

**UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS**

**FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**BP. 368 GOMA**

**[www.ulpgl.net](http://www.ulpgl.net)**

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT  
D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE  
L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT**

Travail présenté en vue de l'obtention du Diplôme de  
Bachelor en Sciences de l'ingénieur

**Mention : Génie Civil.**

Présenté par **SHAURI JUMATANO Sébastien**

**Directeur : C.T.Drs. Ally ALINABIWE**

**Encadreur : C.T.Ing. MASIKA MUHIWA Grâce**

**ANNÉE ACADÉMIQUE 2022- 2023**

## EPIGRAPHE

*« Le monde repose sur trois choses : l'étude, le travail, la charité »*

**Siméon le Juste**

## DEDICACE

*A toute la famille SHAURI Antoine et MUDEDA Béatrice nous dédions ce travail*

**SHAURI JUMATANO Sébastien**

## REMERCIEMENTS

Nos remerciements les plus sincères s'adressent dans un premier temps à l'Eternel Dieu le très haut, pour le souffle de vie et la santé qu'il ne cesse de nous accorder chaque jour.

Il serait une ingratitude si nous osons affirmer que ce travail a été réalisé par nous même sans l'intervention d'autres personnes. Il est donc de notre devoir de remercier tous ceux qui nous ont apporté un soutien d'une manière ou d'une autre.

Nos sincères remerciements au Directeur, Dr. **ALINABIWE Ally** et à l'Encadreur CT **MUHIWA MASIKA Grâce** qui ont accepté de nous partager la science en nous guidant tout au long de ce travail. Nous lui sommes reconnaissant pour ce sacrifice.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux autorités académiques de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs ainsi qu'à tout le corps enseignant pour leur formation et leur encadrement

Nos sincères remerciements à nos chers parents **SHAURI SIKALABAJA Antoine** et **MUDEDA AZIZA Béatrice**, à nos chers frères et sœurs **SIFA SHAURI Grâce**, **SHAURI MUTAMBALA Bienfait**, **NAMULUNGA SHAURI Alice**, **SHAURI KALEMERA Marcellin**, **SHAURI MUDEDA Placide**, **SHAURI KYEEMA Audry**, **SHAURI KANGERE Vital** et **SHAURI BUSHOGA Michael** ainsi qu'à tous les membres de la famille pour leurs soutiens, conseils, prières et sacrifices consentis

Il nous serait ingrat de ne pas reconnaître nos frères, amis et camarades de lutte pour leurs soutiens, encouragements et esprit d'équipe et qu'ils ne cessent de montrer.

À tous ceux dont leurs noms ne sont pas cités dans ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

## RESUME

Ce mémoire présente une étude détaillée sur la conception et le dimensionnement d'un home pour les étudiants de l'UNIGOM. L'objectif principal est de proposer une solution architecturale et structurelle efficace pour répondre aux besoins de logement des étudiants. La conception architecturale et le dimensionnement sont abordées en détail, mettant en lumière les choix architecturaux et techniques pris en compte pour assurer le confort et la stabilité de l'ouvrage. Des calculs précis ont été effectués dans l'évaluation des charges et le calcul des différentes sections des éléments structuraux. Ainsi les fondations obtenues sont de dimensions 180x180cm, les poteaux 30x30cm, les poutres 20x50cm et la dalle de 15cm d'épaisseur. L'évaluation économique du projet fait état de 3559363,534\$ dollars pour sa réalisation.

**Mots clés : Conception, Dimensionnement, Bâtiment, Home.**

## ABSTRACT

This dissertation presents a detailed study on the design and sizing of a building for residential use for UNIGOM students. The main objective is to provide an effective architectural and structural solution to meet the housing needs of students. The architectural design and sizing are discussed in detail, highlighting the architectural and technical choices taken into account to ensure the comfort and stability of the structure. Precise calculations were carried out in the evaluation of the loads and the calculation of the different sections of the structural elements. Thus the foundations obtained are 180x180cm in size, the posts 30x30cm, the beams 20x50cm and the slab 15cm thick. The economic evaluation of the project shows \$3,559,363.534\$ for its completion.

**Keywords: Design, Sizing, Building, Home.**

## Table de matières

EPIGRAPHE.....	i
DEDICACE.....	ii
REMERCIEMENTS .....	iii
RESUME.....	iv
Table de matières .....	vi
Liste d'abréviations .....	ix
Liste de tableaux.....	x
Liste de figures .....	xii
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
Contexte .....	1
Problématique .....	1
Justification du choix du sujet.....	2
Questions de recherche .....	2
Hypothèses .....	2
Objectif principal .....	2
Objectifs spécifiques .....	2
Méthodologies.....	3
Subdivision du travail .....	3
<b>Chapitre 1 . GENERALITES .....</b>	<b>4</b>
1.1 Introduction.....	4
1.2 Notions sur les Homes pour étudiants.....	4
1.2.1 Types de logements pour étudiants .....	4
1.2.2 Espaces fonctionnels dans les logements étudiants .....	5

1.2.3	Exigences clés dans la conception .....	6
1.2.4	Avantages du logement étudiant .....	6
1.3	Généralités sur le BAEL .....	7
1.3.1	Introduction en béton armé .....	7
1.3.2	Caractéristiques des matériaux.....	9
1.3.3	Notions d'états Limites .....	16
1.3.4	Les actions.....	17
1.3.5	Combinaisons d'actions [8].....	18
1.3.6	Association acier-béton .....	18
1.4	Conclusion Partielle .....	19
<b>Chapitre 2 . METHODOLOGIE.....</b>		<b>20</b>
2.1	Introduction .....	20
2.2	Présentation du milieu d'étude.....	20
2.2.1	Conception architecturale.....	21
2.2.2	Conception structurale .....	22
2.3	Principe de pré-dimensionnement.....	23
2.3.1	Dalle [7] .....	23
2.3.2	Poutre [12].....	24
2.3.3	Les poteaux [12].....	24
2.3.4	Fondation [12] .....	26
2.4	Descente des charges [13].....	27
2.5	Dimensionnement .....	29
2.5.1	Dimensionnement des dalles.....	29
2.5.2	Principe de dimensionnement des poutres. ....	34
2.5.3	Principe de dimensionnement des poteaux [15].....	39
2.5.4	Principe de dimensionnement des semelles [17]. ....	40
2.6	Evaluation du coût de l'ouvrage .....	41
2.7	Logiciels utilisés .....	42
2.8	Conclusion partielle .....	42

Chapitre 3 . PRESENTATION DES RESULTATS .....	43
3.1 Présentation des plans. ....	43
3.2 Pré-dimensionnement.....	44
3.2.1 Pré-dimensionnement des dalles .....	44
3.2.2 Pré-dimensionnement de la poutre.....	44
3.2.3 Pré-dimensionnement du poteau. ....	45
3.3 Descente des charges .....	46
3.3.1 Evaluations des charges. ....	46
3.3.2 Résultats de la descente des charges .....	47
3.4 Dimensionnement .....	49
3.4.1 Dimensionnement des dalles.....	49
3.4.2 Dimensionnement des poutres. ....	52
3.4.3 Dimensionnement du poteau.....	56
3.4.4 Dimensionnement de la semelle.....	57
3.5 Evaluation du coût de l'ouvrage .....	58
3.6 Conclusion partielle .....	59
CONCLUSION GENERALE.....	60
Bibliographie.....	61
ANNEXES .....	i

## Liste d'abréviations

BAEL: Béton Armé aux Etats Limites

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

$d$  : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

$d'$  : Distance entre les armatures et la fibre neutre

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite ultime

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique a 28jours

FP : Fissuration préjudiciable

FPP : Fissuration peu préjudiciable

$f_{tj}$  : Résistance à la traction

FTP : Fissuration très préjudiciable

$I_x, I_y$  : Moment d'inertie

$i_x, i_y$  : Rayon de giration

RPA : Règlement parasismique Algérien

S.D.R : salle de regroupement

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

---

## Liste de tableaux

<i>Tableau 2.1</i> tableau des surfaces des pièces dans le bâtiment des garçons .....	22
<i>Tableau 2.2</i> tableau des surfaces des pièces dans le bâtiment des filles .....	22
<i>Tableau 2.3</i> Choix de l'état limite pour le dimensionnement. [7].....	29
<i>Tableau 2.4</i> La condition de ferrailage minimal [16].....	34
<i>Tableau 2.5.</i> calcul de $\tau_{lim}$ .....	38
<i>Tableau 3.1</i> Vérification des conditions de la RPA99/V2003 .....	45
<i>Tableau 3.2</i> tableau des résultats du pré-dimensionnement du poteau .....	45
<i>Tableau 3.3</i> Vérification des conditions de la RPA99/V2003 .....	45
<i>Tableau 3.4</i> charge de la maçonnerie .....	46
<i>Tableau 3.5</i> charges sur les planchers terrasse .....	46
<i>Tableau 3.6</i> charges sur les planchers courants.....	47
<i>Tableau 3.7</i> charges d'exploitation.....	47
<i>Tableau 3.8</i> combinaison des charges sur les dalles .....	47
<i>Tableau 3.9</i> charges sur la poutres la plus chargées de la terrasse et des étages courants .....	48
<i>Tableau 3.10.</i> résultats des charges sur le poteau le plus chargé .....	48
<i>Tableau 3.11.</i> Résultats des charges sur la semelle la plus chargée .....	48
<i>Tableau 3.12.</i> Moments hyperstatiques à l'ELU.....	50
<i>Tableau 3.13.</i> Moments en travées à l'ELS.....	50
<i>Tableau 3.14</i> résultats pour les armatures de la dalle.....	51
<i>Tableau 3.15</i> vérification à l'ELS pour la dalle .....	51
<i>Tableau 3.16</i> vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	52
<i>Tableau 3.17</i> moments isostatiques sur les poutres .....	52
<i>Tableau 3.18</i> calculs des $\mu$ et $\mu_l$ .....	54
<i>Tableau 3.19</i> résultats ferrailage de la poutre la plus chargée.....	54
<i>Tableau 3.20</i> disposition d'armatures longitudinales de la poutre .....	54
<i>Tableau 3.21</i> vérification de la poutre à l'ELS.....	55

<i>Tableau 3.22 vérifications des conditions pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres.</i> .....	55
<i>Tableau 3.23 vérification de la flèche de la poutre</i> .....	55
<i>Tableau 3.24 résultats de l'effort tranchant et du contrainte tangentielle</i> .....	56
<i>Tableau 3.25. vérification de la contrainte tangentielle</i> .....	56
<i>Tableau 3.26 calcul et vérification d'armatures transversales</i> .....	56
<i>Tableau 3.27 résultats ferrailage du poteau</i> .....	56
<i>Tableau 3.28 résultats de <math>L_r</math>, <math>L_s</math>, <math>S_t</math> et <math>\Phi_t</math> pour le poteau</i> .....	57
<i>Tableau 3.29. pré-dimensionnement de la semelle</i> .....	57
<i>Tableau 3.30 résultats ferrailage de la semelle</i> .....	58
<i>Tableau 3.31 Vérification du non poinçonnement de la semelle</i> .....	58
<i>Tableau 3.32 coût du projet</i> .....	58
<i>Tableau 0.1 section en <math>cm^2</math> de 1 à 20 armatures de diametre <math>\varphi</math> en mm</i> .....	xi
<i>Tableau 0.2 Devis estimatif</i> .....	xii
<i>Tableau 0.3 contrainte admissible du sol en fonction de la classe de sol</i> .....	xviii

## Liste de figures

<i>Figure 1.1</i> courbe contrainte-déformation d'un essai de compression.....	10
<i>Figure 1.2</i> essai brésilien sur l'éprouvette cylindrique.....	10
<i>Figure 1.3</i> Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression .....	12
<i>Figure 1.4</i> diagrammes contrainte-déformation de traction sur les aciers [6].....	14
<i>Figure 2.1</i> zone d'étude.....	21
<i>Figure 2.2</i> Section d'une poutre en béton.....	24
<i>Figure 2.3</i> les dimensions des semelles sous-poteaux.....	26
<i>Figure 2.4</i> répartition des charges sur les poutres .....	28
<i>Figure 2.5</i> surface d'influence sur un poteau .....	29
<i>Figure 2.6</i> Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres continues .....	38
<i>Figure 3.1</i> vue en plan RDC .....	43
<i>Figure 3.2</i> vue en plan étage .....	43
<i>Figure 3.3</i> plan structural .....	44
<i>Figure 0.1</i> position des joints de dilatation .....	iv
<i>Figure 0.2</i> côte du joint de dilatation, surface d'influence sur le poteau le plus chargé et répartition des charges sur le poutre la plus chargée .....	iv

## INTRODUCTION GENERALE

### Contexte

Le domaine de la construction est l'un des plus importants pour le développement socio-économique d'un pays. Des routes aux bâtiments, en passant par les ponts et les ouvrages hydrauliques (collecteurs, caniveaux, etc.). la conception et la réalisation de ces ouvrages font intervenir plusieurs normes de construction. L'analyse et le dimensionnement de ces différentes structures doivent obéir à des règles strictes, qui sont dictées par différentes réglementations en matière de construction civile. Dans le but ultime de garantir la résistance de l'ouvrage pour qu'il soit apte à répondre aux besoins pour lesquels il a été conçu, mais aussi pour préserver la sécurité de ses utilisateurs [1]. Un home pour étudiant est un bâtiment qui propose en location des chambres individuelles ou collectives aux étudiants. il assure le confort, la sécurité et l'accessibilité des étudiants. La conception et le dimensionnement d'un home font l'objet des études capitales des normes de conception et de dimensionnement permettant d'assurer le confort, la résistance de l'ouvrage ainsi que la faisabilité. Il sera donc nécessaire de suivre les normes architecturales des homes et faire des calculs de dimensionnement soigneusement pour nous assurer du confort et de la résistance de l'ouvrage [2]

### Problématique

L'Université de Goma est une grande institution qui accueille un grand nombre d'étudiants venant des différentes régions. En effet L'Université de Goma a délogée beaucoup de ses facultés vers le campus du lac Vert à Mugunga sans pour autant passer à la construction des locations pour les étudiants, étant donné que l'endroit en question est situé loin de la ville, [3] il est évident que le manque de logements pour étudiants pose un problème majeur pour les étudiants majeur sur la concentration et le bien être des étudiants de cette institution et pourra avoir un impact négatif sur leur réussite académique. Il est donc nécessaire de concevoir et de dimensionner un bâtiment qui servira de logement pour les étudiants de l'Unigom afin de faciliter les étudiants venant des

différentes régions lointaines d'avoir une bonne sécurité et un accès facile au campus pour leur permettre de bien se concentrer pour leur réussite académique.

## **Justification du choix du sujet**

La justification de ce sujet réside dans le besoin croissant de logements pour les étudiants de l'Unigom. En effet l'intérêt de ce sujet réside dans l'amélioration des conditions de vie de ses étudiants sur plusieurs aspects, En plus, ce sujet nous a permis de nous familiariser un peu avec les notions de dimensionnement des bâtiments en béton armé. La conception et le dimensionnement de cet ouvrage présentent une pertinence scientifique dans la mesure où ils mobilisent des connaissances et des méthodes propres à plusieurs disciplines pour répondre aux besoins des résidents et favoriser leur bien-être.

## **Questions de recherche**

-Quelle seraient l'architecture, les dimensions des éléments structuraux ainsi que le coût du home des étudiants de l'Unigom

## **Hypothèses**

Afin de répondre à la question principale du présent travail, une hypothèse a été émise selon laquelle la conception architecturale selon l'état de l'art des prescriptions architecturales du home des étudiants de l'Unigom, le dimensionnement des éléments structuraux ainsi l'estimation du coût permettrait d'avoir un home adéquat pour les étudiants de l'UNIGOM

## **Objectif principal**

L'objectif principale de ce travail est la conception et le dimensionnement d'un Home pour étudiants de l'Unigom.

## **Objectifs spécifiques**

- La conception architectural et structural de l'ouvrage,
- Le pré-dimensionnement des éléments structuraux,
- La descente des charges

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

---

- Le dimensionnement des éléments structuraux
- Évaluation du coût de l'ouvrage
- Proposition d'un planning des travaux

## **Méthodologies**

Pour arriver à ces résultats, on a fait des documentations sur le site d'implantation, la conception de l'ouvrage a été faite à l'aide des normes de conception des homes pour étudiants, les calculs ont été fait manuellement dont le pré-dimensionnement suivant la CBA93 et la RPA99/V2003, la descente des charges du niveau le plus haut au niveau le plus bas, le dimensionnement suivant les méthodes analytiques de dimensionnement des bâtiments en béton du BAEL 91 modifié 99, l'évaluation du coût par un devis estimatif ainsi que le planning des travaux à l'aide du diagramme de Gant. [2].

## **Subdivision du travail**

En plus de l'introduction et la conclusion générale, notre travail est subdivisé en trois chapitres qui sont à savoir :

Chapitre 1 : Généralités : qui présentent les généralités sur les homes pour étudiants, et sur le BAEL

Chapitre 2 : Méthodologie : présente les méthodes utilisées pour arriver aux résultats

Chapitre 3 : Présentation et interprétation des résultats : qui présente les résultats de ce travail.

## Chapitre 1. GENERALITES

### 1.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons quelques notions sur les homes pour étudiants ainsi que les généralités sur le BAEL 91 mod 99.

### 1.2 Notions sur les Homes pour étudiants

A l'approche de la rentrée universitaire, le logement fait généralement partie des principales préoccupations des parents et des étudiants. Il nécessite un choix minutieux puisqu'il s'agit d'un investissement non négligeable. Les homes pour étudiants sont des résidences spécialement conçues pour offrir un logement aux étudiants pendant les études. Ces établissements offrent généralement des chambres individuelles ou partagées, des espaces communs ainsi que des services supplémentaires tels que des espaces wifi, la sécurité et parfois même des repas inclus. Les homes pour étudiants offrent aux étudiants une communauté dynamique et un environnement propice à la vie étudiante, favorisant ainsi l'échange social et académique entre les résidents. Les logements pour étudiants ne sont pas simplement un endroit où dormir ; ils sont le fondement de votre réussite académique. La connexion entre le logement et la performance académique est souvent sous-estimée, mais cruciale. [4] .

