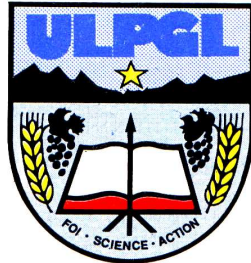


UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

Département de génie civil

**CONCEPTION ARCHITECTURALE ET STRUCTURELLE
D'UN BATIMENT ADMINISTRATIF MODERNE EN BETON
ARME: Application au bâtiment administratif de l'ULPGL.**

Par **KAMBALE KIMATE Noé**

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

Option : Génie Civil

Directeur : Dr. Ally ALINABIWE

Encadreur : Ir. BAHATI KHASHI Yvan

ANNEE ACADEMIQUE 2024-2025

Epigraphe

“Nous façonnons nos bâtiments ensuite, ils nous façonnent”

Winston Churchill

Dédicace

A mes parents MATHE KULE Innocent, KABUO KAHINDO Antoinette.

Remerciements

Nous remercions premièrement le bon Dieu pour la vie et ces hauts faits, lui qui demeure notre source.

Nous tenons également à remercier l'Université Libre des Pays des Grands Lacs et le corps professoral de la Faculté des Sciences et Technologies pour leurs dévoiements durant ces années parcourues.

Nos remerciements s'adressent également à notre directeur, le Dr. Ally ALINABIWE et l'encadreur, Ir. Yvan KAHASHI, pour les orientations et suivi du travail.

Un grand merci à nos très chère parents MATHE KULE Innocent et KABUO KAHINDO Antoinette, à nos chers frères et sœurs PALUKU MATHE Yves, KAMBALE MATHE Bienvenue, MUMBERE KAMATE Alain, KAHINDO MATHE Irène, KAVIRE MATHE Salomé, ainsi qu'à tous les autres membres de la famille pour leurs soutiens, conseils et encouragements.

Nous remercions aussi les camarades et amis pour leurs implications et travail d'équipe.

A tous ceux dont leurs noms ne figurent dans ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Résumé

Dans un monde marqué par l'évolution rapide des technologies, des modes de gestion et des exigences sociales, les espaces de travail ne se limitent plus à une simple fonction d'abri administratif. Ils doivent aujourd'hui répondre à des critères de performance, de confort, de sécurité et de durabilité. C'est dans cette optique que le présent travail s'est inscrit, avec pour objectif de doter l'administration centrale de l'Université Libre des Pays des Grands Lacs d'un bâtiment moderne adapté à son contexte institutionnel, symbolique et environnemental. La conception architecturale met en lumière les choix architecturaux et techniques pris en compte afin d'assurer le bon fonctionnement, le confort et l'aspect symbolique du bâtiment. Des calculs précis ainsi qu'une analyse statique de la structure ont été effectués suivant la norme BAEL 91 modifiée 99, d'abord manuellement, puis numériquement grâce à l'outil Robot Structural Analysis, afin de contrevérifier les résultats obtenus manuellement. Les résultats du dimensionnement ont conduit à une section de 20×45 cm pour le poteau le plus chargé, une section de poutre de 20×50 cm, une dalle d'épaisseur 15 cm et une section de semelle de 1 m^2 . Le coût total du projet est estimé à 717 254,142 \$ pour une durée d'exécution de 222 jours. Ce travail pourrait être approfondi en explorant l'intégration des charges dynamiques.

Mots clés : Etude, Architecturale, Moderne, Structurelle, Bâtiment, Administratif.

Abstract

In a world marked by the rapid evolution of technologies, management methods, and social demands, workplaces are no longer limited to a simple administrative shelter function. They must now meet requirements of performance, comfort, safety, and sustainability. It is within this context that the present study was conducted, with the objective of providing the Central Administration of the Free University of the Great Lakes with a modern building adapted to its institutional, symbolic, and environmental context. The architectural design highlights the technical and architectural choices adopted to ensure proper functionality, user comfort, and the symbolic value of the building. Precise structural calculations and a static analysis were carried out in accordance with BAEL 91 revised 99 standards, first manually and then numerically using Robot Structural Analysis software to verify the manual results. The structural dimensioning results led to a 20 × 45 cm section for the most heavily loaded column, a 20 × 50 cm beam section, a 15 cm slab thickness, and a 1 m footing section. The total project cost is estimated at \$717,254.142, with an execution period of 222 days. This work could be further developed by exploring the integration of dynamic loads.

Keywords: Study, Architectural, Modern, Structural, Building, Administrative

Tables des matières

Epigraphe	ii
Dédicace.....	iii
Remerciements.....	iv
Résumé.....	v
Abstract	vi
Liste des abréviations.....	x
Liste des tableaux.....	xi
Liste des figures	xii
Introduction générale	1
Contexte/Généralités sur le thème	1
Identification et formulation du problème	1
Questions de recherche	2
Formulation des hypothèses.....	2
Justification et choix du sujet :.....	2
L’objectif général.....	3
Les objectifs opérationnels/spécifiques	3
Méthodologie et délimitation du travail.....	3
Structure du mémoire/ Subdivision du travail	4
Chapitre 1. Généralités	5
1.1 Introduction	5
1.1.1 Notions sur les immeubles des bureaux.....	5
1.1.2 Types des bureaux.....	5
1.1.3 Tendances générales actuelles	6
1.1.4 Espaces fonctionnels	7
1.1.5 Exigences clés dans la conception	8
1.2 Introduction au béton armé	9
1.2.1 Avantages du béton armé [6]	10
1.2.2 Inconvénients du béton armé [6].....	11
1.2.3 Caractéristiques du béton armé [7]	11

1.3	Conclusion partielle.....	19
Chapitre 2. Méthodologie		20
2.1	Introduction	20
2.2	Présentation du site de l'ouvrage	20
2.3	Conception architecturale.....	21
2.3.1	Diagramme à bulles	21
2.3.2	Principes esthétique	22
2.3.3	Aspects architecturaux, répartition et fonctionnement des espaces.....	23
2.4	Analyse structurelle.....	24
2.4.1	Généralités sur le BAEL [17]	24
2.4.2	Actions et sollicitations.....	26
2.4.3	Notions d'états limites [17].....	28
2.4.4	Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	29
2.5	Analyse statique	36
2.5.1	Modélisation statique des éléments structuraux	36
2.5.2	Détermination des sollicitations.....	36
2.5.3	Analyse des contraintes.....	36
2.6	Dimensionnement.....	37
2.6.1	Dimensionnement des planchers-dalles	37
2.6.2	Dimensionnement des poutres	37
2.6.3	Dimensionnement des poteaux	38
2.6.4	Dimensionnement des fondations (semelles isolées).....	38
2.7	Contre vérification par modélisation numérique.....	38
2.7.1	Présentation du logiciel Robot Structural Analysis	38
2.7.2	Modélisation du bâtiment	39
2.7.3	Paramètre de calcul adoptés.....	39
2.7.4	Comparaison de résultats analytiques et de résultats numériques	41
2.8	Estimation du coût global et du planning.....	41
2.9	Conclusion partielle.....	42
Chapitre 3. Présentation des résultats		43
3.1	Introduction	43

3.2	Conception architecturale.....	43
3.3	Résultats du pré dimensionnement.....	47
3.3.1	Le poteau.....	47
3.3.2	La poutre	49
3.3.3	Le plancher.....	50
3.3.4	La semelle	51
3.4	Dimensionnement des éléments porteurs.....	51
3.4.1	Poteau.....	51
3.4.2	Poutre	52
3.4.3	Dalle.....	55
3.4.4	Semelle isolée	56
3.5	Contre-vérification dans Robot Strutural Analysis	57
3.5.1	Le poteau.....	57
3.5.2	Poutre	58
3.5.3	La dalle.....	61
3.5.4	La semelle	61
3.6	Comparaison de résultats manuels et numériques.....	62
3.7	Evaluation du coût.....	63
3.8	Planning des travaux [22].....	68
3.9	Conclusion partielle.....	70
	Conclusion générale.....	71
	ANNEXES	74

Liste des abréviations

BAEL : Béton Armé aux États Limites

Mod : modifié

f_c : Résistance en compression

f_{cj} : Résistance en compression à j jours

f_{tj} : Résistance en traction à j jours

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

Br : Section réduite du poteau

Nu : effort ultime

G_{permanente} : Charges permanentes

Q_{exploitation} : Charges d'exploitation

Rd : résistance de calcul

Rs : sollicitation de calcul

Mrd : moment résistant de calcul

Msd : moment sollicitant de calcul

Nrd : effort normal résistant

Nsd : effort normal sollicitant

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Rapport entre f_{cj} et f_{c28}	13
Tableau 1-2 : caractéristiques mécanique des aciers [6].....	17
Tableau 2-1 : évaluation charge permanente des murs.....	27
Tableau 2-2 choix de l'état limite pour le dimensionnement. [7]	38
Tableau 3-1 Descente des charges	48
Tableau 3-2 Résultats ferrailage du poteau.....	51
Tableau 3-3 Résultats de L_r , L_s , St et ϕ_t	52
Tableau 3-4 surcharges sur la poutre	53
Tableau 3-5 Résultats dimensionnement poutre à l'ELU.....	54
Tableau 3-6 paramètres de vérification de la poutre à l'ELS.	54
Tableau 3-7 Dimensionnement de la poutre à l'ELS	55
Tableau 3-8 évaluation des charges sur le panneau de dalle	55
Tableau 3-9 Paramètres de Calcul du moment isostatique	56
Tableau 3-10 Section d'acier pour la dalle.....	56
Tableau 3-11 section d'armature de la semelle isolée.....	57
Tableau 3-12 Section d'armature pour les poteaux le plus chargé.....	58
Tableau 3-13 taux de travail du poteau.....	58
Tableau 3-14 les efforts dans la poutre	59
Tableau 3-15 Section d'acier dans la poutre ayant moment maximal en travée	59
Tableau 3-16 Section de la file des poutres ayant le moment maximale en appuis.....	60
Tableau 3-17 section d'armature de la dalle.....	61
Tableau 3-18 section d'armature dans la semelle.....	61
Tableau 3-19 comparaison de résultat manuel et numérique avec la même géométrie.....	63
Tableau 3-20 Devis estimatif.....	64

Liste des figures

Figure 1-1: courbe-contrainte-déformation-d 'un-essai-compression-simple [9].....	12
Figure 1-2: Résistance à la traction du béton [10]	14
Figure 1-3 : Diagramme contraintes-déformations [12]	17
Figure 2-1: Localisation de l'ULPGL/Goma et emplacement de l'ouvrage [13]	20
Figure 2-2 : analyse fonctionnelle avec diagramme à bulles [15]	21
Figure 2-3 : l'architecture moderne selon le Corbusier [16]	23
Figure 2-4 : dalle pleine [21]	30
Figure 2-5 : dimension d'une poutre [21]	31
Figure 2-6 : dimension d'un poteau [21]	32
Figure 2-7 : dimension d'une semelle [21].....	35
Figure 2-8 : modèle du bâtiment sur le logiciel RSA	39
Figure 3-1 Diagramme à bulles du rez-de-chaussée	44
Figure 3-2 Vue en plan du rez-de-chaussée	45
Figure 3-3 Vue en plan R+1.....	47
Figure 3-4 Façades principale et postérieure	47
Figure 3-5 Poteau le plus chargé.....	48
Figure 3-6 panneau de la dalle étudier	50
Figure 3-7 La poutre étudiée.....	52
Figure 3-8 surface d'influence sur la poutre.....	53
Figure 3-9 ferrailage de la poutre	60
Figure 3-10 Ferrailage semelle dans RSA	62
Figure 3-11 Planning des travaux	69

Introduction générale

Contexte/Généralités sur le thème

Les bâtiments administratifs sont aujourd'hui le point central où l'on gère et organise la vie des institutions. Ils ne se contentent pas d'abriter simplement des bureaux ; ils structurent l'autorité, organisent le service public et incarnent les valeurs et l'efficacité d'une nation. Leurs architectures dépassent une simple utilité, elles doivent inspirer la confiance et refléter la solidité des institutions. Chaque choix de design influence non seulement la productivité des agents à l'intérieur mais aussi la manière dont les citoyens perçoivent l'administration. Aujourd'hui, beaucoup des bâtiments administratifs montrent certaines limites. Ils ont été conçus à une époque récente et, avec l'augmentation rapide de la population, ils ne sont plus adaptés, ne respectent plus des normes actuelles et ne reflètent plus l'image que les institutions souhaitent renvoyer.

Face à ces défis, une solution parmi tant d'autres, celle de la flexibilité intérieure (la plateaux libres), est vivement adoptée actuellement. elle consiste à construire une structure en poteaux-poutres-dalles et à l'utilisation des cloisons amovibles [1]. L'usage du béton armé est très apprécié depuis un temps, grâce à sa résistance qui permet de créer de grands espaces ouverts sans murs porteurs encombrants l'espace de travail.

Identification et formulation du problème

L'ULPGL/GOMA est une grande institution académique qui reçoit un nombre élevé des étudiants venant de différentes régions. Le bâtiment administratif actuel n'arrive plus à répondre à des exigences fonctionnelles, spatiales et symboliques, qui traduisent à la fois l'efficacité administrative et l'identité institutionnelle, compte tenu de l'effectif étudiant en forte augmentation par rapport aux années précédentes et le développement que connaît l'ULPGL/GOMA. L'Université Libre des Pays des Grands Lacs(ULPGL), une université Chrétienne des Eglises Protestantes des Pays de Grands Lacs, privée et agréée par le Gouvernement congolais, organise sept facultés et accueille actuellement plus de 3200 étudiants venant de tout lieux chaque année [2]. En effet, en voyant l'impact de l'ULPGL/GOMA dans la

région des grands lacs, la non modernisation du bâtiment de l'administration centrale, les non-respects des dimensions et fonctionnement des espaces, il a été nécessaire de faire une étude Conceptuelle d'un bâtiment administratif moderne répondant aux normes architecturales et structurelles pouvant se conformer aux besoins et à l'environnement de l'ULPGL.

Questions de recherche

Pour mener à terme ce travail et répondre à la problématique énoncée ci-haut ; les questions suivantes se sont soulevées:

- Quel modèle architectural fonctionnel et moderne répond aux exigences d'un bâtiment administratif, tout en s'adaptant au contexte institutionnel et environnemental de l'ULPGL ?
- Quelle serait la structure répondant au mieux aux contraintes liées à cette architecture ?
- Quel est le coût global nécessaire et le temps utile à la réalisation de ce bâtiment ?

Formulation des hypothèses

A partir des questions de recherche posées, les hypothèses suivantes ont servi de soubassement:

- Les règles de conception liées aux immeubles des bureaux, énumérées dans la 11^e édition des « Eléments de projet de construction » d'Ernst Neufert pourrait nous guider pour la conception architecturale adaptée.
- Une structure du bâtiment en béton armé serait idéale, vue sa grande disponibilité dans la région, et la norme BAEL nous aiderait à dimensionner la structure.
- Un devis estimatif et le diagramme de Gantt pourraient nous aider à apprécier les faisabilités du projet.

