places, tables doubles amovibles, largeur 1,20, profondeur 0,60, place nécessaire par étudiant 1,90 à 2,00 m² [3]

b. Dimensions [3]

- ✓ **Amphithéâtre pour 200 places** : 160 m²
- ✓ **Salles de cours** : pour plus de 70 étudiants : 60m² (6 ×10)m, plus de 60 étudiants : 48 m² (6 × 8) m.
- ✓ **Vestiaires et toilettes** : Valeur de base d'ensemble 0,15 à 0,16 m² par place

c. Hauteur sous plafond : qui est comprise entre 3 m et 4 m ($3m \leq h \leq 4m$).**d. Allèges des fenêtres** : la partie du mur située entre le plancher et l'appuis de fenêtres : 0,80 m à 1,20 m ($0,80m \leq h \leq 1,20m$).**e. L'estrade** : sa profondeur optimale dépendra de la salle avec une contremarche de 15 cm**f. La surface de locaux spéciaux**

- ✓ Pièces de travail du personnel : 20 à 25 m².
- ✓ Laboratoire médical : 40 m² selon discipline
- ✓ Les bibliothèques à accès libre : 40 m²
- **Emplacement des Bâtiments Institutionnels** : Dans un milieu rural, les bâtiments doivent être implantés sur des endroits salubres, à plus de 300 m des établissements communautaires tels que usines, marchés, ou hôpitaux.
- **Éclairage** : L'ensoleillement direct des locaux doit être réduit au maximum. L'éclairage doit être orienté au Nord et au Sud, être abondant mais diffus. L'éclairage bilatéral est souhaitable. La surface totale des baies doit être au moins 20% de la surface du local.

- **Ventilation** : Des orifices pour l'entrée et la sortie de l'air sont nécessaires. Les châssis des fenêtres doivent s'ouvrir largement, et une ventilation transversale est recommandée.
- **Orientation** : Le Principe est d'éviter la pénétration directe du soleil dans les locaux. Les façades doivent former un angle de 90° à 120° avec l'axe Nord-Sud pour minimiser l'accumulation de chaleur.

1.2.4 Exigences environnementales

L'environnement contribue énormément au développement scolaire sain et agréable est essentiel pour le développement physique et intellectuel de l'enfant. Avant toute construction ou réhabilitation, l'aspect environnemental doit être intégré.

- **Gestion des Eaux de Pluies et des Surfaces** : les bâtiments institutionnels doivent être équipés de systèmes d'évacuation efficaces (caniveaux, rigoles, puisards ou bassins de rétention). Cela permet d'éviter l'érosion du sol, les inondations et les stagnations d'eau autour des bâtiments. L'eau collectée peut être récupérée et réutilisée pour l'arrosage des jardins ou l'entretien des espaces extérieurs, favorisant ainsi une gestion durable des ressources.
- **Gestion des Déchets** : Même si la production de déchets est moins importante qu'en milieu urbain, l'université doit disposer d'un système organisé de collecte et de tri. Des poubelles couvertes et résistantes doivent être placées à proximité des salles, laboratoires et espaces publics. Les déchets biodégradables peuvent être transformés en compost pour l'entretien des espaces verts, tandis que les déchets plastiques et métalliques doivent être acheminés vers un centre de recyclage.
- **Approvisionnement en eau potable** : Chaque bloc (pédagogique, administratif ou résidentiel) doit être alimenté en eau potable. Lorsque le réseau de la REGIDESO n'est pas disponible, on peut prévoir :
 - ✓ Des puits protégés ou forages ;
 - ✓ Des citernes pour la collecte des eaux de pluie ;

- ✓ Des pompes manuelles ou solaires.

L'accès à une eau propre est essentiel pour la santé des étudiants et du personnel.

- **Aménagement des espaces verts** : L'environnement universitaire doit être attrayant et apaisant. On prévoit :
 - ✓ Des arbres d'ombrage le long des allées et près des bâtiments ;
 - ✓ Des pelouses et jardins pour la détente et les travaux pratiques ;
 - ✓ Un minimum de 8 m² d'espace vert par étudiant.
- **Hygiène et assainissement** : Les infrastructures sanitaires doivent être propres, ventilées et séparées selon le sexe. On recommande :
 - ✓ 1 latrine pour 20 filles et 30 garçons ;
 - ✓ 1 urinoir pour 20 garçons ;
 - ✓ 2 latrines pour le personnel.

Les fosses sèches ou fosses septiques sont à privilégier en cas d'absence de réseau d'égouts. Un bon système d'assainissement protège contre les maladies et maintient la salubrité du campus.

1.2.5 Mode de construction pour une institution supérieure en milieu rural

Le mode de construction d'une institution doit allier fonctionnalité, durabilité et intégration au milieu environnant. Il ne s'agit pas de construire des bâtiments monumentaux, mais plutôt des structures solides, économiques et adaptées aux conditions locales [4].

1. **Simplicité et fonctionnalité** : Les bâtiments Institutionnels supérieurs doivent avoir une architecture simple, claire et cohérente avec leur usage. Chaque espace (salle de cours, laboratoire, bureau, résidence) doit être facile d'accès, bien ventilé et modulable, afin de s'adapter à différents besoins pédagogiques. La priorité est donnée à la qualité de la conception plutôt qu'au luxe : un bâtiment simple, bien pensé et confortable favorise un climat de travail efficace.

2. Adaptation au climat et au site : Les constructions doivent être bioclimatiques, c'est-à-dire adaptées au climat local :

- ✓ Orientation nord-sud pour limiter la chaleur excessive et améliorer la luminosité naturelle.
- ✓ Toitures en pente pour évacuer les eaux de pluie.
- ✓ Murs bien isolés contre la chaleur et l'humidité.
- ✓ Ouvertures opposées pour une bonne ventilation naturelle.

Cette approche réduit les coûts énergétiques et améliore le confort intérieur.

3. Utilisation des matériaux locaux : L'usage de matériaux locaux (briques cuites, pierres, bois, tuiles, terre stabilisée) est fortement recommandé. Ces matériaux sont :

- ✓ Moins coûteux et faciles à entretenir ;
- ✓ Écologiques, car leur transport consomme peu d'énergie ;
- ✓ Adaptés au climat (bonne régulation thermique).

Cela soutient aussi l'économie locale et renforce l'identité régionale du campus.

4. Sécurité et durabilité : Les bâtiments doivent respecter les normes de stabilité et de sécurité

- ✓ Fondations solides adaptées à la nature du sol ;
- ✓ Structures résistantes aux intempéries ;
- ✓ Dispositifs de lutte contre l'humidité (drains, dallage étanche, peintures anti-moisissures).

Les matériaux dangereux comme l'amiante doivent être proscrits.

1.3 GENERALITES SUR LES FONDATIONS

1.3.1 Introduction

Toute construction repose sur un élément essentiel qui assure la transmission des charges au sol : la fondation. Elle constitue la partie inférieure de l'ouvrage, généralement enterrée, chargée de reprendre les efforts issus de la superstructure (poids propre de la construction, surcharges d'exploitation, actions du vent, éventuellement séismes) et de les répartir de manière suffisamment uniforme dans le sol d'assise afin d'éviter tout désordre.

Le bon dimensionnement et la bonne exécution des fondations conditionnent donc directement la stabilité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage [5]. La figure 1.1 illustre la transmission des charges à la fondation.

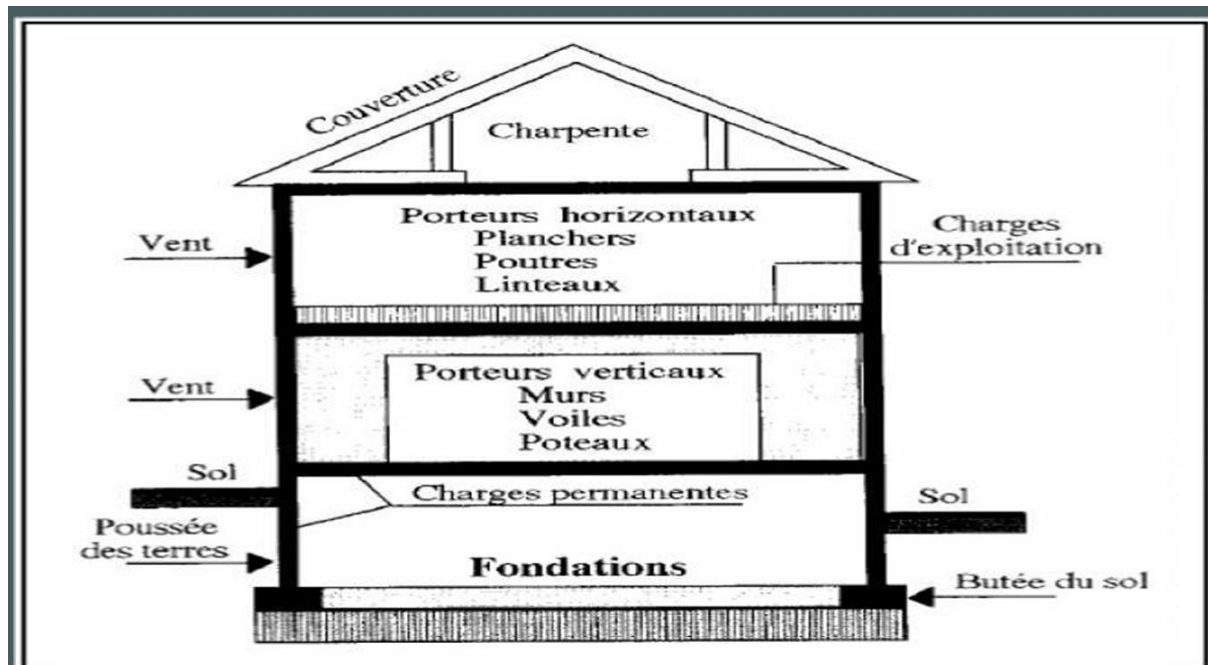


Figure 1.1 Schéma de la transmission des charges et des actions dans un bâtiment

On distingue classiquement les fondations superficielles, les fondations semi profondes et les fondations profondes. Les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.) sont utilisées lorsque les couches de sol résistantes se trouvent à faible profondeur et peuvent reprendre les charges sans tassements excessifs. Les fondations semi profondes et profondes (pieux, barrettes, puits...) sont quant à elles employées lorsque les bonnes couches de sol se situent en profondeur ou lorsque les charges à transmettre sont particulièrement élevées.

La figure 1.2 qui suit exhibe les différentes sortes des fondations selon leurs profondeurs.

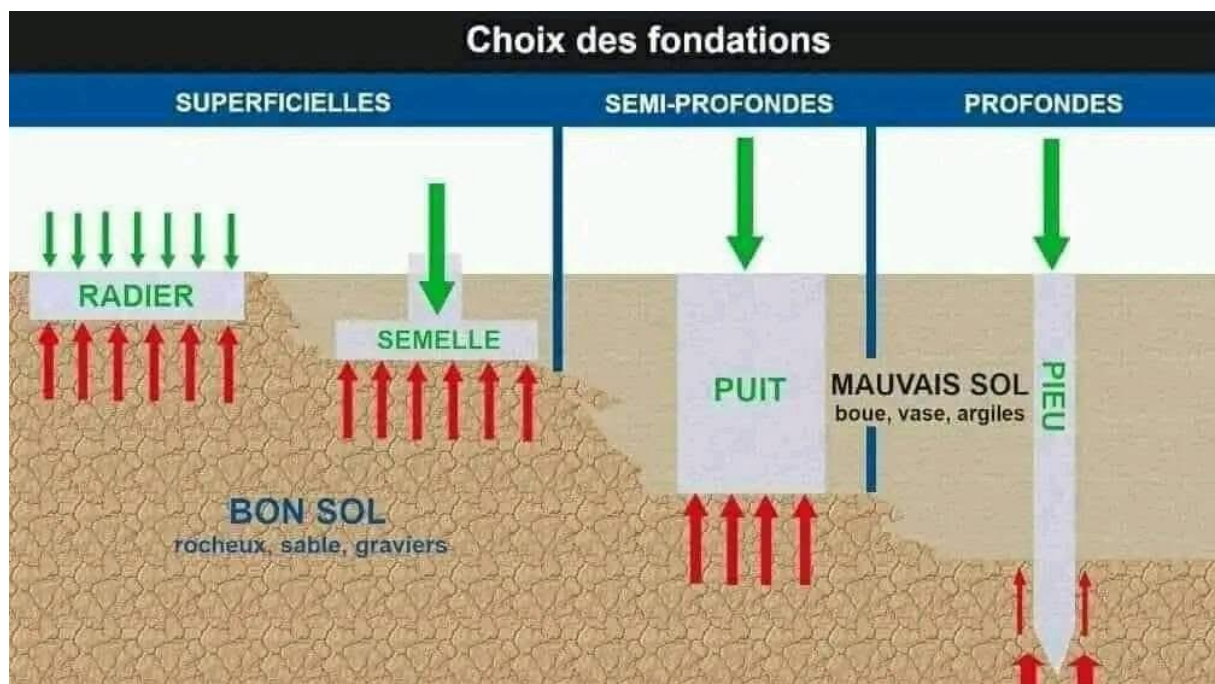


Figure 1.2 Type des fondations selon la profondeur du bon sol

1.3.2 Les types des fondations superficielles

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque les couches de sol suffisamment résistantes se trouvent à faible profondeur. Elles reprennent les charges de la structure et les répartissent sur une surface assez grande pour que la contrainte transmise au sol reste inférieure à la portance admissible.

Dans le cours, les fondations superficielles sont principalement représentées par les semelles de fondation et les radiers généraux. On distingue :

- ✓ Les semelles isolées sous poteaux ;
 - ✓ Les semelles filantes sous murs ou voiles ;
 - ✓ Les radiers généraux (radiers répartiteurs de charges ou radiers formant cuvelage).
- a. **Les semelles isolées** : elles transmettent et répartissent la charge d'un élément ponctuel vers le sol en dessous. Une semelle isolée peut-être flexible ou soit rigide

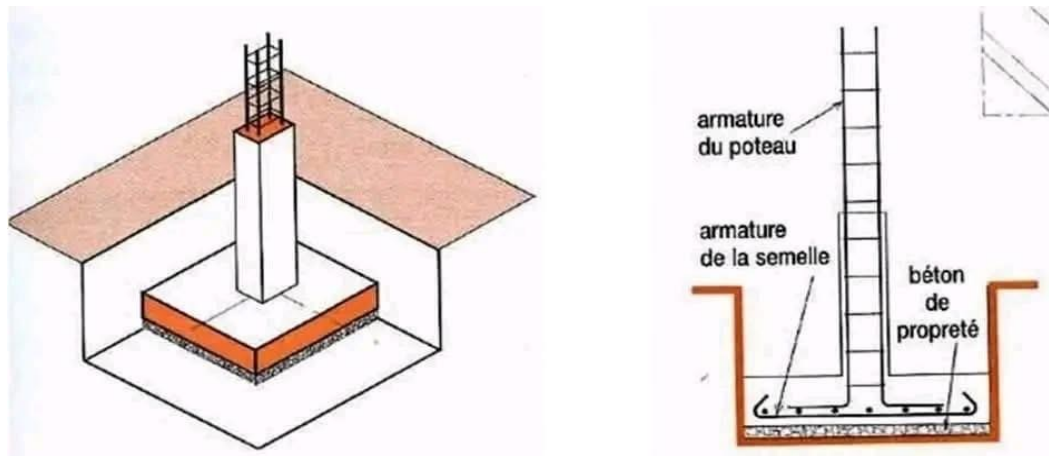


Figure 1.3 Semelle isolée sous poteau en BA et coupe transversale sur semelle et poteau

- b. Les semelles filantes :** ont pour rôle de reprendre la charge verticale transmise par le mur et de la répartir de manière uniforme sur la plus grande surface de sol possible situé en dessous. La semelle filante la solution de fondation la plus courante pour les maisons individuelles et les bâtiments avec des murs porteurs.

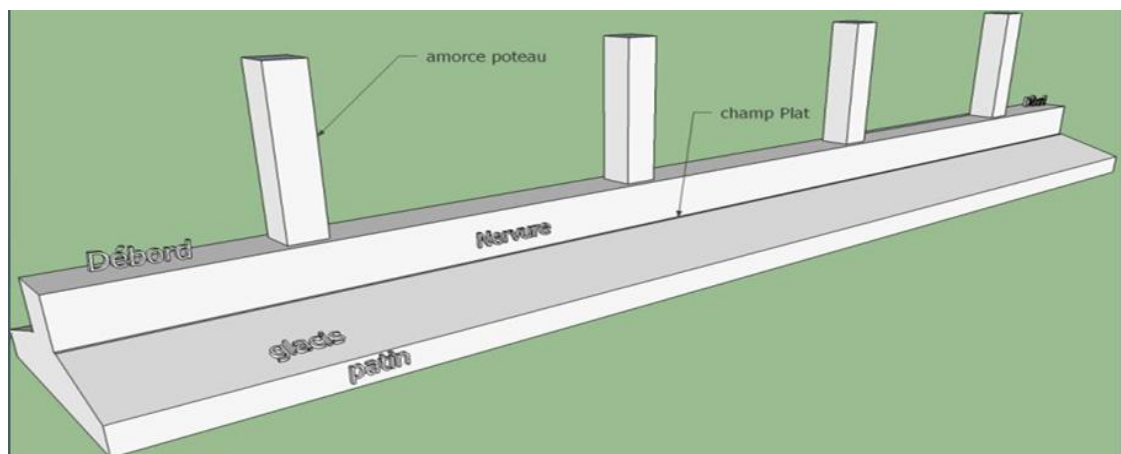


Figure 1.4 Semelle filante

- c. Les radiers généraux** constituent une dalle continue, éventuellement nervurée, couvrant toute la surface du bâtiment. Ils sont adoptés lorsque le sol est peu résistant, lorsque les charges sont importantes ou lorsqu'il faut assurer un cuvelage contre la remontée d'eau. La figure 1.5 qui suit illustre par une photo le radier :



Figure 1.5 Radier

1.3.3 Aperçu sur le sol argileux

Le sol argileux est un sol fin, constitué de particules de très petite taille ($D > 2 \mu\text{m}$), dont la minéralogie lui confère une forte plasticité et une grande sensibilité à l'eau. Il présente des variations de volume importantes (retrait-gonflement) selon la teneur en eau, pouvant provoquer des désordres sur les ouvrages (fissures, tassements différentiels, soulèvements). Sa perméabilité généralement faible entraîne des vitesses de consolidation lentes, ce qui influence le comportement à long terme des fondations [6].