#### 1.2.1 Types de logements pour étudiants

Il existe plusieurs types de logements pour étudiants, mais nous nous concentrerons sur 2 catégories

##### 1.2.1.1 Résidences universitaires

Les résidences universitaires représentent l'une des options les plus traditionnelles de logement pour étudiants. Elles sont souvent la propriété directe de l'établissement d'enseignement supérieur ou affiliées à celui-ci. Leur emplacement stratégique à proximité du campus les rend pratiques pour les étudiants. Ces structures sont conçues pour créer une communauté, encourageant l'interaction entre les étudiants. Elles offrent également une gamme variée de commodités, telles que

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

---

des salles d'étude, des espaces de loisirs et des services supplémentaires, allant de la connexion Internet rapide aux buanderies. La commodité d'avoir des installations académiques à portée de main et la possibilité de participer à des événements et activités organisés en font un choix populaire, surtout pour les étudiants débutants.

### 1.2.1.2 Appartements et maisons pour étudiants

Les appartements et maisons pour étudiants offrent une alternative plus indépendante. Ils peuvent être considérés comme différentes solutions appartenant à la même catégorie de logement. Ils sont généralement gérés par des particuliers et peuvent se composer d'unités de logement individuelles ou partagées par plusieurs étudiants. La flexibilité offerte se traduit par une plus grande autonomie et la possibilité de personnaliser l'expérience de logement. Les étudiants recherchant plus d'intimité et préférant un mode de vie plus indépendant optent souvent pour cette option. Ces solutions impliquent la location de structures pouvant varier en termes de taille et d'équipements.

### 1.2.2 Espaces fonctionnels dans les logements étudiants

L'efficacité d'un logement étudiant repose sur une organisation des espaces favorisant à la fois l'individualité et la sociabilité, tout en maintenant des normes élevées de durabilité environnementale et en intégrant des technologies modernes. Conformément aux définitions fournies par le décret, examinons les différents espaces fonctionnels prévus dans les projets de logements pour étudiants.

Les zones fonctionnelles essentielles dans un logement étudiant sont :

- **Résidence** : l'espace dédié à la vie privée des étudiants, avec une répartition précise entre les zones privées et semi-privées ;
- **Services** : espaces communs et services collectifs, tels que des salles d'étude, des salles de loisirs, des cuisines partagées et des espaces de connectivité, favorisent l'interaction sociale ;
- **Espaces de connexion** : points de rencontre et de socialisation, à la fois à l'intérieur de la résidence et dans les services partagés, favorisent la cohésion communautaire.

Les espaces doivent être facilement identifiables et accessibles, en tenant compte des différentes capacités physiques, sensorielles et perceptives des utilisateurs [5]

### 1.2.3 Exigences clés dans la conception

Lors de la conception d'un bâtiment pour les étudiants, il est crucial de prendre en compte d'autres aspects essentiels à l'organisation des espaces et de l'ensemble du bâtiment :

- **Compatibilité environnementale** : Une caractérisation précise du site, tenant compte du climat, des sources d'énergie renouvelables et de la lumière naturelle, est fondamentale. L'utilisation de matériaux à faible impact environnemental est prioritaire ;
- **Intégration urbaine** : L'emplacement du logement étudiant doit garantir l'accès à des services essentiels, s'intégrant harmonieusement dans le contexte urbain et facilitant la connexion avec les campus universitaires ;
- **Equilibre entre individualité et sociabilité** : La conception doit équilibrer les espaces privés et collectifs pour répondre aux besoins d'individualité et encourager l'interaction sociale.
- **Technologies informatiques et multimédias** : Les logements pour étudiants doivent maximiser l'utilisation des technologies informatiques et multimédias. Des câblages efficaces et des services de connectivité de données facilitent une gestion moderne et efficace de la résidence.
- **Orientation environnementale et accessibilité universelle** : Les espaces doivent être facilement identifiables et accessibles, en tenant compte des différentes capacités physiques, sensorielles et perceptives des utilisateurs.
- **Optimisation de la maintenance et de la gestion** : La conception vise à maximiser la facilité de maintenance, la durabilité et la substituabilité des matériaux et des composants, optimisant ainsi le coût global de l'intervention.

### 1.2.4 Avantages du logement étudiant

Le logement étudiant, évolution du concept traditionnel d'hébergement pour étudiants, présente plusieurs avantages significatifs tant pour les étudiants que pour le territoire environnant. Sa nature innovante et orientée vers l'avenir a des impacts positifs à différents niveaux :

- **Mise en valeur du territoire** : Le logement n'est plus un élément périphérique mais fait partie intégrante du tissu urbain. Les résidences universitaires contribuent au développement du territoire, stimulant la création de nouvelles infrastructures telles que des musées, des restaurants, des magasins et des bureaux.

- **Contribution économique et culturelle** : Les espaces d'habitation ne sont plus conçus comme des dortoirs impersonnels, mais comme des éléments apportant une valeur économique et culturelle au territoire. Les nouvelles tendances favorisent le partage et la collaboration, créant un environnement stimulant pour la croissance à la fois individuelle et collective.
- **Adaptation aux nouveaux modes de vie** : Le logement étudiant s'adapte à de nouveaux modèles d'autonomie et de collaboration, offrant des espaces dédiés au travail à distance et des zones de loisirs. Cette flexibilité répond aux besoins des étudiants en quête d'équilibre entre études, travail et vie sociale.
- **Partage et collaboration** : Les nouvelles tendances du logement étudiant mettent l'accent sur la fourniture d'espaces et de services communs favorisant le partage et la collaboration entre les étudiants. Ces propriétés deviennent des lieux hybrides où l'étude autonome s'intègre à la vie urbaine, favorisant la création de réseaux de connaissances et de relations.
- **Sécurité** : les logements pour étudiants offrent des mesures de contrôle d'accès, une proximité avec le service de sécurité...
- **La proximité des commodités du campus** : les logements sont souvent situés non loin des bibliothèques, des salles de classe, et d'autres installations utiles

## 1.3 Généralités sur le BAEL

### 1.3.1 Introduction en béton armé

Le B.A est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple; c'est le béton et l'acier, disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eux on appelle béton : le mélange dans des proportion convenable des éléments suivants :

- Liant hydraulique (ciment)
- Granulats (agrégats) ( sable, gravier,.....)
- Et l'eau

On appelle béton armé le matériau obtenu en ajoutant au béton des barres en acier. Ces barres en acier sont généralement appelées **armatures**.

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour prendre tous les efforts de compression qui existent. [6]

### 1.3.1.1 Avantages

**a. L'intérêt économique :** Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.

On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux pouvant être résistés à la traction.

**b. La souplesse d'utilisation :** le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact. Le béton armé se traite facilement à la pré-fabrication en usine.

**c. Economie d'entretien :** les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

**d. Résistance au feu :** les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.

**e. Résistance aux efforts accidentels :** le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

**f. Durabilité :** le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air la seule condition à observer et la protection des armatures.

### 1.3.1.2 Inconvénients

**a. Le poids :** les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.

**b. L'exécution :** pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :

- Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

---

- le placement des armatures
- pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
- Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

**c. Brutalité des accidents :** les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

**d. Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :** il est difficile de modifier un élément déjà réalisé. [6]

## 1.3.2 Caractéristiques des matériaux

### 1.3.2.1 Le béton

On se limitera ici aux aspects relatifs au comportement mécanique du béton. Pour les aspects relatifs à sa composition et à sa mise en œuvre, on se référera au cours sur les bétons.

#### a. Essai de compression

En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16×32, de forme cylindrique de hauteur 32cm et de diamètre 16cm . A partir d'une courbe contrainte-déformation d'un essai de compression (Figure 1.1), on peut tirer les grandeurs suivantes

- le module de Young instantané  $E_{ij} \approx 30000MPa$ ,
- la contrainte maximale  $\sigma_{max} \approx 20 \sim 40MPa$ ,
- la déformation maximale à la rupture  $\approx 2 \text{ ‰} = 2.10^{-3}$ .

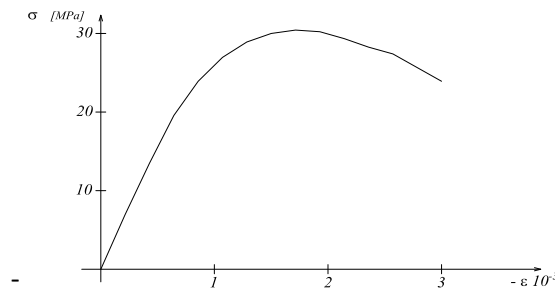


Figure 1.1 courbe contrainte-déformation d'un essai de compression.

### b. Essais de traction.

On distingue :

- ✓ Les essais de traction directe avec des éprouvettes collées,
- ✓ Les essais de traction indirecte tels que l'essai Brésilien ou l'essai en flexion quatre points.

Pour les essais en traction indirecte, la déduction du comportement en traction nécessite une interprétation de l'essai via un modèle. Par exemple, pour l'essai Brésilien qui consiste à fendre une éprouvette cylindrique comme indiqué sur la Figure 2, la résistance à la traction est donnée par :

$$R_t = \frac{2F}{\pi \cdot D \cdot h} \quad (1.1)$$

où  $F$  est l'effort à la rupture.

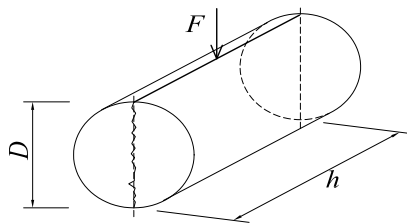


Figure 1.2 essai brésilien sur l'éprouvette cylindrique.

On retiendra que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$$R_t \approx \frac{R_c}{10} \quad (1.2)$$

### c. Fluage du béton

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées

### d. Phénomène de retrait

On notera que des pièces de béton conservées dans l'eau subissent, au contraire, un gonflement. Le retrait commence dès le premier jour de vie de la pièce en béton et on observe que 80% du retrait est atteint au bout de deux ans. La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration. [7]

### e. Dilatation thermique

Le coefficient de dilatation du béton vaut de  $9$  à  $12 \cdot 10^{-6}$ , et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé. On notera que la valeur du coefficient de dilatation de l'acier ( $11 \cdot 10^{-6}$ ) est très proche de celle du béton. Une variation de température de  $10^\circ\text{C}$  induit une déformation de  $10^{-4}$ , c'est à dire qu'un élément de  $10\text{m}$  de long verra son extrémité libre se déplacer de  $1\text{mm}$ . Dans la pratique, les éléments ne sont pas libres, et les variations de température entraînent des contraintes internes de traction. Pour éviter des désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de  $25$  à  $50$  mètres selon la région. Notons que ces joints de dilatation sont aussi un moyen de lutter contre les désordres dus au retrait. [7]

### f. Résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes  $16 \times 32$ .

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1,15} \quad (1.3)$$

Où  $\sigma_j$  est la valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$

X Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40MPa$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases} \quad (1.4)$$

X Pour des résistances  $f_{c28} > 40MPa$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \quad (1.5)$$

### g. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60MPa \quad (1.6)$$

$$f_{tj} = 0,275f_{c_j}^{\frac{2}{3}} \text{ si } f_{c28} > 60MPa \quad (1.7)$$

La Figure 1.3 présente l'évolution de la résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

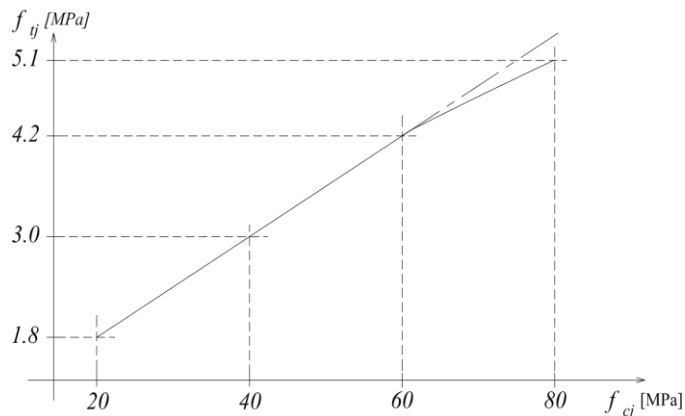


Figure 1.3 Evolution de la résistance à la traction en fonction de celle à la compression

la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\gamma_b} \quad (1.8)$$

Où :

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles,
- $\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :  $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h,  $\theta = 0.9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h et  $\theta = 0.85$  sinon. [7]

### 1.3.2.2 Aciers d'armatures

#### a. Types d'aciers

On distingue quatre types d'acier pour armature (voir Figure 1.4), du moins au plus écroui :

1. Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont les ronds lisses (noté  $\phi$ ), qui ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).
2. Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dit aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.
3. Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.
4. Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

On pourra retenir que l'action de l'écrouissage est d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de  $E_s = 210000MPa$ . La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

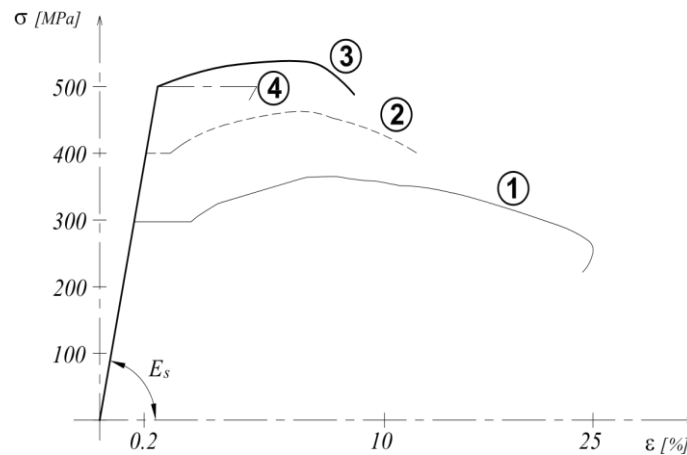


Figure 1.4 diagrammes contrainte-déformation de traction sur les aciers [6]

## b. Formes d'armatures

- **Les barres** : On trouve des barres de longueur variant de 6.00m à 12.00m, lisses ou à haute adhérence, pour les diamètres normalisés suivants (en mm) : 5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40.
- **Les fils** : Les armatures sous forme de fils sont stockées sur des bobines. Les fils servent principalement à la réalisation de treillis soudés, de cadres, d'épingles et d'étriers en usine de façonnage d'armatures, ou pour le ferrailage d'éléments préfabriqués tels que les prédalles BA ou BP. On trouve des diamètres de 5 à 12mm et se sont généralement des aciers à haute adhérence.
- **Les treillis soudés TS** : sont utilisés pour ferrailer rapidement des éléments plans, tels que les voiles, dalles et dallages. Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux et sont composés d'aciers à haute adhérence. L'association technique pour le développement et l'emploi du TS (ADETS) propose 5 treillis antifissuration et 11 treillis de structure standards. On peut imaginer de faire fabriquer un TS spécial si aucun des TS standards proposés par l'ADETS ne correspond (réservé à des gros chantiers pour de grandes quantités).

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire le comportement des quatre types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

**c. Modèle de calcul à l'ELS**

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire  $E_s = 200000MPa$ .

**d. Modèle de calcul à l'ELU**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la Figure 1.5, où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (1.9)$$

$\gamma_s$  est un coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.15 sauf pour les combinaisons accidentelles où il vaut 1.

**e. Façonnage des aciers**

Afin de ne pas trop plastifier les aciers, il convient d'adopter des mandrins de façonnage dont les diamètres ne soient pas trop petits. On admet qu'un cadre, un étrier ou une épingle soit plus plastifié au niveau des coudes que les ancrages d'une barre longitudinale. [7]

**f. Etat limite d'ouverture des fissures :**

On est amené en outre à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion et la déformation de la pièce. On distinguera ainsi trois catégories d'ouvrages :

✚ Les ouvrages où **la fissuration est peu nuisible** ou (peu préjudiciable) ce qui peut correspondre aux locaux clos et couverts non soumis à des condensations.

✚ Les ouvrages où **la fissuration est préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce. [8]

**g. vérification des armatures à l'ELS**

-Fissuration peu préjudiciable :  

$$\sigma_{st} = f_e \tag{1.10}$$

-Fissuration préjudiciable  

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t 28} \right) \right\} \tag{1.11}$$

- Fissuration très préjudiciable  

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t 28} \right\} \tag{1.12}$$

Avec : -  $\eta$  : coefficient de fissuration  
 $\eta=1,6$  pour HA  
 $\eta=1$  pour RL

**1.3.3 Notions d'états Limites**

On appelle état limite, un état particulier au-delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit. C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples) On distingue :

**1.3.3.1 Les états limites ultimes (E.L.U)**

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- **Limite de l'équilibre statique** : (pas de renversement, pas de glissement).
- **Limite de la résistance de chacun des matériaux** :(pas de rupture de sections critiques de la structure)
- **Limite de la stabilité de forme** : (pas de flambement)

### 1.3.3.2 Les états limites de service (E.L.S) :

Ils concernent les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.

- **Limite de compression du béton** :(contrainte de compression bornée par le règlement B.A.E.L).
- **Limite de déformation** :(limitation des flèches).
- **Limite d'ouverture des fissures** :(pour éviter la corrosion trop rapide des aciers). [8]

### 1.3.4 Les actions

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur une structure et en particulier sur l'un de ses éléments (exemples : poteau, poutre, plancher, fondation, etc)

#### 1.3.4.1 Les actions permanentes :

Elles sont notés G et ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure
- Les actions permanentes : (poids des cloisons, revêtements du sol, poids des machines etc....)
- Les poussées des terres ou les pressions des liquides pour les murs de soutènement ou les réservoirs.