Justification et choix du sujet :

L'ULPGL/GOMA étant une université de grande renommée dans la région des grands lacs, les étudiants viennent de partout pour y acquérir des connaissances et capacités. L'université accueille des visiteurs et investisseurs de marque qui viennent pour des raisons diverses... La modernisation

de ses infrastructures contribue à donner une bonne image à tous ces visiteurs et ces personnes souhaitant y poursuivre leurs parcours académiques.

L'application de la science et des résultats des études faites par des chercheurs est d'une grande importance, elle permet de donner un aperçu sur l'impact et la pertinence des études développées et suscite l'innovation.

Ce sujet a également permis d'appliquer avec les notions des dimensionnements des structures en béton armé, d'approfondir les notions d'architecture des milieux de travail et les notions d'organisation des travaux.

L'objectif général

L'objectif principal de ce travail est l'étude architecturale et structurelle d'un bâtiment administratif moderne, adaptée au contexte institutionnel et environnemental de l'ULPGL.

Les objectifs opérationnels/spécifiques

Les objectifs spécifiques pour ce travail sont :

- Concevoir un modèle architectural fonctionnel et moderne répondant aux besoins administratifs de l'ULPGL.
- Pré-dimensionner et dimensionner les éléments structuraux.
- Estimer le coût global de réalisation du bâtiment administratif ainsi que le temps utile nécessaire à son exécution.

Méthodologie et délimitation du travail

Ce présent travail, portant sur une étude conceptuelle d'un bâtiment administratif, s'est limité à la conception architecturale, à la définition et au choix du type de structure en béton armé, à l'analyse des sollicitations dues aux charges statiques auxquelles les éléments porteurs ont été soumis et à une estimation du coût et du temps nécessaire à la construction du bâtiment.

Pour atteindre les objectifs fixés, ce processus a été suivi :

- La méthode documentaire reposant sur l’exploitation de l’ouvrage Neufert (les éléments des projets de construction), a permis d’identifier les données architecturales nécessaires.
- La méthode analytique a permis d’analyser et d’interpréter les données issues de la documentation et à les confronter aux contraintes spécifiques du projet.
- La méthode numérique a permis de représenter et modéliser le bâtiment.
- La méthode analytique a permis également de faire l’étude du coût et de la durée nécessaire à la réalisation.

Structure du mémoire/ Subdivision du travail

Mise à part l’introduction générale et la conclusion générale, ce travail est subdivisé en trois chapitres, dont :

- Le premier chapitre, qui traite des généralités sur les immeubles des bureaux et sur le béton armé ;
- Ensuite le deuxième chapitre qui présente la méthodologie ;
- Et enfin le troisième chapitre qui présente les résultats et leurs interprétations.

Chapitre 1. Généralités

1.1 Introduction

Ce chapitre présente des notions sur les immeubles des bureaux, le type des bureaux, les tendances générales actuelles, les espaces fonctionnels, et les exigences clés dans la conception ainsi que les généralités, les avantages, les inconvénients du le Béton armé et quelques caractéristiques de ce matériau.

1.1.1 Notions sur les immeubles des bureaux

Un immeuble des bureaux est un bâtiment conçu pour accueillir des activités professionnelles. Il regroupe principalement des espaces où les employés effectuent leurs travaux. Les activités réalisées dans ces bureaux ne se limitent pas au travail intellectuel, elles incluent aussi la gestion et la coordination des services.

La façon d'organiser, de créer des espaces de bureaux se reflète dans les correspondances nécessaires du destinataire, ce qui veut dire que les relations et liens qu'ont les occupants, l'usage administratif du destinataire, la taille et l'identité de l'organisation... influent sur la conception, l'organisation et le fonctionnement d'un immeuble de bureaux. Des observations ont été menées sur des périodes assez longues, ils ont mis en évidence la naissance des types de bâtiments et leurs évolutions. [3]

1.1.2 Types des bureaux

On distingue plusieurs types des bureaux en fonction de leurs dimensions et de leurs aménagements, parmi lesquels sont répertoriés :

- **Les cellules de bureaux** : ils se prêtent mieux à un travail autonome et concentré pour un seul individu ou pour un petit groupe d'individu ayant besoin d'un échange d'information fréquent.

- **Les bureaux paysagers** : ces sont des très grandes salles de bureaux, symbolisant la communication et l'ouverture regroupant une centaine de personne, voire même d'avantage.
- **Les bureaux collectifs** : l'expérience tirée des très grandes salles des bureaux à conduit à la conception des bureaux collectifs de 4 à 5 personnes par poste de travail. Ils sont toujours utilisés par les mêmes employés ou les mêmes services. C'est la forme de bureau préféré, surtout pour les activités des créations, mise en forme ou encore de coordination et de développement [4].
- **Les bureaux mixtes** : ces sont de très petites pièces qui ne sont séparées que par une cloison vitrée de la profondeur de zone de liaison qui regroupe les équipements utilisés en commun. Chaque collaborateur dispose de son propre poste de travail pour le travail concentré, un grand espace central commun et des cloisons séparatives vitrées qui favorisent la communication. Le principe de bureau mixte répond aux exigences spécifiques d'une organisation de bureaux par un concept spatial approprié. Cette offre spatiale flexible permet le travail en groupe et prévoit des espaces individuels pour les taches de concentration.
- **Hotelling-office, business-clubs** : ces postes de travail sont attribués pour les fonctions spécifiques. Les utilisateurs choisissent le lieu de travail adapté à l'activité du moment (bureau non localisé).

Le choix du type de bureau se justifie aussi par rapport aux exigences liées au poste de travail.

1.1.3 Tendances générales actuelles

a. Le confort : la gestion de la lumière naturelle, la température et du bruit :

Les principales attentes en termes d'aménagement des espaces de travail sont bien prises en compte. La proximité de fenêtres, la hauteur sous plafond, le calme, ces éléments font partie des attentes les plus fréquemment citées mais également perçues comme bien prises en compte. [4]

b. Espaces de travail :

Des espaces suffisamment grands et collaboratifs, des bureaux individuels ou partagés sont demandés. Plus on dispose d'un espace de travail personnalisé suffisamment dimensionné, la possibilité de pouvoir disposer en alternance d'espaces de travail collaboratifs est désormais une demande soutenue et récurrente [4].

c. Les services :

Disposer de services personnalisés dans le bâtiment n'est pas pour les salariés une priorité [4]. Leur position est plutôt de considérer le bâtiment dans son territoire et de s'assurer qu'ils peuvent avoir accès à des services de proximité. Cela traduit peut-être le refus de mêler vie privée et vie professionnelle. Pour les entreprises de grande taille, disposer d'une infrastructure culturelle, d'une conciergerie ou avoir la possibilité de se restaurer sur place avec des produits sains et respectueux de l'environnement sont des attentes plus marquées.

1.1.4 Espaces fonctionnels

La modernisation d'un immeuble de bureau repose non seulement sur l'utilisation des matériaux industriels et durable (béton armé, acier, verre...), et à la simplicité des formes mais aussi sur organisation des espaces fonctionnels.

Les zones fonctionnelles essentielles dans un immeuble des bureaux sont :

- **La zone des bureaux** : elle regroupe tous les cellules des bureaux, les bureaux mixtes et tous les autres types de bureaux conçu dans un bâtiment.
- **La zone d'archivage** : c'est la zone dans laquelle sont stockées les données de l'entreprise ou de l'organisation. On n'y retrouve le stockage des dossiers, mémoires électroniques, appareils de classements, reprographie, lecture, correction de saisie et sortie, ...
- **La zone de secrétariat central** : c'est là que se passe la rédaction et l'écriture des documents et lettres ayant un lien avec l'organisation.
- **La zone représentative** : ici, on retrouve les directions avec vestiaires, les salles de réunion, salle d'exposition, la salle de conférence, ...
- **La zone de services pour les personnels** : la zone est composée des vestiaires, des W.C, des salles de détente, salle de repos, gymnastique, cuisine, ...

- **La zone de réserve et extension** : dans cette zone se trouve le stock, les salles de formation, ...
- **La zone de circulation** : la zone regroupe les couloirs, les escaliers, les cages d'ascenseur, les accès intérieurs et extérieurs, ...
- **La zone de d'installations d'approvisionnement centrales** : ici, se trouve la salle technique, la climatisation, les différentes gaines, le service de nettoyage, d'entretien, d'informatique, de télécom, de ventilation, ...
- **La zone de parking** : dans cette zone est regroupée, le garage, les voies d'accès, les livraisons, ...

1.1.5 Exigences clés dans la conception

Les trames d'aménagement intérieur et des façades doivent coïncider afin de permettre une bonne liaison entre les cloisons séparatives et la façade. La trame constructive peut ne pas coïncider avec la trame d'aménagement intérieur seulement on se retrouve avec des pertes d'espaces avec des poteaux en plein milieu d'une pièce. Les surfaces et espaces intérieurs sont donc indirectement déterminés par les entraxes en jouant sur les points d'appui et sur la trame de façade.

En ce qui concerne les cloisons séparatives, il sied de comprendre que la liaison des points d'appuis avec les cloisons séparatives légères doit nécessairement permettre la liaison phonique. Prévoir des profilés à isolation acoustique [3].

Il est conseiller de ne pas placer tous les bureaux dans un seul et même espace, sans les diviser en zones distinctes ; car une fois disposer dans une seule zone, la difficulté liée à la gestion de température, d'éclairage devient très probable. Cette organisation entraine une moindre productivité occasionner par les distractions mais aussi ne permet pas des flexibilités en empêchant de moduler l'espace en fonction du besoin réel de l'entreprise.

D'où une organisation en zone multiple (zones de collaboration, zones des calmes...) est préférable car il permet une meilleure gestion des ressources et une amélioration de l'efficacité opérationnelle.

Placer les noyaux des distributions dans des zones moins éclairés dans le but de maximiser l'utilisation des espaces bénéficiant de la lumière naturelle.

En ce qui concerne l'orientation du bâtiment, le principal objectif serai de maximiser l'apport de la chaleur du soleil et d'optimiser l'éclairage naturel tout au long de la journée. D'où l'orientation des façades Nord et Sud permet de recevoir une lumière plus diffuse et moins directe et de réduire les risques de surchauffe. Ces façades reçoivent plus des fenêtres.

Pour les façades Est et Ouest la lumière du soleil est directe le matin et aux après-midi ce qui cause l'éblouissement et des surchauffes importantes. D'où ces façades ne reçoivent pas plus des surfaces vitrées ; on n'y place plutôt des zones des services (circulations, salles de réunions...). L'orientation idéale dépend du climat local, des contraintes du site et des normes de construction, mais le principe reste de trouver un équilibre entre confort thermique, lumière naturelle et la consommation d'énergie [3].

Pour ce qui est du système desserte dans le bâtiment, il faut juste signaler que la distance entre les cages d'escalier et d'ascenseur doit être compatible avec une évacuation rapide des locaux en cas de sinistre. La distance entre deux noyaux de distribution doit être inférieur ou égale à 50 mètres et entre noyau et extrémités du bâtiment plus au moins de 25 mètres.

1.2 Introduction au béton armé

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et d'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques. Le béton est un matériau de construction apprécié pour sa grande durabilité et ses propriétés statiques, esthétiques et physiques.

Il est le matériau de construction des temps modernes et reste l'un des plus marquants de notre époque. Depuis les années 1950 au plus tard, il célèbre son triomphe mondial dans toutes les formes d'architecture, des infrastructures et aux bâtiments les plus hauts. Son succès durable ne repose plus seulement sur ses "propriétés originelles", telles qu'une résistance élevée à la

compression, mais aussi sur son énorme capacité de transformation [5]. Tous les bétons ne se ressemblent pas. De nombreuses variantes de ce matériau permettent non seulement d'obtenir différentes qualités statiques et physiques, mais aussi une grande diversité esthétique. Cette dernière est un argument de plus en plus convaincant qui incite de nombreux maîtres d'ouvrage à opter "ouvertement" pour une "vie en béton".

1.2.1 Avantages du béton armé [6]

Le béton armé présente plusieurs avantages parmi lesquels nous pouvons citer :

- **Intérêt économique** : Le béton armé est généralement moins cher que d'autres matériaux de construction pour les structures de grande envergure. Ses composants (ciment, sable, gravier, eau et acier) sont abondants et relativement peu coûteux.
- **Souplesse d'utilisation** : Grâce à sa capacité à être coulé dans des coffrages, le béton armé peut prendre pratiquement n'importe quelle forme, ce qui permet de créer des éléments structuraux complexes et variés.
- **Économie d'entretien** : Une fois la structure en place, le béton armé nécessite très peu d'entretien car il résiste bien aux intempéries et à la corrosion.
- **Résistance au feu** : Le béton est un matériau non combustible. L'enrobage du béton autour de l'acier protège ce dernier de la chaleur, prolongeant la stabilité de la structure en cas d'incendie.
- **Résistance aux efforts accidentels** : L'alliance du béton (résistant à la compression) et de l'acier (résistant à la traction) confère au béton armé une grande capacité à absorber des chocs ou des charges imprévues, comme celles causées par des vents violents ou des séismes.
- **Durabilité** : Les structures en béton armé sont extrêmement durables et peuvent tenir debout pendant des décennies, voire des siècles, sans dégradation significative.
- **Isolation acoustique** : Sa masse et sa densité en font un excellent isolant phonique, contribuant à réduire la transmission du bruit entre les pièces ou d'un bâtiment à l'autre.

- **Flexibilité de conception** : La malléabilité du béton frais et la résistance de l'acier permettent aux architectes de concevoir des bâtiments aux formes originales et complexes, offrant une grande liberté créative.

1.2.2 Inconvénients du béton armé [6]

Bien le béton armé ait plusieurs avantages, il est caractérisé par certains inconvénients parmi lesquels nous pouvons citer :

- **Poids propre** : Le béton est un matériau très lourd. Ce poids peut exiger des fondations plus profondes et plus coûteuses pour supporter la structure, et limite sa pertinence pour des constructions légères.
- **L'exécution** : Le processus de construction, qui implique le coffrage, le ferrailage et le coulage, peut être long et fastidieux. La qualité de l'exécution est cruciale et nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour éviter les défauts.
- **La brutalité** : Contrairement à d'autres matériaux qui montrent des signes de faiblesse avant de céder (comme l'acier qui se déforme), le béton armé peut avoir une rupture soudaine et fragile si les calculs ou le ferrailage sont incorrects. Ce phénomène est appelé rupture fragile.
- **Difficultés de modifications** : Une fois que le béton a durci, il est très difficile de modifier la structure, de créer de nouvelles ouvertures ou de déplacer des murs porteurs sans compromettre l'intégrité du bâtiment.
- **Temps de durcissement ou d'exploitation** : Le béton a besoin d'un temps de séchage et de durcissement significatif pour atteindre sa résistance optimale, ce qui peut rallonger le calendrier global du projet de construction.

1.2.3 Caractéristiques du béton armé [7]

1.2.3.1 Le béton

Le béton est un matériau obtenu par durcissement d'un mélange formé de granulats (sable, gravier), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau et d'adjuvants dans des proportions déterminées.

a. Résistance en compression

La résistance en compression du béton, notée f_c , est obtenue sur la base d'essais d'écrasement d'échantillons cylindriques de béton de 150 x 300 mm (ou 100 x 200 mm, dans ce cas prendre 0,95 f_c) à 28 jours d'âge. Des diagrammes typiques contraintes-déformations du béton en compression sont montrés à la figure 1. Un béton normal de qualité structurale a une résistance en compression f_c comprise entre 20 MPa (minimum) et 40 MPa. Des bétons à haute résistance ($f_c > 40$ MPa) peuvent également être utilisés pour des projets spéciaux. [8]

La figure 1 ci-dessous montre l'allure des courbes qui sont fonction des déformations et des contraintes du béton.