1.3.3.1 Caractéristiques des sols argileux

a. Structure et minéralogie

Les argiles sont constituées de plaquettes extrêmement fines dotées de charges électriques à leur surface. Entre ces plaquettes se trouve une pellicule d'eau liée (adsorbée), responsable de la plasticité et de la cohésion du sol. Cette structure entraîne :

- ✓ Une forte surface spécifique et une grande capacité de rétention d'eau.
- ✓ Un comportement plastique, permettant des déformations importantes avant rupture.
- ✓ Une sensibilité marquée aux variations d'humidité.

b. Plasticité et cohésion

La cohésion et la résistance des argiles dépendent de l'épaisseur de la pellicule d'eau autour des particules :

- ✓ Pellicule épaisse → sol plastique, faible résistance au cisaillement.
- ✓ Pellicule fine → sol dur mais fragile, faible tolérance aux fissures.

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) permettent de quantifier cette plasticité.

c. Compressibilité et tassements

Les sols argileux sont très compressibles et subissent des tassements lents en raison de leur faible perméabilité. Sous charge, l'eau interstitielle porte une partie de l'effort. Son évacuation progressive entraîne un réajustement du squelette solide, provoquant des tassements différés dans le temps.

d. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est souvent exprimée par la loi de Mohr-Coulomb :

$$\tau = C' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1-1)$$

Où c' est la cohésion effective, φ' l'angle de frottement interne et σ' la contrainte effective. Les argiles molles présentent généralement une faible résistance au cisaillement, ce qui nécessite des précautions particulières lors de la conception des fondations.

e. Sensibilité aux variations d'eau

Les argiles réagissent fortement aux changements d'humidité :

- ✓ Argiles normales : faible gonflement ou retrait.
- ✓ Argiles gonflantes : gonflement important à l'humidité et retrait marqué en période sèche, provoquant fissures et soulèvements

Les valeurs se trouvant dans le tableau 2.1 ci-dessous sont celles de la capacité portante de différents types de sols [7] :

Tableau 1.1 La capacité portante de différents sols

Remblais	0.05 MPa
Terrain agricole	0.05 MPa
Argile lâche	0.05 - 0.1 MPa
Argile peu solide	0.1-0.2 MPa
Argile dur solide	0.2-0.4 MPa
Sable homogène compact	0.2-0.4MPa
Sable ou gravier de bonne classe	0.4-0.6 MPa

1.4 GENERALITES SUR BETON ARME

Le béton armé est un matériau de construction composite largement utilisé dans les ouvrages modernes, allant des bâtiments aux ponts en passant par les routes et les ouvrages hydrauliques. Il résulte de l'association du béton, résistant à la compression, et des armatures en acier, très résistantes à la traction. Cette combinaison permet d'exploiter au mieux les qualités mécaniques de chaque matériau et d'obtenir une structure à la fois solide, durable et relativement économique. Grâce à sa grande adaptabilité en forme, sa bonne résistance au feu et aux actions climatiques, le béton armé s'est imposé comme l'un des matériaux essentiels du génie civil. Son utilisation nécessite cependant une conception rigoureuse, un dimensionnement conforme aux normes et une bonne mise en œuvre sur chantier afin de garantir la sécurité et la longévité des ouvrages.

1.4.1 Le béton

1.4.1.1 Définition

Le béton est un matériau composite obtenu par le mélange intime de ciment, d'eau, de granulats (sables et gravillons) et éventuellement d'adjuvants et d'additions. Après le gâchage, le béton est d'abord à l'état frais, ce qui permet sa mise en place et son compactage. Avec le temps et l'hydratation du ciment, il passe à l'état durci et acquiert une résistance mécanique et une durabilité suffisante pour assurer la portance et la longévité des ouvrages. [8]

1.4.1.2 Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- ✓ Ciment CPA 45
- ✓ La masse volumique du béton armé : 2500 kg/m³
- ✓ Résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- ✓ Résistance caractéristique à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1$ MPa. (Art A-2 12 BAEL91)

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

Si : $f_{c28} > 60$ MPa

$$f_{tj} = 0,275 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (1-2)$$

Si : $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (1-3)$$

1.4.1.3 Module de déformation longitudinale du béton

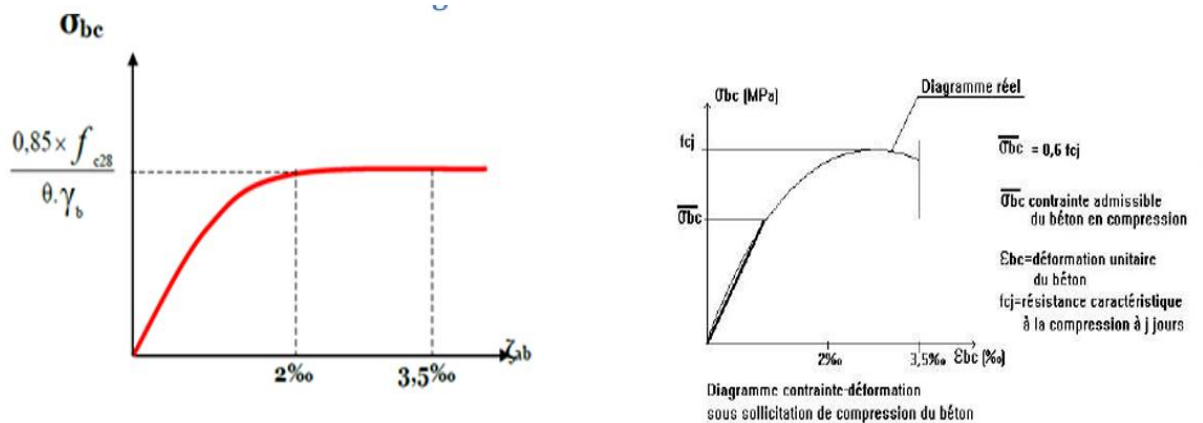


Figure 1.6 Diagramme Contrainte déformations du béton

1.4.1.4 Contraintes limites

➤ A l'Etat limite ultime

L'état limite ultime est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. La contrainte à l'ELU est notée f_{bu} tel que :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} \quad (1-4)$$

Avec :

- ✓ $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.
- ✓ $\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le fluage du béton noté ε_f , est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton. Le diagramme ci-dessous montre la courbe des contraintes du béton en fonction de sa déformation à l'ELU :

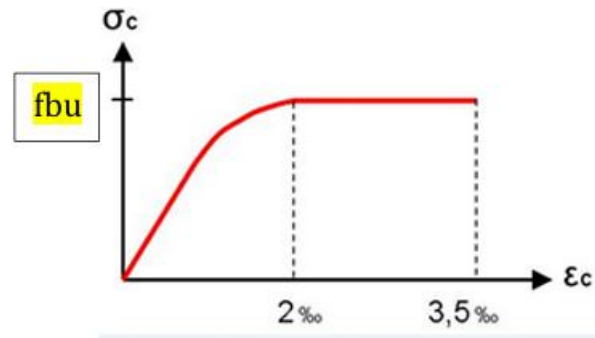


Figure 1.7 Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

→ **Contrainte limite de cisaillement** (Art A – 5.1.21 BAEL91)

✓ $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu préjudiciable.

✓ $\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable

➤ **A l'Etat limite de service :**

L'état limite de service est un état qui correspond à la valeur limite au-delà de laquelle les conditions normales d'exploitation de la structure ne sont plus satisfaites. La contrainte à l'ELS est donnée par : (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) : $f_{c28} * 0,6 = 15 \text{ MPa}$

1.4.1.5 Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

➤ **Module élastique instantané :** Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} \quad (1-5)$$

- **Et pour le module différé** : Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} \quad (1-6)$$

→ Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ en MPa ; ν : coefficient de poisson

1.4.1.6 Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement BAEL 91 :

- ✓ ELU : $\nu = 0$: calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ✓ ELS : $\nu = 0,2$: calcul des déformations (béton non fissuré).

1.5 ACIERS

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration [9].

Type d'acier employé : Barres à haute adhérence : Nuance Fe E500.

- ✓ Limite d'élasticité : $F_e = 500$ MPa
- ✓ Coefficient de sécurité : combinaisons fondamentales $\delta_s = 1,15$
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

➤ . La contrainte limite de l'acier

- A l'ELU on adopte le diagramme contrainte déformation de l'acier telle qu'elle est illustrée dans la figure suivante :

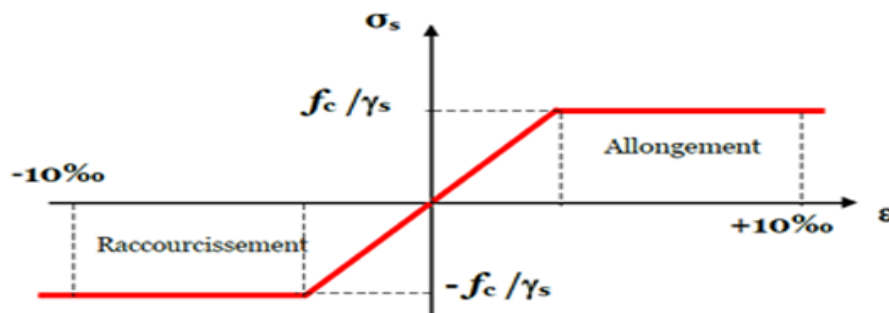


Figure 1.8 Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

- ✓ f_e : contrainte limite élastique
- ✓ γ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.
- ✓ σ_s : *contrainte de l'acier*
- ✓ ϵ_s : coefficient de sécurité de l'acier à pour valeur: $\begin{cases} 1.15 \text{ cas d'actions courantes} \\ 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles} \end{cases}$
 - A l'ELS : Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :
 - ✓ Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
 - ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta)$ (MPa)
 - ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

1.6 CONCLUSION PARTIELLE

Ce premier chapitre a présenté les bases théoriques nécessaires à la compréhension de la conception et du dimensionnement d'un bâtiment institutionnel en béton armé. Il a permis d'aborder les exigences architecturales, pédagogiques et environnementales liées à la réalisation d'un établissement d'enseignement supérieur. En outre, les différents types de fondations ainsi que les notions essentielles sur le béton armé et les armatures ont été exposés. L'ensemble de ces éléments constitue un cadre de référence indispensable pour la conception structurale du bâtiment étudié. Ainsi, ces généralités servent de base scientifique et technique pour la démarche méthodologique développée dans la suite du travail.

Chapitre 2 : METHODOLOGIE

2.1 INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre essentiel pour l'objet de la recherche scientifique qui concerne la conception et le dimensionnement d'une structure R+1 à usage Institut supérieur Médical. Ce chapitre vise à exposer la démarche méthodologique suivie tout au long de cette étude. Il présente de manière structurée les étapes et procédures mises en œuvre pour atteindre les objectifs fixés, en s'appuyant sur les bonnes pratiques du génie civil et les normes de construction en vigueur. Dans un premier temps, il sera question de situer le site d'étude et d'analyser la caractérisation géotechnique du sol, ce qui constitue une base essentielle pour la conception. Par la suite, la démarche de conception architecturale et structurale de l'ouvrage sera détaillée, mettant en évidence les choix techniques adoptés.

2.2 PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE

Le territoire de Walungu est une entité administrative située dans la province du Sud-Kivu en République démocratique du Congo, à environ 45 km à l'ouest de la ville de Bukavu le long de la route nationale 2. Il regroupe 44 localités organisées en villages et s'étend sur une superficie de 1 737 km² et compte plusieurs centaines de milliers d'habitants répartis dans des groupements et villages ruraux, avec une diversité de langues, le groupement de Walungu fait partie des seize groupements qui composent la collectivité-chefferie de Ngweshe, dans le territoire de Walungu. Ses limites géographiques sont les suivantes [10]:

- ✓ Au nord : le groupement d'Izege
- ✓ Au sud : le groupement de Burhale
- ✓ À l'ouest : le groupement de Kaniola
- ✓ À l'est : le groupement de Lurhala
- ✓ Au nord-est : le groupement d'Ikoma
- ✓ Au sud-est : le groupement de Nduba

La figure 2.1 montre l'image satellite du territoire de Walungu

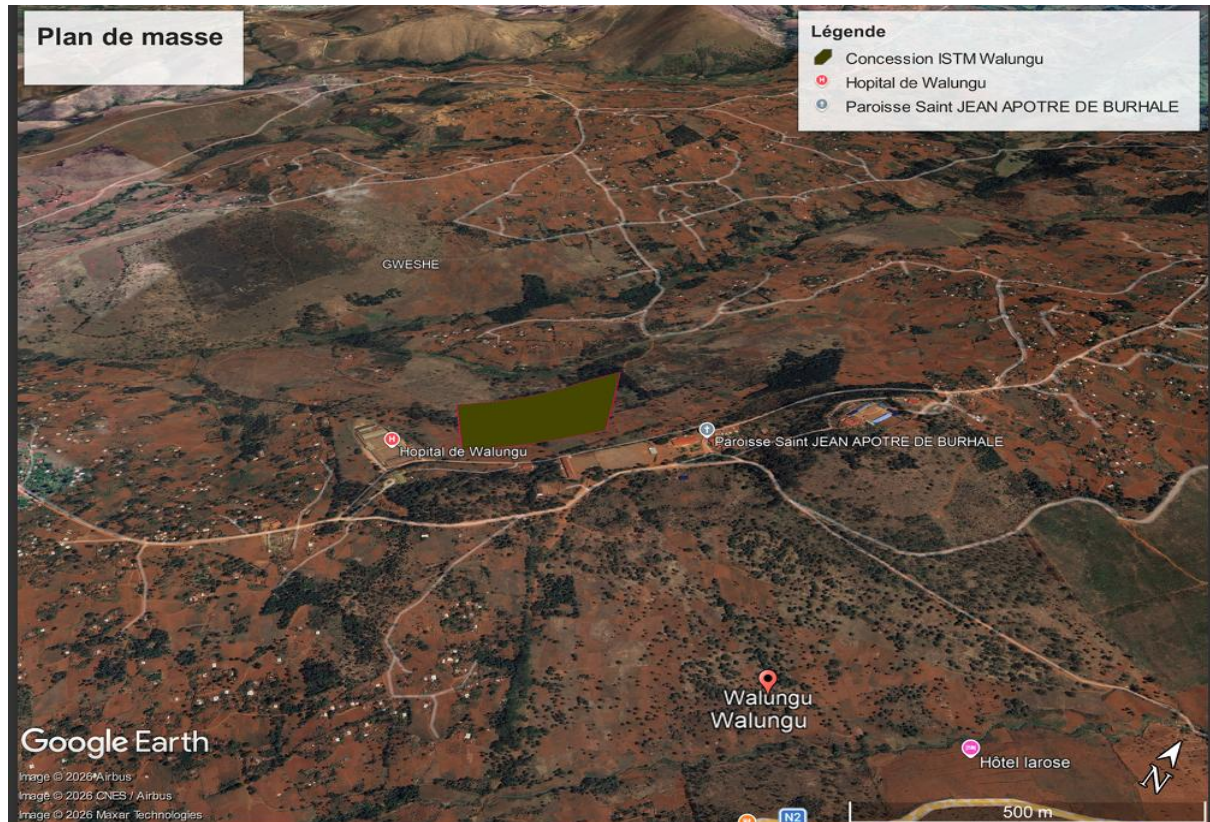


Figure 2.1 Situation géographique du site

2.3 CONCEPTION ARCHITECTURALE ET STRUCTURALE

La conception architecturale et structurale constitue une étape fondamentale dans la réalisation d'un bâtiment durable, fonctionnel et sécurisé. L'architecture représente l'art d'imaginer et d'organiser les espaces en fonction d'objectifs précis. Une bonne conception doit tenir compte à la fois des caractéristiques du site d'implantation et des besoins des futurs utilisateurs, tout en respectant les normes et règlements en vigueur. Dans le cadre d'un établissement d'enseignement supérieur technique en milieu rural, cette démarche vise à garantir un cadre d'apprentissage fonctionnel, sécurisé et durable.

2.3.1 Présentation de l'ISTM Bukavu

Créé par l'ordonnance présidentielle n°81/174 du 7 octobre 1981 et ouvert en octobre 1983, l'Institut Supérieur des Techniques Médicales de Bukavu (ISTM/Bukavu) est un établissement public d'enseignement supérieur situé dans la commune de Kadutu, à Bukavu, en République Démocratique du Congo. Sa mission principale est de former des cadres spécialisés et compétents dans les sciences et techniques médicales et paramédicales, afin de répondre aux besoins sanitaires de la province du Sud-Kivu et de la RDC en général [1].

L'institut propose un large éventail de filières de premier cycle (Licence) réparties en plusieurs sections, notamment les Soins Généraux, la Santé Communautaire, la Nutrition et Diététique, les Techniques de Laboratoire, les Techniques Pharmaceutiques, la Sage-Femme, l'Anesthésie et Réanimation, ainsi que la Gestion des Organisations de Santé.

Fort d'un corps enseignant expérimenté et de plus de 3 700 étudiants, l'ISTM/Bukavu propose également des formations de Master complémentaire pour une spécialisation avancée dans des domaines clés comme la biochimie clinique ou la santé de la reproduction. L'importance de cette institution est capitale, car elle contribue de manière significative au développement sanitaire et à l'amélioration des services de santé, en luttant contre la pénurie de professionnels qualifiés sur le terrain.