#### 1.3.4.2 Les actions variables

Elles sont notées Q et ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. Elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitation : charges dues aux poids des utilisateurs ou des matériels utilisés.
- ✓ Les charges climatiques : charges dues au vent et à la neige.
- ✓ Les effets dus à la température : efforts dus à la dilatation.

#### 1.3.4.3 Actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et de façon instantanée. Ex : les séismes, les chocs de véhicules ou bateaux, les explosions.

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

---

## L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

**1.3.5 Combinaisons d'actions [8]****Cas des poteaux :**

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35G + 1,50Q \quad (1.13)$$

**Cas des fondations, planchers et poutres**

$$\text{ELU: } 1,35G + 1,50Q \quad (1.13)$$

$$\text{ELS: } G + Q \quad (1.14)$$

**1.3.6 Association acier-béton****1.3.6.1 Adhérence des aciers en barres****1.3.6.1.1 Contrainte d'adhérence**

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$  définie par la formule suivante :

$$\tau_s = \frac{1 \cdot dF}{u \cdot dx} \quad (1.15)$$

Où  $\frac{dF}{dx}$  est la variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature et  $u$  le périmètre utile de l'armature.

**1.3.6.1.2 Ancrage des aciers en barres**

On suppose que la contrainte d'adhérence est constante sur la longueur de l'ancrage et est égale à sa valeur ultime

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} \quad (1.16)$$

où  $\psi_s$  est le coefficient de scellement qui caractérise l'efficacité d'une barre du point de vue de l'adhérence. [9]

### Ancrage rectiligne

On considère une armature, de diamètre  $D$ , scellée dans un massif de béton et soumise à un effort de traction  $F_{\max}$ . On note  $l_s$  la longueur de scellement droit de la barre. L'équation d'équilibre de la barre permet de déterminer l'expression de la longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} * \pi * D * l_s = f_e * \pi * \frac{D^2}{4} \quad (1.17)$$

D'où l'on tire

$$l_s = \frac{f_e * D}{2,4 * \psi_s^2 * f_{tj}} \quad (1.18)$$

En général :

$$l_s = 40\varphi \text{ pour un HA feE400 } l_s \quad (1.19)$$

$$l_s = 50\varphi \text{ pour un HA feE500 ou un rond lisse} \quad (1.20)$$

### Ancrages courbes

Il est nécessaire de réaliser un ancrage courbe lorsqu'il n'y a pas suffisamment de place pour un ancrage rectiligne. La réalisation d'un ancrage courbe nécessite le façonnage de l'armature.

On définit, pour les armatures à haute adhérence, des crochets aux dimensions fixées appelés crochets normaux, pour lesquels on peut se dispenser d'effectuer un calcul d'ancrage courbe. Le respect des prescriptions concernant le crochet normal dispense également de vérifier la condition de non-écrasement du béton. [9]

## 1.4 Conclusion Partielle

Ce chapitre premier est consacré aux généralités sur les homes pour étudiants ainsi que sur le béton armé qui est le matériau qu'on va utiliser par la suite pour le dimensionnement de notre structure. Ainsi, il présente quelques normes pour la conception des homes pour étudiants, parle des caractéristiques mécaniques du béton et des armatures et aussi de leur association, la combinaison de ces éléments nous donne un matériau pouvant bien résister à la traction et la compression qui est un atout important qu'on exploitera dans la suite de notre travail. La conception des homes pour étudiants nécessite la connaissance des normes pour s'assurer du confort et du bien-être des occupants.

## Chapitre 2. METHODOLOGIE

### 2.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons le milieu où sera implanté notre bâtiment, la conception de notre ouvrage, les principes de pré-dimensionnement, le principe de la descente des charges, de dimensionnement des éléments structuraux en béton armé, l'évaluation du coût, et enfin les logiciels utilisés

### 2.2 Présentation du milieu d'étude

Notre milieu d'étude se trouve dans la ville de Goma est située à l'Est de la R.D. Congo, à environ 1 500 mètres d'altitude dans la vallée du Rift. La ville de Goma est le Chef-lieu de la Province du Nord-Kivu. Elle s'étend sur une superficie de 66,45 km<sup>2</sup> couverte des roches volcaniques au relief onduleux au pied du Volcan Nyiragongo. Elle se situe au bord du lac Kivu, à 29°14' de longitude Est et à 1°45' de latitude Sud. Sur le plan administratif, elle est divisée en 2 communes : Commune de Goma et Commune de Karisimbi. Ces deux communes sont séparées par la route principale allant de la Petite Barrière vers Sake.

Le milieu d'étude proprement-dit est le quartier Lac-Vert situé dans la commune de Goma et créé en 1989 par l'ordonnance loi n°89/127 du 22/05/1989. Avant sa création, ce quartier était localisé dans le territoire de Masisi, localité Lutale, groupement Kamuronza, chefferie de Bahunde, province du Kivu, sous-région du Nord-Kivu. Il est situé à l'ouest de la ville de Goma à 18 km du centre-ville sur la route Goma-Sake. Il est délimité au nord par la route Sake, au sud par le lac Kivu, à l'Est par le quartier Keshero et à l'Ouest par le Parc National de Virunga. [10]. La parcelle de l'Unigom situé dans ce quartier a une superficie d'environ 73600m<sup>2</sup> soit environ 7,36 Ha (valeur trouvée grâce au logiciel Argis+Canva). Qui est la surface obtenue à partir des coordonnées des quelques points sur la parcelle. L'image de la parcelle est présentée sur la figure 2.1 [11]



*Figure 2.1 zone d'étude*

### **2.2.1 Conception architecturale**

Une parcelle pour les garçons et une parcelle pour les filles comportant chacune 2 bâtiments R+1 dans lesquels on trouve les éléments détaillés dans les tableaux 2.1 et 2.2. Dans ces parcelles il y a aussi d'autres pièces notamment une salle d'étude, une bibliothèque, une salle de

conférence, une salle de jeu, une salle de sport avec vestiaire, un terrain de Basketball et des toilettes communes externes. Il y aussi une parcelles pour les autres services notamment l'administration, le restaurant, le parking, une clinique sanitaire et une guérite. La longueur surface à bâtir est de 20 200m<sup>2</sup> qui reste inférieure à 40% de la surface de la parcelle, la hauteur de l'étage de 3,2m. Les plans sont présentés dans les annexes pour plus de détails.

*Tableau 2.1 tableau des surfaces des pièces dans le bâtiment des garçons*

R.D.C et étage		Nombre	Aire (m <sup>2</sup> )
Chambre	Autres services	100	14,5
	Toilette interne		3
W.C communs		36	1,1
Salon 1		4	131,3
Salon 2		4	108
Cuisine		4	67,6
Buanderie		4	32,5

*Tableau 2.2 tableau des surfaces des pièces dans le bâtiment des filles*

R.D.C et étage		Nombre	Aire (m <sup>2</sup> )
Chambre	Autres services	100	14,5
	Toilette interne		3
W.C communs		36	1,1
Salon 1		4	131,3
Salon 2		4	108
Cuisine		4	67,6
Buanderie		4	32,5

Etant donné que nous avons 200 chambres twin, le home qu'on a conçu peut donc recevoir 400 étudiants.

### **2.2.2 Conception structurale**

L'ossature choisie est un ensemble de poutres pour reprendre les charges transmises par les planchers. Ces poutres s'appuient sur des éléments verticaux appelés poteaux. Les poteaux transmettent les efforts à la fondation qui est constitué des semelles isolées qui vont les transmettre à

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

## L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

leur tour au sol. Nous avons réalisé des joints de dilatation de 2cm chaque 20 à 30m qui ont pour rôle de réduire fortement voire de supprimer les désordres dus au retrait et à la dilatation. Ainsi, la stabilité de chaque corps du bâtiment sera assurée.

## 2.3 Principe de pré-dimensionnement

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il est basé sur le principe de la descente de charges, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément dû à la charge et surcharge. Le pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. [12]

### 2.3.1 Dalle [7]

C'est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

$l_x$  et  $l_y$  sont les portées d'un panneau de dalle sont mesurées entre nus des appuis.

Avec,  $l_x$  : le plus petit côté de la dalle et  $l_y$  : le plus grand côté de la dalle.

L'épaisseur de la dalle résulte des conditions :

Si  $\alpha < 0.4$ , dalle portant uniquement dans un sens, on adopte :

pour un panneau isolé ;

$$h \geq \frac{l_x}{20} \quad (2.1)$$

pour une dalle continue.

$$h \geq \frac{l_x}{25} \quad (2.2)$$

Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1$ , dalle portant dans deux directions, on adopte :

pour un panneau isolé

$$h \geq \frac{l_x}{30} \quad (2.3)$$

pour une dalle continue.

$$h \geq \frac{l_x}{40} \quad (2.4)$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (2.5)$$

### 2.3.2 Poutre [12]

Le pré dimensionnement des poutres a pour but le choix et la vérification des dimensions (hauteurs et largeurs) de ces derniers dans le plan d'architecture. Pour cela, nos calculs sont basés sur les règles suivant la RPA99 V2003 et du CBA93

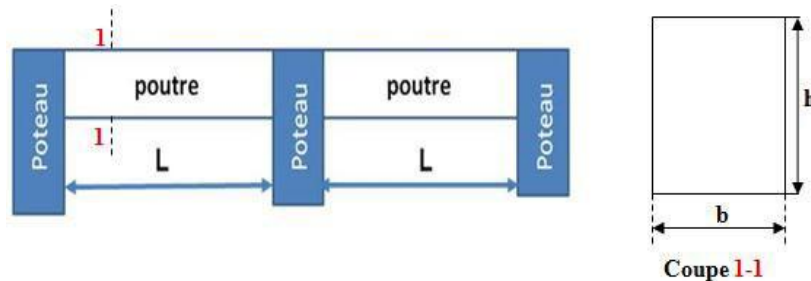


Figure 2.2 Section d'une poutre en béton.

La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (2.6)$$

Où,  $L_{max}$  : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis ;

$h$  : Hauteur de la poutre.

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad (2.7)$$

#### Vérification selon RPA99/V2003

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- ✓  $b \geq 20\text{cm}$
- ✓  $h \geq 30\text{ cm}$
- ✓  $h/b \leq 4$
- ✓  $b_{max} \leq 1,5h + b_1$  ( $b_1$  est la plus petite dimension de la section du poteau)

### 2.3.3 Les poteaux [12]

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU  
Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

(1.35G+1,5Q). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. D'après le **CBA93**, l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left( Br \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2.8)$$

Avec ;

$Br$  : Section réduite du poteau (en  $cm^2$ ) ;  
 pour une section rectangulaire.

$$Br = (b - 2cm) \times (a - 2cm) \quad (2.9)$$

$A$  : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;

$\alpha$  : Coefficient réducteur, fonction de l'élanement mécanique ( $\lambda$ ) qui prend la valeur :  
 pour  $\lambda \leq 50$ ,

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right) \right]} \quad (2.10)$$

pour  $50 < \lambda \leq 70$ ,

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad (2.11)$$

Les valeurs de  $\alpha$  sont à diviser par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte  $f_{cj}$  au lieu de  $f_{c28}$  et le coefficient de réduction est de 1,20 au lieu de 1,10).

Il faut vérifier que la valeur de  $\lambda$  reste inférieure à 70

Tel que :  $\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$  avec

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} \text{ et } \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \quad (2.12)$$

•  $l_f$  : Longueur de flambement ;

$$L_f = 0.7l_o \quad (2.13)$$

•  $l_o$  : Hauteur libre du poteau.

- $i$  : Rayon de giration.

Tel que

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \text{ et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}} \quad (2.14)$$

$I$  est le Moment d'inertie de la section et  $B$  est l'air de la section du béton.

. Dans notre travail nous avons des poteaux rectangulaire

$$I_x = \frac{ba^3}{12} \text{ et } I_y = \frac{ab^3}{12} \quad (2.15)$$

### Vérification selon RPA99/V2003

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- ✓  $\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$
- ✓  $\text{Min}(b,h) \geq H/20$
- ✓  $1/4 < b/4 < 4$

### 2.3.4 Fondation [12]

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

Pour notre travail nous utilisons des fondations superficielles en semelles isolés

Considérons un poteau de section ( $a \times b$ ) et une semelle de dimensions ( $A \times B$ ), on a par homothétie:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (2.16)$$

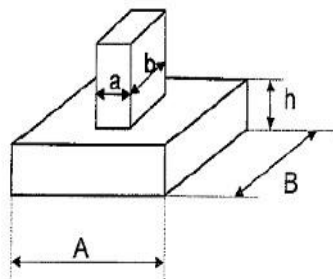


Figure 2.3 les dimensions des semelles sous-poteaux

La section de la semelle doit être

$$s \geq \frac{Nu}{q} \quad (2.17)$$

avec q la contrainte admissible de sol.

Et la hauteur

$$h = d + 0,05 \quad (2.18)$$

$$tel\ que : \max\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right) \leq d \leq \min\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right) \quad (2.19)$$

## 2.4 Descente des charges [13]

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc... Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige, ...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont **les charges permanentes**. Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux, ...) pour choisir les **surcharges d'exploitation** à appliquer au plancher. Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées. Une fois tous ces renseignements réunis, on fait la combinaison des charges

$$Pu = 1.35 G + 1.5 Q : \text{Etat limite ultime}$$

$$Ps = G + Q : \text{Etat limite de service}$$

### 2.4.1.1 Dalle

Nous évaluons les charges surfaciques  $G$  et  $Q$  qu'on va multiplier par la surface de la dalle où elles sont appliquées et ensuite nous passons à la combinaison des charges.

### 2.4.1.2 Poutres [14]

Quel que soit le matériau de construction, pour déterminer les charges transmises par les dalles aux poutres ou aux voiles, et pour tout type de charges  $G$ ,  $Q$ , il faut se servir de la surface de plancher reprise par ces poutres ou voiles. Ces surfaces de planchers sont appelées **surfaces d'influence** et notées **SP**.

Les charges verticales appliquées dessus ne sont plus linéiques et uniformément réparties mais trapézoïdales ou triangulaires comme le montre la figure 2.4 cas d'une dalle rectangulaire :

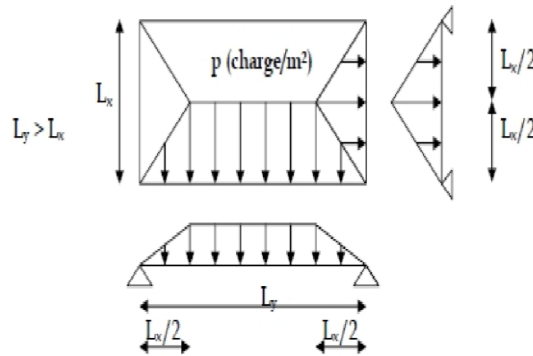


Figure 2.4 répartition des charges sur les poutres

### 2.4.1.3 Poteau et semelle

La question qui se pose est : Quelle est la valeur de l'effort normal (de compression) sollicitant chaque poteau, bien sur aussi bien sous l'influence des charges permanentes que sous l'action des surcharges d'exploitation.

Le poteau  $P_i$  s'est vu délimiter une zone d'influence (surface) de façon à ce que toute charge située dans cette zone, alors cette charge sera reprise par ce même poteau.

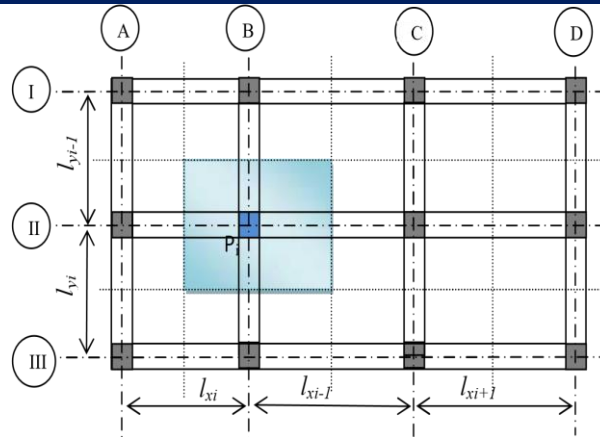


Figure 2.5 surface d'influence sur un poteau

## 2.5 Dimensionnement

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner de la section d'acier dépend du type de fissuration, comme indiqué sur dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 Choix de l'état limite pour le dimensionnement. [7]

Type de fissuration	Fissuration Peu Préjudiciable	Fissuration Préjudiciable	Fissuration Très Préjudiciable
Dimensionnement	ELU	ELU (ou ELS)	ELS
Vérification	ELS	ELS (ou ELU)	inutile

### 2.5.1 Dimensionnement des dalles

#### 2.5.1.1 Hypothèses

- calcul suivant le BAEL 91 Modifié 99
- fissuration peu préjudiciable.

#### 2.5.1.2 calculs des sollicitations [7]

Pour calculer les dalles on détermine d'abord les moments isostatiques puis ensuite à partir de ces moments nous allons déterminer en travées et sur appuis qui vont nous permettre de passer au dimensionnement et puis par après procéder aux vérifications

### 2.5.1.2.1 Pour le cas des dalles portant dans une direction

#### 2.5.1.2.1.1 Moments isostatiques

On calcul donc la dalle comme une poutre continue de largeur unitaire 1 m sur laquelle on applique la méthode forfaitaire pour la détermination des moments sur appuis et en travée. Pour un panneau de dalle  $i$  on a :

$$M_{oxi} = \frac{Pl_x^2}{8}, M_{oyi} = 0 \quad (2.20)$$

#### 2.5.1.2.1.2 Le moment en travées et sur appuis.

Le moment en travée de la dalle continue est donc défini par :

$$M_{tx} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha) ; 1,05] M_{oxi} \quad (2.21)$$

Avec  $M_w$  et  $M_e$  les moments sur appuis de gauche et de droite.