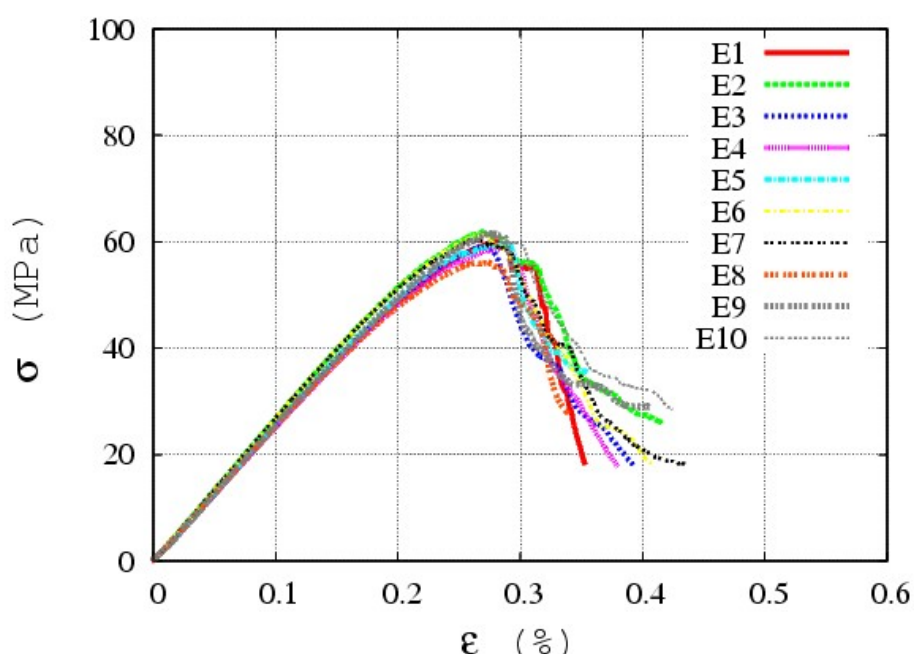


Figure 1-1: courbe-contrainte-déformation-d 'un-essai-compression-simple [9]

La résistance à la compression du béton évolue suivant l'âge du béton. La résistance du béton à la compression f_c à j jours en fonction de f_{c28} est donnée par les relations (I.1), (I.2) et (I.3):

- Pour $j < 28$ jours on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \rightarrow \text{pour } f \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} * f_{c28} \rightarrow \text{pour } f > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad (1.1)$$

- Pour $j=28$ jours on a :

$$f_{cj} = f_{c2} \quad (1.2)$$

- Pour $j>28$ jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad (1.3)$$

Le rapport entre f_{cj} et f_{c28} est donné par le tableau 1-1 ci-dessous.

Tableau 1-1 : Rapport entre f_{cj} et f_{c28}

Age du béton(jours)		7	14	21
f_{cJ}	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	0,66	0,85	0,95
f_{c28}	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	0,87	0,95	0,98

b. Résistance à la traction

La résistance en traction peut être obtenue sur la base de trois types d'essai :

- Essai de traction directe, on applique une force de traction (tirer) directement sur l'éprouvette dans son axe longitudinal.
- Essai de traction par flexion, on soumet une poutre ou une éprouvette prismatique à une charge en flexion (3 ou 4 points).

- Essai Brésilien ou de fendage, on applique une charge de compression diamétrale sur un cylindre (par exemple de béton).

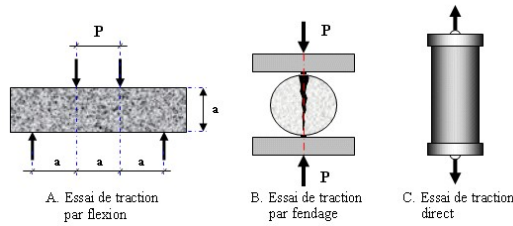


Figure 1-2: Résistance à la traction du béton [10]

On retiendra que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression. La résistance à la traction est donnée par les relations (I.4), (I.5) et (I.6) suivantes :

$$Rt \approx \frac{Rc}{10} \quad (1.4)$$

La résistance à la traction du béton à j jours est égale à:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c2} \rightarrow \text{pour } f_{c28} < 60\text{MPa} \quad (1.5)$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj}^{2/3} \rightarrow \text{pour } 60 < f_{c28} < 80\text{MPa} \quad (1.6)$$

c. Fluage du béton

Le fluage du béton c'est la déformation lente et progressive qu'un élément en béton subit lorsqu'il est soumis à une charge constante dans le temps. Lorsqu'on applique une charge, le béton se déforme instantanément (déformation élastique) bien que la charge reste constante, il continue à se déformer lentement avec le temps. Ces déformations sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à deux fois les déformations instantanées. [6]

d. Phénomène de retrait

Il provoque son raccourcissement et donc engendre des contraintes de traction qui peuvent générer des fissures dans le béton au jeune âge (lors de la phase d'hydratation, la résistance de la pâte cimentaire est faible) ou au cours de la vie de l'ouvrage. La fissuration se forme dès que les contraintes de traction issues du retrait sont supérieures à la résistance en traction du béton. La souplesse du béton lui permet en général de s'adapter au retrait sans fissuration visible.

S'il est généralement impossible de supprimer les retraits, il est par contre possible d'en limiter l'amplitude et donc de maîtriser les risques de fissuration et de réduire l'ouverture de ces fissures en jouant sur certains paramètres comme : la formulation du béton, le rapport E/C, la classe de résistance du béton, la taille des granulats...

e. Dilatation thermique du béton

Le coefficient de dilatation thermique du béton est de $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. La déformation due à la dilatation thermique, ε_{th} , peut donc s'exprimer par la relation (I.7) :

$$\varepsilon_{th} = \alpha_T \Delta T \quad (I.7)$$

où : ΔT est la variation de température considérée. [8]

f. Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la relation (I.8) :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (I.8)$$

Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 2,0 pour le calcul des déformations et à 0 pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des dalles on prendra $\nu = 0,20$ pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré) et $\nu = 0$ pour le calcul aux états limites ultimes (béton fissuré). [7]

1.2.3.2 Aciers d'armatures

a. Types d'aciers

On distingue quatre types d'acier pour armature, du moins au plus écroui :

- Les aciers doux (les ronds lisses avec une limite d'élasticité garantie de 125 à 235MPa et un allongement de 22%).
- Les aciers laminés à chaud (aciers à haute adhérence de type I avec une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement de 14%).
- Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section par traction-torsion (haute adhérence type II avec une limite d'élasticité de 500MPa et un allongement de 12%).
- Les aciers laminés à chaud par tréfilage avec forte réduction de section et fortement écrouis (pour les treillis soudés et fils sur bobines avec une limite d'élasticité 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 diminuer l'allongement à la rupture. Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s=200000MPa$. La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité [11].

b. Caractéristiques mécanique des aciers

Les principales caractéristiques mécaniques des aciers sont : la limite d'élasticité, la résistance à la traction et la rupture à l'allongement.

La limite d'élasticité est la contrainte maximale que l'acier peut supporter sans subir des déformations permanentes et l'allongement à la rupture est la différence entre la longueur initiale de la barre et la longueur de la barre au moment de la rupture et la résistance à la traction c'est la capacité de l'armature à supporter des efforts de tractions sans rupture.

Le tableau ci- dessous donne les caractéristiques mécaniques des différents types d'aciers.

Tableau 1-2 : caractéristiques mécaniques des aciers [6]

Désignation	Symbole	Nuance Fe E	Limite d'élasticité (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement de rupture (%)
Barres lisses	ϕ	215	215	330	22
	ϕ	235	235	410	22
Barres à haute adhérence	HA	400	400	480	14
	HA	500	500	550	12
Treillis soudés	TS	500	500	550	8

c. Diagramme contraintes-déformations

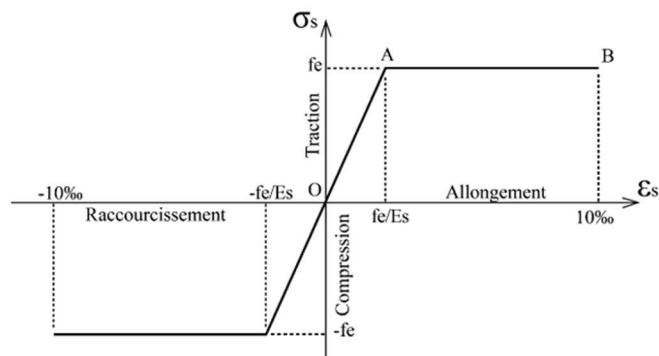


Figure 1-3 : Diagramme contraintes-déformations [12]

La phase élastique de l'acier correspond à la branche OA en traction, dans cette phase, la relation entre les contraintes et les déformations est linéaire. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations, et l'acier retrouve sa forme initiale lorsque la contrainte est enlevée. La phase

plastique correspond quant à elle à la branche AB en traction. Ici la relation entre les contraintes et les déformations n'est pas linéaire. L'acier ne retrouve pas sa forme initiale lorsque la contrainte est supprimée.

γ_s est un coefficient de sécurité, il vaut :

- Combinaisons fondamentales $\gamma_s = 1,15$
- Combinaisons accidentelles $\gamma_s = 1$

d. Etat limite d'ouverture des fissures :

Pour éviter l'ouverture des fissures dans le béton, qui peuvent causer des déformations de la pièce mais aussi les risques de corrosion des aciers, on est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction. On distingue trois catégories d'ouvrage suivant leurs fissurations :

- 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. Dans ce cas, il n'y a pas de limite spécifique pour la contrainte de traction de l'acier. La contrainte limite de l'acier est donnée par la relation (I.9) suivante :

$$\sigma_{st} = f_e \quad (I.9)$$

- 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. Dans ce cas on limite la contrainte de traction des armatures par la relation (I.10) ci-dessous :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{array} \right. \quad (I.10)$$

- Et les ouvrages où **la fissuration est très préjudiciable** lorsque les éléments de structure sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine, gaz ou sols corrosifs)

ou lorsque les éléments doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on limite la contrainte de traction des armatures par la relation (I.11) :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} f_e \\ 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{coefficient de fissuration} \\ \eta = 1,6 \text{ pour le HA} \\ \eta = 1 \text{ pour le RL} \end{array} \right. \quad (I.11)$$

1.3 Conclusion partielle

Ce premier chapitre consistait à parler des généralités des immeubles de bureaux, les types de bureaux, les tendances générales actuelles, les exigences clés dans la conception et les espaces fonctionnels mais aussi il a présenté les avantages et inconvénients du béton armé ainsi que les différentes caractéristiques de ce matériau.

Chapitre 2. Méthodologie

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, on se propose de présenter le processus et les principes mis en application pour répondre aux questions de recherche. Il présente donc l'emplacement de l'ouvrage, les principes architecturaux qui ont guidé dans la conception des plans de notre bâtiment, l'analyse structurelle, le pré-dimensionnement des éléments structurels, l'analyse statique, le dimensionnement et vérification ainsi que la contre-vérification par modélisation numérique et l'estimation du cout global et du planning de travaux.

2.2 Présentation du site de l'ouvrage

Notre ouvrage est situé en République Démocratique du Congo, dans la ville de Goma, commune de Goma, l'avenue du Lac Kivu, précisément dans l'enceinte de l'ULPGL au campus Moise.

La figure 1 représente l'emplacement de l'ouvrage en vue de dessus.

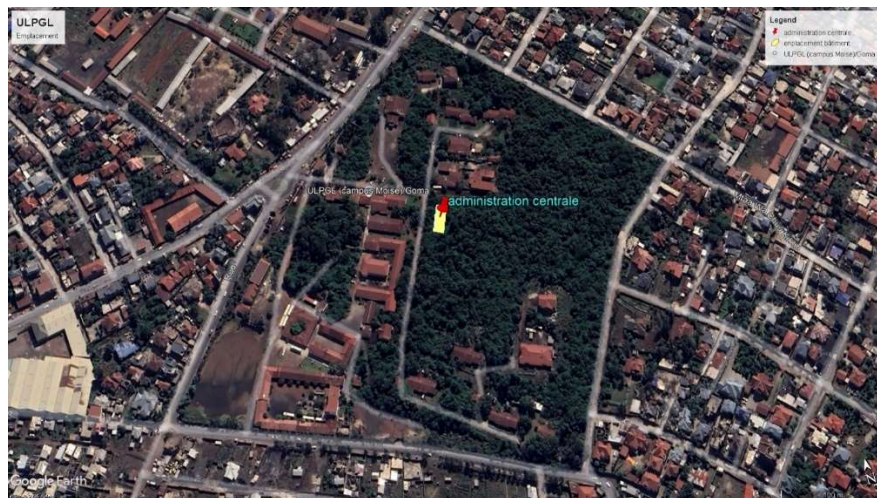


Figure 2-1: Localisation de l'ULPGL/Goma et emplacement de l'ouvrage [13]

2.3 Conception architecturale

La conception architecturale est un processus de création des projets de construction (création des plans, esquisses et des vues 3D), qui consiste à transformer des idées en structures tangibles en tenant compte des besoins fonctionnels, esthétiques et environnementaux.

2.3.1 Diagramme à bulles

Le diagramme à bulles est un dessin schématique utilisé au début de la conception pour organiser et planifier l'espace d'un bâtiment. Les espaces fonctionnels sont représentés par des bulles dont la taille est fonction des dimensions des espaces conçus, la position et les relations de pièces sont représentées par différents symboles. Ce diagramme est utilisé pour visualiser rapidement les connexions entre les zones sans entrer en détails de la conception finale [14]. La figure 2-2 ci-dessous donner un aperçu sur un diagramme à bulles.

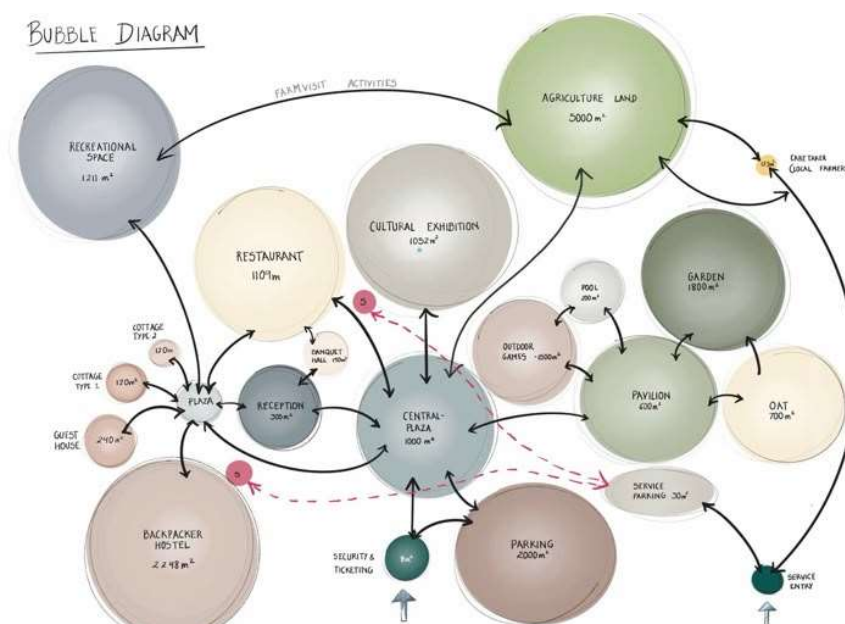


Figure 2-2 : analyse fonctionnelle avec diagramme à bulles [15]

Il est caractérisé par :

- **La fonction spatiale** : il permet d'illustrer des différentes zones d'un bâtiment et leurs fonctions (amphithéâtre, bureau, salle de conseil, accueil, hall...).