2.3.2 Organisation des espaces du bâtiment

La conception du bâtiment s'appuie sur l'analyse des besoins académiques et administratifs de l'institution, notamment l'effectif prévisionnel des étudiants, le nombre de filières, ainsi que les exigences pédagogiques propres à un établissement technique médical. Ce travail prévoit des salles de cours adaptées, soit 24 salles destinées à accueillir 2000 étudiants, des bureaux des professeurs, soit 10 bureaux et une salle de professeurs, et l'administration des espaces pratiques et des zones favorisant de bonnes conditions d'apprentissage.

Le bâtiment étudié est une structure de type R+1, conçue pour optimiser l'utilisation de l'espace tout en assurant le confort et la sécurité des occupants. La distribution des locaux a été pensée

de manière rationnelle afin de faciliter la circulation, améliorer l'accessibilité et permettre un déroulement efficace des activités académiques.

Le rez-de-chaussée est principalement dédié aux activités académiques. Il comprend les bureaux des professeurs, facilitant leur accessibilité aux étudiants et encourageant les échanges pédagogiques. Ce niveau abrite également un nombre important de salles de cours, dimensionnées de manière à offrir de bonnes conditions d'apprentissage, notamment en matière d'éclairage naturel, de ventilation et de circulation. Cette configuration permet une utilisation efficace des espaces tout en limitant les déplacements internes.

L'étage est destiné à compléter les capacités d'accueil du bâtiment en intégrant d'autres salles de professeurs ainsi que des espaces pouvant être adaptés à différents usages académiques. La répartition verticale des locaux contribue à une meilleure organisation fonctionnelle et permet d'anticiper l'évolution future des besoins de l'institution.

Une toiture terrasse accessible est également envisagée pour répondre à certains besoins fonctionnels.

L'ensemble de la conception met l'accent sur la sécurité, le confort thermique, l'éclairage naturel et la durabilité, des critères indispensables pour assurer la performance du bâtiment sur le long terme, ainsi que la réception de 2000 étudiants.

Nous répartissons nos pièces de la manière suivante :

a. Rez-de-chaussée

- ✓ Les auditorios
- ✓ Les bureaux des professeurs
- ✓ Salle de professeurs
- ✓ Laboratoires
- ✓ Les sanitaires
- ✓ Amphithéâtre
- ✓ Guichet

b. Etage R+1

- ✓ Les auditorios

- ✓ Les bureaux des professeurs
- ✓ Bibliothèque
- ✓ Les sanitaires
- ✓ Salle d'informatique

a. Toiture terrasse

Une toiture terrasse accessible est envisagée afin de répondre à des besoins techniques et fonctionnels, notamment pour l'entretien des installations ou l'aménagement futur d'équipements complémentaires.

b. Structure pour Administration

- ✓ Réception
- ✓ Comptabilité
- ✓ Caisse
- ✓ Archive
- ✓ Informatique
- ✓ Bureau pour recteur
- ✓ Bureau pour secrétaire
- ✓ Bureau du conseiller

2.4 ETUDE STRUCTURALE

La réalisation d'une étude structurale rigoureuse constitue une étape indispensable pour garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité d'un ouvrage. Au-delà de l'objectif de fiabilité, cette analyse permet également d'optimiser l'utilisation des matériaux et de maîtriser les coûts de construction. Pour le dimensionnement des différents éléments de la structure, il est essentiel de s'appuyer sur des règlements techniques reconnus ainsi que sur les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier [11].

Dans le cadre de ce travail, le calcul des éléments porteurs est effectué conformément aux normes de conception en vigueur, telles que les recommandations de BAEL 91/99 [12] et les principes du béton armé. Ces référentiels fournissent des directives précises pour le

dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants, assurant ainsi un niveau de sécurité compatible avec un bâtiment destiné à accueillir du public.

Cette section est consacrée au pré dimensionnement des principaux composants de la structure. L'analyse porte notamment sur la descente des charges, étape essentielle permettant d'évaluer les sollicitations appliquées à escaliers, de l'ouvrage, ainsi que sur le dimensionnement des planchers, des poutres, des poteaux et des fondations. Une attention particulière est accordée aux éléments les plus sollicités afin de vérifier leur capacité à reprendre les charges transmises et à garantir l'équilibre global de la structure.

Ainsi, l'étude structurale vise à proposer un système constructif capable de répondre aux exigences de résistance tout en passant aux joints de dilatation, de stabilité et de serviabilité, tout en assurant la pérennité du bâtiment dans son environnement.

2.5 LE PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURE

Ce point est réservé au pré dimensionnement des quelques éléments de structure. Le pré dimensionnement s'effectue en utilisant généralement des formules empiriques permettant d'avoir une idée sur les coffrages des organes de structure. Les dimensions ainsi trouvées seront ajustées pour obtenir des sections qui satisfassent les conditions réglementaires de résistance tout en respectant l'aspect économique. Le pré dimensionnement des éléments de structures est nécessaire pour la saisie de la structure dans le programme de calcul. Il sera fait selon les règles du CBAs93(BAEL 91) et du RPA 99 Version 2003 [13].

2.5.1.1 Pré dimensionnement du plancher (dalle)

Une dalle est un élément de construction généralement horizontal de forme rectangulaire, parfois incliné (paillasse d'escalier) dont l'épaisseur h est petite par rapport aux dimensions en plans (les portées L_X et L_Y).

On définit ensuite un coefficient α comme étant le rapport :

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} \quad (2-1)$$

α Est compris entre 0,4 et 1 : $0,4 \leq \alpha \leq 1$

La dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L}{35} < e < \frac{L}{30} \quad (2-2)$$

➤ La dalle reposant sur trois appuis ou quatre :

$$\frac{L}{50} < e < \frac{L}{40} \quad (2-3)$$

Note : On parlera de la dalle pleine Unidirectionnelle lorsque $\alpha \leq 0,4$ et Bidirectionnelle lorsque $0,4 \leq \alpha \leq 1$

La figure 2.2 illustre les différentes dalles expliquées ci-dessus

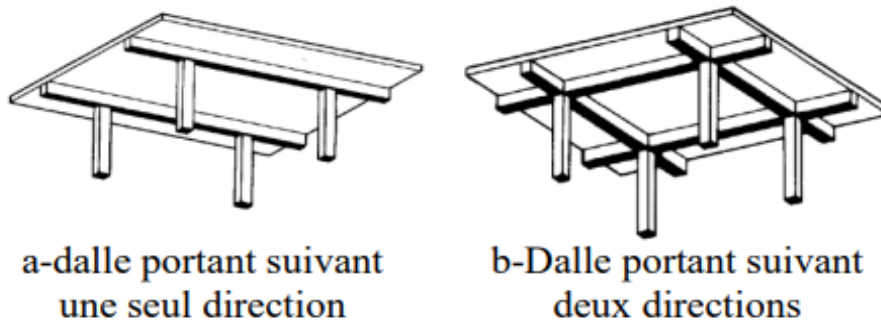


Figure 2.2 Typologie des dalles

2.5.1.2 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont des sections transversales soit rectangulaires ou carrées, elles ont pour rôle de transmettre les charges aux poteaux.

Elles doivent satisfaire les conditions suivantes pour déterminer la hauteur et la base :

➤ **Critère de rigidité d'après BAEL91 :**

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \quad (2-4)$$

Avec :

✓ h : Hauteur de la poutre principale.

- ✓ b : largeur de la poutre.
- ✓ L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui,

Ces limites permettent d'obtenir une rigidité suffisante afin de réduire les flèches excessives et d'améliorer le confort des usagers du bâtiment.

➤ **Conditions du R.P.A 99 V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (2-5)$$

➤ **Sortes des poutres :**

- ✓ **Poutres continues ou poutres secondaires :** sont des poutres qui se reposent sur plus de deux appuis sans interruption. La section de cette poutre est donnée par la formule (2-6) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_t}{20} \leq h \leq \frac{L_t}{12} \\ 0.4h \leq b \leq 0.5h \end{array} \right. \quad (2-6)$$

- ✓ **Poutres principales ou maitresses :** elles reçoivent les charges provenant des poutres secondaires et les transmettent aux poteaux ou aux murs porteurs. Elles sont généralement plus grandes et plus résistantes car elles supportent des charges plus élevées.

La section est donnée par la formule (2-7) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_t}{15} \leq h \leq \frac{L_t}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.5h \end{array} \right. \quad (2-7)$$

- ✓ **Poutres croisées** : elles sont disposées perpendiculairement aux autres formant un quadrillage structurel.

Le respect de ces conditions contribue à améliorer la résistance de la structure face aux sollicitations, notamment dans les zones susceptibles de subir des actions sismiques modérées. Pour un institut supérieur implanté dans le territoire Walungu, ces précautions sont particulièrement importantes afin de garantir la sécurité des étudiants, du personnel académique et administratif.

La figure 2.3 montre comment sont disposées les différentes poutres

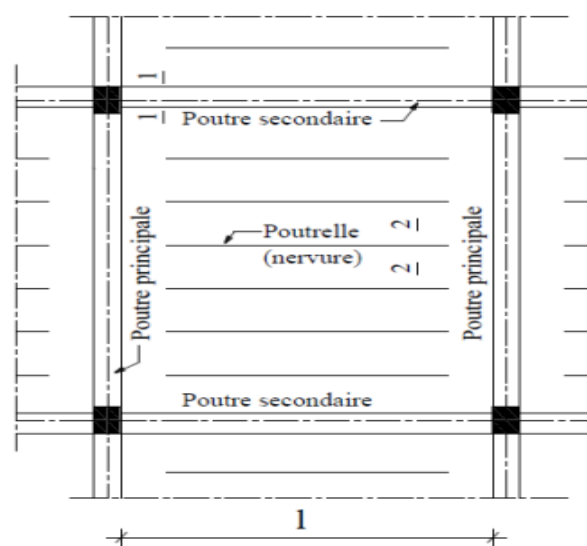


Figure 2.3 Disposition des poutres

2.5.1.3 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations [14].

Le pré dimensionnement des poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA99/V2003, et le CBA 93.

Afin d'éviter le risque de flambement, l'élançement λ doit être inférieur à 70. Cette caractéristique mécanique est définie comme le rapport de la longueur de flambement au i droite du béton seul, calculé dans le plan de flambement.

➤ **Critère d'élançement et de flambement**

Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, l'élançement λ du poteau doit être limité. Il se définit par le rapport entre la longueur de flambement L_f et le rayon de giration minimal i_{\min} de la section transversale. Ainsi nous avons les formules :

L'élançement mécanique d'un poteau comprimé	$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}}$	(2-8)
---	----------------------------------	-------

Longueur de flambement	$\rightarrow L_f = 0.7 * l_0$	(2-9)
------------------------	-------------------------------	-------

Le rayon de giration étant le rapport entre le moment d'inertie et la section A	$\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$	(2-10)
---	--------------------------------------	--------

Moment d'inertie	$\rightarrow I = \frac{b * h^3}{12}$	(2-11)
------------------	--------------------------------------	--------

Avec :

- ✓ l_0 : longueur libre du poteau
- ✓ B : Section transversale du poteau

D'où nous obtenons la relation (2-12) :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 2\sqrt{3} \cdot \frac{L_f}{h} \quad (2-12)$$

Le dimensionnement des éléments verticaux, particulièrement les poteaux les plus sollicités, s'appuie sur la méthode de la descente des charges. Conformément aux règles du CBA 93, l'effort normal ultime agissant, noté N_u , doit satisfaire la condition suivante (2-13) :

$$N_u \leq \alpha \left(Br \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + As \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2-13)$$

Avec :

- ✓ Br : Section réduite du poteau (cm^2)
- ✓ As : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul,
- ✓ $fc28$: Résistance à la compression du béton, ($fc28=25\text{MPa}$)
- ✓ fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé,
- ✓ $\gamma b = 1,5$: coefficient de sécurité de l'acier,
- ✓ α : Coefficient réducteur (fonction de l'élançement mécanique λ)

$$\text{Pour } \lambda \leq 50, \begin{cases} \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2]} = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2 \end{cases} \quad (2-14)$$

$$\text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70, \begin{cases} \alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \end{cases} \quad (2-15)$$

Note : Si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours, le coefficient α est réduit par un facteur de 1,10 et Si ce délai est inférieur à 25 jour, on utilise la résistance fcj au lieu de $fc28$ et le coefficient de réduction passe à 1,20.

La section réduite Br (la section transversale) doit être vérifiée pour garantir que l'élançement reste dans les limites admissibles du projet. Elle est donnée par la relation suivante :

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{0,85 \cdot fc28}{0,9 \cdot \gamma b} + \frac{0,85 fe}{100 \gamma s}} \quad (2-16)$$

Pour une section réduite :

$$Br \leq (a - 2) \times (b - 2) \quad (2-17)$$

Le calcul de l'effort normal est fait par la relation :

$$Nu = n \times k \times PU \quad (2-18)$$

➤ **Prescriptions réglementaire (RPA 99, art.7.4.1)**

Conformément aux règles parasismiques algériennes, les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions géométriques suivantes :

- ✓ Dimension minimale : $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ Rapport de hauteur : $\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$
- ✓ Élançement de section $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Note : he correspond à la hauteur libre de l'étage, h la hauteur du poteau et b la largeur du poteau

2.5.1.4 Pré dimensionnement Escalier

L'escalier a pour fonction :

- ✓ Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattaché essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales,
- ✓ Être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation (résistance mécanique),
- ✓ Résister aux différentes contraintes (climat, usures, etc.) auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité),
- ✓ Parfois, contribuer décorer l'espace dans lequel il est implanté.

La figure 2.4 illustre le schéma d'un escalier :

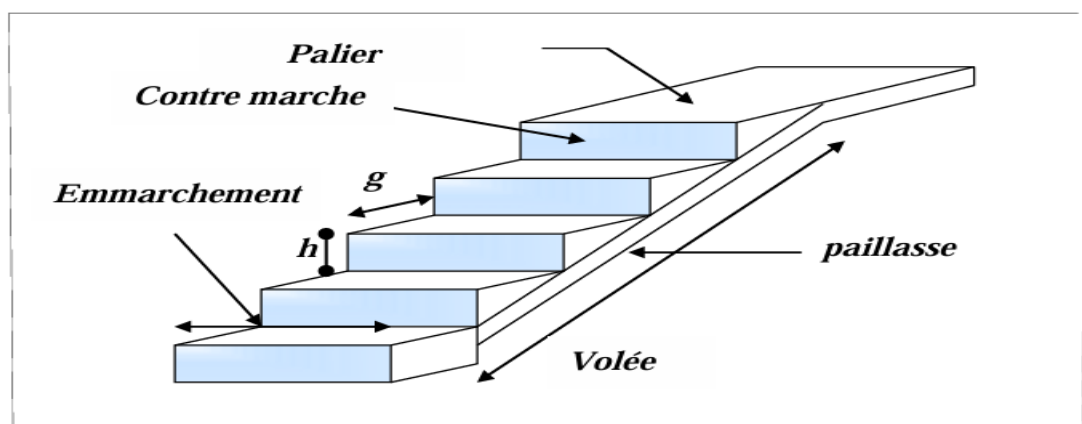


Figure 2.4 Schéma d'un escalier

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la formule de BLONDEL illustrée par la formule (2-19) :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm} \quad (2-19)$$

- ✓ h est la hauteur de la contre marche, donné par : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- ✓ g est la largeur de la marche qui est conditionné par : $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

On obtient les dimensions des éléments de l'escalier par les relations suivantes :

Le nombre des contremarches	$n \times h = Hv$	(2-20)
Nombre des marches	$(n - 1)g = L$	(2-21)
La hauteur de la volée	$Hv = \frac{H}{2}$ (2-22)	(2-23)
La longueur de la ligne de foulée L	$L = g(n - 1)$	(2-24)
Nombre de marches	$m = (n - 1)$	(2-25)
La longueur de la paillasse	$Lp = \frac{Hv}{\sin\alpha}$	(2-26)
L'inclinaison de la paillasse	$\tan\alpha = \frac{H}{L}$	(2-27)
L'épaisseur e du palier de l'escalier	$\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20}$	(2-28)

Avec

- ✓ g : giron (largeur de la marche)
 - ✓ Hv : hauteur de la volée.
 - ✓ H : hauteur d'étage.
 - ✓ h : hauteur de la marche
- Dans notre travaille on va se limiter à faire ce dimensionnement selon les formules ci-dessus pour l'escalier.

2.5.1.5 La descente de charges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, soit directement (poids des personnes sur un plancher), soit par l'intermédiaire d'autres éléments afin de procéder à l'étude mécanique et au dimensionnement de celui-ci [15].

1) Evaluation des charges

Pour un bâtiment, généralement les charges statiques réglementaires appliquées sont :

- ✓ Les charges permanentes noté G.
- ✓ Les charges d'exploitation ou surcharges noté Q.

a) Charges permanentes(G)

Les charges permanentes présentent la charge morte. Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonneries, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol, menuiseries...). Elles résultent du poids volumique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. Nous prendrons pour le béton armé un poids volumique de 25 KN/m³. La norme NF P 06-004 précise les poids volumiques des divers matériaux de construction.

Pour les dalles : Poids volumique x épaisseur (kN /m²)

Pour les poutres : Poids volumique x section (kN /ml)

Pour les poteaux : Poids volumique x section x hauteur (kN)

b) Les charges d'exploitation (Q)

Ce type de charge est variable dans le temps et est lié aux conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ces charges sont aussi principalement gravitaires donc verticales. Pour un immeuble on peut l'assimiler aux poids propres des personnes et biens occupant l'immeuble. Suivant sa fonctionnalité, la réglementation BAEL donne les différentes valeurs des charges surfaciques à prendre en compte [9]. Le tableau suivant illustre les différentes charges d'exploitation pour le bâtiment.