Les moments minimaux sont définis par la méthode forfaitaire et sont résumés de la manière suivante :

#### Poutre à 2 travées :

$$M_a \geq 0,6 M_{oxi} \quad (2.22)$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{oxi} \quad (2.23)$$

#### Poutre de plus de 2 travées

#### Moment en appuis.

Appuis voisin de l'appuis de rive

$$M_a \geq 0,5 M_{oxi} \quad (2.24)$$

Appuis non voisin de l'appuis de rive

$$M_a \geq 0,4 M_{oxi} \quad (2.25)$$

#### Moment en travées

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

$$Mt \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} Moxi \quad (2.23)$$

$$\alpha_l = \frac{Q}{G + Q} \quad (2.26)$$

Les moments de rive extrême sont pris à 0 dans le cas d'appui non solidaire de la dalle et à  $0,15M_{ox}$  dans le cas d'appui solidaire (par exemple dalle et voile formant un ensemble monolithique).

Les valeurs de moment dans la direction  $l_y$  sont négligeables. Cependant, il faut vérifier les valeurs suivantes :

Pour les moments en travée, on doit vérifier

$$Mty \geq \frac{Mtx}{3} \quad (2.27)$$

### 2.5.1.2.2 Dalle portant dans deux sens

#### 2.5.1.2.2.1 Moments isostatiques

Les panneaux de dalles sont articulés sur leurs contours. Il n'y a donc aucune continuité entre les panneaux et ces derniers sont dimensionnés indépendamment les uns des autres. Du fait que  $\alpha \geq 0.4$ , la dalle porte dans les 2 sens  $l_x$  et  $l_y$ .

on a les expressions suivantes pour le calcul des moments :

$$Mox = \mu_x p l_x^2 \text{ et } Moy = \mu_y Mox \quad (2.28)$$

où les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des fonctions du rapport des portées et du type d'état limite considéré.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (2.29)$$

#### I'ELU

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \quad (2.30)$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \geq 0,25 \quad (2.31)$$

#### I'ELS

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} \quad (2.32)$$

$$\mu_y = \alpha^2[(1 + (1,5)(1 - \alpha)^2)] \quad (2.33)$$

#### 2.5.1.2.2.2 Moments en travées et sur appuis.

**Pour les moments en travées :**

Pour les travées de rive.

$$M_t \geq 0.85M_o \quad (2.34)$$

Pour les travées intermédiaires

$$M_t \geq 0.75M_o \quad (2.35)$$

**Pour les moments sur appuis :**

Appui de continuité

$$M_a \geq 0.5 \max[M_{oxi}, M_{ox(i+1)}] \quad (2.36)$$

Appui de rive avec encastrement partiel

$$M_a \geq 0.3 M_{ox} \quad (2.37)$$

Appui de rive avec encastrement faible

$$M_a \geq 0.15 M_{ox} \quad (2.38)$$

#### 2.5.1.2.3 Effort tranchant [15]

**Dalle portant dans un sens**

$$V_{ux} = qu \frac{L_x}{2} \text{ et } V_{uy} = 0 \quad (2.39)$$

**Dalle portant de deux sens**

$$V_{ux} = \frac{qu L_x L_y}{L_x + 2L_y} \text{ et } V_{uy} = qu \frac{L_y}{3} \quad (2.40)$$

**Vérification**

$$\tau_u = \frac{V}{b*d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (2.41)$$

Si la condition est vérifiée on aura pas besoin d'armatures transversales.

### 2.5.1.3 Calculs d'armatures. [8]

Partant des hypothèses, nous sommes dans le cas de FPP. Le calcul va alors se faire à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Après avoir déterminer les sollicitations on procède de la manière suivante :

On calcule le moment réduit, ensuite on détermine  $\alpha$  puis on passe par le calcul du bras de levier pour enfin déterminer la section d'armatures

#### 1. Calcul du moment réduit $\mu$

$$\mu = \frac{Mt}{b * d^2 * f_{bu}} \quad (2.42)$$

$f_{bu}$  est calculer avec la formule (1.8).

$b=1m$

$d$  est la hauteur utile.

#### 2. Calcul de $\alpha$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (2.43)$$

#### 3. Calcul du bras de levier $Z$ .

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad (2.44)$$

#### 4. Calcul de la section d'armatures $A_s$ .

$$A_s = \frac{Mt}{Z * f_{su}} \quad (2.45)$$

Avec

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (2.46)$$

L'espace maximale dans le cas de FPP est donné par :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33cm \end{array} \right. \quad (2.47)$$

Pour les  $A_s$  parallèle à  $l_x$  et

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4h \\ 45cm \end{array} \right. \quad (2.48)$$

Pour les  $A_s$  parallèle à  $l_y$

L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

Tableau 2.4 La condition de ferrailage minimal [16]

Nuance d'armatures	$A_{ymin}(cm^2/m)$	$A_{xmin}(cm^2/m)$
$f_e400$ ou $TS \geq 6mm$	$8h_0$	$\frac{3-\alpha}{2} A_{ymin} \quad (2.49)$
$f_e500$ ou $TS < 6mm$	$6h_0$	
Is Lisses (RL)	$12h_0$	

Avec

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (2.29)$$

La condition de non fragilité est donnée par.

$$A_s \geq \frac{0,23f_c28}{f_e} b.d \quad (2.50)$$

**2.5.1.4Vérification à l'ELS.**

La condition est donnée par la relation doit être vérifiée pour des vérifications à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c28}{100} \quad (2.51)$$

Avec  $\gamma$  le moment critique, donné par la formule

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \quad (2.52)$$

Avec : Mu le moment à l'état limite ultime et Ms le moment à l'état limite de service.

**2.5.2 Principe de dimensionnement des poutres.**

**2.5.2.1 Hypothèse**

-Fissuration peu préjudiciable

-calcul suivant le BAEL 91 Modifié 99

Comme nous sommes dans le cas de FPP, le calcul se fait à l'ELU et les vérifications à l'ELS

**1. Calculs des sollicitations**

**Validation de la méthode forfaitaire [7]**

- a) La méthode s'applique aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque  $q \leq 2g$  ou  $q \leq 5kN/m^2$ .
- b) Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
- c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1. 25.

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

d) La fissuration est peu préjudiciable (FPP).

Si les 4 conditions sont vérifiées, le calcul des sollicitations se fait comme pour les dalles portant dans une direction. Nous utilisons donc les relations (2.20) ; (2.21) ;(2.22) ;(2.23) pour les poutres à 2 travées et les relations (2.20) ; (2.24) ;(2.25) ;(2.23) pour les poutres à plus de 2 travées et la relation (2.26) pour calculer  $\alpha$ .

## 2. Calculs d'armature [7]

Pour le calcul d'armature sur la poutre nous procédons de la manière suivante

On calcul  $\mu l$  qui est donné par la relation

$$\mu l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \quad (2.53)$$

$$\alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon l} \quad (2.54)$$

$$\varepsilon l = \frac{fe}{\gamma s E} \quad (2.55)$$

Avec : E le module de Young

3 cas peuvent se présenter.

**1<sup>er</sup> cas**  $\mu \geq \frac{5}{3}\mu l$

Redimensionner la section.

**2<sup>em</sup> cas**  $\mu < \frac{5}{3}\mu l$ ,  $\mu < \mu l$

**La section sera armée uniquement par les armatures tendues**

Le calcul se fait en utilisant les formules (2.42),(2.43),(2.44),(2.45).

La condition de non fragilité est donnée par la même relation (2.50).

**3<sup>em</sup> cas**  $\mu < \frac{5}{3}\mu l$  et  $\mu \geq \mu l$ .

**Armatures double.**

On calcul

$$d' = 0,11d \quad (2.56)$$

On calcule le moment résistant du béton

$$M_r = \mu l * b * d^2 * f_{bu} \quad (2.57)$$

On calcule le bras de levier

$$Z = (1 - 0,4\alpha_l)d \quad (2.58)$$

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

La section d'armatures comprimés

$$A_{sc} = \frac{Mu - Mr}{(d - d')\sigma_{sc}} \quad (2.59)$$

Section d'armatures tendus

$$A_{st} = \left( \frac{Mr}{Z} + \frac{Mu - Mr}{d - d'} \right) \frac{\gamma s}{fe} \quad (2.60)$$

### 3. Vérification à l'ELS [15]

On commence par déterminer la position de l'axe neutre en résolvant l'équation aux moments statiques suivante en  $y$  :

On calcul  $y$  qui est solution positive de l'équation

$$by^2 + 30(A_{sc} + A_{st})y - 30(A_{st}.d + A_{sc}.d') = 0 \quad (2.61)$$

Avec  $d=0,9h$  (la hauteur utile)

On écrit ensuite l'expression du moment quadratique de la section homogénéisée par rapport au béton et réduite.

$$I = \frac{1}{3}by^3 + 15A_{st}(d - y)^2 + 15A_{sc}(d' - y) \quad (2.62)$$

Puis on calcule la valeur de la contrainte maximale de béton comprimé en utilisant l'expression suivante.

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y \quad (2.63)$$

Il faut vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad (2.64)$$

Avec le contrainte admissible du béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc28 \quad (2.65)$$

### 3. Vérification de la flèche

les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres

sont :

$$\begin{cases} h \geq \text{Max} \left[ \frac{1}{16} ; \frac{Mt}{10M_0} \right] l \\ As \leq \frac{4,2 * b * d}{fe} \\ l \leq 8m \end{cases} \quad (2.66)$$

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, le calcul des flèches se fait de la manière suivante :

$$f = \frac{Mt * l^2}{10E * I} \quad (2.67)$$

Il faut alors vérifié si

$$\begin{cases} f \leq \frac{l}{500} \text{ si } l \leq 5m \\ f \leq 0,05 + \frac{l}{1000} \text{ sinon} \end{cases} \quad (2.68)$$

Dans ces formules,  $M_t$  est le moment en travée,  $M_0$  le moment en travée de la travée isostatique de référence et  $l$  la portée.

I : moment d'inertie de la section ( $m^4$ )

E : module d'élasticité longitudinal de l'acier. (200 000Mpa)

#### 4. L'espacement d'armatures

**zone nodale**

$$st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \text{ min}, 30\text{cm} \right) \quad (2.69)$$

**dans la zone courante.**

$$st \leq \frac{h}{2} \quad (2.70)$$

#### 5. Armatures transversales (effort tranchant)

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant aux appuis, ce dernier est calculé en faisant abstraction de la continuité, sauf pour les appuis voisins des appuis de rive. En notant  $V_{0i}$  la valeur absolue de l'effort tranchant sur les appuis de la travée isostatique de référence  $i$ , les valeurs absolues de l'effort tranchant aux appuis sont déterminés de façon forfaitaire comme indiqué sur la Figure 2.6.

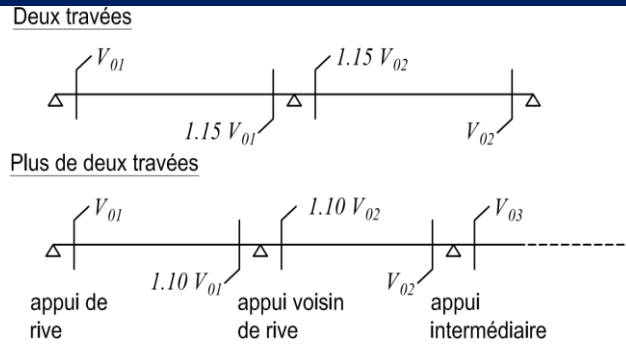


Figure 2.6 Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres continues

$$V_{oi} = \frac{P_i L_i}{2} \quad (2.71)$$

Par ailleurs le règlement définit une contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (2.72)$$

Il faut vérifier que

$$\tau_{u_{max}} < \tau_{u_{lim}} \quad (2.73)$$

Qui correspond à la vérification de la compression des bielles de béton. avec

Tableau 2.5. calcul de  $\tau_{u_{lim}}$

$\tau_{u_{lim}}$ (Mpa)	FPP	FP ou FTP
Cadre droit	$\text{Min}\left[0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\right]$	$\text{Min}\left[0,15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\right]$
Cadre à 45°	$\text{Min}\left[0,27 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7\right]$	$\text{Min}\left[0,27 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7\right]$
Cadre à 22,5°	$\text{Min}\left[0,235 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 6\right]$	$\text{Min}\left[0,21 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5,5\right]$

Le diamètre d'armatures transversales est donné par la relation

$$\Phi t = \frac{\Phi l}{3} \quad (2.74)$$

Il faut vérifier que

$$\Phi t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi l \min \right] \quad (2.75)$$

La section d'armatures transversales est donnée par la relation :

$$At = \frac{St * \tau_u * b}{0,9 * \frac{fe}{\gamma b} (\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad (2.76)$$

Un pourcentage minimum d'armatures pour les poutre. La section d'acier par unité de longueur At/St doit être :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0,4b}{fe} \quad (2.77)$$

### 2.5.3 Principe de dimensionnement des poteaux [15].

Nu est trouvé à partir des résultats de la descente des charges. Il convient de la multiplier par 1,1 pour tenir compte des conditions du **CBA93**

Pour la section des armatures on a

$$As = \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * fc28}{0,9\gamma_s} \right) \frac{\gamma_s}{fe} \quad (2.78)$$

La section minimale est

$$Amin = \max(4P ; 0,2\%B) \quad (2.79)$$

Avec B la section du poteau et P le périmètre.

**1èr cas.  $As > Amin$ .**

Si  $As > Amax=5\%B$  redimensionner la section

Si non on prend  $As=A$ .

**2èm cas  $As \leq Amin$ .** On prend  $As=Asmin$

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

## L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

**Le diamètre des armatures transversales est tel que**

$$\frac{\Phi l}{3} \leq \Phi t \leq 12\text{mm.} \quad (2.80)$$

avec  $\Phi l$  le diamètre des armatures longitudinales et  $\Phi t$  celui des armatures transversales.

La longueur de recouvrement est donnée par :

$$Lr = 0,6Ls \quad (2.81)$$

Avec  $Ls$  la longueur de scellement donnée par les expressions données dans le tableau 1.2 au premier chapitre.

L'espacement est donné par :

$$St \leq \min \begin{cases} 15\Phi l \\ 40\text{cm} \\ a + 10 \end{cases} \quad (2.82)$$

Avec  $a$  la plus petite dimension transversale dans le plan de flambement.

#### **2.5.4 Principe de dimensionnement des semelles [17].**

Poids propre de la semelle est

$$Ps = A * B * h * \omega. \quad (2.83)$$

La nouvelle combinaison à L'ELU est.

$$N' = N + 1,35 * Ps \quad (2.84)$$

#### **Vérification de la contrainte**

La nouvelle contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible du sol.

$$\sigma = \frac{N'}{S} \quad (2.85)$$

#### **Calcul des armatures de la semelle.**

La section des armatures est telle que

suivant x

$$Asx = \frac{Nu'(A-a)}{8*d*fdy} \quad (2.86)$$

suivant y

$$A_{sy} = \frac{Nu'(B-b)}{8*d*fdy} \quad (2.87)$$

**Vérification du non poinçonnement de la semelle.** [18]

Pour satisfaire la condition de non-poinçonnement de la semelle il faut vérifier la relation suivante

$$Pu' \leq 0,04u_c h' \frac{fc28}{\gamma_b} = K \quad (2.88)$$

Avec  $Pu'$  : la charge de poinçonnante donnée par la relation.

$$Pu' = (Pu + 1,35Gs) \left(1 - \frac{a_2 b_2}{AB}\right) \quad (2.89)$$

Avec  $G_s$  le poids propre de la semelle.

$$a_2 = a + 2h \text{ et } b_2 = b + 2h \quad (2.90)$$

$u_c$  correspond au périmètre critique. Il est calculé par la formule

$$u_c = 2(a_1 + b_1) \quad (2.91)$$

$$a_1 = a + h \text{ et } b_1 = b + h \quad (2.92)$$

A et B sont les dimensions transversales de la semelle et h la hauteur

a et b sont les dimensions transversales du poteau.

$h'$  est l'épaisseur de la semelle à  $h/2$ . Pour une section rectangulaire à hauteur constante  $h'=h$ .

## 2.6 Evaluation du coût de l'ouvrage

L'évaluation des coûts d'un ouvrage consiste à estimer de manière précise et détaillée tous les coûts associés à la construction d'un bâtiment ou d'une structure. Cette évaluation permet de déterminer le budget nécessaire pour mener à bien le projet de construction et d'assurer sa viabilité financière.

L'évaluation des coûts d'un ouvrage prend en compte différents éléments, tels que la taille du bâtiment, les matériaux, le main-d'œuvre, équipements et installations, les coûts indirectes...

Nous allons faire la quantification des matériaux et matériels pour ensuite évaluer les coups totaux en fonction des coûts unitaires ici à Goma et ensuite nous allons y ajouter le main d'œuvre à 30% du prix total. Sans oublier aussi les imprévus qui sont de 10%.

## 2.7 Logiciels utilisés

1. Autocad pour les plans 2D
2. Sketchup et Lumion pour les vues 3D
3. Office pour la rédaction

## 2.8 Conclusion partielle

Dans ce chapitre nous avons présenté le milieu d'étude qui est le quartier Lac-Vert situé dans la ville de Goma dans la commune de Goma, on a constaté que le sol est d'une structure rocheuse, on a présenté également le bâtiment en général et les pièces qui le compose. Ensuite les méthodes utilisés pour le calcul de pré-dimensionnement et de dimensionnement des éléments structuraux ainsi que pour leur vérification. On a constaté que les calculs d'armatures se feront à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Par la suite on a parlé de l'évaluation du coût de notre projet et par la fin on a présenté les logiciels utilisés.

## Chapitre 3. PRESENTATION DES RESULTATS

Ce chapitre présente les résultats obtenus. Nous allons d'abord présenter les plans du bâtiment, les résultats du pré-dimensionnement et le dimensionnement des différents éléments structuraux en utilisant les formules présentées aux chapitres précédant. Nous présentons également le coût du projet ainsi que le planning des travaux.