- **Les relations et circulations :** il montre comment les espaces sont liés entre eux et les chemins des circulations des personnes à l'intérieur du bâtiment. Il montre combien d'ouverture ou/et portes nous pouvons avoir sur l'ensemble de la conception.
- **Une dimension supplémentaire :** bien qu'il s'agisse d'un dessin général, il peut représenter plus qu'une simple relation, car la taille de bulle peut être utilisée pour symboliser une information quantitative comme la superficie de la pièce.
- **Un outil de planification préliminaire :** il est considéré comme support visuel du concepteur pour une bonne organisation des idées avant de passer aux plans plus détaillés.
- **Le caractère schématique :** il est dessiné à main levée et se concentre sur des concepts généraux et l'organisation plutôt que sur les détails précis.

2.3.2 Principes esthétique

L'aspect de notre bâtiment administratif sera basé sur l'architecture moderne qui est caractérisée par des traits remarquables comme la fonctionnalité, les formes géométriques simples (des lignes épurées et des volumes géométriques simples), l'utilisation des matériaux innovants comme le béton armé, l'acier et le verre, le toit-terrasse (exploitation de l'espace supérieur) et des façades libres selon le Corbusier, la création d'espace ouverts et lumineux grâce à des grandes fenêtres et à un plan libre.... La figure 2-3 ci-dessous montre les cinq principes de l'architecture moderne selon Le Corbusier.

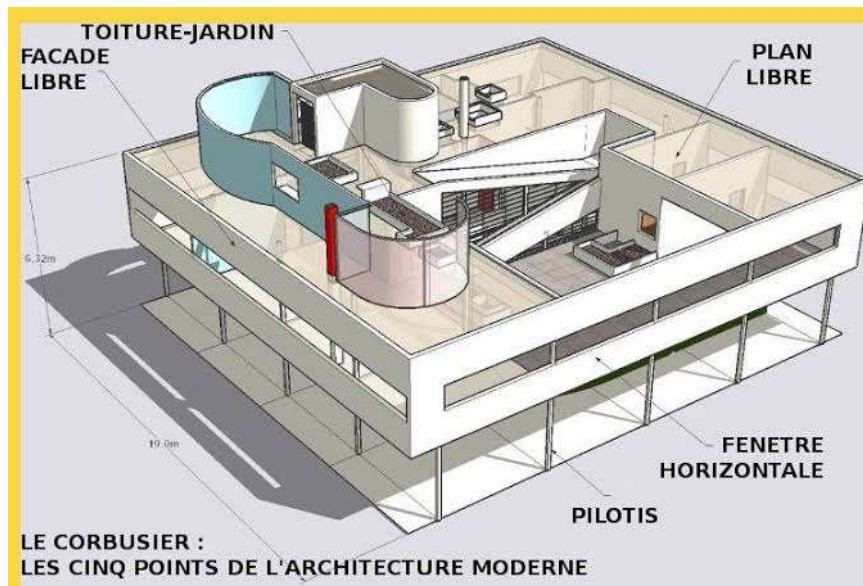


Figure 2-3 : l'architecture moderne selon le Corbusier [16]

2.3.3 Aspects architecturaux, répartition et fonctionnement des espaces

a. Aspects architecturaux

Le bâtiment adopte une forme rectangulaire développée sur trois niveaux, affirmant une volumétrie simple et lisible qui s'inscrit harmonieusement dans son environnement. La façade principale, largement ouverte sur l'avenue, assure une forte présence institutionnelle, tandis que des retraits sur la façade permettent l'aménagement de la terrasse, de l'auvent d'entrée et du parking, contribuant ainsi à la qualité architecturale et au confort des usagers. L'expression architecturale s'inscrit dans le langage moderne, marqué par des lignes sombres, des larges ouvertures vitrées et l'utilisation des matériaux contemporains tels que le béton et le verre. L'orientation du bâtiment a été pensée de manière à favoriser l'apport de la lumière naturelle et de trouver un équilibre entre confort thermique et la consommation d'énergie. L'accès principale est clairement identifiable sur l'avenue et mène à un hall d'accueil central qui organise les circulations verticales et assure une distribution fluide vers l'ensemble des niveaux.

b. Répartition des espaces

L'organisation spatiale du bâtiment repose sur un zonage fonctionnel qui distingue clairement les espaces publics, administratifs, organisationnels et techniques. Le bâtiment est scindé en deux

partie par un joint de dilatation vue qu'il fait plus de 30 mètres de long. Une partie du rez-de-chaussée et du premier étage est dédié aux fonctions accessibles au publiques, telles que l'accueil, la gestion des scolarités, les services bancaires, la perception, la gestion des diplômes, ... et l'autre partie de deux premier niveaux est réservée à la zone représentative et organisationnelle et comprends le bureau du recteur, la salle de conférence, les salles de réunion, des secrétaires académiques, du directeur financier et des budgets, ... Le troisième niveau regroupe les services internes tels que l'espace de détente, la terrasse, la salle de café et restaurant, les salles de recherches, ... Les relations entre différents espaces ont été optimiser pour maximiser et faciliter les échanges professionnels tandis que les archives et les locaux technique ont été relégués en zones périphériques.

c. Fonctionnement spatial

Le fonctionnement quotidien du bâtiment est organisé autour d'un système de circulation clair et efficace, garantissant une orientation intuitive des usagers dès leur entrée au hall principal. Les escaliers assurent les déplacements verticaux sur tous les niveaux, tandis que des couloirs suffisamment dimensionnés permettent la circulation fluide et sécurisée. Par ailleurs, l'intégrations d'espaces modulables confère au bâtiment une certaine flexibilité, permettant d'adapter l'organisation intérieure aux évolutions futures des besoins administratifs.

2.4 Analyse structurelle

2.4.1 Généralités sur le BAEL [17]

Les Règles BAEL comportent, après des Règles générales, une partie concernant les ossatures et éléments courants des structures en béton armé qui définit des règles de calcul ou de dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages. Ces règles, dont une longue expérience a montré la validité, permettent d'éviter certains calculs laborieux dont la précision risquerait d'ailleurs souvent d'être illusoire.

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action [18]. On distingue :

- **Les états limites ultimes** qui correspondent à la limite : soit de l'équilibre statique ; soit de la résistance de l'un des matériaux ou soit de la stabilité de forme.
- **Les états limites de service** qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

Les structures auxquelles les règles BAEL s'appliquent, sont habituellement constituées de poteaux verticaux, de dalles et de poutres tels qu'on en rencontre normalement dans le domaine du bâtiment ; les règles en cause ne s'appliquent pas aux ouvrages d'art et notamment pas aux ponts. On distingue conventionnellement, dans leur domaine d'application, trois types de constructions. [19]

a. Les constructions courantes

Les constructions courantes dans lesquelles les valeurs des charges d'exploitation sont au plus égales à deux fois celles des charges permanentes ou à 5 kN/m² (charges dites modérées) ; de plus, les charges localisées (associées implicitement aux charges réparties), appliquées à tout élément de plancher, sont inférieures à la plus grande des deux valeurs : 2 kN et le quart de la charge d'exploitation totale susceptible d'être appliquée à cet élément.

b. Les constructions industrielles

Les constructions industrielles dans lesquelles les valeurs des charges d'exploitation sont supérieures à deux fois celles des charges permanentes ou à 5 kN/m² (charges dites relativement élevées) et comprennent le plus souvent des charges localisées importantes, éventuellement mobiles et pouvant donner lieu à des effets dynamiques.

c. Les constructions spéciales

Les constructions spéciales dans lesquelles certaines parties de la structure peuvent être assimilées à des éléments de constructions courantes, d'autres à des éléments de constructions industrielles, d'autres enfin relèvent de l'application des règles générales.

2.4.2 Actions et sollicitations

2.4.2.1 Actions

Les actions sont des forces ou des couples directement appliqués sur la construction. Elles peuvent aussi provenir de déformations imposées à la structure telle que dilatations, tassements d'appuis, retraits, etc. Les valeurs de chacune de ces actions ont un caractère nominal c'est-à-dire qu'elles sont connues dès le départ ou données par des textes réglementaires ou contractuels. Elles sont donc la base d'appréciation des obligations des constructeurs ainsi que des responsabilités des utilisateurs. [20]

a. Les actions permanentes : symbole général G

Elles résultent du poids spécifique des matériaux mis en œuvre et des dimensions de l'ouvrage. Elles peuvent provenir des poids propres de la structure, des poids propres des autres éléments de construction, des poussées de terre et des pressions éventuelles des liquides, ...

b. Les actions variables : symbole général Q

Ces sont les charges dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Nous pouvons en citer : les charges d'exploitations (les personnes, les meubles, ...), les charges climatiques tels que le vent et la neige, les charges amenées au cours d'exécution (équipements de chantiers), les charges dues à la température.

Il est question d'un bâtiment à usage administratif d'où la norme Française européenne NF EN 1991-1-1 prévoit une charge de 2 à 3 kN/m² pour ce type de bâtiment.

L'évaluation des charges permanentes est présentée au niveau du tableau 2-1 ci-dessous.

Tableau 2-1 : évaluation charge permanente des murs

Désignation des matériaux	Charges surfaciques
1. Cloisons parpaing creux de 20x20x40 cm	1,9 KN/m ²
2. Enduit aux liants hydrauliques ep : 2cm	0,18 KN/m ²
3. Plaques de plâtre plafond	0,09 KN/m ²
4. Carrelage y compris couche de mortier 2 cm	0,6 KN/m ²
5. Béton armé	2,5 KN/m ³
6. Étanchéité feutre bitumé terrasse	0,12 KN/m ²

2.4.2.2 Sollicitations

En résistance des matériaux, il avait été dit que les sollicitations désignent l'ensemble des actions internes qui apparaissent dans un élément de structure lorsqu'il est soumis à des charges extérieures (poids propre, charges d'exploitation, vent, séisme...). Ces actions internes traduisent la manière dont le matériau réagit aux efforts appliqués afin d'assurer l'équilibre et la stabilité de la structure. On distingue principalement quatre types des sollicitations.

- **L'effort normal N** : Elle correspond à une action qui tend à allonger ou à raccourcir un élément.
- **Le moment fléchissant M** : elle provoque la courbure d'un élément, les fibres d'un côté sont comprimées et celles de l'autre sont tendues.
- **L'effort tranchant T ou V** : elle tend à faire glisser une section par rapport à une autre. Elle est très importante près des appuis.

- **Le moment de torsion M_t** : elle provoque une rotation des sections autour de l'axe longitudinal.

Les sollicitations de calcul sont obtenues par application des principes de la Résistance des Matériaux en envisageant successivement les diverses combinaisons d'actions et les différents cas de charge. [17]

Lors du dimensionnement, l'identification correcte des sollicitations permet de déterminer les contraintes internes, de vérifier la résistance du matériau et de contrôler les déformations admissibles. [19]

2.4.3 Notions d'états limites [17]

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 :

2.4.3.1 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** : il n'y a pas de renversement ni des glissements.
- **Limite de la résistance de chacun des matériaux** : pas de rupture de sections critiques de la structure ou soit la perte de résistance soit du béton ou de l'acier.
- **Limite de la stabilité de forme** : il n'y a pas de flambement qui cause de l'instabilité à des pièces longues.

En ELU les combinaisons d'actions sont définies pour vérifier la résistance et la stabilité dans les situations les plus défavorables. Suivant la norme BAEL elle s'écrit par la relation (2.1) suivante :

$$1,35G+1,5Q$$

2.1

2.4.3.2 Les états limites de services (E.L.S)

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

- Limites de compression du béton : elle empêche la formation des fissures
- Limites d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Limites des déformations : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

Ici les combinaisons d'actions servent à vérifier le bon fonctionnement de l'ouvrage (confort, fissuration, flèches, vibrations, ...). Elle s'écrit par la relation (II.2) suivante :

$$Q + G$$

2.2

2.4.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Le pré-dimensionnement est une étape cruciale 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 porteur dû à la charge et surcharge. Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants. [11]

2.4.4.1 La dalle

La dalle est une plaque en béton armé à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voiles, ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou dans une seule. La figure 2-4 présente les portées d'un panneau d'une dalle pleine.

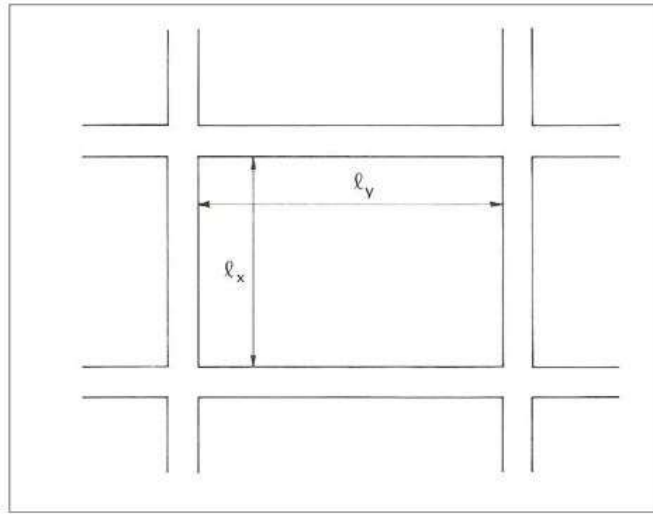


Figure 2-4 : dalle pleine [21]

l_x et l_y sont les portées d'un panneau de dalle et 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 données par la relation (II.3) :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (2.3)$$

Si $\alpha < 0.4$, la dalle porte uniquement dans un sens et on adopte :

Pour un panneau isolé : $h \geq \frac{l_x}{20}$

Pour un panneau continu : $h \geq \frac{l_x}{25}$

Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$, la dalle porte dans deux sens et on adopte :

Pour un panneau isolé : $h \geq \frac{l_x}{30}$

Pour un panneau continu : $h \geq \frac{l_x}{40}$

2.4.4.2 Les poutres

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 le BAEL 91 mod 99. La figure 2-5 présente la section d'une poutre en béton armé.