Tableau 2.1 Charges d'exploitation

Nature et destination	Q(kN/m ²)
Terrasse accessible privée	1.5
Terrasse inaccessible	1
Habitation	1,5
RDC	5
Mezzanine	1,75
Plancher sous-sol	2.5
Salle de réunion	2,5
Escaliers	2,5

c) Sollicitations

Les sollicitations sont les effets provoqués en chaque endroit de la construction par les actions. Elles sont exprimées sous forme de grandeurs classiques en RDM comme suite :

- ✓ L'effort normal
- ✓ L'effort tranchant
- ✓ Le moment fléchissant
- ✓ Le moment de torsion

On prendra la somme des toutes différentes sortes d'actions en les affectant de coefficients particuliers et en suite on fera la combinaison des actions afin de trouver des sollicitations globales.

2) Principe de la Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation, or le bâtiment ne dépasse pas 2 étages donc il n'y a pas lieu d'appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation. Les valeurs obtenues ainsi permettront de dimensionner les éléments porteurs.

3) Calcul des charges du plancher supportées par le poteau (Si)

$$S = \sum_{i=1}^4 S_i \quad (2-29)$$

Les charges permanente et d'exploitation revenant du plancher et supportée par le poteau sont données par les formules ci-dessous :

$$G_{pt} = S \times G_{pl} \quad (2-30)$$

$$Q_{pt} = S * Q_{pl} \quad (2-31)$$

Avec :

- ✓ G_{pt} : La charge permanente supportée par le Poteau, elle est centrée (KN)
- ✓ G_{pl} : La charge permanente du plancher, elle est surfacique (KN/m²)
- ✓ Q_{pt} : la charge d'exploitation supportée par le poteau, elle est centrée (kN, ...)

d) Calcul des charges de la poutre supportée par le poteau

On obtient poids propre de la poutre est donné par la formule suivante :

$$G_p = \rho \times \frac{V_p}{2} \quad (2-32)$$

Avec :

- ✓ ρ : masse volumique du béton armé : $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$
- ✓ V_p : volume de la poutre : $V_p = b * h * L_p$
- ✓ L_p : la portée entre axes de la poutre

La charge d'exploitation revenant de la poutre est donnée par la relation (2 – 33) :

$$Q_p = Q_{pl} \times L_p \times \frac{b}{2} \quad (2-33)$$

e) Le poids propre du poteau

Le poids propre du poteau est donné par cette formule :

$$P_p = \rho \times h_p \times a \times b \quad (2-34)$$

Avec :

- ✓ a , la base de la section du poteau
- ✓ b , la hauteur la section du poteau
- ✓ h_p , la hauteur du poteau,

2.5.2 Dimensionnement des éléments structuraux

Pour le dimensionnement des éléments structuraux, les méthodes de calculs basées sur le BAEL 91/99 et d'autres normes structurales pertinentes pour la construction en béton armé serviront afin d'assurer une précision accrue dans notre analyse. Nous ferons plusieurs calculs analytiques pour vérifier et approfondir les aspects de la conception structurelle et le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2024 nous permettra de faire la modélisation et l'analyse.

c. Dimensionnement du poteau le plus chargé

L'objectif est de vérifier sa résistance à la compression simple et au flambement afin de garantir la stabilité globale de l'ouvrage. Les calculs visent à déterminer la section d'acier et de béton nécessaire pour supporter les charges permanentes et d'exploitation les plus critiques.

➤ Vérification de la section du le poteau

La section doit satisfaire à la condition ci-dessous pour vérifier si le béton n'est pas sur-sollicité

$$\sigma \leq \sigma_b \quad (2-35)$$

Avec σ_b la contrainte admissible en compression simple et σ La contrainte du poteau

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad (2-36)$$

Avec N la force axiale ou bien la charge sur poteau et S la surface du poteau.

➤ Armatures longitudinales pour le poteau

Effort résistant selon BAEL est donnée par la relation suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + A * \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (2-37)$$

Avec :

- ✓ B_r : la section réduite du béton (-1cm de chaque côté)
- ✓ γ_b : coefficient du béton
- ✓ γ_s : coefficient de l'acier
- ✓ f_{c28} : résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours
- ✓ f_e : limite d'élasticité de l'acier
- ✓ α : coefficient de réduction de l'effort normal en fonction de l'élanement

➤ **Armatures transversales pour le béton**

Le diamètre des armatures transversales dépend du diamètre des longitudinales et est donnée par la relation (2-38) et l'espacement est donnée par la relation (2-39) :

$$\phi t = \frac{\phi L}{3} \quad (2-38)$$

$$t \leq 15\phi L_{min} \quad (2-39)$$

d. Dimensionnement de la dalle

Le dimensionnement de la dalle, l'élément horizontal assurant la répartition des charges vers les porteurs verticaux, l'analyse porte sur la détermination de l'épaisseur optimale et des sections d'armatures nécessaires pour satisfaire les critères de résistance et de flèche.

➤ **Calcul des sollicitations**

Moments sont donnés par les relations (2-40) et (2-41)

$$M_{ux} = \mu_x \times p \times L_x^2 \quad (2-40)$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} \quad (2-41)$$

Avec P la charge par m de la dalle.

Efforts tranchants sont donnés par les relations (2-42) et (2-43)

$$V_x = P * \frac{L_x * L_y}{L_x * 2L_y} \quad (2-42)$$

$$V_y = P * \frac{L_x}{3} \quad (2-43)$$

La section des armatures est trouvée en utilisant la formule (2-44) :

$$A_u = \frac{M_{oy}}{\beta * f_{su}} \quad (2-44)$$

Condition de non fragilité est donnée par l'équation (2-45) :

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d \quad (2-45)$$

Pour la vérification effort tranchant il faut que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{100d} \leq 0,05 * f_{c28} \quad (2-46)$$

e. Dimensionnement de la poutre la plus chargée

Nous nous servons de la méthode de Caquot parce que notre fissuration est considérée comme peu préjudiciable et $Q \geq 2,5KN/m^2$ et nous avons une inertie constante.

Pour un panneau portant dans les deux sens, la dalle transmet une charge soit triangulaire soit trapézoïdale. Alors il faut chercher un diagramme rectangulaire pouvant donner le même moment que ces diagrammes. [16]

$$l_{m1} = 0,33 * L \quad (2-47)$$

$$l_{m2} = 0,5 - \frac{\alpha^2}{Ly} * Lx \quad (2-48)$$

Avec :

- ✓ l_{m1} , largeur correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment que le diagramme triangulaire.
- ✓ l_{m2} , largeur correspondant à un diagramme triangulaire qui donnerait le même moment que le diagramme trapézoïdal

Pour calculer les moments sur les appuis, on utilise les longueurs virtuelles qu'on appelle portées fictives et elles sont trouvées en utilisant les relations suivantes :

- ✓ $l' = 0,8l$ Pour la travée intermédiaire
- ✓ $l' = l$ Pour la travée de rive

Le moment sur les appuis avec le moment d'inertie I est une constante est trouvé en utilisant la formule (2-49) suivante :

$$M_i = - \frac{P_w * (l'_w)^3 + P_e * (l'_e)^3}{8,5 * (l'_w + l'_e)} \quad (2-49)$$

- Moment en travées est trouvé en utilisant la relation :

$$M(x) = \mu(x) + Mw \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + Me \frac{x}{l_i} \quad (2-50)$$

Avec : $\mu(x) = -\frac{Px^2}{2} + \frac{Pl}{2}x$ le moment de la poutre isostatique

X est l'abscisse à laquelle le moment est max.

- L'effort tranchant est trouvé en utilisant la formule (2-51) :

$$V_{(x)} = -\frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{M_w - M_e}{l_i} \quad (2-51)$$

Pour un appui de rive :

- L'effort tranchant de référence est trouvé en utilisant la formule (2-52) :

$$V_o = \frac{P * l}{2} \quad (2-52)$$

Les armatures longitudinales en ELU pour les travées sont trouvées en utilisant la formule suivante :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta * b * f_{ed}} \quad (2-53)$$

$$\beta = d(1 - 0,4\alpha) \quad (2-54)$$

Avec : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * N_{bu}})$ (2-55)

$$N_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}} \quad (2-56)$$

Nous n'avons pas d'aciers comprimés lorsque la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\mu_u > N_{bu} \quad (2-57)$$

Les armatures longitudinales en ELU sont trouvées en utilisant la formule suivante

$$A_s = \frac{Ms}{\beta * \tau_s} \quad (2-58)$$

$$\text{Avec :} \quad \tau_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5f_e = 200MPa \\ 110\sqrt{\eta * f_{t28}} = 201,63MPa \end{array} \right. \quad (2-59)$$

$$\tau_{bc} = 0,6 * 25 = 15 MPa \quad (2-60)$$

Il faut que la condition soit vérifiée :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) b * d^2 * \tau_{bc} > M_{st} \quad (2-61)$$

$$\text{Avec :} \quad \alpha_1 = \frac{15 * \tau_{bc}}{15 * \tau_{bc} + \tau_s} \quad (2-62)$$

Pour savoir si nous n'avons pas besoin d'armatures de compression, on utilise :

$$\beta = \frac{15}{16} * d * \frac{40 * N_s + 1}{54 * N_s + 1} \quad (2-63)$$

$$N_s = \frac{Ms}{b * d^2 * \tau_s} \quad (2-64)$$

La section des aciers A est égale a la plus grande valeur trouvée entre les calculs faites en ELU et ELS. Les contraintes sont vérifiées en utilisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \tau_{bc} \\ \sigma_s \leq \tau_s \end{cases} \quad (2-65)$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = K * y_1 \text{ et } \sigma_s = 15 * K(d - y_1) \quad (2-66)$$

$$d = h - (e + \phi_{RL} + \phi_{HA}) \quad (2-67)$$

$$y_1 \text{ Est trouvé en résolvant l'équation } \frac{b}{2} y_1^2 + n * A * y_1 - n * A * d = 0 \quad (2-68)$$

Avec $n = 15$ coefficient d'équivalence

D'où le moment quadratique I_1 est trouvé en faisant

$$I_1 = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 * A(d - y_1)^2 \quad (2-69)$$

$$K = \frac{Mser}{I_1} \quad (2-70)$$

Pour les appuis en ELU les armatures longitudinales sont trouvées en utilisant la formule :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta * b * f_{ed}} \quad (2-71)$$

Si la condition (2-72) est vérifiée, ceci implique nous n'avons pas des aciers comprimés.

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 * 25}{1,5} \quad (2-72)$$

$$N_{bu} = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bu}} \quad (2-73)$$

$$\text{Avec} \quad d = 0,9 * h \quad (2-74)$$

Les armatures transversales sont aussi trouvées en utilisant la formule :

$$\frac{A_t}{b * S_t} * \frac{f_{et}}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u}{0,9} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b * \gamma_s * \tau_u}{f_{et} * 0,9} \quad (2-75)$$

f. Dimensionnement de la fondation

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel elle va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble [13].

La figure 2.7 ci-dessous illustre le schéma d'une semelle isolée :

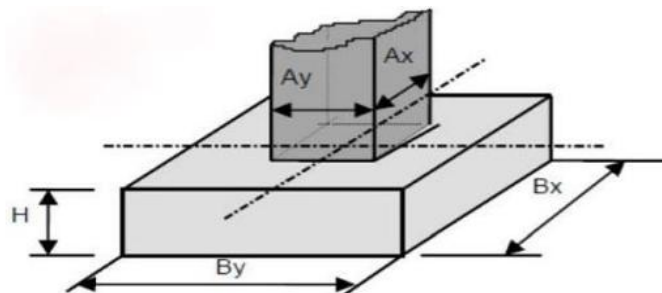


Figure 2.5 semelle isolée

➤ Détermination de la géométrie de la semelle

Pour que la fondation soit en équilibre, elle doit satisfaire à la condition suivante :

$$\tau_{sol} \geq \frac{Nser}{A * B} \quad (2-76)$$

Avec

- ✓ τ_{sol} , La contrainte admissible du sol
- ✓ A et B la longueur et la largeur de la semelle
- ✓ Nser La charge supportée par la fondation

Pour trouver A et B, on utilise l'homothétie : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

La hauteur de la semelle h est déterminée en utilisant la formule $h = d + 5cm$

Avec :

$$d = \max\{da; db\} = \max\left\{\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right\}$$

Le poids propre de la semelle est trouvé avec la formule : $Pp = V * \gamma$

➤ **La section des armatures :**

La section des armatures est trouvée en utilisant la formule ci-dessous :

$$A = \frac{P_u(A - a)}{8 * d * \sigma_s} \quad (2-77)$$

2.6 PRESENTATION DES OUTILS DE MODELISATION ET DE CONCEPTION NUMERIQUE

Dans le cadre de la conception et du dimensionnement de la structure, l'utilisation des outils informatiques constitue une étape indispensable pour assurer la précision des calculs et la fiabilité des résultats. Les logiciels de modélisation permettent de représenter l'ouvrage avec exactitude et de simuler son comportement face aux différentes sollicitations qu'il pourrait subir au cours de son exploitation. Pour la réalisation de cette étude, deux logiciels complémentaires ont été retenus : ArchiCAD pour la conception architecturale et Autodesk Robot Structural Analysis pour l'analyse et le dimensionnement de la structure.

2.6.1 Présentation des Logiciel (Robot Structural Analysis et ArchiCAD)

ArchiCAD est un logiciel de conception assistée par ordinateur basé sur le principe du Building Information Modeling (BIM). Il permet de produire une maquette numérique complète intégrant les différentes composantes du bâtiment. Son utilisation dans ce travail a facilité l'élaboration des plans du bâtiment R+1 à usage institut supérieur, en tenant compte des exigences fonctionnelles, de l'organisation des espaces et du confort des futurs occupants.

La modélisation tridimensionnelle offre une meilleure lecture du projet et aide à anticiper les éventuelles incompatibilités avant la phase de réalisation. Parmi les principaux apports d'ArchiCAD, on peut citer :

- ✓ La conception détaillée des plans architecturaux ;
- ✓ La visualisation en trois dimensions de l'ouvrage ;
- ✓ La définition précise des dimensions des éléments structuraux tels que les poteaux, poutres, dalles et murs ;
- ✓ L'amélioration de la coordination entre les aspects architecturaux et techniques ;
- ✓ La réduction des erreurs de conception grâce à la maquette numérique.

Le dimensionnement de la structure a été effectué à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, largement utilisé dans le domaine du génie civil pour l'étude des structures. Cet outil permet de modéliser le comportement réel d'un bâtiment en intégrant les différentes actions qui lui sont appliquées, notamment les charges permanentes, les charges d'exploitation et les effets environnementaux. L'utilisation de Robot Structural Analysis présente plusieurs avantages :

- ✓ L'analyse automatique des efforts internes et des réactions d'appui ;
- ✓ La détermination des déformations de la structure ;
- ✓ L'application des combinaisons de charges conformément aux règlements de calcul ;
- ✓ L'optimisation des sections des éléments porteurs ;
- ✓ La vérification de la sécurité et de la stabilité de l'ouvrage.

La combinaison d'ArchiCAD et de Robot Structural Analysis assure une continuité logique entre la conception architecturale et l'étude structurelle. ArchiCAD permet de générer une représentation fidèle du bâtiment, tandis que Robot Structural Analysis vérifie la capacité des éléments à supporter les charges prévues. Cette complémentarité contribue à limiter les risques d'erreurs et favorise une meilleure maîtrise du projet.

Le recours à ces outils numériques a ainsi permis d'accroître la précision des études, de réduire les incertitudes liées aux méthodes de calcul traditionnelles et d'aboutir à une conception fiable répondant aux exigences techniques et sécuritaires d'un bâtiment R+1 à usage scolaire prévu dans le territoire de Walungu.

2.6.2 Hypothèses de calcul

a. Caractéristiques mécaniques du béton

Notre objectif étant d'atteindre une résistance de 40 Mpa, il serait préférable d'incorporer des adjuvants à ces ciments afin d'augmenter leur performance.

- ✓ La résistance à compression (f_{c28}) : $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance à la traction (f_{t28}) : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 40 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b = 1,5$
- ✓ Module de déformations instantanées (ELU) : $E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 37619,4708 \text{ MPa}$
- ✓ Masse volumique du béton : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- ✓ La résistance de calcul :
- ✓ À l'ELU : $f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 40}{1,5} = 22,6666 \text{ MPa}$
- ✓ A l'ELS : $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

b. Caractéristiques mécaniques du béton

La résistance mécanique du béton est un paramètre clé dans le dimensionnement des structures, traduit sa capacité à supporter des charges sans rupture.

- ✓ La contrainte à la limite élastique : $f_e 500 = 500 \text{ MPa}$
- ✓ Le coefficient de sécurité de l'acier est : $\gamma_s = 1,15$.
- ✓ Contrainte de traction des armatures à l'ELU : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$
- ✓ Contrainte de traction des armatures à l'ELS (fissuration considérée comme préjudiciable) : $\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,163 \text{ MPa}$
- ✓ Avec : η un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, dont la valeur est égale à 1 pour les rond lisses et 1,6 pour les armatures à haut adhérence.

c. Nature et caractéristique du sol

Tout ouvrage de génie civil, ouvrage d'art ou bâtiment prend assise sur le sol. Ce dernier doit être étudié afin de connaître sa capacité portante. La contrainte admissible d'un état évaluée soit à partir des Essais SPT (Standard Pénétration Test) ou à partir des sondages carottés à une profondeur considérable.

Suite à l'insuffisance à des difficultés causées par la guerre, nous n'avons pas effectué le sondage pour le site de notre projet. Cependant, la province du Sud-Kivu étant reconnu par son sol argileux, ainsi pour le choix de la contrainte admissible du sol de $0,2 \text{ MPa}$ qui est une valeur moyenne entre les sols argileux [7].

2.7 CONCLUSION PARTIELLE

Ce chapitre a présenté la démarche méthodologique adoptée pour la conception et le dimensionnement du bâtiment étudié. Il a d'abord permis de situer le milieu d'étude et d'analyser les caractéristiques du site d'implantation afin de mieux adapter le projet à son environnement. Ensuite, les principes de conception architecturale et structurale ont été exposés en tenant compte des exigences fonctionnelles et des normes de construction. L'étude structurale a également permis de réaliser le prédimensionnement et le dimensionnement des différents éléments de la structure.