### 3.1 Présentation des plans.

Ici nous présentons les plans de la RDC, de l'étage et le plan structural du bâtiment que nous allons dimensionner. Les autres plans des différents autres services sont présentés dans les annexes

Vue en plan RDC

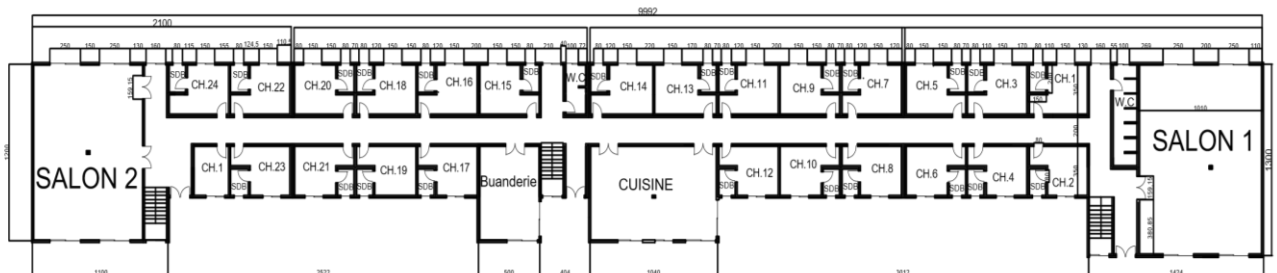


Figure 3.1 vue en plan RDC

Vue en plan Etage

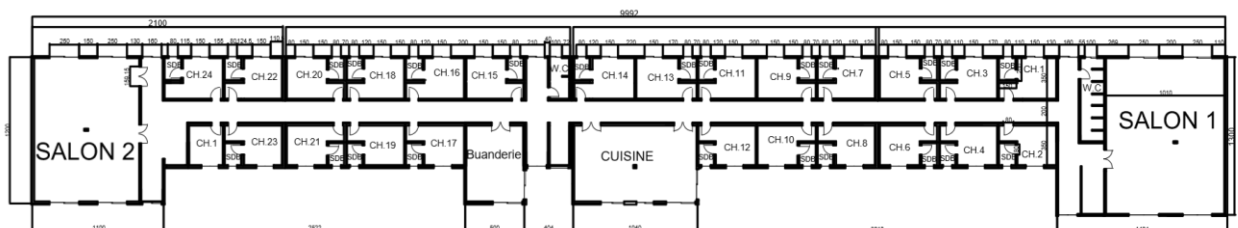


Figure 3.2 vue en plan étage

## Plan structural

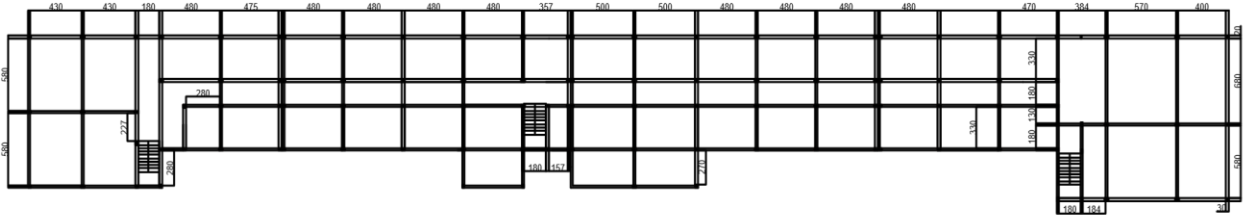


Figure 3.3 plan structural

## 3.2 Pré-dimensionnement

### 3.2.1 Pré-dimensionnement des dalles

Calcul de  $\alpha$  :

Nous calculons  $\alpha$  pour savoir si quel type de dalle on a. Il est calculé à l'aide de la relation (2.5)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,7}{6,8} = 0,838 \text{ la dalle porte dans deux sens.}$$

La dalle porte dans deux sens, la détermination de la hauteur sera faite en utilisant la relation (2.4)

$$\text{on a : } h \geq \frac{l_x}{40} = \frac{570}{40} = 14,25 \text{ cm.}$$

on choisit une hauteur de 15cm.

### 3.2.2 Pré-dimensionnement de la poutre

Pour les poutres on utilise la relation (2.6) pour le calcul de la hauteur

$$: \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \text{ avec } l \text{ la longueur de la travée la plus longue,}$$

$$\text{on a } \frac{680}{15} \leq h \leq \frac{680}{10} \Leftrightarrow 45,33 \leq h \leq 68$$

on choisit une hauteur de 50cm.

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \text{ on a } 10 \leq b \leq 35 \text{ on choisit } b = 20 \text{ cm}$$

**Vérification des conditions de la RPA99/V2003**

Tableau 3.1 Vérification des conditions de la RPA99/V2003

$b \geq 20 \text{ cm}$	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h/b \leq 4$	$b_{\max} \leq 1,5h + b_l$
20	50	1,6667	105
<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Les poutres auront une hauteur de 50cm et une largeur de 20cm

**3.2.3 Pré-dimensionnement du poteau.**

A ce niveau nous nous fixons la valeur de la section transversale et on a pris 30x30 cm. Il convient de vérifier la valeur de l'élancement  $\lambda$  qui doit rester inférieur ou égale à 70.

Le tableau 3.2 nous montre les résultats de calculs des différents paramètres, pour se faire nous appliquons les relations (2.9) ; (2.12) ; (2.13) ; (2.14) et (2.15) définies au chapitre 2. Avec  $L_0 = 3,2\text{m}$

Nous aurons les mêmes caractéristiques suivant x et y parce que la section est carrée

Tableau 3.2 tableau des résultats du pré-dimensionnement du poteau

B	Br	$I_x = I_y$	$i_x = i_y$	Lf	$\lambda_x = \lambda_y$	$\lambda$
900	784	67500	8,66cm	1,89m	21,82	21,82

La valeur de  $\lambda$  étant inférieur à 70 et en même temps inférieur à 50, nous pouvons conclure qu'il y a pas risque de flambement

**Vérification des conditions de la RPA99/V2003**

Tableau 3.3 Vérification des conditions de la RPA99/V2003

$\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b,h) \geq H/20 = 16$	$1/4 \leq h/b \leq 4$
30	30	1
<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

Pour le pré-dimensionnement de la semelle il faut d'abord faire la descente des charges pour savoir l'effort Nu appliqué. Par conséquent elle sera faite dans la suite quand nous allons dimensionner.

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

## L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

**3.3 Descente des charges****3.3.1 Evaluations des charges.**

Ici nous allons définir les charges permanentes et d'exploitation sur les éléments structuraux.

**3.3.1.1 Charges permanentes.**

*Tableau 3.4 charge de la maçonnerie*

N	Composants	Épaisseurs	Longueur	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids linéique (KN/m)
1	Enduit en ciment	0,02x2	2,7	18	1,944
2	Brique creuse	0,2	2,7	9	4,86
3	Enduit plâtre	0,01x2	2,7	18	0,972

$G=7,776\text{KN/m}..$

*Tableau 3.5 charges sur les planchers terrasse*

Plancher terrasse			
Désignation	Epaisseurs	Poids volumiques(KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1.Gravillon roulé	0,05	20	1
2.Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3.papier Kraft		--	0,05
4.forme de pente	0,15	22	3,3
5.par vapeur	0,01	2	0,02
6.Film polyane			0,01
7.enduit ciment	0,02	18	0,36
8.isolent thermique	0,04	4	0,16

La somme nous donne  $G=5,02\text{ KN/m}^2$ .

## L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

Tableau 3.6 charges sur les planchers courants

Plancher courants ( étage et RDC)			
Désignation	Epaisseurs	Poids volumiques(KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
1.carrelage	0,02	22	0,44
2.lit de sable	0,03	18	0,54
3.Mortier de pose	0,04	10	0,4
4.Enduit de ciment	0,02	18	0,36
5. Etanchéité	0,02	6	0,12

La somme nous donne  $G=1,86 \text{ KN/m}^2$ . Les poids volumiques sont définis par la norme NF P 06-004 de mai 1977

### 3.3.1.2 Charges d'exploitation.

Tableau 3.7 charges d'exploitation

Désignation	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1
Chambres	2,5
Cuisines	5
Surface de regroupement	4

Les charges d'exploitation quant à eux sont définis par la norme NF EN 1991-1-1

## 3.3.2 Résultats de la descente des charges

### 3.3.2.1 Dalle

Ici nous allons ajouter le poids propre de la dalle à la charge qu'on a trouvé lors de l'évaluation des charges.  $G=25\text{KN/m}^3$  et une épaisseur de 0,15m on a  $G=3,75\text{KN/m}^2$

Tableau 3.8 combinaison des charges sur les dalles

	G	Q	Ps	Pu
Terrasse	8,77	1	9,77	13,3395
Chambre	5,61	2,5	8,11	11,3235
Cuisine	5,61	5	10,61	15,0735
S.D.R	5,61	4	9,61	13,5735

### 3.3.2.2 Poutre

#### Surface d'influence

La poutre la plus chargée a deux travées, elle est donc continue. Nous présentons son image dans les annexes

Après calcul on a une surface de  $SP=20,8575m^2$ . SP est la surface d'influence de la poutre.

Le tableau 3.9 nous donne les résultats de la descente des charges sur les poutres les plus chargées

Tableau 3.9 charges sur la poutres la plus chargées de la terrasse et des étages courants

	Pp	pd	p(KN/m)	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m)	pu(KN/m)	ps(KN/m)
Terrasse	2,5	26,9	29,4	1	3,06727941	44,2909191	32,4672794
Etages	2,5	17,2	19,7	4	12,27	45	31,97

Avec pp le poids propre de la poutre, pd poids de la dalle sur la poutre, pu combinaison à l'ELU et ps la combinaison à l'ELS.

### 3.3.2.3 Poteau

La surface d'influence sur le poteau le plus chargé est  $S=2,85*3,4+2,85*2,9+3,4*2+2,9*2=30,555m^2$

Tableau 3.10. résultats des charges sur le poteau le plus chargé

Gt(KN)	Qt(KN)	Ge(KN)	Qe(KN)	Gp(KN)	Pp(KN)	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)
268,18	30,555	171,414	122,22	56,75	12,25	508,594	152,775	915,764

Avec Gt et Qt les charges permanentes et d'exploitation transmises par la terrasse

Ge et Qe les charges permanentes et d'exploitation transmises par l'étage

Gp le poids des poutres et Pp le poids propre.

### 3.3.2.4 Semelle

Tableau 3.11. Résultats des charges sur la semelle la plus chargée

Grdc(KN)	Gp(KN)	Pp(KN)	G(KN)	Q(KN)	Np (KN)	Nu(KN)
171,41355	28,375	2,25	202,0385	122,22	915,7644	1371,85

Avec Np la charge reprise par le poteau, la charge des poutres(Gp) et de la dalle(Grdc) de la RDC ainsi que le poids propre du poteau sous la RDC avant d'atteindre la fondation(Pp) la hauteur

du sous bassement étant de 1m. on ajoute aussi la charge d'exploitation de la RDC. Enfin on fait la combinaison des charges.

### 3.4 Dimensionnement

Nous allons dimensionner les différents éléments les plus sollicités et les plans d'exécutions des ferrailages sont présentés dans les annexes.

#### 3.4.1 Dimensionnement des dalles

##### 1. Moments isostatiques.

##### À l'ELU.

Le tableau 3.12 nous donne les résultats des moments isostatiques à l'ELU après application des formules (2.28) ;(2.29) ;(2.30) et (2.31).

Tableau 3.12 Résultats des moments isostatiques pour les dalles à l'ELU

	Lx	Ly	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	Pu(KN/m)	Mox(KNm)	Moy(KNm)
Terrasse	5,7	6,8	0,8382353	0,0518	0,6747	13,3395	22,4462713	15,1450455
chambres	3,3	3,3	1	0,03676	1	11,3235	4,433	4,433
Cuisine	3,3	4,95	0,667	0,073	0,544	15,5735	12,38	6,735
S.D.R	5,7	6,8	0,8382353	0,0518	0,6747	13,5735	22,84	15,4107

La condition (2.31) est vérifiée car  $\mu_y \geq \mu_x$  et  $\mu_y \geq 0,25$

##### À l'ELS

Le tableau 3.13 nous donne les résultats des moments isostatiques à l'ELS après application des formules (2.28) ;(2.29) ;(2.32) et (2.33).

Tableau 3.13 Résultats des moments isostatiques pour le plancher terrasse à l'ELS

	Lx	Ly	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	Ps(KN/m)	Mox(KNm)	Moy(KNm)
Terrasse	5,7	6,8	0,83823	0,0574	0,7301	9,77	18,22	13,304
Chamber	3,3	3,3	1	0,0417	1	8,11	3,68285	3,68285
Cuisine	3,3	4,95	0,667	0,0535	0,5189	10,61	6,187	3,2106
S.D.R	5,7	5,8	0,83823	0,0574	0,7301	9,61	17,922	13,086

De même La condition (2.31) est vérifiée car  $\mu_y \geq \mu_x$  et  $\mu_y \geq 0,25$

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

## 2. Calculs des moments en travées et sur appuis

Par application des formules (2.34) ;(2.35) ;(2.36) et (2.35) nous allons trouver les moments hyperstatiques aux états limites

Tableau 3.12. Moments hyperstatiques à l'ELU.

	Mox	Moy	Mtx	Mty	Mwx	Mex	Mwy	Mey
Terrasse	22,446271	15,14504	16,8345	12,87325	11,223	11,223	4,5435	4,5435
Chambre	4,433	4,433	3,76805	3,76805	2,2165	2,2165	2,2165	2,2165
Cuisine	12,38	6,735	9,285	5,0512	6,19	6,19	3,3675	3,3675
S.D.R	22,84	15,4107	17,13	13,099	11,42	11,42	2,3116	7,7053

Avec Me et Mw les moments sur appuis de gauche et de droite de la travée

Tableau 3.13. Moments en travées à l'ELS

designation	Mox	Moy	Mtx	Mty
Terrasse	18,22	13,304	13,665	11,3084
Chamber	3,68285	3,68285	1,84	1,84
Cuisine	6,187	3,2106	4,64025	2,408
S.D.R	17,922	13,086	13,4415	11,1231

Pour la suite des opérations, nous choisissons les valeurs des moments les plus grands en travées de la dalle S.D.R(salle de regroupement), car il présente les moments les plus grands à l'ELU.

## 3. Vérification à l'effort tranchant

La vérification de l'effort tranchant se fait à l'ELU.

Ici nous utilisons les formules (2.39) ;(2.40) et (2.41)

$$V_x = \frac{Pu \cdot lx \cdot ly}{lx + 2ly} = \frac{13,5735 \cdot 5,7 \cdot 6,8}{5,7 + 2 \cdot 6,8} = 27,26 \text{KN} \text{ et } V_y = Pu \frac{lx}{3} = 25,79 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} < 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ on a } \frac{27,26}{1 \cdot 0,12} < 0,07 \frac{25000}{1,5} \text{ on a } 227,167 \leq 1166,667 \text{ pas besoin d'armatures}$$

**transversales.**

Comme la charge Pu du plancher terrasse est supérieur à celle du plancher courant, cela veut dire que ça vérifie aussi.

## Calculs des armatures.

En se basant des hypothèses données au chapitre 2, le calcul se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

Les dalles pleines sont calculées en flexion simple à l'ELU. On adopte le même ferrailage dans les deux directions (x et y) et dans les deux nappes de la dalle, donc dans le calcul on prend la valeur du moment le plus grand.

Données :  $b=1m$ ,  $f_e=500Mpa$ ,  $\gamma_s=1,15$ ,  $d=12cm$ ,  $\gamma_b=1,5$ ,  $f_{su}=434,7826Mpa$ ,  $f_{bu}=14,167Mpa$ . (Les caractéristiques mécaniques des matériaux s'obtiennent après calculs en utilisant les formules (1.3), (1.8) et (1.9) présentés au chapitre 1).

Pour le calculs d'armatures nous utilisons les formules (2.42) ;(2.43) ;(2.44) et (2.45)

Tableau 3.14 résultats pour les armatures de la dalle

	Mt(KNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	AS(cm <sup>2</sup> /m)	AS choisi (cm <sup>2</sup> /m)	Nomination
Dalle	17,13	0,084	0,1098	11,473	3,434	3,93	5HA10

Le tableau 3.15 donne les résultats de la vérification de la condition de non fragilité, les sections minimum d'armatures et l'espacement d'armatures par applications des formules (2.50), (2.49) et (2.47). on aura une seule nappe de ferrailage vu que  $\mu \leq \mu_l$  (formule 2.53 deuxième cas)

As(cm <sup>2</sup> /m)	Asmin(cm <sup>2</sup> /m)	Aymin(cm <sup>2</sup> /m)	Axmin(cm <sup>2</sup> /m)	St(cm)
3,93	1,1592	0,9	0,9279	24

Toutes les conditions sont vérifiées et l'espacement pris est de 24cm

#### 4. Vérification à l'ELS :

Pour la vérification à l'ELS nous appliquons les formules (2.51) ;(2.52)

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \bar{\alpha}$$

Tableau 3.15 vérification à l'ELS pour la dalle

	Mu(KNm)	Ms(KNm)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$
Dalle	17,13	13,4415	1,2744	0,1098	0,3872

la condition est vérifiée car  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$  pour tous les planchers

### 3.4.2 Dimensionnement des poutres.

#### 3.4.2.1 Calculs des sollicitations

Validation de la méthode.

Tableau 3.16 vérifications des conditions d'application de la méthode forfaitaire

	a) $Q \leq 2G$ et $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$		b) $I(\text{cm}^4)$	c) $0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} \leq 1,25$		d) <b>FPP</b>
Terrasse	$Q=1\text{KN/m}^2$	$2G=17,54\text{KN/m}^2$	$208333,33=\text{const}$	$L1=6,8$ et $L2=5,8$		
Etage	$Q=4\text{KN/m}^2$	$2G=11,22\text{KN/m}^2$	$208333,33=\text{const}$	$L1=6,8$ et $L2=5,8$		
	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

La méthode est donc valable.