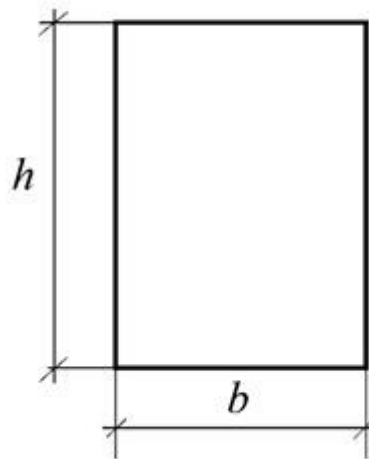


Figure 2-5 : dimension d'une poutre [21]

La hauteur et la largeur de la poutre sont déterminées par les expressions (II.4) et (II.5) suivantes :

$$\frac{l_{max}}{16} \leq h \leq \frac{l_{max}}{12} \quad (2.4)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad (2.5)$$

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

h : hauteur de la poutre et b : la largeur de la poutre.

2.4.4.3 Les poteaux

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 ($1,35G+1,5Q$). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. La figure 2-6 ci-dessous présente la surface d'influence sur un poteau.

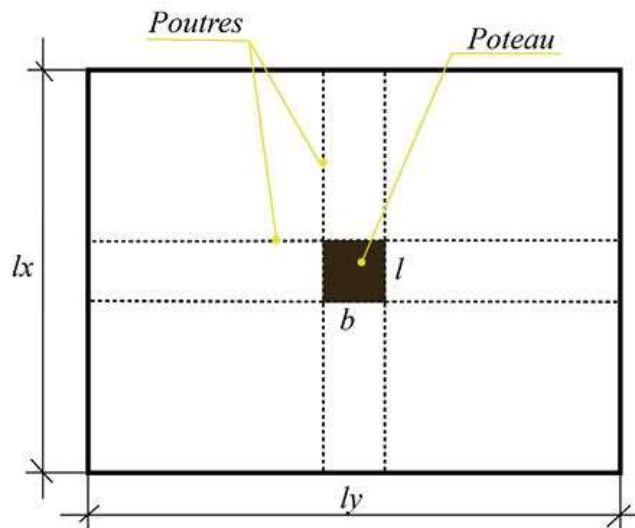


Figure 2-6 : dimension d'un poteau [21]

La surface d'influence est déterminée grâce aux dimensions en plan l_x et l_y .

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau, la section réduite du poteau et son élancement sont données par les relations (II.6), (II.7), (II.8) et (II.9) :

$$N_u \leq \alpha \left(Br \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2.6)$$

Avec :

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

$$Br = (b - 2cm) * (a - 2cm) \quad (2.7)$$

- A : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;
- α coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur :

pour $\lambda \leq 50$.

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} \quad (2.8)$$

pour $50 \leq \lambda \leq 70$.

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad (2.9)$$

Les valeurs de α 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 λ reste inférieure à 70, tel que $\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$ avec la relation (II.10) :

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} \text{ et } \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \quad (2.10)$$

L_f : Longueur de flambement : $L_f = 0,7 l_o$

l_o : hauteur libre du poteau.

Et i : Rayon de giration et est donné par la relation (II.11) :

$$ix = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \text{ et } iy = \sqrt{\frac{I_y}{B}} \quad (2.11)$$

I est le moment d'inertie de la section et B est l'aire de la section du béton. Dans ce travail nous avons des poteaux rectangulaires ; pour dire que le moment d'inertie est donné par la relation (II.12) :

$$I_x = \frac{ba^3}{12} \text{ et } I_y = \frac{ab^3}{12} \quad (2.12)$$

2.4.4.4 Les fondations

C'est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges supportées par cet ouvrage. C'est la base de la construction d'où l'importance de bien faire son étude et son dimensionnement. Au vue de la nature de sol qui se trouve dans la ville de Goma, un sol rocheux, nous allons choisir une fondation du type superficiel et a contrainte choisi est de 3Mpa. La figure 2-7 présente les dimensions d'une semelle.

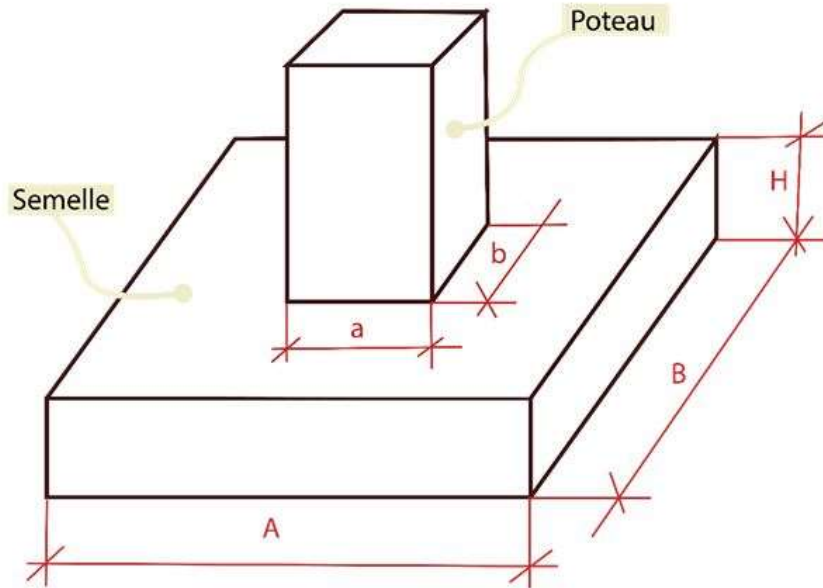


Figure 2-7 : dimension d'une semelle [21]

Considérons un poteau de section **(a x b)** et une semelle de dimensions **(A x B)**, on a par homothétie la relation (II.13) :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (2.13)$$

La section de la semelle doit être :

$$S \geq \frac{Nu}{q} \quad (2.14)$$

Avec q la contrainte admissible de sol et la hauteur $h = d + 0,05$

$$\text{tel que : } \max\left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4}\right) \leq d \leq \min(B-b, A-a); \sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}fe, \max\left(\frac{2}{3}fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right\} \quad (2.15)$$

2.5 Analyse statique

L'analyse statique d'un bâtiment fait partie des étapes clés pour comprendre comment celui-ci réagit sous l'effet des charges qui s'exercent sur lui. Elle se déroule en trois grandes phases : la modélisation, la détermination des sollicitations et l'analyse des contraintes.

2.5.1 Modélisation statique des éléments structuraux

La modélisation statique consiste à représenter la structure réelle du bâtiment par un modèle simplifié qui garde l'essentiel de son comportement mécanique. Pour Chaque élément structurel on définit les appuis, les liaisons entre éléments, les propriétés physiques et les conditions aux limites. L'objectif est d'obtenir un modèle statique capable de prédire les réactions de la structure sous charges.

2.5.2 Détermination des sollicitations

Les sollicitations de calcul sont obtenues par application des principes de la Résistance des Matériaux en envisageant successivement les diverses combinaisons d'actions et les différents cas de charge.

Une fois le modèle établi, l'étape suivante consiste à appliquer les charges que la structure doit supporter. La détermination du mode des sollicitations repose sur les calculs des efforts internes (effort normal, effort tranchant et le moment fléchissant) dans les éléments structuraux. Ces grandeurs apparaissent selon la position et l'amplitude des charges appliquées et dépendent de l'interaction entre éléments.

2.5.3 Analyse des contraintes

L'analyse des contraintes consiste à vérifier que chaque élément structurel peut supporter les sollicitations calculées sans dépasser ses limites physiques. On doit donc déterminer les contraintes internes liées à la compression ou à la traction (contrainte normale), celle liée aux efforts tranchants (contrainte de cisaillement) et celles associées aux moments (contrainte de flexion).

Ces contraintes sont comparées aux résistances admissibles des matériaux (acier et béton pour ce cas). Si une contrainte dépasse la limite admissible, l'élément est redimensionné ou la structure nécessite des modifications.

L'analyse doit aussi tenir compte de la déformation des éléments pour s'assurer que l'ouvrage reste fonctionnel (limitation des flèches).

2.6 Dimensionnement

Le dimensionnement des éléments en béton armé selon le BAEL repose sur l'utilisation des efforts ultimes pour garantir la sécurité et des états limites de services pour le confort et durabilité. Les procédures générales sont similaires pour tous les éléments structuraux et se succèdent comme suit : l'identification des sollicitations, le calcul de section d'aciers et la vérification des contraintes admissibles.

Bien que le dimensionnement des éléments porteurs soit fait suivants les abaques résumés de la norme BAEL qui ont été placés en annexes, il sied de comprendre quelques notions fondamentales sur les dimensionnements des éléments en béton armé et leurs vérifications aux états limites.

2.6.1 Dimensionnement des planchers-dalles

Le plancher est analysé selon son type et sa portée et son dimensionnement à l'ELU consiste à déterminer l'épaisseur et l'armature nécessaire pour résister aux moments et efforts tranchants maximaux. A l'ELS la vérification se concentre sur la flèche et la fissuration, afin d'assurer le confort des usagers et durabilité du béton.

2.6.2 Dimensionnement des poutres

Les poutres sont dimensionnées pour résister aux moments fléchissants et aux efforts tranchants transmis par les planchers et les charges permanentes et variables. A l'ELU, l'accent est mis sur la résistance ultime à la flexion et au cisaillement. A l'ELS, la vérification porte sur la flèche, la fissuration et la limitation des déformations.

2.6.3 Dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés pour supporter les efforts combinés de compression axiale et de flexion dus aux charges verticales et horizontales. L'ELU permet de déterminer l'armature minimale nécessaire pour la résistance ultime, tandis que l'ELS assure que les déformations restent limitées et que la stabilité globale de la structure est respectée.

2.6.4 Dimensionnement des fondations (semelles isolées)

Les semelles isolées transmettent les charges des poteaux au sol. Leurs dimensionnements à l'ELU déterminent les dimensions et l'armature nécessaires pour résister à la compression et au cisaillement de la semelle. A l'ELS, la vérification concerne le tassement et la fissuration afin de garantir une bonne répartition des charges sur le sol.

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section des aciers dépend du type de fissuration, comme l'indique le tableau 2-2 ci-dessous. [7]

Tableau 2-2 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

2.7 Contre vérification par modélisation numérique

2.7.1 Présentation du logiciel Robot Structural Analysis

Le logiciel Robot Structural Analysis est un logiciel de modélisation et de calcul des structures par éléments finis développé par Autodesk. Il est utilisé par les ingénieurs et les architectes pour dimensionner et analyser des structures en aciers, en béton armé, en bois et en d'autres matériaux.

Le logiciel offre une haute gamme des fonctionnalités, notamment :

- Modélisation : création des modèles 3D précis de structures complexes, y compris des poteaux, poutres, des dalles, des murs et des coques.
- Analyse : calcul des charges et déformations des structures, y compris les analyses statiques, dynamiques, non linéaires.
- Dimensionnement : vérification de la résistance des structures aux charges appliquées selon les normes et codes de constructions en vigueur.
- Optimisation : proposition des solutions pour améliorer la performance et la rentabilité des structures.
- Interopérabilité : collaboration avec d'autres logiciels de conception et de construction tels que Revit, Archicad.

2.7.2 Modélisation du bâtiment

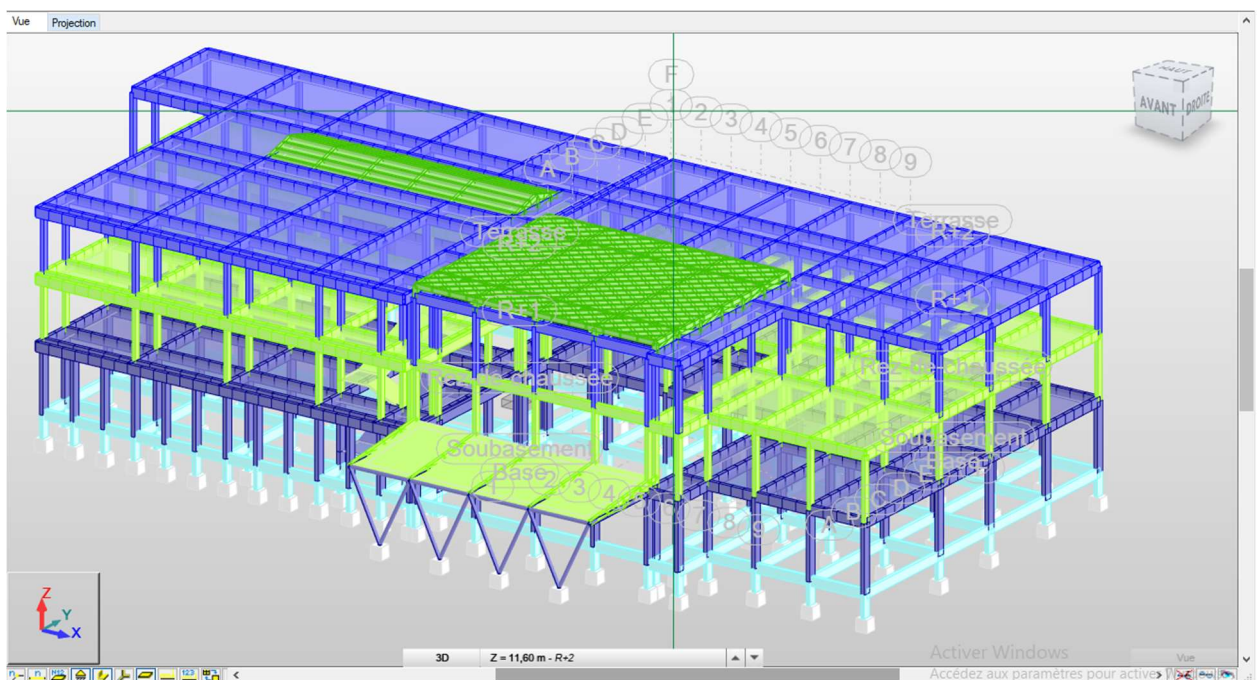


Figure 2-8 : modèle du bâtiment sur le logiciel RSA

2.7.3 Paramètre de calcul adoptés

Les paramètres suivant ont été adoptés pour la modélisation et le calcul dans le logiciel RSA.

Teneur au feu	0h
Fissuration	Peu préjudiciable
Milieu	Non agressif
Béton	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$ & Poids volumique= $2501,36 \text{ kg/m}^3$
Armatures	HA 400 ; $F_e=400 \text{ MPa}$
Poteau de section	20x45 cm
Poutre de section	20x50 cm
Hauteur sous poutre rdc	310 cm
Hauteur sous poutre R+1 et R+2	290 cm
Calcul suivant	BAEL 91 mod 99
Disposition sismique	non
Poteau dimensionné en	Compression simple
Enrobage des aciers (poteaux, poutres, dalles)	3 cm
Enrobage des aciers semelles	3 cm de côtés et 5 cm du béton de propreté
Epaisseur dalle	15 cm

2.7.4 Comparaison de résultats analytiques et de résultats numériques

L'approche analytique repose sur des modèles théoriques simplifiés issus de la résistance de matériaux et du résumé sous forme d'organigramme de la norme du BAEL, permettant d'obtenir des efforts internes et de sections d'armatures par des calculs manuels. Elle l'offre une compréhension directe du comportement structurel et sert de référence de contrôle.

L'approche numérique, quant à elle, s'appuie sur la modélisation de la structure à l'aide de logiciels de calcul (Robot Structural Analysis), intégrant une représentation plus globale et plus précise du comportement mécanique, des conditions aux limites et des interactions entre éléments. Les efforts et déplacements obtenus sont généralement plus détaillés et tiennent compte des redistributions internes.