Par ailleurs, l'utilisation des outils de modélisation numérique a contribué à la vérification et à l'optimisation des calculs. Cette méthodologie constitue ainsi la base technique ayant conduit à l'obtention des résultats présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre 3: PRESENTATION DES RESULTATS

3.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre est consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats issus de l'étude structurale du bâtiment. Il met en évidence la démarche adoptée pour évaluer le comportement de la structure à travers une double approche, numérique et analytique. La modélisation sera réalisée à l'aide du logiciel Archicad, qui permettra d'obtenir une représentation fidèle de l'ouvrage et de faciliter l'analyse des différents éléments porteurs. Cette étape contribuera à une meilleure visualisation du fonctionnement global de la structure ainsi qu'à l'appréciation des choix constructifs retenus. Parallèlement, une descente des charges sera effectuée afin de déterminer les sollicitations transmises aux éléments structurels. Ces efforts serviront de base pour le dimensionnement analytique des dalles, poutres, poteaux et fondations conformément aux principes du calcul des structures. L'interprétation des résultats permettra enfin de vérifier la cohérence des hypothèses adoptées et d'apprécier la sécurité ainsi que la performance de l'ouvrage.

3.2 CONCEPTION ARCHITECTURALE

Nous avons effectué de différents plans architecturaux dans notre travail réalisés par le logiciel DAO ArchiCad 2026 dont nous avons le plan architectural de la RDC et celui de l'étage et de l'administration. La surface du terrain que nous allons exploiter est supposée de 1000m² et la superficie pour notre structure est de 500m².

Les plans architecturaux pour notre structure sont sur illustrés par les figures suivantes :

3.3 RESULTAT DU PRE DIMENSIONNEMENT

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des éléments de la structure avant le dimensionnement. Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

3.3.1 Pré dimensionnement de dalle

Le panneau le plus chargé pour notre projet a pour dimensions :

$$l_x = 430\text{cm}, \quad l_y = 510\text{cm}$$

On calcule le coefficient de la portance du plancher par la relation (2-1) :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{430}{510} = 0.8431$$

Nous avons : $\alpha=0,8431 > 0.4$, donc la dalle porte dans deux sens.

L'épaisseur courante appelée h_o est calculée par la relation

$$h_o \geq \frac{l_x}{40} = \frac{430}{40} = 10,75$$

Donc $h_o \geq 10,75$

Prenons $h_o = 20\text{cm}$ comme épaisseur de la dalle pour de raison de confort d'isolation thermique et phonique

3.3.2 Pré dimensionnement de la poutre

La portée maximale entre nus d'appui est de 620cm, cette portée nous permettra de calculer la hauteur de la poutre ainsi que la base par la relation (2-4)

$$\frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10}$$

$$41,3 \leq h \leq 62$$

Nous avons opté pour une hauteur de la poutre $h = 50\text{cm}$

Calculons la base de la poutre : $0,3h \leq b \leq 0,4h$

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,4 \times 50$$

$$15 \leq b \leq 20$$

Nous avons opté pour une base $b = 30\text{cm}$

Par suite, nous avons la section pour les poutres : $b \times h = (20 \times 45) \text{cm}^2$

3.3.3 Pré dimensionnement du poteau

Sachant que $l_0 = 320 \text{cm}$, on doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de risques de flambement, c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$, alors cherchons λ :

$$L_f = 0,7 \times 320 \text{cm} \rightarrow L_f = 224 \text{cm}$$

Ainsi nous trouvons la section par la formule (2-12) :

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{224}{a} \leq 50 \rightarrow a \geq 2\sqrt{3} \frac{224}{50} = 15,52 \text{cm}$$

On prend $a = 30 \text{cm}$

→ Déterminons b

Nous avons opté pour $b = 30 \text{cm}$. Donc on aura une section de **(25*30) cm²**.

On prend aussi $b=30 \text{cm}$ pour l'uniformité du poteau.

Ainsi nous avons un poteau de carré $30 \times 30 \text{cm}^2$

Le rayon de giration sera trouvé par la relation (2-9) :

$$i = \sqrt{\frac{I_Y}{B}}, \text{ d'où } B = 900 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{30}{900}} = 8,66 \text{cm}$$

L'élancement sera trouvé par la relation (2-8)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,24 \text{m}}{0,0866 \text{m}} = 25,866 < 50, \text{ La condition est vérifiée, il n'y a pas risque de}$$

flambement.

3.3.4 Pré dimensionnement de l'escalier

Avec H (hauteur d'étage) qui est égale à 320cm, on se propose de faire un escalier à deux volées avec palier de repos. Dans notre relation (2-19), formule de Blondel nous permettra de trouver la hauteur des marches h et le giron g.

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}, \text{ Prenons } h = 16\text{cm}$$

→ g : giron ou marche d'escalier

$$60\text{cm} \leq (2 \times 16) + g \leq 64\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Prenons : **g = 30cm**

→ Déterminons le nombre de contremarches par les relations (2-20) et (2-21)

$$Hv = \frac{320}{2} = 160\text{cm}, \text{ alors } n \text{ devient:}$$

$$n = \frac{160}{16} = 10, \text{ D'ou nous aurons } 20 \text{ contremarches pour deux volées}$$

Et le nombre de marches $m = (n - 1) = 19 \text{ marches}$

→ La longueur de la lignée de foulée est obtenue par la relation (2-24), ainsi on a :

$$L = 30 \times 19 = 504\text{cm}, \text{ donc } 252 \text{ pour une volée}$$

→ C'est par la relation (2-26), on obtient longueur de la pailasse :

$$\text{Sachant que l'angle d'influence } \alpha = \arctan\left(\frac{160}{252}\right) = 32,4^\circ$$

$$\text{Par suite, } L_p = \frac{160}{\sin(32,4^\circ)} = 298,6\text{cm}$$

Alors on prend l'angle $\alpha = 32$ avec 299cm comme longueur de la pailasse

→ L'épaisseur de la pailasse se détermine à l'aide de la formule (2-28) :

$$\frac{299}{30} \leq e \leq \frac{299}{20} \Rightarrow 9,99 \leq e \leq 14,95$$

On prend $e = 15\text{cm}$

a. Charge permanente pour la volée*Tableau 3.1 Les charges permanentes pour une volée de l'escalier*

Constituants	Epaisseur	Poids (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	16	0,32
Mortier de pose	0,04	20	0,8
Dalle en béton armé pour marches et contre marches	0,0875	25	2,1875
Dalle en béton armé pour la paillasse	0,15	25	3,75
Enduit	0,02	18	0,2
			G = 7,2575 kN/m²

b. Charge permanente pour un palier et la rampe*Tableau 3.2 Les charges permanentes pour le palier et la rampe*

Constituants	Epaisseur	Poids (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	16	0,32
Mortier de pose	0,04	20	0,8
Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
Enduit	0,02	18	0,2
			G = 5,07 kN/m²

3.4 DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Le but du dimensionnement des éléments structuraux est de déterminer les sections et les armatures nécessaires pour que la structure résiste en toute sécurité aux charges.

Dans ce travail nous n'allons dimensionner que le panneau le plus chargé, le poteau le plus chargé la poutre et la fondation d'une semelle isolée.

3.4.1 Résultat de l'évaluation des charges

Il nous sera utile sur ce point d'identifier, de quantifier et de combiner l'ensemble des actions agissant sur la structure, notamment les charges permanentes G issues des poids propres des éléments structuraux et les charges d'exploitation Q liées à l'usage du bâtiment.

Le poteau le plus chargé supporte une charge de plancher dont la surface totale est trouvée selon la formule (2-29)

$$S1 = S2 \text{ et } S3 = S4 \rightarrow (2 \times 1,77671) + (2 \times 2,795) = 9,14342m^2$$

3.4.1.1 Evaluations de charges sur les planchers

Les planchers étudiés sont ceux de la toiture terrasse accessible et de l'étage.

a. Dalle terrasse accessible

Notre dalle de la terrasse accessible est une dalle pleine d'épaisseur $e=20\text{cm}$ selon les résultats trouvés lors du pré dimensionnement. Elle est surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. La forme de pente à une inclinaison de 1%.

Tableau 3.3 Charge du plancher de la terrasse accessible

Matériau	Poids volumique(KN/m^3)	Epaisseur (m)	(KN/m^2)
Etanchéité multicouche	6	0.02	0,12
Forme de pente	22	0.1	2,2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
Petite couche d'asphalte	18	0,03	0,54
Dalle en BA	25	0.20	5
G			8,02
Q			2,5

Alors $G_{pt} = S * G_{pl} = 9,14342m^2 * 8,02 \text{ kN}/m^2 = \mathbf{73,33KN}$ Pour le plancher toiture en dalle pleine.

Alors on aura la charge d'exploitation venant du plancher est supportée par le poteau ;

$$Q_{pt} = S * Q_{pl} = 9,14342m^2 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{22,86 \text{ KN}}$$

b. Dalle étage

Tableau 3.4 Les charges de la dalle de l'étage courant

Matériau	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur (m)	(KN/m ²)
Etanchéité multicouche	6	0.02	0,12
Mur de brique pleine	19	0.2	3,8
Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
Petite couche d'asphalte	10	0,05	0,5
Dalle en BA	25	0.20	5
G			9,58
Q			2,5

Alors $G_{pt} = 9,14342m^2 * 9,58 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{87,594KN}$

Alors la charge d'exploitation $9,14342m^2 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{22,86 \text{ kN}}$

3.4.1.2 Évaluations de charges de la poutre supportée par le poteau

- Le poids propre de la poutre est :

$$P_p = (25 \times 0,3 \times 0,50 \times 3) : 2 = 5,625KN$$

$$P_p = 5,625 \times 4 = 22,5kN$$

La charge d'exploitation revenant de la poutre en prenant $Q = 2,5KN/m^2$ pour un bâtiment universitaire :

$$Q = Q_{pl} * L_p * \frac{b}{2} * 4 = 2 \times 3 \times 0,15 = 3,6KN$$

3.4.1.3 Le poids propre du poteau

Le poids propre du poteau est calculé par la relation (2-34). H_p pour la RDC et étage :3.2m

D'où : $P_p = 25 * 3,2 * 0,3 * 0,3 = 7,2KN$ pour le RDC et l'étage

3.4.1.4 Les résultats de la descente de charges

Tableau 3.5 Efforts normaux résultants de la descente des charges

Etage		Charge permanente G					Charge d'exploitation Q		Charge Ultime Nu=1.35G+1.5 Q
		Plancher	Poutre	Poteau	G/niv	G cum	Q/niv	Q cum	
Toiture	Niv 0	73,33	22,5		95,83	95,83	26,46	26,46	
	Niv 1			7,2	7,2	103,03			
1	Niv 2	87,594	22,5		110,094	213,124	26,46	52,92	
	Niv 3			7,2	7,2	220,324			
RDC	Niv 4	87,594	22,5		110,094	330,418	26,46	79,38	
	Niv 5			7,2	7,2	337,618		79,38	574,8543

3.4.2 Dimensionnement des éléments porteurs

Étant donné que l'ouvrage étudié est un d'un à béton armé, le système structurel retenu est constitué de dalles pleines coulées en place reposant sur un réseau de poutres, elles-mêmes supportées par des poteaux.

Le dimensionnement des différents éléments porteurs a été réalisé selon la norme BAEL 91/99, en combinant calculs analytiques et utilisation du logiciel ROBOT pour les calculs détaillés.

3.4.2.1 Dimensionnement du poteau le plus chargé

Cette section présente les différentes étapes de calcul conduisant au dimensionnement du poteau soumis aux efforts les plus importants. L'objectif est de vérifier que la section choisie est capable de reprendre les charges transmises par la structure et de les transférer de manière sûre vers les fondations

a. Vérification de la section pour le béton

Vérification dû aux contraintes (2-35) :

$$\sigma = \leq \sigma_b = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Avec } N = 574,8543 \text{ kN} = 58623 \text{ kg} \text{ Et } S = 900 \text{ cm}^2$$

D'où

$$\sigma = \frac{574,8543 \text{ kN}}{900 \text{ cm}^2} = 63,87 \text{ Kg/cm}^2 \leq \sigma_b = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Armatures longitudinales

L'effort résistant selon la formule (2-37) et comme $0 \leq \lambda = 25,866 \leq 50$, alors α devient :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{25,866}{35}\right)^2} = 0,59$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \rightarrow Br = (30 - 2) \times (30 - 2) \text{ cm}^2 = 782 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \left[\frac{58623}{0,59} - \frac{782 * 25}{0,9 * 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = 195,22 \text{ cm}^2$$

$$A(4u) = 4 * u = 4 * 2(0,3 + 0,3) = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A(0,2\%) = (0,2 * 30 * 30) : 100 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max[4,8 \text{ cm}^2 ; 1,5 \text{ cm}^2] \rightarrow A_{min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = [5\%B], \text{ Avec B la section du béton}$$

$$\text{Alors nous avons : } A_{min} = 4,8 \text{ cm}^2 \leq A \leq A_{max} = 45 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour $A = 9,0432 \text{ cm}^2$ soit $8\emptyset 12 \text{ mm}$

c. Armature transversale pour le poteau

Le diamètre des armatures transversales dépend du diamètre des longitudinales, alors on a :

$$\emptyset t = \frac{12}{3} = 4 \text{ soit } 6 \text{ mm}$$

Et l'espacement de barres transversales est donnée par la formule (2-40). Sachant que l'espacement est de 15cm et notre hauteur est de 320cm, alors nous avons $22\phi 6mm$.

Pour le poteau le plus chargé, nous avons 8barres de 12mm pour les armatures principales et 22barres de 6mm telles qu'elles sont reprises dans le tableau 3.6

Tableau 3.6 Ferrailage du poteau

Armatures	Nuance	Nombre	Diamètre
Barres principales	HA500	8	12
Armature transversale	HA500	22	6

3.4.2.2 Dimensionnement de la dalle

Nous avons $\alpha = 0,84$; $Lx = 4,3m$; $Ly = 5,1m$ et $h = 0,2m$

a. Calcul des sollicitations

→ Charges permanente linéaire de la dalle $\begin{cases} G = 0,85 \\ Q = 0,25 \end{cases}$

→ Les moments sont donnés par les relations (2-41) et (2-42) :

Comme $\alpha = 0,84 \geq 0,4$ alors : $\mu_x = 0,0506$ et $\mu_y = 0,6864$

$$P = 1,35 \times 0,85 + 1,5 \times 0,25 = 1,5225 \text{ t/m}$$

D'où

$$M_{ux} = 0,0506 \times 1,5225 \times 4,3^2 = 1,424tm$$

$$M_{uy} = 0,6864 \times 1,424 = 0,977tm$$

→ L'effort tranchant est trouvé par les relations (2-42) et (2-43)

D'où $V_x = 0,76 \text{ t/m}$ et $V_y = 2,18 \text{ t/m}$

→ Les armatures pour 1m : avec $b = 1m$; $h = 0,2m$; $d = 0,16m$ et $f_{bu} = 14,17MPa$

$$f_{su} = 43,5kN/cm^2$$

✓ Sens Ly :

$$\mu_u = \frac{0,977 * 10^{-2}}{1 * 0,16^2 * 14,17} = 0,0269$$

Calculons A_u , avec $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0269}) = 0,034$ et
 $\beta = 0,16 * (1 - 0,4 * 0,034) = 0,1578$

$$A_s = \frac{0,977 * 10^{-2}}{0,1578 * 435} = 1,423 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

✓ Sens Lx :

$$\mu_u = \frac{1,424 * 10^{-2}}{1 * 0,16^2 * 14,17} = 0,039$$

Calculons A_u , avec $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,039}) = 0,0497$ et
 $\beta = 0,16 * (1 - 0,4 * 0,0497) = 0,157$

$$A_s = \frac{1,424 * 10^{-2}}{0,157 * 435} = 2,08 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ Appliquons la condition de fragilité $A_s \geq A_{smin} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 1,5 \text{ cm}^2$

Puisque $1,423 < 1,5$; on doit prendre $A_s^y = A_{smin} = 1,5$

Ceci implique que nous avons $3\emptyset 12/\text{m}$ dans le sens de Lx et $2\text{HA}12/\text{m}$ 3m on a $13\emptyset 12\text{mm}$

→ Vérification effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{7600}{100d} = \frac{1,5318 \text{ t/m}}{100d} = 0,0475 \text{ t} \leq 0,05 * f_{c28} = 0,125 \text{ t} \quad Ok$$

Pour le panneau le plus chargé, comme armatures principales nous avons 13barres de 12mm et armatures transversales représentées dans le tableau qui suit,

Tableau 3.7 Tableau de ferrailage de la dalle

Armatures	Nuance	Nombre	Diamètre
Barres principales Lx	HA500	13	12
Armatures transversales Ly	HA500	16	12

3.4.2.3 Dimensionnement de la poutre la plus chargée

La section qui suit décrit la démarche de calcul et dimensionnement de la poutre la plus chargée qui est une continue sur deux travées comme l'illustre la figure 3.3 suivante

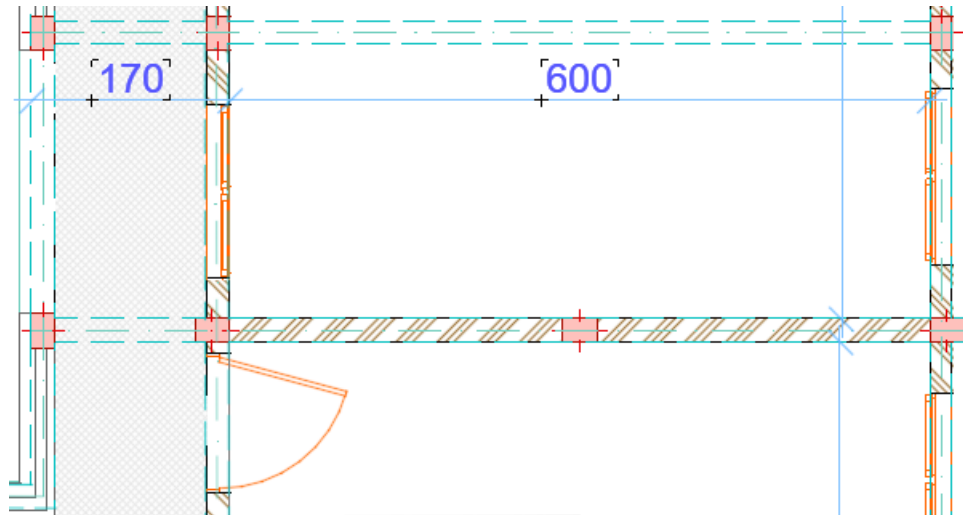


Figure 3.3 Dimension de la poutre

Nous allons dimensionner cette poutre continue à deux travées par la méthode de Caquot. Comme hypothèse : Nous avons 3 appuis respectivement nommés de gauche à droite, la fissuration est peu préjudiciable