Le calcul des sollicitations se fait comme pour les dalles portant dans une direction. Nous utilisons donc les relations (2.20) ; (2.21) ;(2.22) ;(2.23) pour les poutres à 2 travées la relation (2.26) pour calculer  $\alpha$

#### Calcul des moments isostatique

Les résultats des moments isostatiques à l'ELU et à l'ELS sont présentés dans le tableau 3.17

Tableau 3.17 moments isostatiques sur les poutres

	$P_u(\text{KN/m})$	$P_s(\text{KN/m})$	$L(\text{m})$	$M_{ou}(\text{KNm})$	$M_{os}(\text{KNm})$
Terrasse	44,3	32,46	6,8	256,054	187,6188
Étages	45	31,97	6,8	260,1	184,7866

Nous allons procéder aux calculs des moments hyperstatiques sur bases de ces moments isostatiques

#### Calcul des moments en travée et sur appuis.

À l'ELU.

Tableau 3.19. Moments en travées et sur appuis des poutres à l'ELU

	Mou	G	Q	$\alpha$	Ma	$(1+0,3*\alpha)$ Mou	1,05Mou	Mt(KNm)
Terrasse	256,054	29,4	3,06727	0,09447	153,6324	263,311	268,8567	192,0405
Etages	260,1	19,7	12,27	0,3838	156,06	290,048	273,105	212,018

**Le moment minimal est donné par la relation (2.23).**

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{ou} = 157,161 \text{KNm, Pour la terrasse et } M_t \geq 158,066 \text{KNm Pour les étages.}$$

Nous constatons que les moments  $M_t$  du tableau seront choisis pour le calcul d'armatures en travées car ils sont maximaux.

**À l'ELS.**

*Tableau 3.16 moments en travées et sur appuis des poutres à l'ELS*

	Mos	G	Q	$\alpha$	Ma	$(1+0,3*\alpha)$ Mos	1,05Mos	Mt(KNm)
Terrasse	187,619	29,4	3,06727	0,094472	112,571	192,936	196,9997	140,7141
Etages	184,787	19,7	12,27	0,3838	110,872	206,063	194,026	150,627

**Le moment minimal est donné par la relation (2.23).**

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{ou} = 115.23 \text{KNm. Pour la terrasse et pour l'étage.}$$

Les résultats des moments hyperstatiques à l'ELU et à l'ELS nous montrent clairement que la poutre la plus chargée est la poutre la plus chargée des étages courants. Le calcul des ferraillements en travée sera fait en utilisant ces moments et on pourra ainsi ferrailer toutes nos poutres de la même façon.

### 3.4.2.2 Calculs d'armatures.

En se basant des hypothèses données au chapitre 2, le calcul se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

Pour le calculs d'armatures nous utilisons les formules (2.42) ;(2.43) ;(2.44) ; (2.45)

Données :  $d=0,9h=45\text{cm}$ ,  $b=0,2$  ;  $f_{bu}=14,167\text{Mpa}$ ,  $f_e=500\text{Mpa}$ ,  $f_{su}=434,7826\text{Mpa}$ ,  $E=2.10^5\text{Mpa}$ .

Nous adoptons le même ferraillement en travées et en appuis sur toutes les poutres. Nous prenons donc la valeur du moment maximal qui est de 212,018KNm pour le calcul à l'ELU et 150,627KNm pour la vérification à l'ELS.

Nous cherchons d'abord à savoir dans quel cas nous sommes parmi les 3 cas présentés au chapitre 2.

Le Calcul de  $\mu l$  et de  $\mu$  à l'aide des relations (2.53) ;(2.54) ; (2.55) et (2.42).

Tableau 3.18 calculs des  $\mu$  et  $\mu l$

	M(KNm)	$\epsilon l$	$\alpha l$	$\mu l$	$\mu$	5/3 $\mu l$
Travée	212,018	0,00217391	0,99937927	0,47990056	0,37	0,79983427
Appuis	156,06	0,00217391	0,99937927	0,47990056	0,272	0,79983427

$\mu < \frac{5}{3} \mu l$  ,  $\mu < \mu l$  . Nous sommes dans le 2<sup>è</sup> cas.

**La section sera armée uniquement par les armatures tendues.**

Le calcul se fait en utilisant les formules (2.42), (2.43), (2.44), (2.45).

Tableau 3.19 résultats ferrailage de la poutre la plus chargée

	M(KNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	As choisit (cm <sup>2</sup> )
Travée	212,018	0,37	0,6126	0,34	14,3424	15,27
Appuis	156,06	0,272	0,406	0,3769	9,5234	10,65

Tableau 3.20 disposition d'armatures longitudinales de la poutre

	Lit	A(cm <sup>2</sup> )	Nomination	Lng(cm)
Travée	1	6,03	3HA16	710
	2	4,62	3HA14	610
	3	4,62	3HA14	474
Appuis	1	6,03	3HA16	--
	2	4,62	3HA14	190

### Condition de non fragilité

La condition de non fragilité est donnée par la même relation (2.50).

On doit vérifier que  $A_s \geq A_{smin}$ .

$A_{smin}$  est calculer par la relation (2.50).

Avec  $A_{smin} = 0,23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0,23 * \frac{2,1}{500} * 20 * 45 = 0,8694 \text{cm}^2$  la condition est vérifiée

**Vérification à l'ELS**

On calcul  $y$  qui est solution positive de l'équation (2.61). On calcul ensuite les autres expressions par les formules (2.62), (2.63), (2.64) et (2.65).

Tableau 3.21 vérification de la poutre à l'ELS

	M(KNm)	b(m)	d.	y.	I	$\sigma_{bc}$	fc28	$\overline{\sigma}_{bc}$
Travée	150,627	0,2	0,45	0,226325	0,00456674	7464,98185	25000	15000
Appuis	110,872	0,2	0,45	0,199885	0,00477508	4641,10308	25000	15000

**L'ELS est vérifié. Car  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ . La contrainte du béton reste inférieure à la contrainte admissible du béton en appuis et en travée**

**Vérification de la flèche.**

Les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres sont données par la relation (2.66).

Tableau 3.22 vérifications des conditions pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres.

Mt	Mo	L	1/16	$\frac{Mt * l}{10Mo}$	$\frac{4,2 * b * d}{fe}$
150,627	184,7866	6,8	0,425	0,5543	7,56
			<b>Vérifiée</b>	<b>Max=0,51 (Non vérifiée)</b>	<b>Non vérifiée</b>

**Comme 2 conditions parmi les 3 ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc inévitable.**

**Calcul et vérification de la flèche.**

Le calcul se fait en se référant des formules (2.67) et (2.68). Les résultats sont donnés dans le tableau 3.25

Tableau 3.23 vérification de la flèche de la poutre

Mt(MNm)	l(m)	E(Mpa)	I(m <sup>4</sup> )	f(m)	0,005+l/1000(m)
0,150627	6,8	200000	0,00208333	0,0016716	0,0118

**La condition de la flèche est vérifiée**

**L'espace est calculer par la formule (2.69).**

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25cm \text{ on prend } 20cm.$$

**Armatures transversales et effort tranchant.**

Le tableau 2.24 donne les résultats de l'effort tranchant et du contrainte tangentielle après application des formule (2.71) et (2.72)

*Tableau 3.24 résultats de l'effort tranchant et du contrainte tangentielle*

Pu(KN/m)	L(m)	Vu(KN)	1,15Vu(KN)	b(m)	d(m)	$\tau_u$ (Mpa)
45	6,8	153	175,95	0.2	0,45	1,955

Nous calculons la contrainte tangentielle limite à partir du tableau 2.5. on a les résultats

*Tableau 3.25. vérification de la contrainte tangentielle*

$0,2 * \frac{fc28}{\gamma b}$	5Mpa	$\tau_{ulim}$	$\tau_u$
3,3332	5	3,3332	1,955

**La condition est vérifiée**

Calculons maintenant les armatures transversales à l'aide des formules (2.74) et (2.75) ; et les vérifications par les formules (2.76) et (2.77). avec  $\alpha=90^\circ$

*Tableau 3.26 calcul et vérification d'armatures transversales*

$\Phi_l$	$\Phi_t$	$\text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{lmin}\right]$	St	At	Nomination	At/St	0,4b/fe
16mm	8mm	14mm	20cm	3,02cm <sup>2</sup> .	6HA8	0,151	0,016

Le diamètre d'armatures transversale est 8mm et la condition du pourcentage minimum est vérifiée.

**3.4.3 Dimensionnement du poteau**

Données :  $1,1N_u=1007,34\text{KN}$ ,  $B=900\text{cm}^2$ ,  $Br=784\text{ cm}^2$ ,  $\lambda=21,82$ . Comme  $\lambda \leq 50$ , la valeur de  $\alpha$  sera calculée par la relation (2.10). Par application des formules (2.78) ;(2.79) on a les résultats suivants.

*Tableau 3.27 résultats ferrailage du poteau*

Nu(KN)	$\alpha$	Br(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	4P	0.2%B (cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	A choisit(cm <sup>2</sup> )	Nomination
1007,34	0,7887	784	0,9916	4,8	1,8	4,8	9,05	8HA12.

**Remarque :** Nous sommes dans le 2<sup>e</sup> cas  $A_s=A_{min}=\max(4P, 0.2\%B)$ .

Le diamètre d'armatures transversales est donné par la relation (2.80), la longueur de recouvrement et de scellement par les formules (2.81) et (1.20).et l'espacement par la formule (2.82)

Tableau 3.28 résultats de  $L_r$ ,  $L_s$ ,  $St$  et  $\Phi_t$  pour le poteau

$\Phi_l$	$\Phi_t$	$L_s$	$L_r$	$St$
12mm	6mm	60cm	36cm	15cm

### 3.4.4 Dimensionnement de la semelle

#### 3.4.4.1 Pré-dimensionnement.

On a la charge  $N_u=1371,85\text{KN}$ . La section de la semelle doit être  $s \geq \frac{N_u}{q}$  avec  $q$  la contrainte admissible de sol . Formule (2.17). Le tableau donnant la contrainte du sol en fonction de la classe du sol est dans les annexes. Comme on l'a vu dans la méthodologie, la région d'étude présente une structure rocheuse, on prend  $q=4\text{Mpa}$

$$s \geq \frac{N_u}{q} = \frac{1371,85}{4000} = 0,343\text{m}^2 = 3429\text{cm}^2$$

On adopte une section de  $s=32400\text{cm}^2$  donc les côtés seront de  $180 \times 180\text{cm}$  on respecte ainsi la condition l'homothétie de la relation (2.16) sachant que le poteau a section de  $30 \times 30\text{cm}$ . Pour le calcul de  $d$  on a la formule (2.19), pour  $h$  la formule (2.18),  $P_s$  la formule (2.83),  $N'$  la formule (2.78) et  $\sigma'$  la formule (2.84).

Tableau 3.29. pré-dimensionnement de la semelle

$N$	$d$ .	$h$	$P_s$	$N'$	$\sigma'$
1371,85	0,5	0,55	44,55	1431,9925	441,973

#### 3.4.4.2 Calcul des armatures de la semelle.

$A_{sy}=A_{sx}$  est calculée à l'aide des formules (2.80) et (2.81), les sections sont en  $\text{cm}^2$

## L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

Tableau 3.30 résultats ferrailage de la semelle

Nu(KN)	a	A	D	As	As choisit	Nomination
1431,9925	30	180	0,5	12,35	13,57	12HA12

**3.4.4.3 Vérification du non poinçonnement de la semelle**

Données :  $a=0,2\text{m}$  ;  $b=0,3\text{m}$  ;  $h=0,55\text{m}$  ;  $A=1,2\text{m}$  ;  $B=1,8\text{m}$  ;  $f_{c28}=25000\text{KN/m}^2$  et  $\gamma_b=1,5$ .

La vérification va se faire en appliquant les relations (2.88),(2.89),(2.90),(2.91) et (2.92).

Le tableau 2.25 nous donne les résultats.

Tableau 3.31 Vérification du non poinçonnement de la semelle

$a_1(\text{m})$	$b_1(\text{m})$	$a_2(\text{m})$	$b_2(\text{m})$	$P'_u(\text{KN})$	$u_c(\text{m})$	$k(\text{KN})$
0,85	0,85	1,4	1,4	565,725435	3,2	1246,667

la condition est vérifiée car  $P'_u \leq K$

**3.5 Evaluation du coût de l'ouvrage**

Ici nous allons donner le total général seulement, les autres détails de l'évaluation des coûts sont dans les annexes.

Tableau 3.32 coût du projet

Designation	Coût (\$)
IMPLANTATION	3613,35
TERRASSEMENT	19594,54174
FONDATION	231296,7521
ELEVATION MURS	231493,0947
POUTRES ET DALLE	368410,3698
ELEVATION MURS	231493,0947
POUTRES ET DALLE	387224,7323
porte et fenêtre	145184
Finissage	1922873,599
impots et taxes	18180
total	3559363,534

Le coût total du projet est de 3559363,534\$

### 3.6 Conclusion partielle

Le présent chapitre s'est basé sur La présentation des résultats de la conception, de pré-dimensionnement, de la descente des charges dimensionnement des éléments structuraux dont la dalle, la poutre, le poteau et la semelle ainsi que le coût du projet et le planning des travaux. Le but étant de se rassurer que ces éléments vont résister aux charges qui leur sont appliquées. Avec les calculs et les vérifications fait à l'ELU et à l'ELS nous constatons que les sections des aciers ainsi que les sections des éléments structuraux calculés peuvent résister aux charges permanentes et d'exploitations qui leur sont appliqués.

## CONCLUSION GENERALE

Le présent travail a porté sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment R+1 servant de home pour étudiants de l'Unigom dans la ville de Goma. On constate l'importance de la conception et du dimensionnement soignés du home pour étudiants de l'UNIGOM est d'une importance capital pour répondre aux besoins de logements des étudiants.

Le premier chapitre 1 a porté sur les généralités sur les homes pour étudiants ainsi que les généralités sur le BAEL, le deuxième nous montre la présentation du site, les principes de conception et de dimensionnement suivant le BAEL91-99, l'évaluation du coût et le planning des travaux ainsi que les logiciels utilisés et le troisième montre la présentation des résultats obtenus.

La détermination des sections éléments structuraux après les calculs et les vérifications à l'ELU et à l'ELS nous a donné les résultats notamment l'épaisseur pour les planchers est de 15cm, la section des poutres est de 20x50cm, la section des poteaux est de 30x30cm, la section des semelles sous un poteau est de 180x180. Avec les calculs et les vérifications fait, les éléments peuvent bien résister aux charges qui leur sont appliquées. Le coût total du projet étant de 3559363,534 dollars.

Bien que ce travail ne soit pas traité sous tous ses aspects en raison de sa complexité, Il nous a aidés à comprendre d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur et nous a incités à nous documenter davantage.

Comme perspective d'avenir nous souhaitons que les futures chercheurs prennent en compte les charges dynamiques et le calcul d'escalier.