La méthodologie comparative consiste à confronter les efforts, les contraintes, et les sections d'armatures issues des deux approches, en analysant les écarts observés. Ces différences sont interprétées à la lumière des hypothèses de modélisation et des simplifications adoptées, afin de vérifier la cohérence des résultats et de confirmer la sécurité et la fiabilité du dimensionnement retenu.

2.8 Estimation du coût global et du planning

L'estimation du coût global du projet consiste à évaluer l'ensemble des dépenses liées à sa réalisation en s'appuyant sur l'identification des quantités de travaux, l'application des prix unitaires afin d'obtenir un budget prévisionnel fiable.

Parallèlement, l'élaboration du planning vise à planifier et ordonnancer les différentes phases de construction en fonction des contraintes techniques, des ressources disponibles et des délais d'exécution, permettant d'estimer la durée globale du projet et d'assurer une coordination efficace des travaux pour le respect des coûts et des délais.

2.9 Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il était question de présenter la marche à suivre et les conditions à appliquer suivant les règles établies pour atteindre les objectifs fixés dans l'introduction du travail. Il consistait donc au processus de conception architecturale, aux étapes clés d'une étude structurelle du bâtiment.

Chapitre 3. Présentation des résultats

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, les résultats de la conception architecturale, le pré-dimensionnement, le dimensionnement manuel et la contre-vérification numérique réalisé grâce au logiciel Robot Structural Analysis ainsi que l'évaluation du coût et le planning des travaux.

3.2 Conception architecturale

Comme nous l'avons déjà dit plus haut, notre ouvrage à trois niveaux, et nous avons utilisé le logiciel Archicad pour obtenir le plan 2D et le model 3D. Ces plans ont été établis grâce aux recommandation obtenu du manuel les éléments des projets de construction Neufert.

Le diagramme à bulles du premier niveau, la vue en plan du rez-de-chaussée et R+1, la façade principale et postérieure sont présentés sur les figures 3-1, 3-2, 3-3 et 3-4. Les vues en 3D et les autres vues sont présentées en annexes.

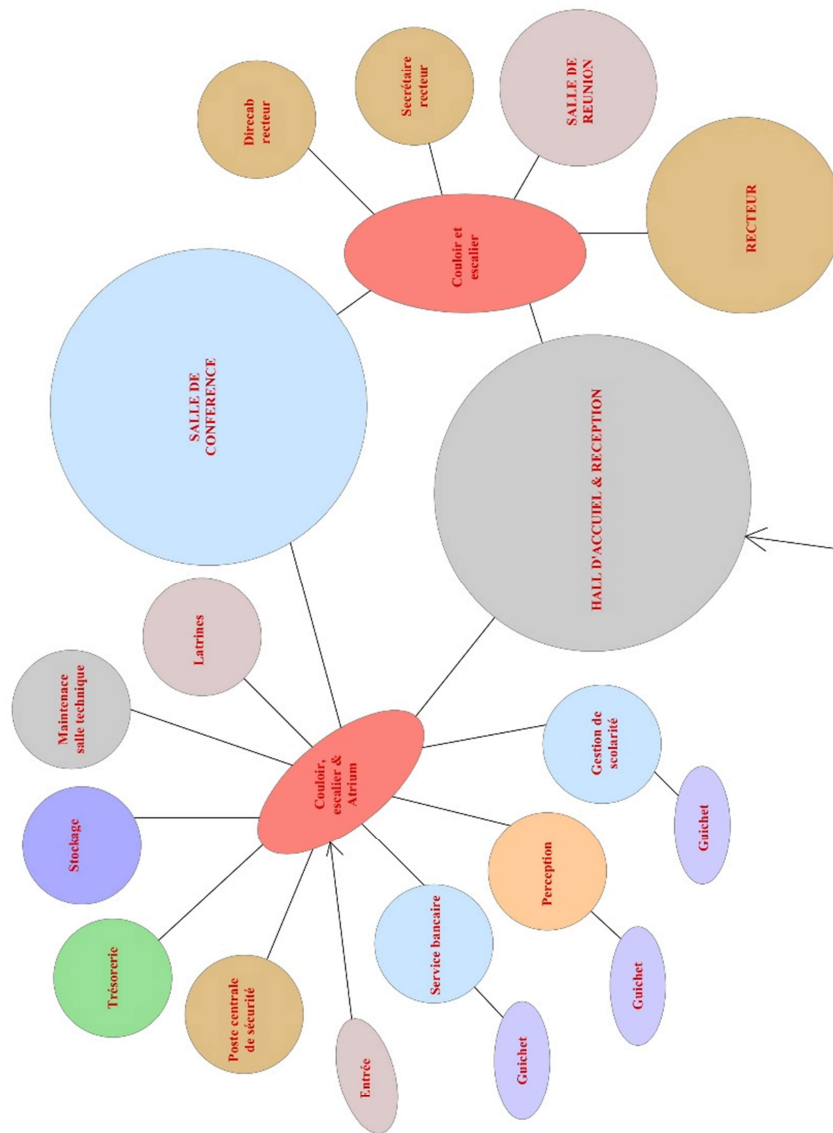


Figure 3-1 Diagramme à bulles du rez-de-chaussée

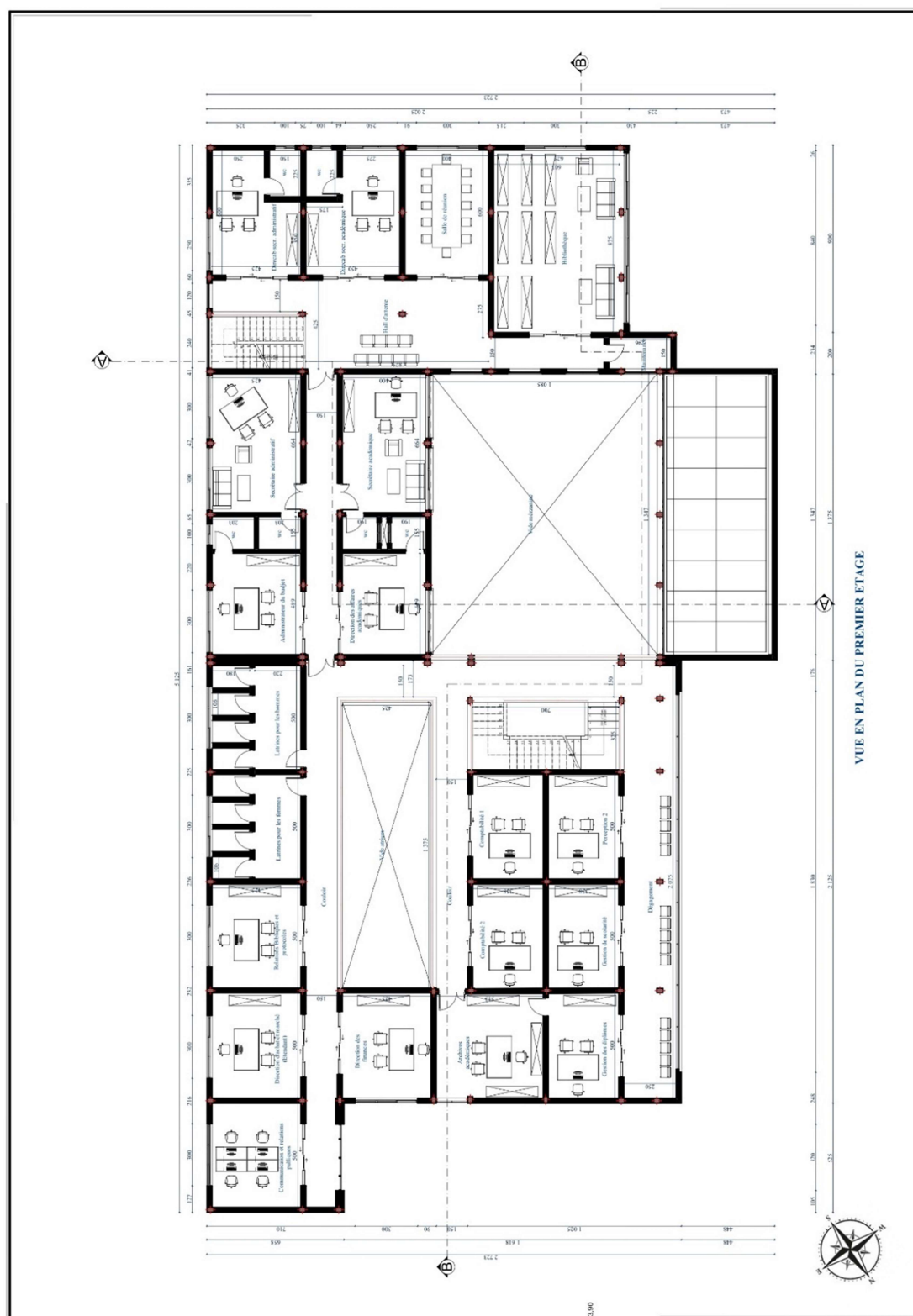


Figure 3-3 Vue en plan R+1

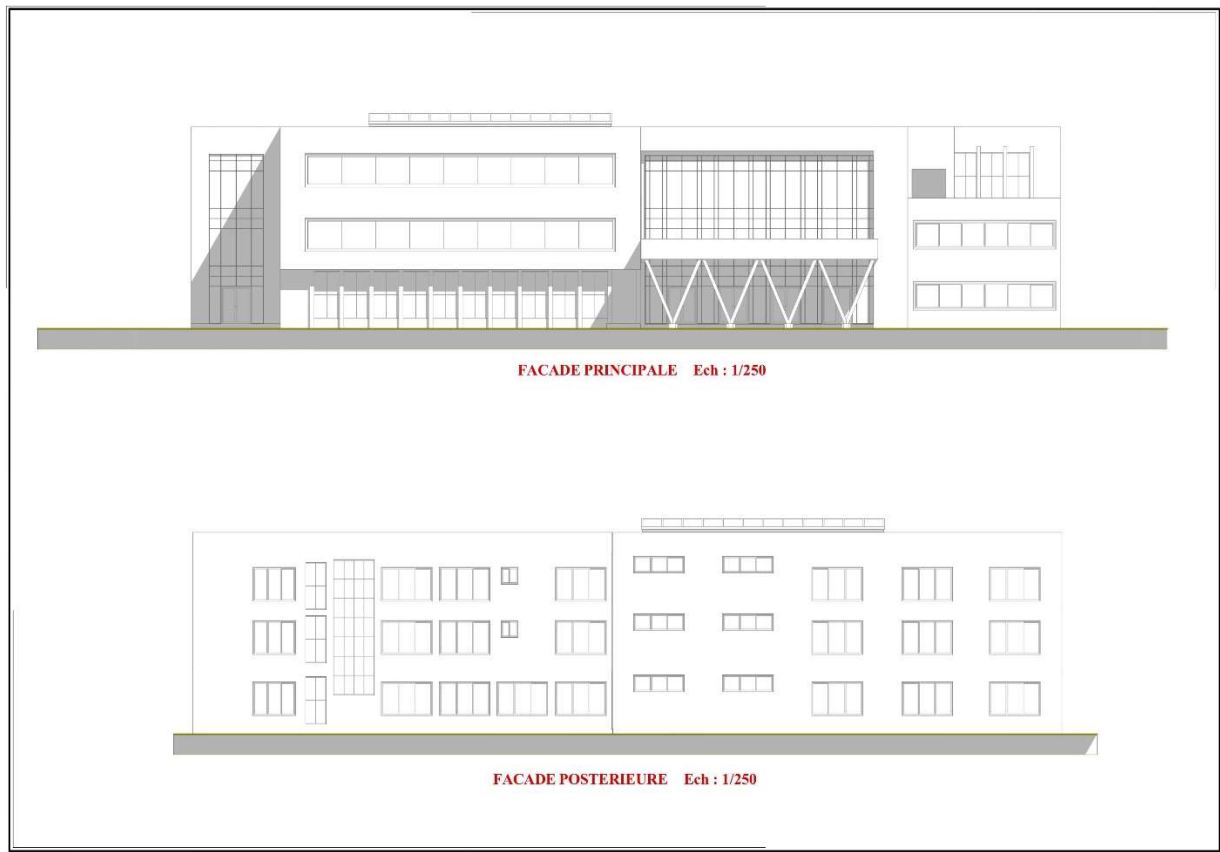


Figure 3-4 Façades principale et postérieure

3.3 Résultats du pré dimensionnement

Le pré-dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des éléments de la structure avant le dimensionnement proprement dit. les éléments doivent être de section minimale pour reprendre les actions et les sollicitations auxquelles ils sont soumis. [21]

3.3.1 Le poteau

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des conditions que préconise le BAEL 91 mod 99 et ainsi nous avons pris un poteau de section 20x40 cm².

La figure 3-5 présente la position du poteau le plus chargé de l'ouvrage. La surface d'influence est de 21 m², la hauteur sous plafond du premier niveau est de 3,60 mètres et le deux autres niveau

ont chacun 3,40 mètres. La hauteur de l'amorce poteau pour le soubassement et la partie encrée dans le sol est de 1,20 mètres. Avec ces données et l'évaluation des charges au deuxième chapitre, nous avons effectué une descente des charges pour trouver en premier lieu la charge ultime supportée par le poteau.

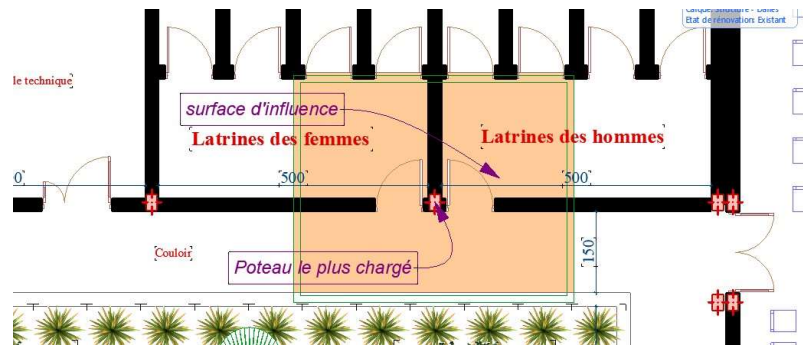


Figure 3-5 Poteau le plus chargé

Le tableau 3-1 ci-dessous présente la descente des charges sur ce poteau.