Nous avons :

$$\text{A l'ELU : } P_u = 12,12 \text{ kN/m}^2 \text{ et à l'ELS : } P_s = 8,70 \text{ kN/m}^2$$

Dans une poutre à deux travées, les deux travées sont de rive car elles n'ont qu'un seul appui intermédiaire. Donc on prend la longueur réelle pour les deux :

Coefficient de la répartition (charge trapézoïdale) :

$$\text{Pour la travée 1 (6,20) : } l_{m1} = 0,5 - \frac{\alpha^2}{6} * 3m = 1,6m$$

$$\text{Pour la travée 2 (1,70) : } l_{m2} = 0,5 - \frac{\alpha^2}{6} * 3m = 0,65m$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 30,08 \text{ kN/m et à l'ELS : } P_s = 22,39 \text{ kN/m}$$

→ Portées fictives

On a Travée 1 (rive) : $l'_1 = 6,2m$ et la travée 2 (rive) : $l'_2 = 1,7m$

a. Les calculs à l'ELU ($P_u = 30,08\text{kN/m}$)

→ Le moment sur les appuis central (formule 2-50)

$$M_i = -\frac{7316,7}{67,15} = -108,86\text{kNm}$$

→ Calculons les moments en travées

➤ Pour la travée 1 ($l = 6,20\text{m}$) :

Cherchons x_0 , avec $\mu(x) = -\frac{Px^2}{2} + \frac{Pl}{2}x$ le moment de la poutre isostatique

$$\mu(x) = -\frac{30,08x^2}{2} + \frac{30,08 * 6,2}{2}x = -15,04x^2 + 93,25x$$

$$\frac{d\mu(x)}{dx} = 30,08x - 93,25$$

$$\frac{M_w - M_e}{l_i} = -\frac{(0 - 108,96)}{6,2} = 17,57$$

$$V_{(x)} = (30,08x - 93,25) + 17,57 = 30,08x - 75,68$$

$$x_0 = \frac{-75,68}{30,08} = 2,52\text{m}$$

Cherchons le moment maximal Mt_1 :

$$\mu(2,52) = -15,04 \times 2,52^2 + 93,25 \times 2,52 = 139,49\text{kNm}$$

$$Mt_1 = \mu(x_0) + M_e \times \left(\frac{x_0}{l_1}\right) = \mathbf{95,20\text{kNm}}$$

➤ Pour la travée 2 ($l = 1,70\text{m}$) :

Cherchons x_0 ,

$$\mu(x) = -\frac{30,08x^2}{2} + \frac{30,08 * 1,7}{2}x = -15,04x^2 + 25,568x$$

$$\frac{d\mu(x)}{dx} = 30,08x - 25,568$$

$$\frac{M_w - M_e}{l_i} = \frac{(-108,96 - 0)}{1,70} = -64,09$$

$$V_{(x)} = (30,08x - 25,568) + 64,09 = 30,08x - 89,658$$

$$x_0 = \frac{89,658}{30,08} = 2,98m > 1,70m$$

→ Donc le moment max est à l'appui. Le moment en travée est négatif partout

Cherchons le moment au milieu de la travée ($x = 0,85$):

$$\mu(0,85) = -15,04 \times 0,85^2 + 25,568 \times 0,85 = 10,86kNm$$

$$Mt_2 = \mu(0,85) + M_w \times \left(1 - \frac{0,85}{1,70}\right) + M_e \left(\frac{0,85}{1,70}\right) = -43,62kNm$$

La travée 2 est entièrement en moment négatif. On prendra $M = 43,62kNm$ en valeur absolue pour les aciers supérieurs.

Le tableau 3.8 récapitule les sollicitations de la poutre ;

Tableau 3.8 Récapitulatif des sollicitations

Section	Moment ELU (kNm)
Travée 1	+95,20
Appui central	-108,96
Travée 2	-43

➤ Dimensionnement des armatures

Comme données on a : $f_{bu} = 14,17MP_a$; $f_{t28} = 2,1 MP_a$ Et $f_{ed} = 347,826MP_a$; $d = 0,41$

$$h = 0,4m \text{ et } b = 0,25m \Rightarrow d = 0,9 * h = 0,36m$$

$$b \times d^2 \times f_{bu} = 0,25 * 0,1681 * 1471 = 595,5(C^{st})$$

→ Travée 1 ($Mu = 95,20kNm$) :

$$N_{bu} = \frac{Mu}{M_s} = \frac{95,20}{595,5} = 1,60$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,160}) = 0,219$$

$$\beta = 0,41(1 - 0,4 \times 0,219) = 0,374m$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta * b * f_{ed}} = 7,32cm^2 \rightarrow \text{Je prends 6HA14}$$

→ Pour l'appui central ($Mu = 108,96$)

$$N_{bu} = 0,183$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,183}) = 0,255$$

$$\beta = 0,41(1 - 0,4 \times 0,255) = 0,368m$$

$$A_u = 8,51cm^2 \rightarrow \text{Je prends aussi 6HA14}$$

→ Travée 2 ($Mu = 108,96$)

$$N_{bu} = 0,0733$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0733}) = 0,0953$$

$$\beta = 0,41(1 - 0,4 \times 0,0953) = 0,394m$$

$$A_u = 3,18cm^2 \rightarrow \text{Je prends aussi 3HA12}$$

→ Pour les armatures transversales : $V_{max} \approx 30,08 * 2,52 = 75,8kN$

$$\tau_u = \frac{0,0758}{0,25 * 0,41} = 0,74MPa < 3,25$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b * \gamma_s * \tau_u}{f_{et} * 0,9} = \frac{0,25 * 1,15 * 0,74}{400 * 0,9} = 0,591 \frac{cm^2}{cm}$$

$$\text{Cadre } \emptyset 8(2 * 0,50 = 1cm^2) \rightarrow S_t \leq 1,69m$$

La condition 15 \emptyset longitudinal = $15 * 1,4 = 21cm \rightarrow S_t = 20cm$

Il s'agit d'une poutre continue à deux travées dont les armatures sont reprises dans le tableau 3.9 respectant les conditions pour supporter et solidifier la structure,

Tableau 3.9 Tableau récapitulatif final

Elément	Armatures	Nuance	Nombre	Diamètre
Travée 1	Aciers inférieurs	HA500	5	14
Appui central	Chapeau (2lits)	HA500	6	14
Travée 2	Aciers supérieur	HA500	3	12
Armatures transversales	Cadres	HA500	-	8(e=20cm)

b. Les calculs à l'ELS ($P_s = 22,39\text{kN/m}$)

→ Le moment sur les appuis central

$$M_i = -\frac{5444,5}{67,15} = -81,08\text{KNm}$$

→ Calculons les moments en travées

Pour la travée 1 ($l = 6,20\text{m}$) :

$$\text{Cherchons } x_0, \text{ avec } \mu(x) = -\frac{11,195x^2}{1} + \frac{22,39 * 6,2}{2}x = -11,195x^2 + 69,409x$$

$$\frac{d\mu(x)}{dx} = 22,39x - 69,409$$

$$\text{Le terme d'apport: } \frac{M_w - M_e}{l_i} = -\frac{(0 - (-81,08))}{6,2} = 13,077$$

$$V_{(x)} = (22,39x - 69,409) + 13,077 = 22,39x - 56,332$$

$$x_0 = \frac{56,332}{22,39} = 2,52\text{m (Identique à l'ELU)}$$

Cherchons le moment maximal M_{t_1} :

$$\mu(2,52) = -11,195 \times 2,52^2 + 69,409 \times 2,52 = 70,86\text{kNm}$$

$$M_{t_1} = 70,86\text{kNm}$$

Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \tau_{bc} \\ \sigma_s \leq \tau_s \end{cases}$$

→ Position de l'axe neutre y_1

$$\text{Pour une section fissurée on résout: } \frac{b}{2} y_1^2 + n * A - n * A * d = 0,$$

Avec $n = 15$, coefficient d'équivalence acier – béton

$$\text{L'équation devient : } \frac{25}{2} y_1^2 + 15 * 7,70 * 10^{-4} y_1 - 15 * 7,70 * 0,41 = 0$$

En résolvant on trouve $y_1 = 15,4\text{cm}$

$$\text{Moment d'inertie de la section fissurée: } I_1 = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 * A(d - y_1)^2 = 0,001061\text{m}^4$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{0,07089 \text{ KNm}}{0,001061 \text{ m}^4} = 66,79 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K * y_1 = 10,29\text{MPa}$$

→ Vérification: $\sigma_{bc} \leq 0,6 * f_{c28} = 15\text{MPa} > 10,29\text{MPa}$ Ok

3.4.2.4 Dimensionnement de la fondation

Nous allons prendre une semelle ayant une section carrée comme celle du poteau le plus chargé avec une charge trouvée $N_u = 574,8543\text{KN}$ soit $0,575 \text{ MN}$ lors de la descente des charges et nous avons comme contrainte admissible de $0,2\text{MPa}$.

Vérifions les conditions pour une semelle isolée :

a. Déterminons la géométrie de la semelle

Notre poteau a comme section $S = (a * b)$:

$$S = (a * b) = (0,30 * 0,30) = 0,09\text{m}^2$$

$$\text{Condition d'équilibre : } \tau_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A*B} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\tau_{sol}} = \frac{0,575 MN}{0,2 MN/m^2} \Rightarrow A * B = 2,875 m^2$$

$$A * B = 2,875 m^2 \text{ Section de la semelle}$$

Pour trouver A et B, on utilise l'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = B * \frac{a}{b} = \frac{0,3}{0,3} * B \Rightarrow A = B$$

$$\text{Donc } A * A = 2,875 m^2 \Rightarrow A = B = \sqrt{2,875 m^2} = 1,695 m \approx 1,7 m$$

Déterminons la hauteur de la semelle h :

→ La hauteur h est trouvée en utilisant la formule

$$h = d + 5cm$$

$$\text{Avec : } d = \max\{da; db\} = \max\left\{\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right\}$$

$$d = \max\{0,35; 0,35\} \Rightarrow d = 0,35m$$

$$h = 0,35m + 0,05m = 0,4m$$

Évaluation du poids propre de la semelle :

$$\rightarrow Pp = V * \gamma = 1,7 * 1,7 * 0,4 * 25 = 28,90KN = 0,02890MN$$

$$\rightarrow N_{ser} = 0,575 + 0,02890 = 0,605MN$$

Vérification :

$$\rightarrow A * B = 2,875 m^2 \geq \frac{N_{ser}}{\tau_{sol}} = \frac{0,605 MN}{0,2 MN/m^2} \Rightarrow 2,875 m^2 > 1,21 m^2 \text{ La condition est vérifiée.}$$

b. Cherchons la section des armatures

La section des armatures est la même étant donné que nous avons une section carrée.

$$A_{sa} = \frac{Ns(A - a)}{8 * d * \sigma_s} = \frac{0,605(1,7 - 0,3)}{8 * 0,45 * 435} = \frac{0,37187}{181,467} = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12 avec un espacement moyen de 15 cm.

Nous avons une semelle isolée avec une section carrée S de $(1,7 * 1,7)5,4 \text{ cm}^2$ et 40cm de hauteur avec 5barres de 12mm pour armatures principales et 5barres de 12mm transversales tel qu'il est présenté dans le tableau 3.10 ;

Tableau 3.10 ferrailage semelle isolée

Armatures	Nuance	Nombre	Diamètre
Barres principales	HA500	5	12
Armatures transversales	HA500	5	12

3.4.2.5 Tableau récapitulatif des résultats issus de l'analyse analytique

Afin de faciliter la lecture et l'interprétation, le tableau suivant récapitule les résultats analytiques.

Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des résultats analytiques

Poteau				
Armatures	Nuance	Nombre		Diamètre
Barres principales	HA500	8		12
Armature transversale	HA500	22		6
Section	b = 30 cm		b = 25 cm	
Dalle				
Armatures par ml	Nuance	Nombre		Diamètre
Barres principales Lx	HA500	13		12
Armature transversale Ly	HA500	16		12
h = 20 cm				
Poutre				
Poutres	Armatures	Nuance	Nombre	Diamètre
Travée 1	Aciers inferieurs	HA500	5	14
Appui central	Chapeau(2lits)	HA500	6	14
Travée 2	Aciers supérieur	HA500	3	12
Armatures transversales	Cadres	HA500		8(e=20cm)
Fondation				
Armatures	Nuance	Nombre		Diamètre
Barres principales	HA500	5		12
Armatures transversales	HA500	5		12
h = 50cm	Lx = 160 cm		Ly = 190 cm	

3.4.3 Présentation et interprétation des résultats de dimensionnement fait par Robot structural Analysis

La section présente a pour objectif de représenter et d'interpréter les principaux résultats issus de cette analyse logicielle, afin de valider les hypothèses de calcul et de guider le dimensionnement définitif des éléments structuraux en béton armé.

3.4.3.1 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calculs nous permettront de reformuler notre façon dont nous allons travailler en prenant compte de certains paramètres.

➤ **Pour le Poteau :**

Les hypothèses considérées sont telles que :

- ✓ Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- ✓ Dispositions sismiques : sans conditions
- ✓ Prise en compte de l'élanement : oui
- ✓ Compression : simple
- ✓ Cadres arrêtés : sous plancher
- ✓ Plus de 50% des charges appliquées : après 90jours

➤ **Pour la Poutre :**

Pour les calculs de la poutre, les hypothèses sont les suivantes :

- ✓ Règlement de la combinaison : EN 1990 :2002/AC :2010 (Eq.6.10)
- ✓ Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- ✓ Dispositions sismiques : sans conditions
- ✓ Enrobage : Acier inférieurs $C = 3\text{cm}$
Latéral $C1 = 3\text{cm}$
Supérieur $C2 = 3\text{cm}$
- ✓ Ecart de l'enrobage : $C_{dev} = 1\text{cm}$, $C_{dur} = 0\text{cm}$
- ✓ Coefficient $\beta_2 = 0,50$: charge de longue durée ou répétitive
- ✓ Méthode de calcul du cisaillement : Bielle inclinées

➤ Pour la Dalle

Les hypothèses de calcul pour la dalle

- ✓ Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- ✓ Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- ✓ Largeur des fissures admissible
- ✓ Vérification du poinçonnement : oui
- ✓ Milieu- lit supérieur : XC1- lit inférieur : XC1
- ✓ Type de calcul : flexion

3.4.3.2 Le poteau

Après les analyses de la structure avec le logiciel RSA, nous avons trouvé un effort de compression dans le sens X de -79,30KN illustré par la figure suivante :

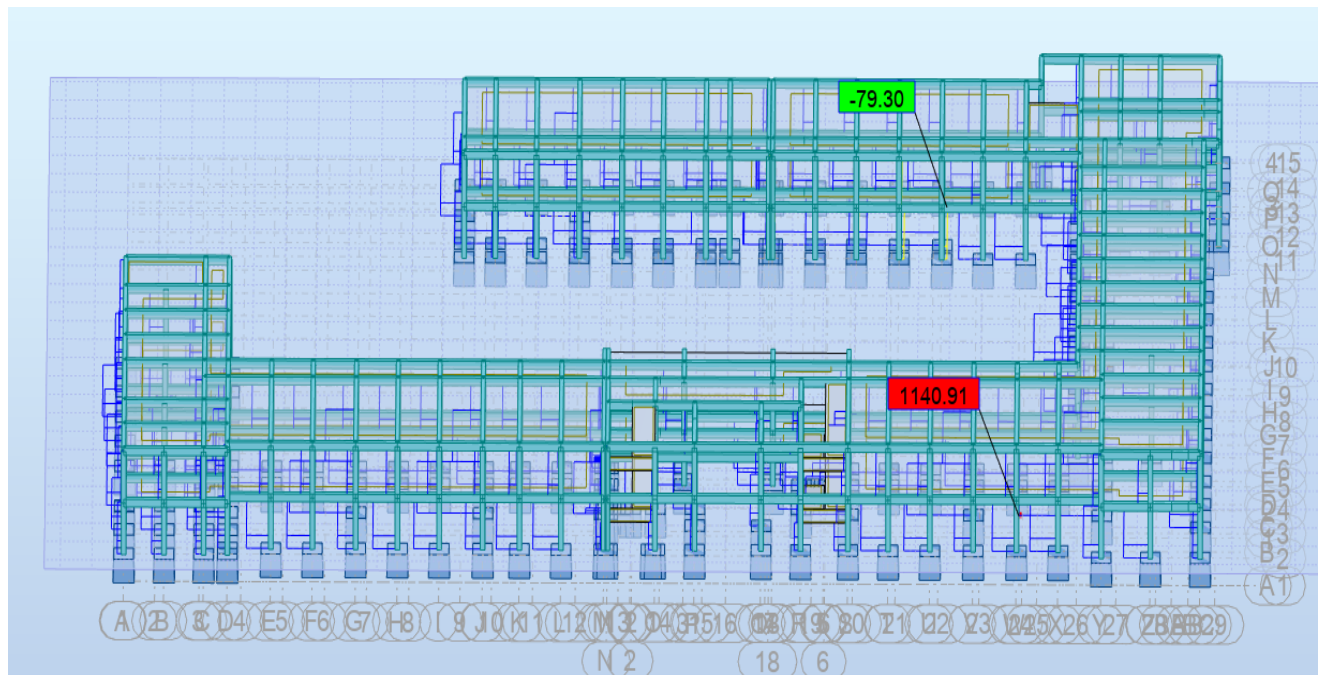


Figure 3.4 le poteau le plus sollicité

Le tableau 3.10 nous donne les résultats du dimensionnement et ma figure 3.5 présente son plan de ferrailage

Tableau 3.12 Résultat de dimensionnement du poteau

Ferrailage			
Barres principales			
Nombre	Nuance	Diamètre	Longueur (m)
4	B500B	6f10	3,19
Armatures transversale			
20	B500B	19f6	0,88
Quantitatif			
Volume de béton		0,21 m ³	
Surface de coffrage		3,05 m ²	
Densité		74,41 m ³	

Ces caractéristiques dimensionnelles et d’armatures sont conformes aux exigences de résistance calculées pour assurer la stabilité de l’élément.