## Bibliographie

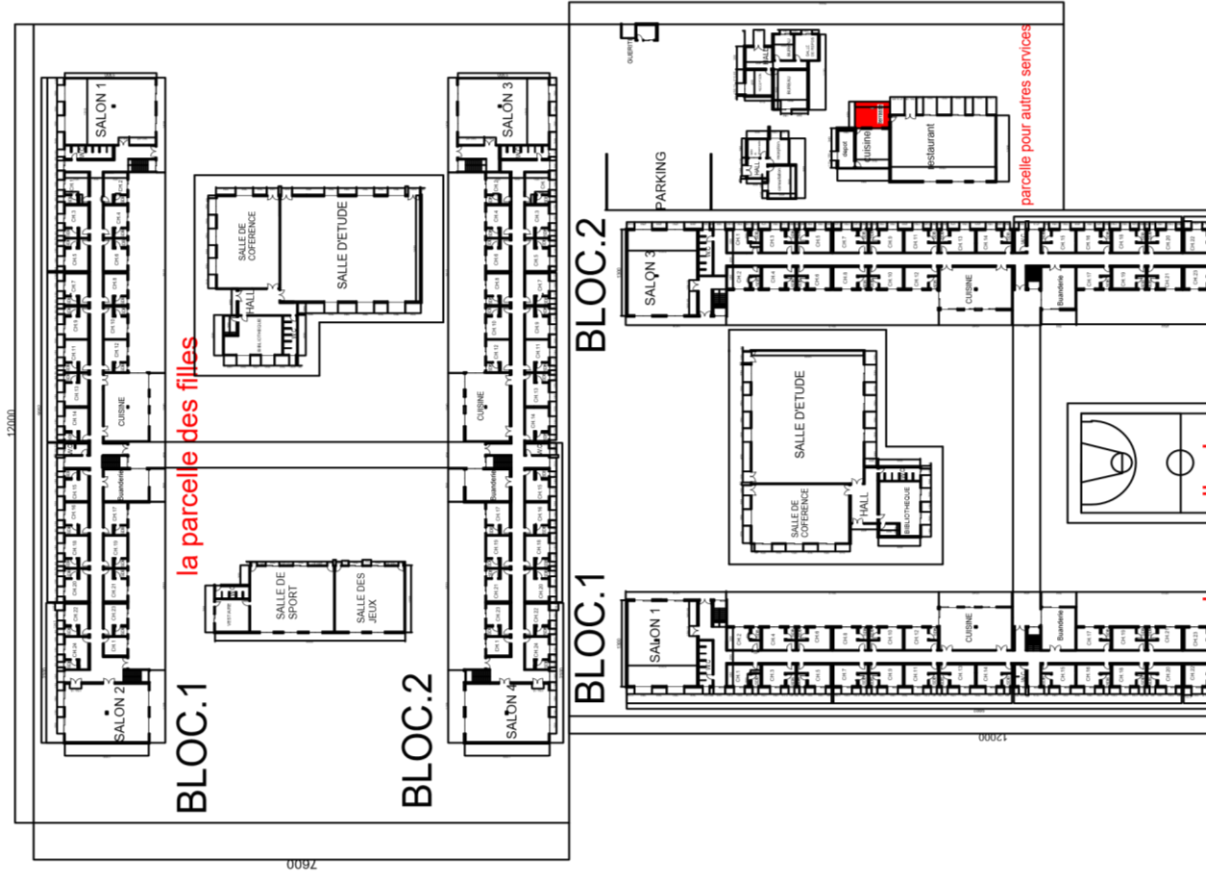
- [1] M. AIZO, «Etude comparative des résultats du dimensionnement d'un bâtiment courant de type R+3 cas du BAEL 91 modifié 99 au regard de l'Eurocode 2,» UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI, ABOMEY-CALAVI, 2020-2021.
- [2] D. F. Edmond, «ETUDE EN VUE D'AMELIORER LA CLINIQUE UNIVERSITAIRE DE L'ULPGL/GOMA EN COURS DE CONSTRUCTION,» ULPGL, GOMA, 2017-2018.
- [3] K. B. Maarten Hendriks, «Insecurité à Goma,» Rift Valley Institute, Goma, 2019.
- [4] N. Sanz, le patrimoine des universités européennes 2è édition, the heritage of European universities, 2006.
- [5] P. M. e. S. G. Karine LAPRAY, Référentiel pour la conception de logements étudiants durables, 2009.
- [6] M. B. Abdelhak, Béton Armé I TEC185, Béchar: Centre Universitaire deBéchar, 2005/2006.
- [7] O. GAGLIARDINI, Cours de Béton Armé IUP GCI3 option OS, Grenoble, 2004/2005.
- [8] DRIF, Module 18. CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME, 2007.
- [9] R. Dieudonée, «Note de calcul du béton armé,» Gisenyi, 2018.
- [10] INS(INSTITUT NATIONALE DE LA STATISTIQUE), Goma et ses avenues, Goma, 2015.
- [11] INSTITUT NATIONAL DE LA STATISTIQUE Direction Provinciale du Nord KIVU, Goma et ses avenues, goma: INSTITUT NATIONAL DE LA STATISTIQUE, 2015.
- [12] D. Mohammed, Projet structures en béton armé, Chlef: Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2019-2020.
- [13] M. REZAIGUIA, Descente des charges, BLIDA: Université SAAD DAHLEB BLIDA, 2018.
- [14] P. A. KASSOUL, CONSTRUCTION BATIMENT, Chlef: Université de Chlef, 2012.
- [15] Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL, 2015.
- [16] M. B. Boulaid, «chapitre 3 calcul des dalles recatngulaires,» chez *éléments de béton armé*, Fesdis, Universite de Batna 2, 2015, pp. 62-73.

- [17] F. Cherifi, Calcul des semelles de fondation en Béton armé (cours et application), Tizi-Ouzou: Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, 2020.
- [18] M. B. Boulaid, «chapitre 4 fondation superficielles,» chez *Element de béton armé*, Fesdis, Université de Batna 2, 2015, pp. 74-96.
- [19] F. Sefu, «ETUDEDE LA MISE OEUVRE DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL EN BETON ARME DANS UNE ZONE SISMIQUE: CAS D'UN BÂTIMENT R+3 A USAGE DE PARKING DANS A GOMA,» ULPGL, GOMA, 2018.

# ANNEXES

# ANNEXES A : Présentation des plans

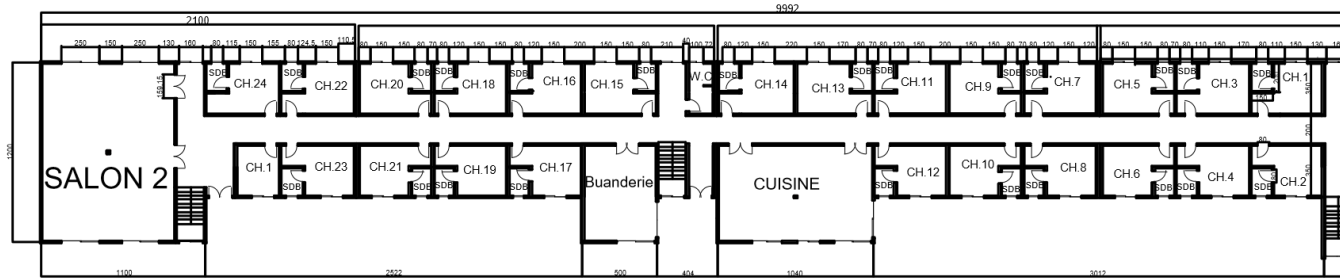
## PLANS COMBINES



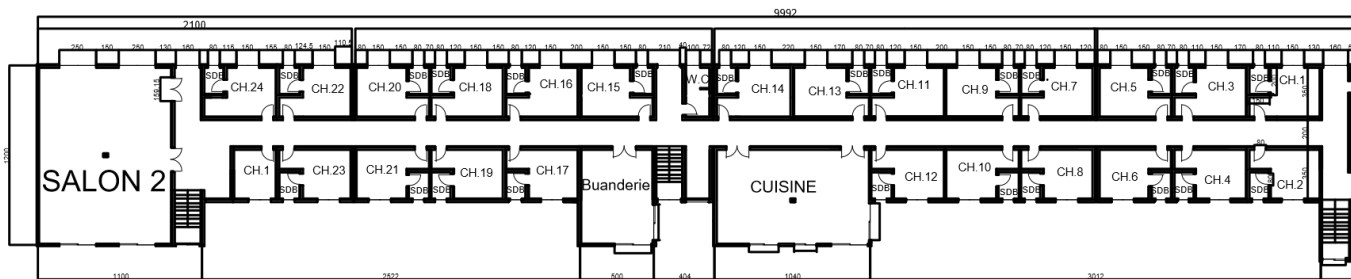
Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE L'UNIVERSITE CAMPUS LAC VERT

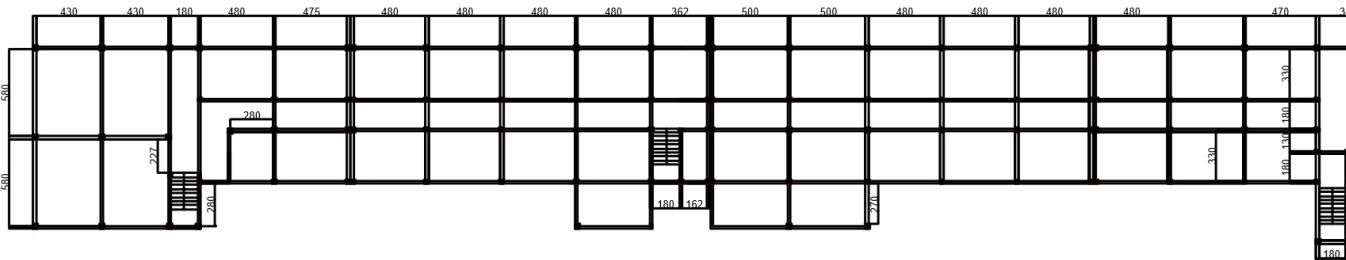
Vue en plan RDC



Vue en plan Etage



Plan structural



Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE L'UNIVERSITÉ CAMPUS LAC VERT

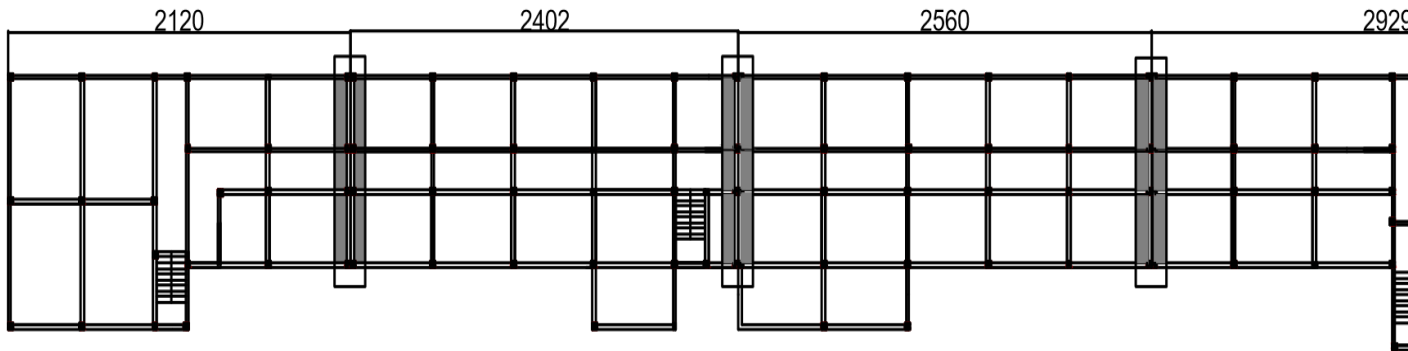


Figure 0.1 position des joints de dilatation

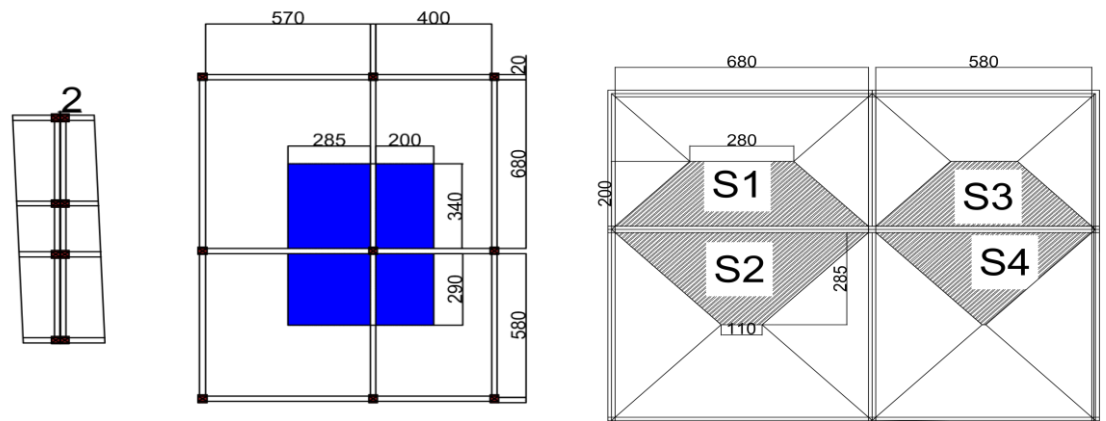
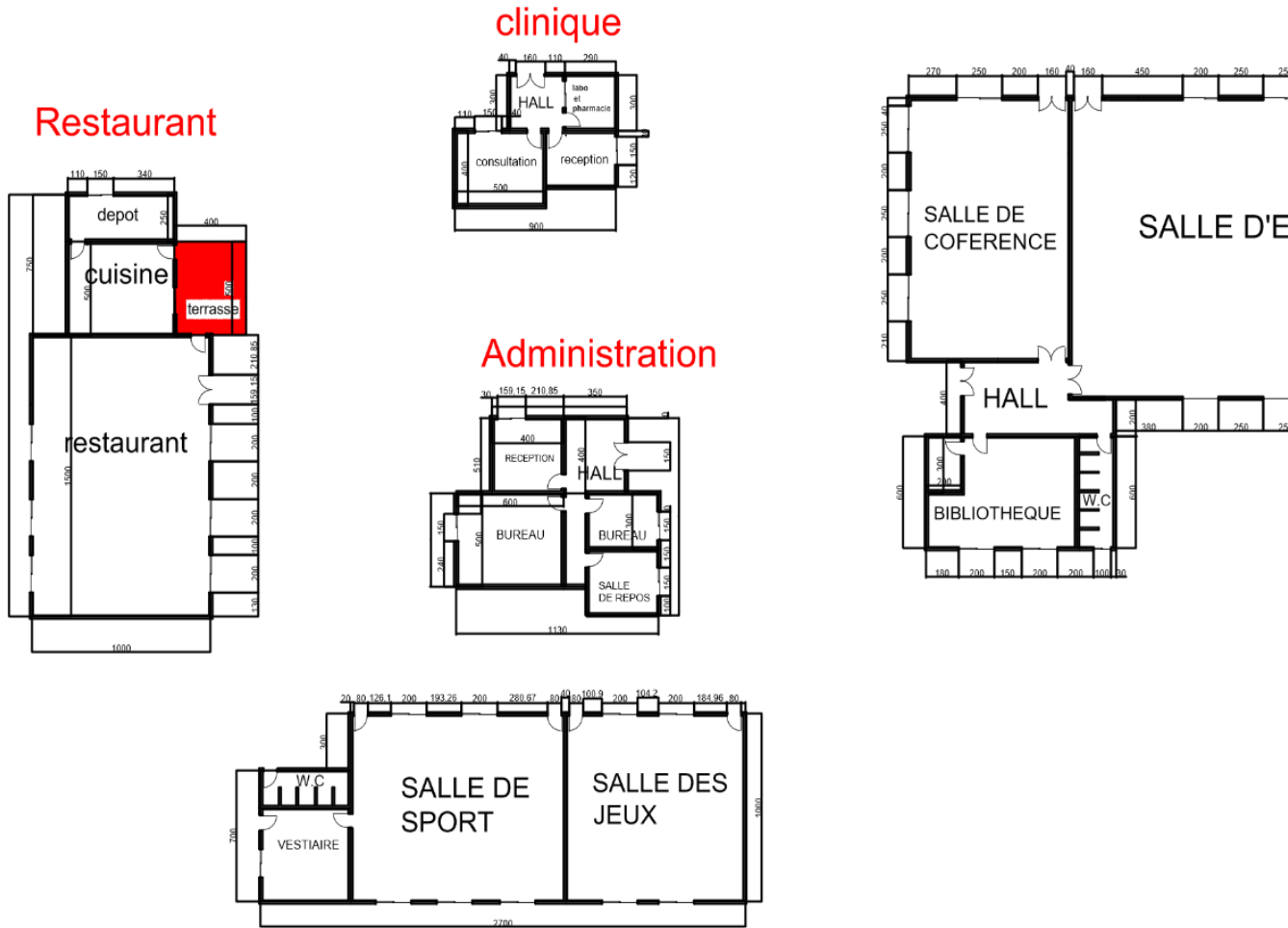


Figure 0.2 côté du joint de dilatation, surface d'influence sur le poteau le plus chargé et répartition des charges  
la plus chargée

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien



Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE L'U  
CAMPUS LAC VERT



Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

---

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE L'U  
CAMPUS LAC VERT

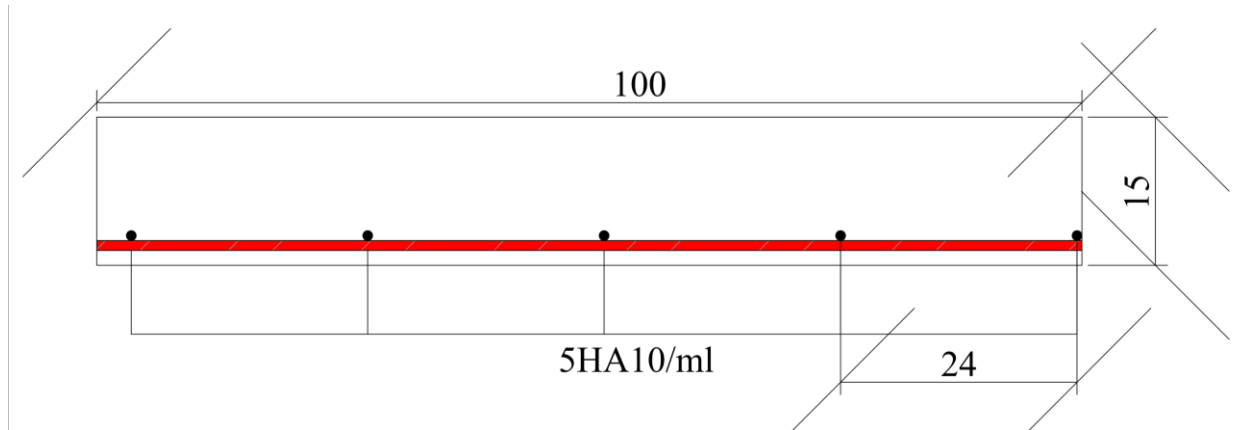


Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

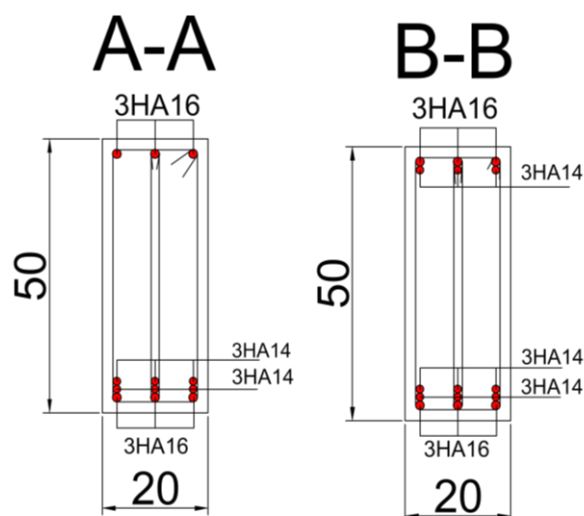
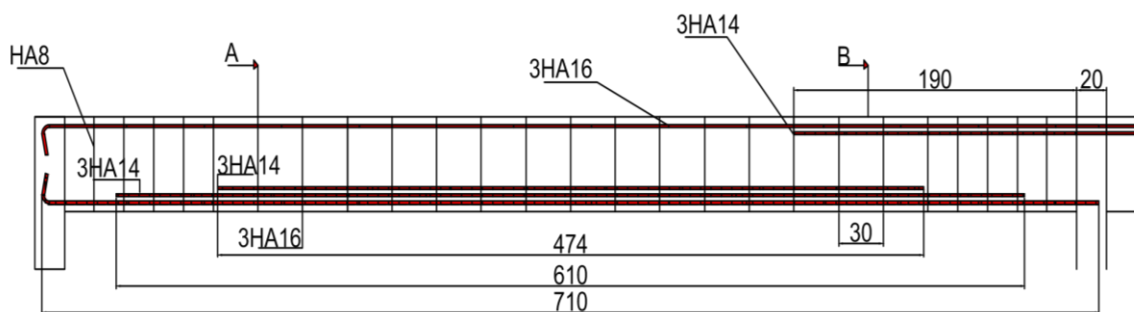
---