Tableau 3-1 Descente des charges

Niveau	G _{permanentes}	Q _{exploitation}	N _{ultime}
R+2	167,9 KN	42 KN	289,665 KN
R+1	165,38 KN	52,5 KN	302,013 KN
RDC	165,4 KN	52,5 KN	302,04 KN
Soubassement	29,2455 KN	0	39,481 KN
		Total	933,199 KN

Par descente de charge on trouve $N_u = 933,199 \text{ KN}$, Connaissant les caractéristiques du béton (f_{c28}) qui sera mis en œuvre on en déduit la section réduite du béton B_r si on pose $\lambda < 50$ (pour le non flambement). Pour question de sécurité dans le pré-dimensionnement, On suppose que les efforts verticaux N_u soient absorbés par la section du béton seul [20]. Autrement dit, on devrait satisfaire

la condition suivante : $Nu \leq N_{ultime}$, en ignorant la partie de résistance des aciers dans la formule (3.1) ci-dessous.

$$Nu \leq \alpha \left(Br \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \text{ où } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad 3.1$$

D'où Br sera donné par la relation (3.2) :

$$Br \geq \frac{0,9 \cdot \gamma_b \cdot Nu}{\alpha \cdot f_{c28}} \text{ où } \gamma_b = 1,5 \quad 3.2$$

En appliquant les formules (II.8) et (II.9), nous avons trouvé :

$$\lambda_x = 43,64 < 50 \text{ et } \lambda_y = 21,82 < 50$$

Ce qui nous permet de trouver α grâce à la formule (II.7), avec $\lambda < 50$;

$$\alpha = 0,64$$

Il est dit que lorsque plus de la moitié de la charge est appliquée avant 90 jours, on remplace α par $\alpha/1.10$. Ce qui fait à ce que :

$$\alpha = 0,58$$

En remplaçant dans la formule (III.2), nous avons trouvé :

$$Br = 866,12 \text{ cm}^2$$

Nous avons donc opté pour une **section de 20x45 cm²** soit 900 cm² pour le pré-dimensionnement.

3.3.2 La poutre

En consultant la conception architecturale faite, et la trame de construction dans la structure, la plus grande portée entre nus d'appui est de 6 mètres. D'où nous avons pré-dimensionné suivant le BAEL 91 mod 99.

$$\frac{6}{16} \leq h \leq \frac{6}{12} \rightarrow 0,35 \leq h \leq 0,5 \text{ et}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,15 \leq b \leq 0,35$$

D'où nous avons opté pour **h=50 cm** et **b=20 cm**.

3.3.3 Le plancher

Le panneau de la dalle qui a été étudié est représenté sur la figure 3-6.

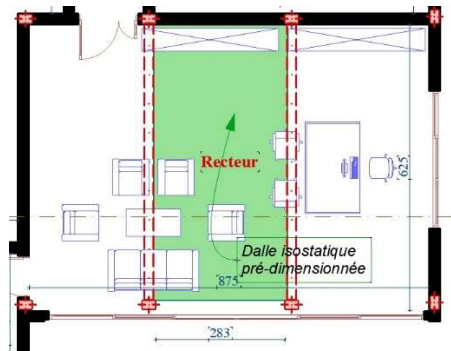


Figure 3-6 panneau de la dalle étudié

Le coefficient de portance se calcul par la relation (2.1) :

$$\alpha = \frac{2,8}{6} = 0,45$$

La dalle porte dans deux sens vus que α est dans l'intervalle de 0,4 à 1, d'où l'épaisseur de la dalle est :

$$h \geq \frac{l_x}{30} = 9,3 \text{ cm}$$

Pour tenir compte de l'isolation phonique dans le bâtiment nous optons pour une hauteur **h=15 cm**.

3.3.4 La semelle

La charge ultime de notre poteau a été de 933,199 KN. La section de la semelle est fonction de cette charge et de la capacité portante du sol de fondation. Nous avons adopté une contrainte admissible du sol de 3 MPa. En appliquant la relation (2.12) on a :

$$S = \frac{933,199}{3000} = 0,31106 \text{ m}^2$$

En respectant la relation d'homothétie nous avons une semelle une section de 40x80 cm soit une section de 0,32 m² et une hauteur d= 30 cm.

3.4 Dimensionnement des éléments porteurs

3.4.1 Poteau

Lors du pré-dimensionnement nous avons trouvé les données suivantes : Br=866,12 cm² ; $\lambda_{\max}$ =44,21 ; Nu=933,199 KN et α =0,58.

L'équation (3.3) a permis de calculer la section des aciers longitudinaux :

$$A_s = \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_s} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \quad 3.3$$

Le tableau 3-2 présente les résultats du ferrailage du poteau.

Tableau 3-2 Résultats ferrailage du poteau

Nu (KN)	α	Br (cm ²)	As (cm ²)	4p (cm ²)	0,2%B (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)	Nomination
933,199	0,58	866,12	7,49	5,2	1,8	5,2	7,85	10HA10

Nous sommes dans le cas où $A_s > A_{\min}$ et $A_s < A_{\max}$.

Les paramètres d'exécution et le diamètre d'armature transversale sont calculer suivant les relations données sur l'organigramme du BAEL en annexe. Le tableau 3-3 présente quelques détails d'exécution et le diamètre des aciers trouvés. Le plan de ferrailage est en annexe B.

Tableau 3-3 Résultats de L_r , L_s , S_t et ϕ_t

ϕ_l	ϕ_t	L_s	L_r	S_t	e
10	8	0,48 m	0,28 m	12 cm	15 cm

3.4.2 Poutre

La portée la plus longue de la poutre entre nus d'appuis sur les vues en plans est de 6m. la figure 3-7 et 3-8 montre la poutre sur le plan du rez-de-chaussée et surface influent sur cette poutre.

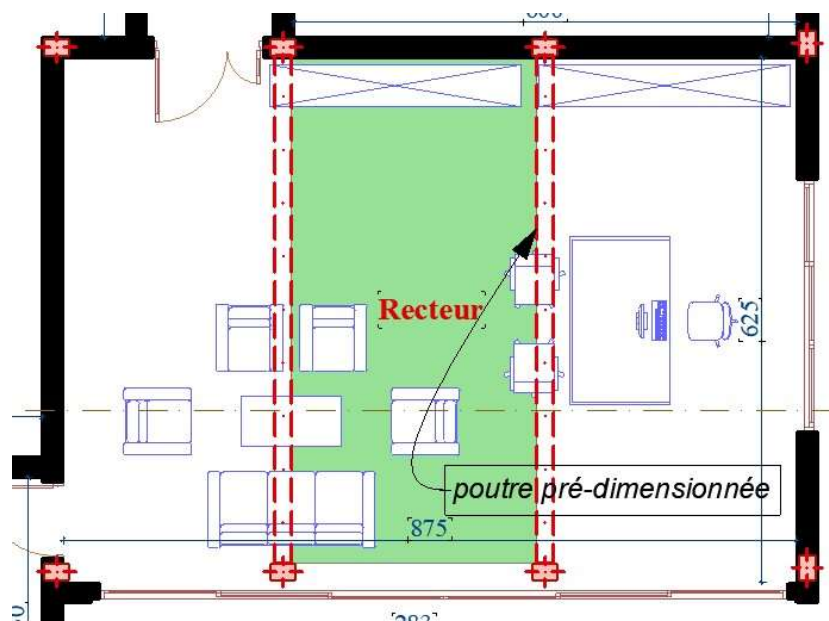


Figure 3-7 La poutre étudiée

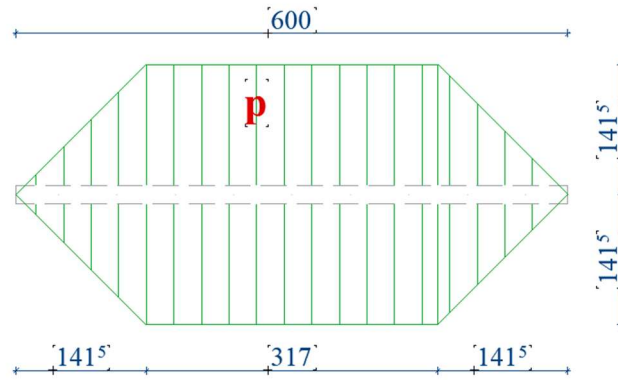


Figure 3-8 surface d'influence sur la poutre

Le tableau 3-4 ci-dessous montre l'évaluation des charges sur cette section de la structure.

Tableau 3-4 surcharges sur la poutre

Poids poutre	Charges perm.	Charge d'expl.	q_m	q_v	G	Q	ELU	ELS
1,75 KN/m	6,64 KN/m ²	2,5 KN/m ²	16,79 KN/m	6,94 KN/m	18,54 KN/m	6,94 KN/m	35,439 KN/m	25,48 KN/m

Dans le tableau ci-haut, q_m et q_v représente respectivement les charges uniformément réparties équivalentes aux charges trapézoïdales [7]. Elles sont calculées par la relation (3.4) ci-dessous :

$$q_m = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) P \frac{l_x}{2} \quad \text{et} \quad q_v = \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) P \frac{l_x}{2} \quad 3.4$$

Le résultat du dimensionnement sont repris dans le tableau 3-5.

Tableau 3-5 Résultats dimensionnement poutre à l'ELU

Mu (KNm)	Ms (KNm)	d (m)	fbu (MPa)	fsu (MPa)	μ_t	μ	α	β	A _{su}
159,47	114,66	0,45	14,16	347,82	0,39	0,27	0,18	0,14	5,12

A_{su} est la section des aciers longitudinaux, 5,12 cm² soit à peu près 3HA16 ; fbu et fsu étant respectivement la contrainte limite du béton et celle de l'acier.

3.4.2.1 Vérifications ELS

Le tableau 3-6 suivant présente les paramètres de vérification de la poutre à l'ELS.

Tableau 3-6 paramètres de vérification de la poutre à l'ELS.

M _{ser} (KNm)	$\sigma_{bc adm.}$ (MPa)	$\sigma_{st adm.}$ (MPa)	y	I	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)
114,66	15	400	0,15	0,000916	157,8	23,68	710,51

Le dimensionnement n'est pas satisfaisant à l'ELS vue que les conditions ne sont pas respectées avec une $\sigma_{bc adm}$ de 15 MPa et $\sigma_{st adm}$ de 400 MPa. Pour que le dimensionnement soit validé, il faut que les conditions données par la relation (3.5) suivantes soient vérifiées.

$$\sigma_{bc adm} \geq \sigma_{bc} \quad et \quad \sigma_{st adm} \geq \sigma_{st} \quad 3.5$$

Dans cette relation $\sigma_{bc adm}$ et $\sigma_{st adm}$ représente respectivement la contrainte admissible du béton en compression et la contrainte admissible de l'acier en traction.

3.4.2.2 Dimensionnement de la poutre à l'ELS

Le tableau 3-7 suivant présente les résultats du dimensionnement de la poutre à l'ELS.

Tableau 3-7 Dimensionnement de la poutre à l'ELS

ξ	μ_l	μ_s	α_s	$A_{s'}$	A_s	Nomination
0,11	0,007	0,00594	0,36	2,74 cm ²	7,14 cm ²	3HA16 et 2HA10

Nous avons donc dans la partie tendue de la poutre deux lits, celui de 3HA16 et l'autre de 2HA10 et nous placerons le même dimensionnement dans la partie comprimée.

Ayant calculé la section des aciers transversaux dans la poutre par la relation (3.6) :

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} \quad 3.6$$

Nous avons adopté le HA8 pour les cadres et étriers qui seront espacés de 20 cm. Le plan de ferrailage de la poutre est en annexe B.

3.4.3 Dalle

Nous allons dimensionner un panneau isostatique de 2,8 x 6 m, Le tableau 3-8 reprend l'évaluation de charge sur ce panneau de dalle.

Tableau 3-8 évaluation des charges sur le panneau de dalle

Charges permanentes	Charges d'exploitation	Poids propre dalle	ELU	ELS
2,74 KN/m ²	2,5 KN/m ²	3,75 KN/m ²	12,714 KN/m ²	9,14 KN/m ²

Après évaluation des charges sur ce panneau, nous avons trouvé à l'ELU une charge q de 12,714KN/m. le tableau 3-9 suivant présente les paramètres de calcul du moment isostatique.

Tableau 3-9 Paramètres de Calcul du moment isostatique

l_x	l_y	α	h_o	μ_y	μ_x	M_{ox}	M_{oy}
4,25 m	5 m	0,85	15 cm	0,6864	0,0506	11,62 KNm	7,9759 KNm

En calculant comme une poutre isostatique de largeur b égale à 1m et de hauteur h_o de 15 cm nous avons trouvé les résultats repris dans le tableau 3-10 suivant :

Tableau 3-10 Section d'acier pour la dalle

	α_1	μ	$\mu < 0,1042$	α_1	β	Asu	Nomination
Suivant x	0,68	0,045	oui	0,101	0,046	2,53 cm ²	4HA10 par m
Suivant y	0,68	0,03	oui	0,08	0,029	1,63 cm ²	3HA10 par m

L'espacement maximal dans le sens parallèle à l_x , est de 33cm et dans le sens de l_y , il est de 45cm. Pour de raison de sécurité brute de contrôle de fissures et de rigidité du maillage nous optons pour un espacement de 15 cm.

3.4.4 Semelle isolée

Tout en considérant la charge ultime du poteau le plus chargé, qui est de 933,199 KN ; nous avons choisi une section de la semelle de 1x1m pour diminuer la contrainte de la semelle par rapport à la contrainte admissible qui est de 3 MPa. D'où nous avons une contrainte de 0,933 MPa, considérablement inférieur à la contrainte admissible.

La section d'acier dans une semelle isolée est calculée par la relation (3.7) suivante :

$$A_{sB} = \frac{Nu(B - b)}{8d \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_{sA} = \frac{Nu(A - a)}{8d \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad 3.7$$

Nous avons donc trouvé les sections présentées dans le tableau 3-11 ci-dessous et le plan d'exécution est en annexe :

Tableau 3-11 section d'armature de la semelle isolée

	Section d'acier en cm ²	Nomination
Parallèle à A	8,9	8HA12
Parallèle à B	6,14	6HA12

3.5 Contre-vérification dans Robot Strutural Analysis

Les résultants présentés dans ce point sont les efforts intérieurs trouvés et les détails du ferrailage choisis pour gérer ces efforts intérieurs.

3.5.1 Le poteau

Après analyse statique de la structure, nous avons trouvé que le poteau 154 est le plus chargé. La charge au-dessus du poteau est de 1091,42 KN.

Les caractéristiques sont telles que :

- La section du poteau est de 20x45 cm
- La hauteur sous dalle est de 3,45 m
- L'enrobage est de 3 cm
- Le béton envisagé a une résistance caractéristique f_{c28} de 25MPa
- Les calculs ont été fait suivant la norme BAEL 91 mod 99 en compression simple.

Les tableaux 3-12 et 3-13 donnent le type, les diamètres, le nombre et les sections des armatures pour le ferrailage de ce poteau ainsi que le taux de travail du poteau.

Tableau 3-12 Section d'armature pour les poteaux le plus chargé

Types d'armature	Types d'acier	Diamètre	Nombre
Principale	HA 400	10	10
Transversale	HA 400	8	17 esp :18 cm

Tableau 3-13 taux de travail du poteau

	Taux de travail
Rd/Sd	$2,20 > 0,97$
MRd/MSd	$1 > 0,97$
NRd/NSd	$1,93 > 0,97$

3.5.2 Poutre

Après analyse statique dans le logiciel RSA, nous avons trouvé une poutre ayant le plus grand moment en travée de 77,23 KNm et celles avant un moment max en appuis de 104,53 KNm. Les caractéristiques de la poutre sont :

- La section de la poutre est de 20x50 cm
- L'enrobage est de 3 cm
- Le béton utilisé à une résistance caractéristique de 25 MPa
- Les calculs ont été fait suivant la norme BAEL 91 mod 99

Les efforts sollicitant la poutre ayant le moment maximal en travée à l'ELU sont repris dans le tableau 3-14 et les tableaux 3-15 et 3-16 présentent les sections d'acier dans les poutres.