La figure 3.5 présente le plan d’exécution du poteau le plus chargé de l’ouvrage

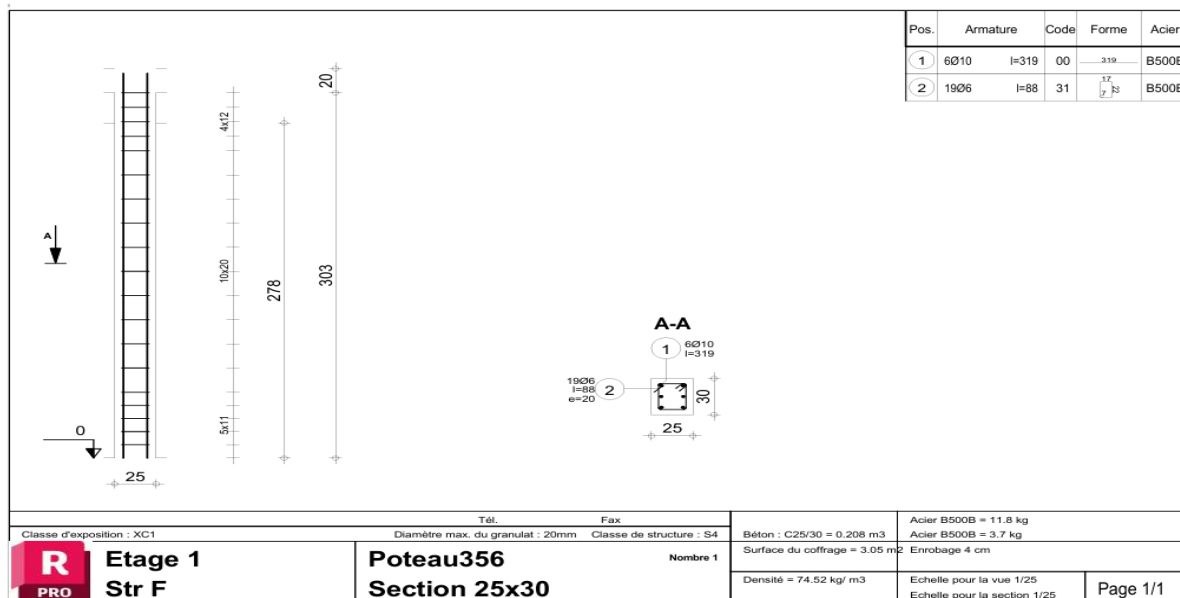


Figure 3.5 Plan d’exécution du poteau le plus chargé

3.4.3.3 La poutre

Les résultats du dimensionnement de la poutre la plus chargée sont présentés dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13 Résultats du dimensionnement de la poutre

Ferrailage			
P1 Travée : 0,25 à 6,07			
Barres principales			
Acier inférieur			
Nombre	Nuance	Diamètre	Longueur (m)
3	B500B	14	6,87
2	B500B	14	3,64
Chapeaux			
3	B500B	12	2,41
1	B500B	12	1,12
3	B500B	14	3,7
3	B500B	14	1,65
1	B500B	12	1,50
Armatures transversale (Aciers de montage principale)			
Cadre 96	B500B	6	1,03
P2 : Travée de 6,07 à 7,83			
Armatures longitudinale			
3	B500B	12	1,95
Armatures transversale			
6	B500B	6	1,03
Quantitatif			
Volume de béton		0,91 m ³	
Surface de coffrage		9,32 m ²	

La figure 3.6 ci-dessous représente le digramme de la sollicitation à l'ELU de la poutre.

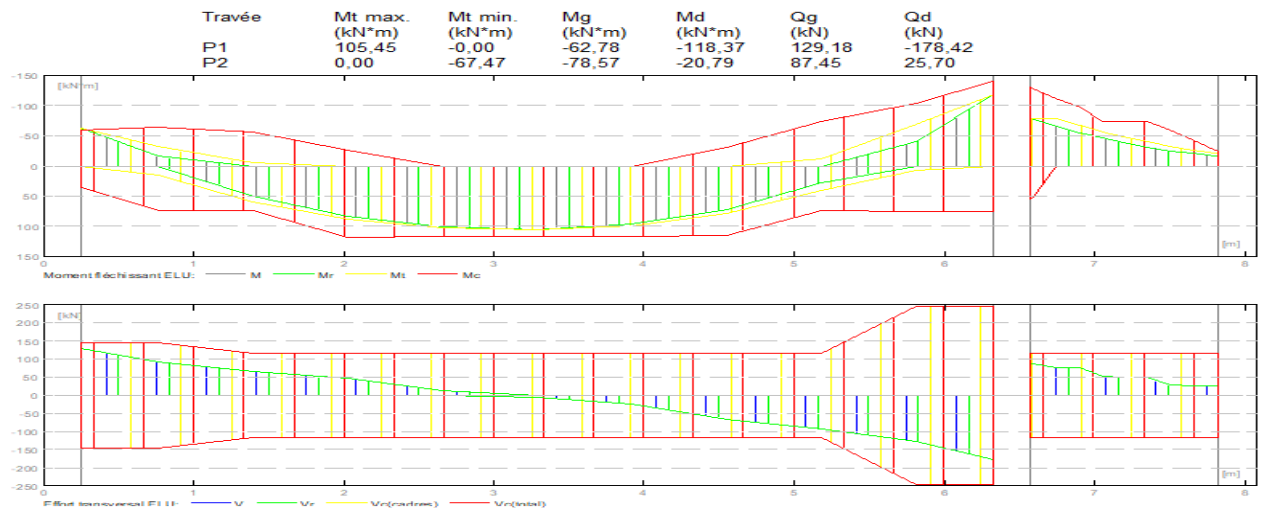


Figure 3.6 Sollicitations ELU

La figure 3.7 ci-dessous représente le ferrailage de la travée P1 allant de 0,25 à 6,07

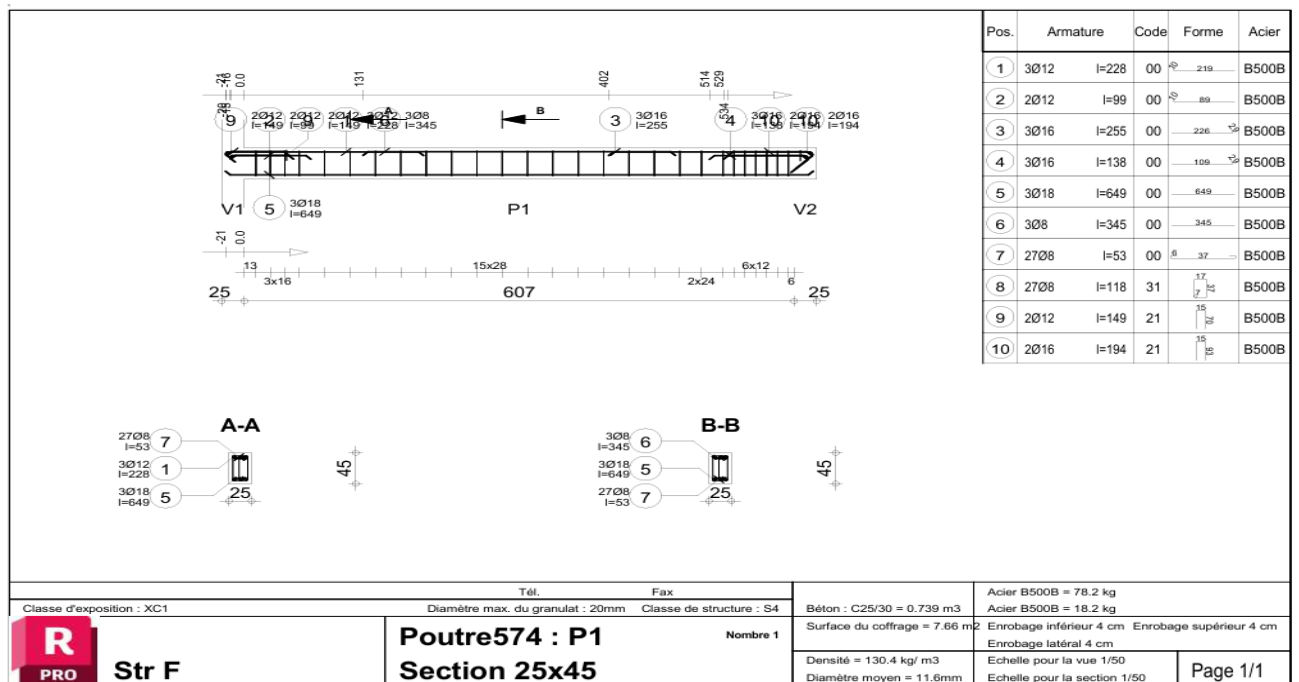


Figure 3.7 Plan d'exécution de la poutre

Le dimensionnement de BAEL 91 mod. 99la poutre la plus chargée a conduit à la détermination d'une section transversale de 25X45 cm. Ces résultats dimensionnels et d'armatures témoignent de la capacité de la poutre à supporter les charges.

3.4.3.4 Pour la Dalle

Le dimensionnement de la dalle a conduit à une épaisseur retenue de 20 cm, avec le volume du béton de 235,70m³, surface de coffrage de 1178,48m² et le périmètre de la dalle de 213,64m. Ces valeurs, déterminées sur la base des sollicitations identifiées et des normes de calcul appliquées, témoignent de la capacité de la dalle à supporter les charges prévues tout en respectant les critères de résistance et de déformation admissibles.

Les figures ci-dessous représentent les plans de ferrailage de la dalle :

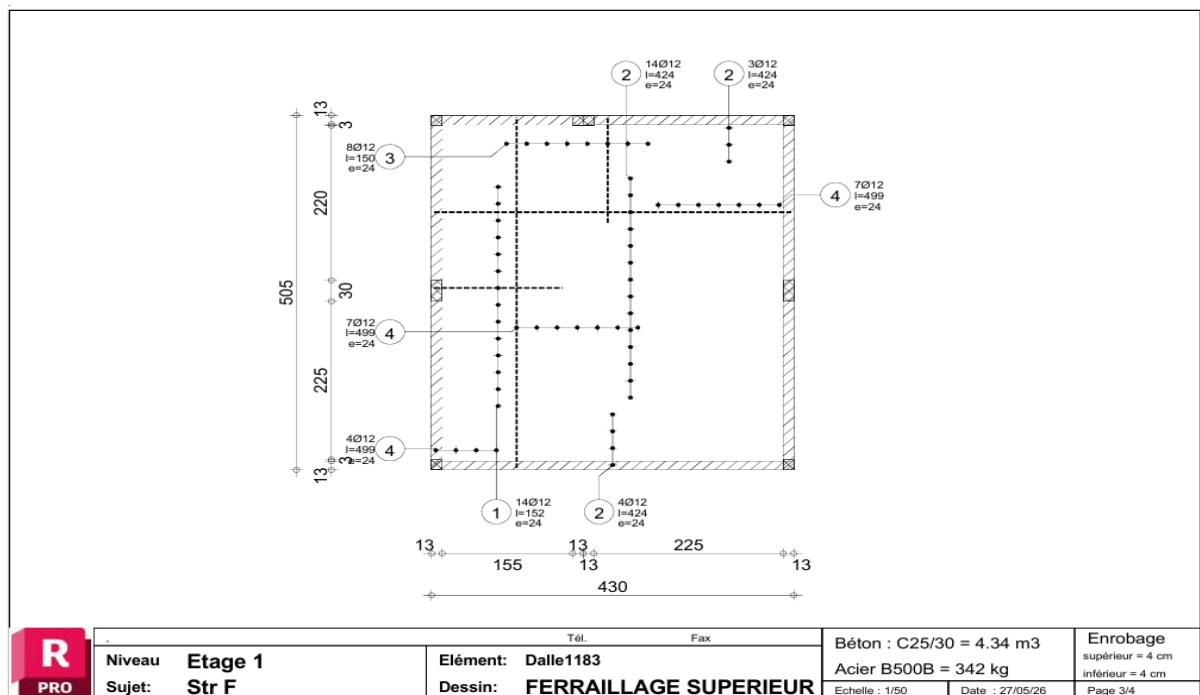


Figure 3.8 Ferrailage supérieur

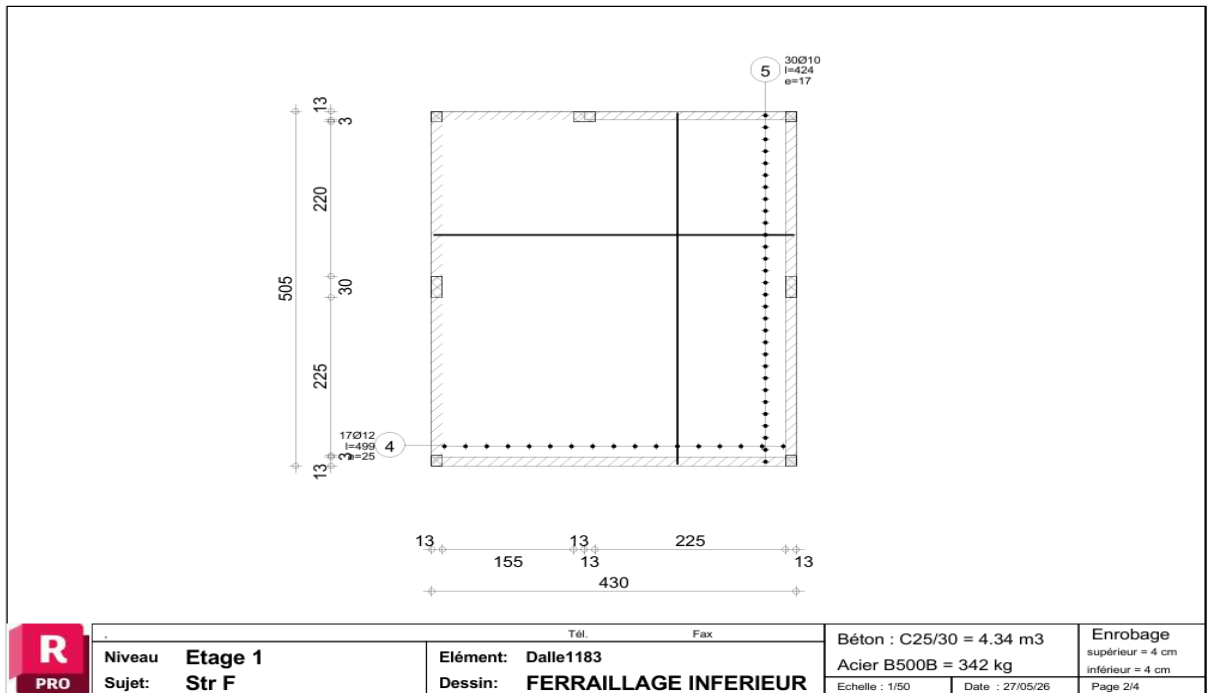


Figure 3.9 Ferrailage inférieur

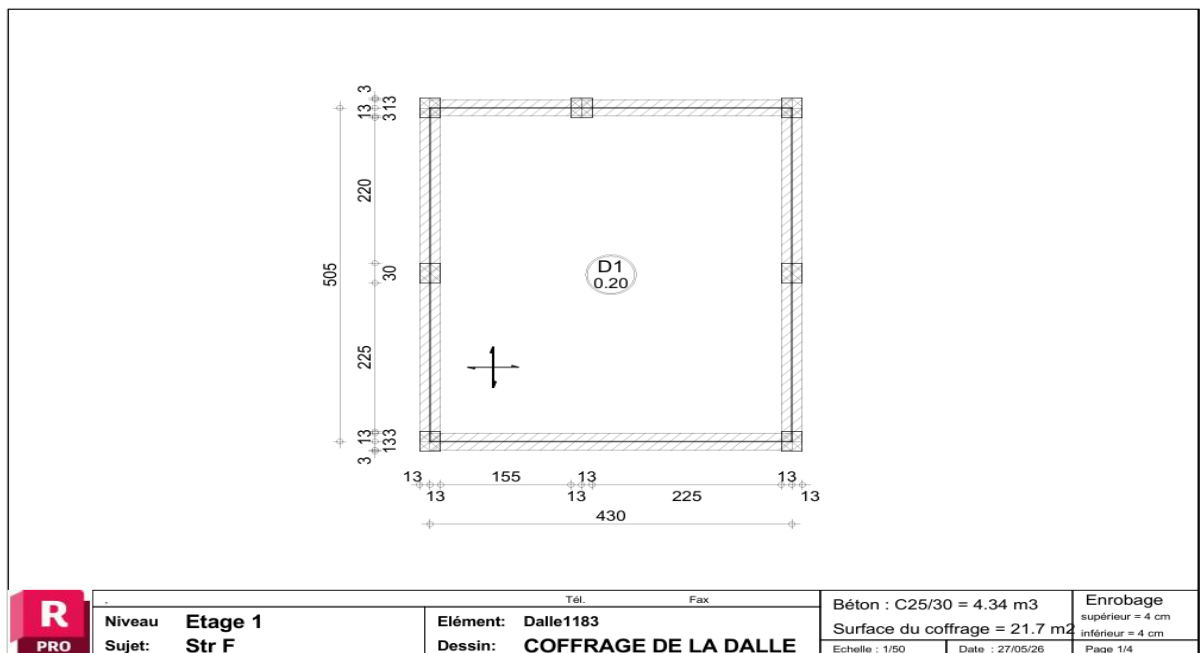


Figure 3.10 Coffrage de la dalle

Pos.	Armature	Code	Forme	Acier
①	14Ø12	I=152	00	B500B
②	21Ø12	I=424	00	B500B
③	8Ø12	I=150	00	B500B
④	35Ø12	I=499	00	B500B
⑤	30Ø10	I=424	00	B500B

R PRO	Niveau	Etage 1	Tél.	Fax	Béton : C25/30 = 4.34 m3	Enrobage supérieur = 4 cm
	Sujet:	Str F	Elément:	Dalle1183	Acier B500B = 342 kg	inférieur = 4 cm
			Dessin:	NOMENCLATURE	Date : 27/05/26	Page 4/4

Figure 3.11 Nomenclature

3.5 CONCLUSION PARTIELLE

A l'issue de ce troisième chapitre qui nous a permis de concrétiser l'étude par la présentation et l'analyse des résultats issus des approches analytique et numérique. La conception architecturale, réalisée avec ArchiCAD, a défini un cadre fonctionnel adapté aux besoins d'un Institut Supérieur Médical en milieu rural. L'étude structurale, appuyée par le logiciel Robot Structural Analysis et les calculs manuels selon les normes BAEL 91 modifié 99, NF EN 1992 ont conduit au dimensionnement optimal des éléments porteurs. Les résultats obtenus garantissent une structure stable, capable de supporter les charges d'exploitation et permanentes tout en répondant aux contraintes spécifiques du milieu de Walungu.