## ANNEXES B : Plans d'execussions des ferrillages

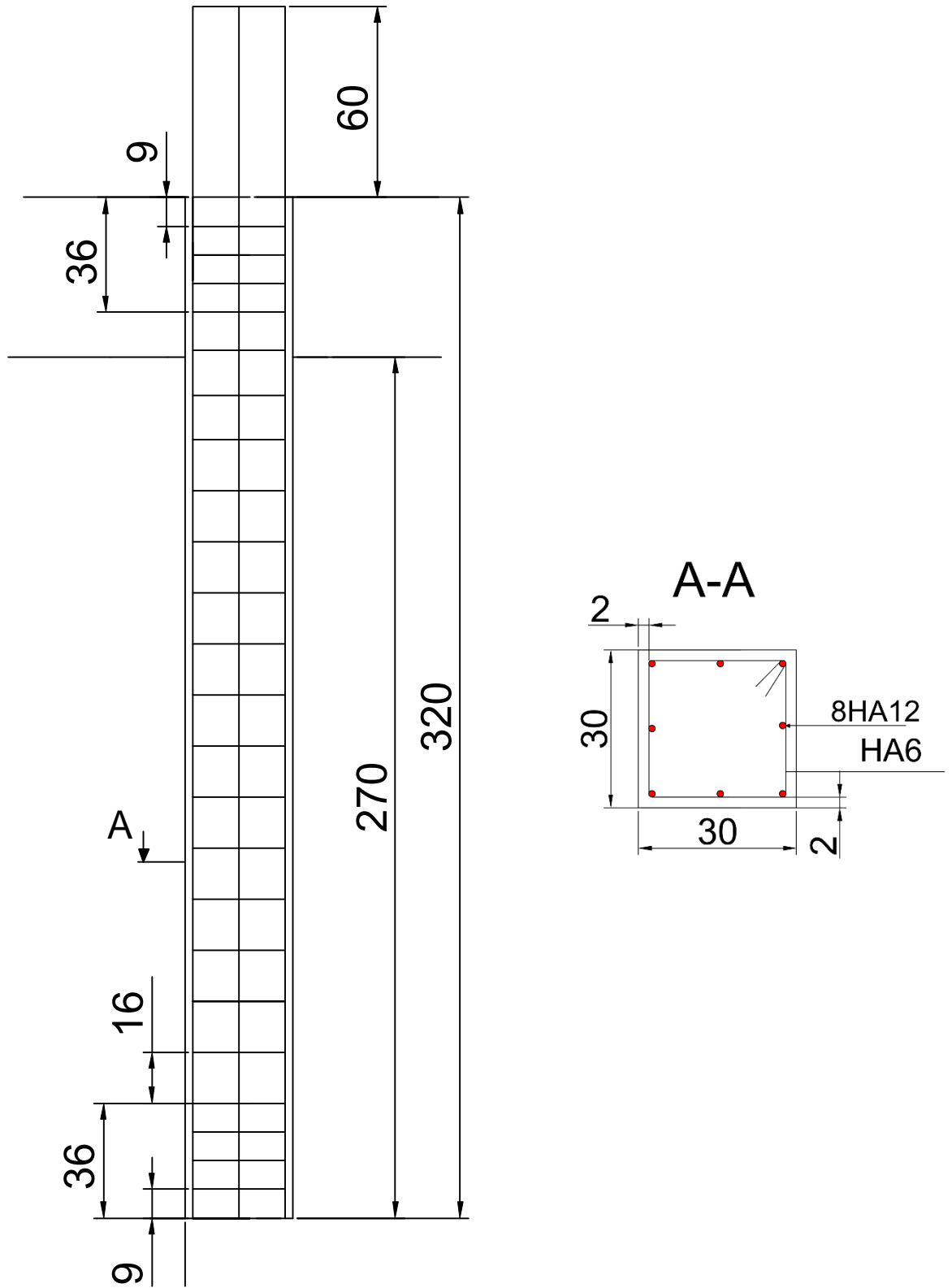
### 1. Dalle



### 2. Poutre

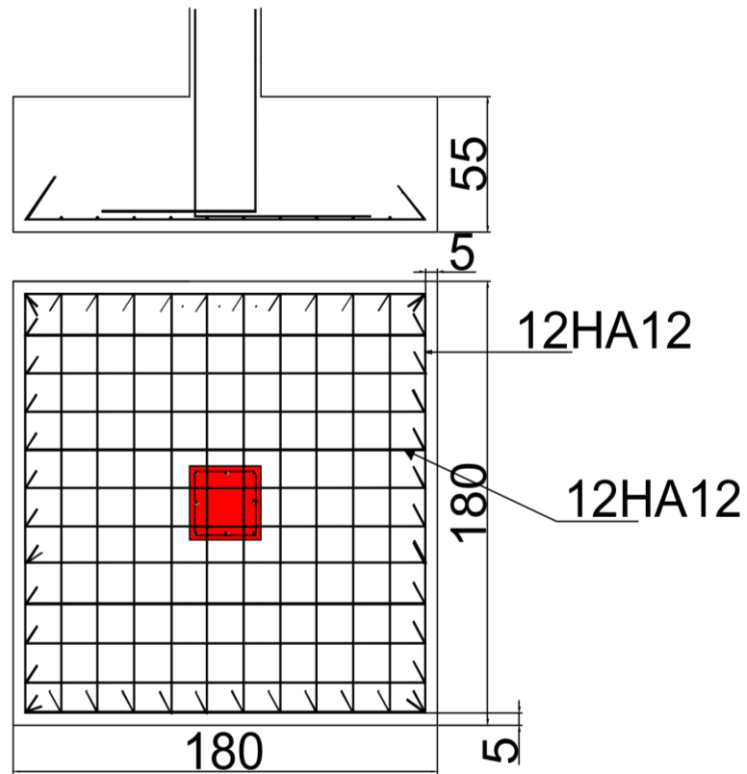


3. Poteau



Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

4. Semelle



## ANNEXES 3 : Les tableaux

Le tableau suivant aide à choisir le diamètre et le nombre de barres à mettre en place pour une largeur de section de béton donnée.

*Tableau 0.1 section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm*

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Tableau 0.2 Devis estimatif

<b>DEVIS ESTIMATIF</b>					
<b>I. INSTALATION DU CHANTIER</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
Marteau	pcs	FFT		125	\$
Pelle	pcs	FFT		140	\$
Brouette de chantier	pcs	FFT		1000	\$
Machette	pcs	FFT		24	\$
Pioche	pcs	FFT		55	\$
Bidon	pcs	FFT		62,5	\$
Tank	pcs	FFT		245	\$
Niveau	pcs	FFT		75	\$
Equerre	pcs	FFT		65	\$
Decametre	pcs	FFT		105	\$
Scie	pcs	FFT		66	\$
Imprevues		FFT		400	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				2362,5	\$
<b>II. GROS OEUVRES</b>					
<b>1. FOUILLE ET TERRASSEMENT</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
FOUILLE	m cube	1323,9335	1,5	1985,90025	\$
TERRASSEMENT	m cube	10100	1,5	15150	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				17135,90025	\$
<b>2. IMPLANTATION</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
CLOUS	12mm	15	2	30	\$
	10mm	14	2	28	\$
	6mm	10	2	20	\$
FICELLES	pcs	46	2,5	115	\$

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS  
DE L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT**

CHEVRONS	pcs	140	1,6	224	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				417	\$
<b>3. MUR DE FONDATION</b>					
<b>DESIGNATION</b>	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
MOELLONS	Bennes	304,504705	60	18270,2823	\$
SABLE	Bennes	88,26223333	120	10591,468	\$
CIMENT	Sacs	2647,867	9,5	25154,7365	\$
EAU	m cube	66,196675	4	264,7867	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				54281,2735	\$
<b>4. BETON DE FONDATION</b>					
<b>DESIGNATION</b>	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
SABLE	Bennes	70,6293344	120	8475,520128	\$
GRAVIER	Bennes	141,2586688	70	9888,106816	\$
CIMENT	Sacs	6180,06676	9,5	58710,63422	\$
EAU	m cube	154,501669	4	618,006676	\$
ARMATURES	Ø12	1778,88	8	14231,04	\$
	Ø14	1059,1468	8	8473,1744	\$
	Ø6	1641,67754	3,5	5745,87139	\$
	Fil de ligature	36	25	900	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				107042,3536	\$
<b>5. COFFRAGE/FONDATION</b>					
<b>DESIGNATION</b>	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
PLANCHES	pcs	3204,044667	5	16020,22333	\$
CLOUS	kg	288,36402	2	576,72804	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				16596,95137	\$
<b>6. MUR D'ELEVATION</b>					
<b>DESIGNATION</b>	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
SABLE	Bennes	34,419456	120	4130,33472	\$
CIMENT	Sacs	1032,58368	9,5	9809,54496	\$
EAU	m cube	25,814592	5	129,07296	\$
BLOCS	pcs	161341,2	0,6	96804,72	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				110873,6726	\$
<b>7. ESCALIER</b>					

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS  
DE L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT**

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
SABLE	Bennes	1,4912	120	178,944	\$
GRAVIER	Bennes	2,9824	70	208,768	\$
CIMENT	Sacs	130,48	9,5	1239,56	\$
EAU	m cube	3,262	4	13,048	\$
ARMATURES	Ø16	16	10	160	\$
	Ø14	597,8025	8	4782,42	\$
	Fil de ligature	8	25	200	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				6782,74	\$
<b>8. COFFRAGE/ESCALIER</b>					
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
PLANCHES	pcs	163	5	815	\$
CLOUS	kg	14,67	2	29,34	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				844,34	\$
<b>9. BETON EN ELEVATION</b>					
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
SABLE	Bennes	62,4567488	120	7494,809856	\$
GRAVIER	Bennes	124,9134976	70	8743,944832	\$
CIMENT	Sacs	5464,96552	9,5	51917,17244	\$
EAU	m cube	2407,170091	4	9628,680362	\$
	Ø12	10175,9204	8	81407,3632	\$
	Ø6	5071,826832	3,5	17751,39391	\$
	Fil de ligature	21	25	525	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				177468,3646	\$
<b>10. COFFRAGES</b>					
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
PLANCHES	pcs	11616,62267	5	58083,11333	\$
CLOUS	kg	1045,49604	2	2090,99208	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				60174,10541	\$
<b>11. DALLES</b>					
DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

# CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT

SABLE	Bennes	49,39584	120	5927,5008	\$
GRAVIER	Bennes	98,79168	70	6915,4176	\$
CIMENT	Sacs	4322,136	9,5	41060,292	\$
EAU	m cube	108,0534	4	432,2136	\$
ARMATURES	Ø10	38369,28	8	306954,24	\$
	Fil de ligature	21	25	525	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				361814,664	\$

## 12. COFFRAGES

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
PLANCHES	pcs	6860,533333	5	34302,66667	\$
CLOUS	kg	617,448	2	1234,896	\$
CHEVRONS	Pcs	1029,08	1,5	1543,62	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				37081,18267	\$

## III. SECOND ŒUVRE

### 1. REVETEMENT EXTERIEUR ET INTERIEUR

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
SABLE	Bennes	58,321856	120	6998,62272	\$
CIMENT	Sacs	1749,65568	12	20995,86816	\$
EAU	m cube	43,741392	5	218,70696	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				28213,19784	\$

### 2. MENUISERIE

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
PORTES	80 cm	416	105	43680	\$
	160 cm	52	200	10400	\$
FENETRES	200 cm	8	130	1040	\$
	150 cm	208	120	24960	\$
	160 cm	24	120	2880	\$
	250 cm	96	150	14400	\$
	100 cm	4	80	320	\$
	80 cm	200	70	14000	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				111680	\$

### 3. PLOMBERIE

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL	OBSER
-------------	-------	----------	------------------	------------	-------

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS  
DE L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT**

TUYAU 1	Pcs/ PVC 100	100	15	1500	\$
TUYAU 2	Pcs/ PVC 80	120	11	1320	\$
COUDES	Pcs	100	7,5	750	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				3570	\$
<b>4. SOUS PAVEMENT</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
SABLE	Bennes	16,46528	120	1975,8336	\$
GRAVIER	Bennes	32,93056	70	2305,1392	\$
CIMENT	Sacs	1440,712	11,5	16568,188	\$
EAU	m cube	36,0178	4	144,0712	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				20993,232	\$
<b>5. CARRELAGE</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
CARREAUX	Cartons	3179,175	12	38150,1	\$
SABLE	Bennes	33,9112	120	4069,344	\$
CIMENT	Sacs	1186,892	11,5	13649,258	\$
EAU	m cube	29,6723	5	148,3615	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				56017,0635	\$
<b>6. PEINTURE</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
A HUILE	Sceau	437,41392	75	32806,044	\$
<b>7. ELECTRICITE</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
FORFAITS	m carre	20200	60	1212000	\$
<b>8. AMENAGEMENT</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
CUVES	Pcs	236	40	9440	\$
SIPHONS	Pcs	236	1,5	354	\$
BAC DE DOUCHE	Pcs	236	65	15340	\$
Lits complet	Pcs	400	120	48000	\$
Table d'Etude	Pcs	400	30	12000	\$
Armoires	Pcs	400	70	28000	\$
Salons	Pcs	20	300	6000	\$

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS  
DE L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT**

xvii

Rechaud	Pcs	40	45	1800	\$
Chaise Salle d'etude	Pcs	400	8	3200	\$
Televisions	Pcs	20	70	1400	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				125534	\$
		210		PRIX TOTAL	OBSER
<b>9. DIVERS,IMPOTS ET TAXES</b>					
<b>PRIX TOTAL</b>				18180	\$
<b>TOTAL</b>					
<b>A. CONSTRUCTIONS</b>					
<b>DESIGNATION</b>	<b>UNITE</b>	<b>QUANTITE</b>	<b>PRIX UNITAIRE</b>	<b>PRIX TOTAL</b>	<b>OBSER</b>
INSTALLATION CHANTIER				2362,5	\$
FOUILLE ET TERRASSEMENT				17135,90025	\$
SABLE	Bennes	415,3531485	120	49842,37782	\$
GRAVIER	Bennes	400,8768064	70	28061,37645	\$
CIMENT	Sacs	24155,35864	9,5	229475,9071	\$
EAU	m cube	2874,429919	4	11497,71967	\$
CHEVRONS	pcs	140	1,5	210	\$
PLANCHES	pcs	21844,20067	5	109221,0033	\$
CLOUS	kgs	2004,97806	2	4009,95612	\$
FICELLES	rouleaux	46	2,5	115	\$
ARMATURES	Ø16	1794,88	8	14359,04	\$
	Ø14	50202,1497	8	401617,1976	
	Ø6 et Ø8	6713,504372	3,5	23497,2653	\$
	Fil de ligature	86	25	2150	\$
BLOCS	pcs	161341,2	0,6	96804,72	\$
TUYAUX	PVC 100	100	15	1500	\$
	PVC 80	120	11	1320	\$
	Coudes	100	7,5	750	\$
PORTES	pcs	468	152,5	54080	\$
FENETRES	pcs	340	76	57600	\$
CARREAUX	cartons	3179,175	12	38150,1	\$
PEINTURE	Sceau	437,41392	75	32806,044	\$
ELECTRICITE	m carre	20200	60	1212000	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				2388566,108	\$

Présenté par SHAURI JUMATANO Sébastien

IMPREVUS				238856,6108	\$
<b>PRIX GENERAL</b>				2627422,718	\$
MAIN D'ŒUVRE				788226,8155	\$
<b>PRIX TOTAL</b>				3415649,534	\$
<b>B. AMENAGEMENT</b>					
<b>PRIX TOTAL</b>				125534	\$
<b>C. DIVERS, IMPOTS ET TAXES</b>					
<b>PRIX TOTAL</b>				18180	\$
<b>COUT GENERAL</b>					
<b>CONSTRUCTIONS</b>				3415649,534	\$
<b>AMENAGEMENTS</b>				125534	\$
<b>IMPOTS ET TAXES</b>				18180	\$
<b>TOTAL GENERAL</b>				3559363,534	\$

Le tableau ci-dessous propose une classification des différents sols vis-à-vis du dimensionnement des fondations. On donne des fourchettes indicatives de la pression limite pouvant faciliter le classement des sols.

Tableau 0.3 *contrainte admissible du sol en fonction de la classe de sol*

Classe de sol		Contrainte admissible
Argile limons	A. Argiles et limons mous	<0,7
	B.Argiles et limons fermes	1,2-2,0
	C.Argiles très fermes et	>2,5
Sables graves	A. Lâche	<0,5
	B.Moyennement compacts	1,0-2,0
	C.Compacts	>2,5
Craies	A.Molles	<0,7
	B.Alterees	1,0-2,5
	C.Compactes	>3,0
	A.Tendres	1,5-4,0

Marnes	B.Compactes	>4,5
Roches	A.Altérées	2,5-4,0
	B.Fragmentées	>4,5

Selon les recherches effectuées, nous avons trouvé une contrainte de 4,8MPa ; contrainte obtenue par les résultats des essais faits sur le sol de GOMA lors de l'exécution du bâtiment de l'Assemblée provinciale par SOBETRA, ce qui prouve que nous avons une roche fragmentée ; nous avons utilisé une contrainte de 4Mpa pour plus de sécurité. [19]