Conclusion générale

Au terme de ce travail, il ressort que la conception et le dimensionnement d'un bâtiment R+1 à usage Institut Supérieur des Techniques Médicales (ISTM) dans le territoire de Walungu constituent une réponse adaptée aux besoins d'infrastructures éducatives et sanitaire en milieu rural. La méthodologie adoptée repose sur une approche pluridisciplinaire incluant une revue documentaire, une conception architecturale via ArchiCAD et une analyse structurale rigoureuse par les méthodes analytiques avec les dispositions du règlement BAEL 91/99 et du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2024.

L'étude a permis de dimensionner l'ensemble des éléments structuraux : dalles (épaisseur 20 cm), poutres (section $30 \times 50 \text{ cm}^2$ avec 5 HA14 en travée 1, 6 HA14 à l'appui central et 3 HA12 en travée 2), poteaux (section $30 \times 30 \text{ cm}^2$ avec 8HA12 et 22H6) et fondations (semelles isolées $1,7 \times 1,7 \text{ m}^2$ de la section et 0,4m avec 5 HA12 et 5 HA12). Les résultats obtenus montrent que les sections et le ferrailage retenus assurent la stabilité et la sécurité de la structure aux états limites ultimes et de service, avec une fissuration considérée comme peu préjudiciable. Le coût global de gros œuvres est de 597 351,09\$ et les travaux sont estimés pour une durée de 193jours. Ce projet constitue ainsi une proposition techniquement viable, contribuant au renforcement des capacités éducatives et au développement du territoire de Walungu.

Comme perspectives futures à ce travail, nous recommandons aux futurs chercheurs de s'orienter vers une étude géotechnique approfondie du site pour confirmer la portance réelle du sol argileux, une analyse dynamique prenant en compte l'activité sismique dans le territoire de Walungu, et d'établir les Homes dans cette institutions médicales.

Références

- [1] I. S. d. t. M. (ISTM-BUKAVU), «ISTM-Bukavu,» [En ligne]. Available: <https://istmbukavu.org/about.php>.
- [2] UNESCO, Rapport mondial sur l'éducation : infrastructures et accessibilité en Afrique subsaharienne, Paris: UNESCO, 2021.
- [3] E. Neufert, Les éléments des projets de construction, 7e édition éd., Dunod, Éd., Paris, 1989.
- [4] S. M. Georges, «Directives sur les normes des constructions scolaires,» Kinshasa, 2023.
- [5] P. A. ALINABIBWE, «Initiation aux fondations,» 2023, Goma/ULPGL.
- [6] P. N. Francois, Mécanique des sols et des roches, GOMA/ULPGL, 2019.
- [7] «fr.scribd.com,» [En ligne]. Available: ilide.info-classification-des-sols-pr.
- [8] FEBELCEM, Guide pratique du béton prêt à l'emploi, FEBELCEM, Bruxelles, Belgique, 2015.
- [9] L. BRAHIM, «Conception et dimensionnement d'un bâtiment en r+3,» 2017.
- [10] JUnit.org. [En ligne]. Available: <http://www.junit.org>. [Accès le 2 Janvier 2019].
- [11] P. K. Amar, Ossatures du bâtiment, Algérie.
- [12] J. R. Jean Perchat, Pratique du BAEL 91, 1999.
- [13] A. ALINABIBWE, Initiation au Béton Armé, GOMA/ULPGL, 2023.
- [14] Y. Sieffert, «Le béton armé selon EUROCODE 2,» 2, Algérie.
- [15] M. BOUHOUS, «Chapitre-II (1) Pré-Dimensionnement Et Descente de Charges».
- [16] Y. Brahim, Tout en un. calcul des structure de bâtiment en béton armé, 2015.

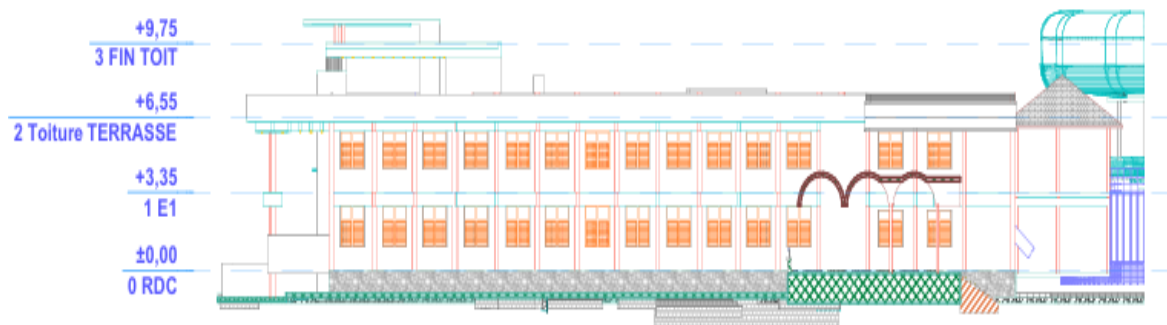
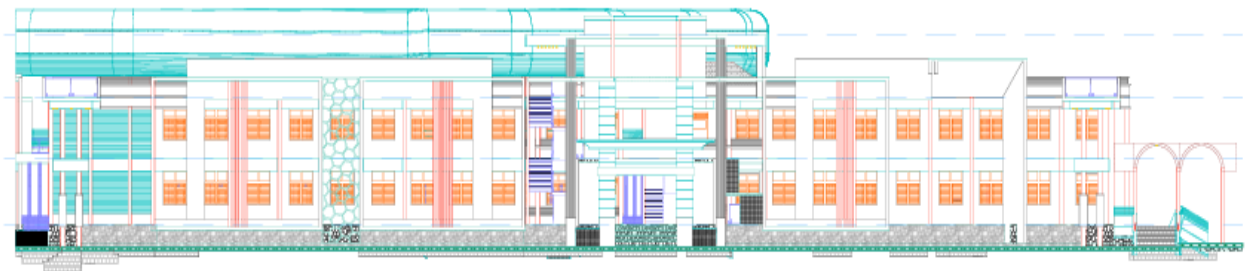
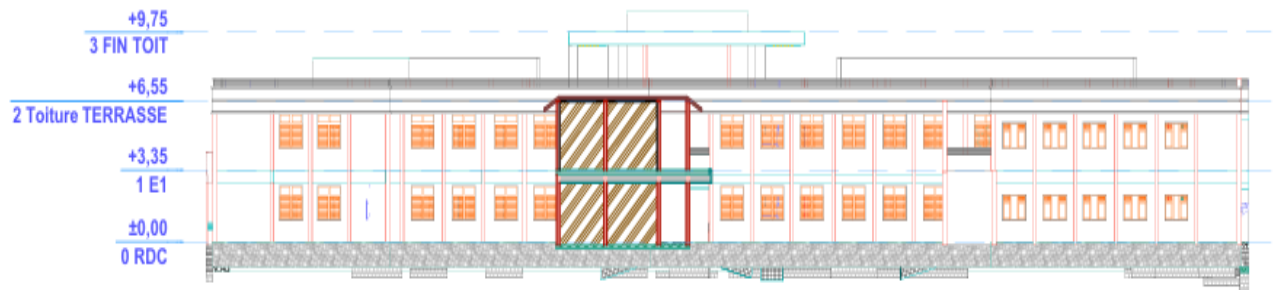
- [17] C. FATIHA, CALCUL DES SEMELLES DE FONDATIONS EN BETON ARME, Tizi-Ouwou, 2019.
- [18]
- [19] M. H. B. NADIA, «ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) +s-sol,» 2019/2020.
- [20] W. territoire, «Wikipedia,» [En ligne]. Available: [https://fr.wikipedia.org/wiki/Walungu_\(territoire\)?utm](https://fr.wikipedia.org/wiki/Walungu_(territoire)?utm).
- [21] «fr.Scribd.com,» [En ligne]. Available: ilide.info-chapitre-ii-1-rampes-escaliers-pr.
- [22] B. YOUNG, Tout en un. calcul des structure de batiment en béton armé, 2015.
- [23] G. TSONGO, Etude comparative des barres à haute adherence couramment utilisées dans le beton armé en ville de Goma pour le dimensionnement des ouvrages: application à une structure R+4 en BA, Goma, 2017.

Annexes

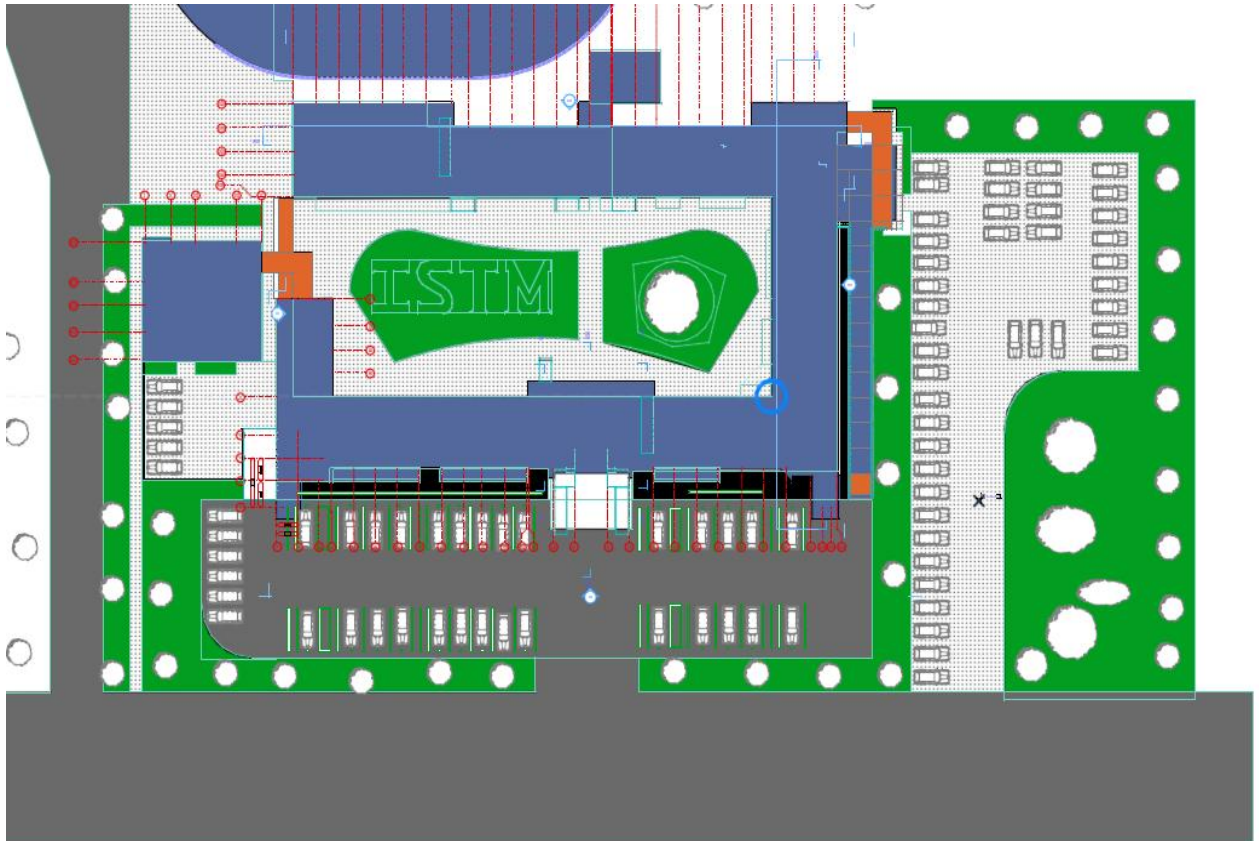
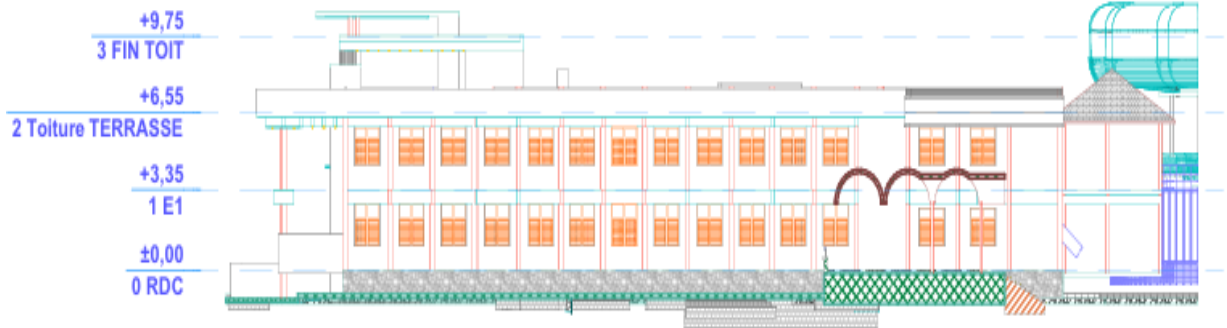
A.1 VUE DU BATIMENT EN 3D



A.2 LES FAÇADES NORD, SUD, EST



A.3 FAÇADE OUEST ET PLAN DE MASSE



DEVIS ESTIMATIF					
GROS ŒUVRE					
N°	DESIGANTION	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
TERASSEMENT ET INSTALLATION DU CHANTIER					
1	Installation et replis du chantier	fft			5000\$
2	Réglage et compactage de la plateforme	fft			15000\$
3	Construction de palissage de protection du chantier	ml	100	12	1200\$
Sous- total terrassement et installation de chantier: 21 200\$					
FONDATION					
1	Béton de propreté semelle isolé ep 5cm dosé à 150kg/m ³	m ³	34m ³	125\$	4 250\$
2	Béton pour semelles isolé 350kg/m ³	m ³	337,7m ³	250\$	84 360\$
3	Béton armé pour colonnes sous fondation 350kg/m ³	m ³	25m ³	250\$	6 500\$
4	Béton de propreté longrine ep 5cm dosé à 150kg/m ³	m ³	11,5m ³	125\$	1 437,5\$
5	Béton armé pour longrine dosé à 350kg/m ³	m ³	89,968m ³	250\$	22 492\$
7	Béton armé pour Dalle sous-pavement 300kg/m ³	m ³	293m ³	225\$	65 925\$
Sous- total FONDATION : 184 964,5\$					
RDC					
1	Béton armé pour poteau dosé à 350kg/m ³	m ³	50m ³	250\$	12 500\$
2	Béton armé pour poutres dosé à 350kg/m ³	m ³	112m ³	250\$	28 000\$
3	Béton armé pour escalier dosé à 350 Kg/m ³	m ³	5,202m ³	250\$	1 300,5\$
4	Béton armé pour rampe dosé à 350kg/m ³	m ³	7,65m ³	250\$	1 912,5\$
5	Maçonnerie Bloc - mur porteurs	m ³	216,96m ³	106,25\$	23 052\$
6	enduit mortiers 250kg/m ³ - joint blocs	m ²	1954,23m ²	2,5\$	4 885,57\$
Sous- total RDC : 71 650,575\$					
ETAGE 1					
1	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ pour coulage dalle R+1	m ³	260m ³	250\$	65 000\$
2	Béton pour poteau dosé à 350kg/m ³	m ³	50m ³	250\$	12 500\$
3	Béton pour poutres dosé à 350kg/m ³	m ³	112m ³	250\$	28 000\$
4	Béton pour escalier dosé à 350 Kg/m ³	m ³	5,1m ³	250\$	1 275\$
5	Maçonnerie Bloc - mur porteurs	m ³	224m ³	106,25\$	23 800\$
6	Enduit mortier dosé à 250kg/m ³ - joint blocs	m ²	1997m ²	2,5\$	5 000\$
7	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ pour coulage mezzanine	m ³	13,4m ³	250\$	3350\$
Sous- total ETAGE 1 : 138 925\$					
TERASSE					
1	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ pour coulage dalle Terrasse	m ³	280m ³	250\$	70 000\$
	Maçonnerie Bloc pour accr	m ³	45,2m ³	106,25\$	4802,5\$
2	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³ pour poteau acrotère	m ³	25m ³	250\$	6250\$
Sous- total TERASSE : 81052,5\$					
	Main d'œuvre				99 558,515\$
Total Général : 597 351,09\$					

Planning des travaux (Diagramme de Gantt)