Tableau 3-14 les efforts dans la poutre

Désignation	Mtmax (KNm)	Mg (KNm)	Md (KNm)	Vg (KN)	Vd (KN)
Barre 1551	77,23	-24,47	-83,43	71,33	-90,53

Tableau 3-15 Section d'acier dans la poutre ayant moment maximal en travée

Type d'armature	Type d'acier	Diamètre	Nombre
Principale en traction	HA 400	16	3
Relevage	HA 400	14	2
Principale en compression	HA 400	12	3
Construction	HA 400	12	4
Transversale cadres et épingles	HA 400	8	29 esp : 20 cm

Tableau 3-16 Section de la file des poutres ayant le moment maximale en appuis

Type d'armature	Type d'acier	Diamètre	Nombre
Principale en traction	HA 400	16	3
Relevage	HA 400	12	3
Principale en compression	HA 400	16	3
Construction	HA 400	12	4
Transversale cadres et épingles	HA 400	8	5 par ml

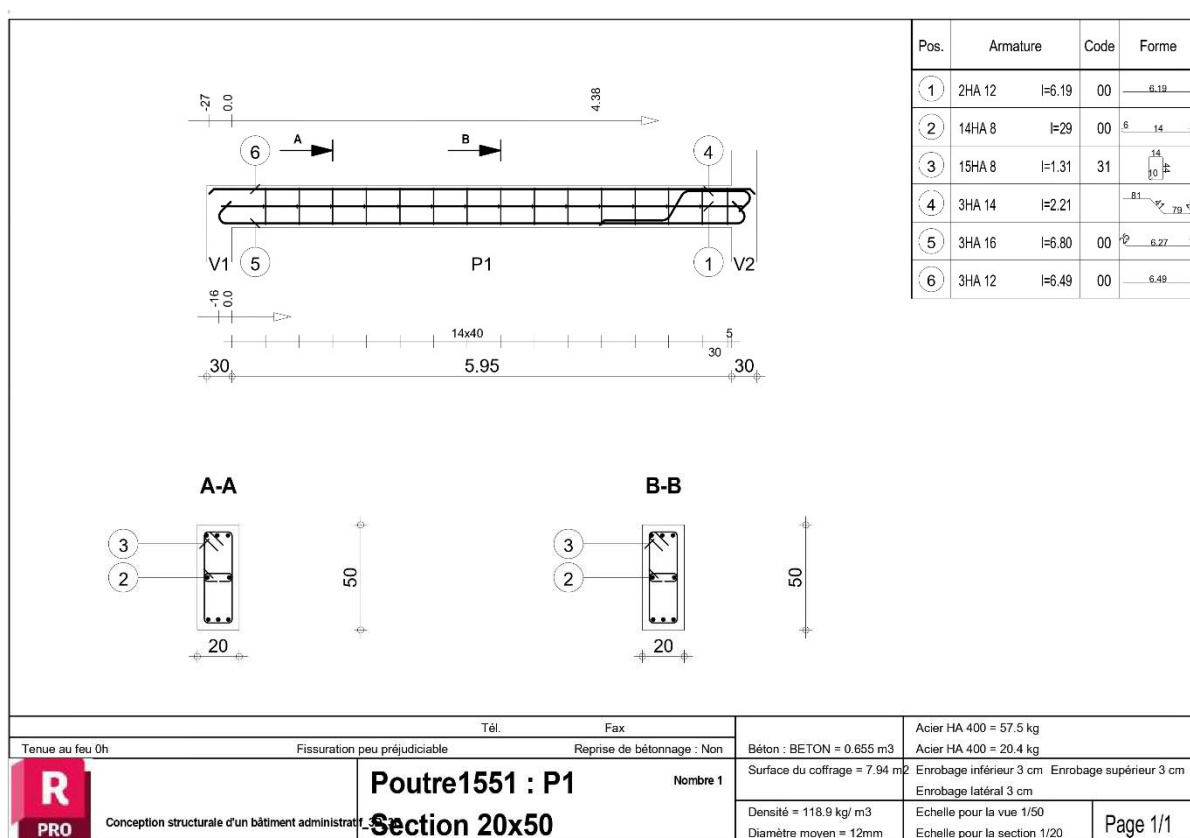


Figure 3-9 ferrailage de la poutre

3.5.3 La dalle

Une dalle a été choisi pour l'étude dans le logiciel RSA, elle a été ferraillée dans le deux sens en plan car elle est bidirectionnelle et constituée d'une double nappe. Le tableau 3-17 donne la section des aciers, les espacements entre barres d'une dalle dont le volume est de 74,7 m³, la surface de coffrage est de 498 m² et le poids des aciers est de 8070 Kg.

Tableau 3-17 section d'armature de la dalle

Désignation	Section en cm ²	Barres	Espacement en cm
Armatures supérieures	7,72	7HA12	14
Armatures inférieures	3,68	5HA10	20

3.5.4 La semelle

Après analyse statique dans RSA, nous avons trouvé que le nœud 16185 porte le poteau le plus chargé avec une charge ultime de 1150,80 KN. Le volume du béton est de 0,304 m³, la surface de coffrage est de 1,26 m² et le poids d'acier HA 400 dans la semelle est de 33,9 Kg. Les sections d'armature suivantes ont été trouvées lors du dimensionnement de la semelle. Le tableau 3-18 présente les différentes sections d'aciers trouvées.

Tableau 3-18 section d'armature dans la semelle

Désignation	Barres	Espacement en cm
Armatures principales	16 HA 12	10 à 13 cm
Armatures dans le fût	4 HA 12	> 10 cm

La section de la semelle est de **1x1 m**, d'où la contrainte est de **1,1508 MPa** qui est inférieur à la contrainte admissible du sol prise de 3Mpa. La figure 3-10 présente le plan de ferrailage de la semelle fourni par le logiciel RSA.

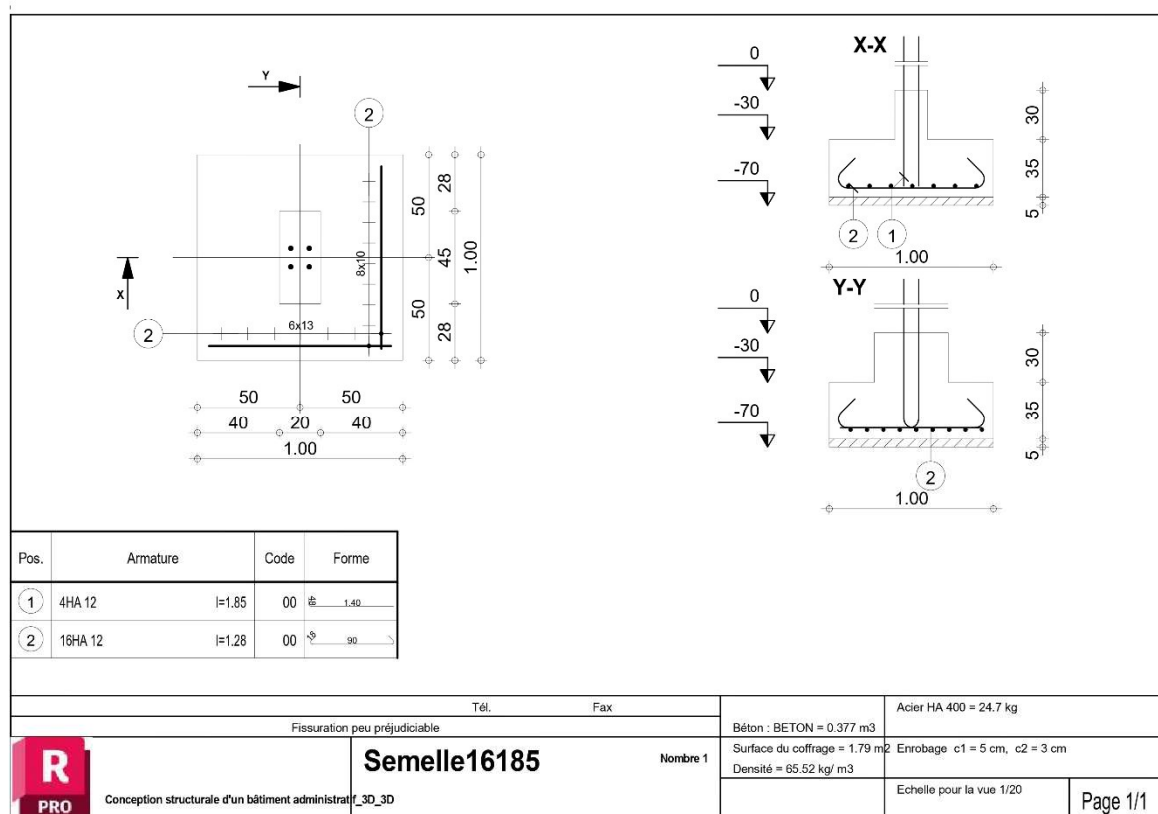


Figure 3-10 Ferrailage semelle dans RSA

3.6 Comparaison de résultats manuels et numériques

Le tableau 3-19 présente les différents résultats obtenues grâce au abaques et ceux obtenues grâce au logiciel de calcul RSA.

Tableau 3-19 comparaison de résultat manuel et numérique avec la même géométrie

		Calcul manuel suivant les abaques du BAEL	Calcul avec RSA suivant la norme BAEL
Poteau	Aciers longitudinaux	10HA10 soit 7,85 cm ²	10HA10 soit 7,85 cm ²
	Aciers transversaux	HA8 ; esp : 12 cm	HA8 ; esp : 14 cm
Poutre	Aciers longitudinaux	8,38 cm ²	9,42 cm ²
	Aciers transversaux	HA8 ; esp : 20 cm	HA8 ; esp : 40 cm
Dalle		8HA10 ; esp : 15 cm	5HA10 ; esp < 25 cm
Semelle	Parallèle à A	6HA12 soit 6,79 cm ²	7HA12 soit 7,91 cm ²
	Parallèle à B	8HA12 soit 9,05 cm ²	9HA12 soit 10,17 cm ²

Ayant remarqué que les résultats manuels et les résultats numériques sont suffisamment proches, les résultats numériques de dimensionnement ont été adopté pour plus de sécurité vue qu'ils sont supérieurs à ceux trouver grâce aux abaques du BAEL sauf pour la dalle où nous considérons 8HA10 avec un espacement d'environ 15 cm.

3.7 Evaluation du coût

Le tableau 3-20 ci-dessous présente le devis estimatif de notre ouvrage. Le montant total s'élève à **717254,142 USD**.

Tableau 3-20 Devis estimatif

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF D'UN BATIMENT ADMINISTRATIF R+2 DE L'ULPGL POUR LE TRAVAIL DE FIN DE CYCLE					
N°	DESIGNATION	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
	INSTALLATION, FOUILLE & REMPLIS CHANTIER				
1	Baraque et bureau de chantier	ff	1	1500	1500
2	Aménagement aire de chantier	ff	1	1500	1500
3	Clôture de protection en bâche ou en tôles	ff	1	500	500
4	Amener et rempli matériels	ff	1	2000	2000
5	Chevrans	m³	1,06	175,5	186,03
6	Clous	kg	16	2	32
7	Ficelle	rouleau	10	5	50
8	Fouille	m³	208,71	5	1043,55
9	Remblai	m³	349,76	7,5	2623,2
	Sous-total				9434,78
	FONDATION, MURS EN MOELLONS & SOUS PAVEMENT				
10	Béton de propreté B200	m³	9,193	85	781,405
11	Béton pour amorces, semelles et longrines B350	m³	130,11	120	15613,2
12	Multiplex coffrage	m³	6,41	342	2192,22
13	Chevrans coffrage	m³	5,44	175,5	954,72

14	Clous	kg	163,33	2	326,66
15	Béton sous-pavement	m³	67,71	95	6432,45
16	Murs en moellons	m²	109	67,5	7357,5
17	Armatures HA 12	tonne	5,44	590	3209,6
18	Armatures HA 8	tonne	3,19	590	1882,1
19	Armatures HA 12	tonne	4,85	590	2861,5
20	Fil à ligature	kg	222,5	2,5	556,25
	Sous-total				42167,605
	ELEVATION & FINITION				
21	Murs en blocs creux (20x20x40) cm	m²	570,883 6	17,5	9990,463
22	Revêtement enduit ep: 2,5 cm	m²	5708,83 6	6	34253,016
23	Peinture latex	m²	5708,83 6	3,5	19980,926
24	Mastic mural	m²	5708,83 6	1,5	8563,254
25	Revêtement sol	m²	3409,76	35	119341,6
26	Revêtement faïence latrines	m²	702,996 5	25	17574,912 5
27	Goudrons étanchéité terrasse	m²	778,92	30	23367,6
28	Ecoperches échafaudage	pcs	240	4	960
29	Madriers échafaudage	m³	0,88	175,5	154,44
30	Clous	kg	35,4666	2	70,9332

		<i>Sous-total</i>			234257,14 5
	HUISSERIE METALLIQUE & BOIS				
31	Fenêtre Métallique (3 X 2)m	pcs	32	300	9600
32	Fenêtre Métallique (3 X 1)m	pcs	6	145	870
33	Fenêtre Métallique (1,5 X 2,8)m	pcs	20	255	5100
34	Fenêtre Métallique (2,5 X 2)m	pcs	8	255	2040
35	Fenêtre Métallique (1 x 1)m	pcs	12	110	1320
36	Baie vitrée Métallique (3 x 10,4)m	pcs	1	1500	1500
37	Baie vitrée Métallique (13,45 x 10,4)m	pcs	1	640	640
38	Porte en bois (1,3 x 2,1) m	pcs	17	250	4250
39	Porte en bois (1,5 x 2,1) m	pcs	4	275	1100
40	Porte Métallique (2,1 x 3) m	pcs	36	300	10800
41	Porte en bois (0,9 x 2,1) m	pcs	44	175	7700
42	Fenêtre Métallique (8,2 x 1,5) m	pcs	2	595	1190
43	Fenêtre Métallique (18 x 1,7) m	pcs	2	1520	3040
44	Garde-corps	ml	139,3	20	2786
	<i>Sous-total</i>				51936
	STRUTURE EN BETON ARME				
45	Colonne	m³	60,381	120	7245,72
46	Poutres	m³	180,456 8	120	21654,816
47	Dalles	m³	356,38	120	42765,6

48	Armatures HA 16	tonne	28,307	590	16701,13
49	Armatures HA 12	tonne	56,8	590	33512
50	Armature HA 8	tonne	16,74	590	9876,6
51	Fil à ligature	kg	1650,98	2,5	4127,45
52	Multiplex coffrage	m³	22,91	342	7835,22
53	Chevrans coffrage	m³	13,29	175,5	2332,395
	Sous-total				146050,93 1
	CHARPENTE ET TOITURE				
54	Tubes métallique 40 x 60	pcs	184,19	9	1657,71
55	Peinture anti rouille	m²	221,08	3,5	773,78
56	Peinture Noire	m²	221,08	3,5	773,78
57	Accessoires assemblage	ff	1	2500	2500
58	Glasses trempés pour les toits en verre	m²	288,655	95	27422,225
	Sous-total				33127,495
	PLOMBERIE				
59	Cuves de toilette	pcs	37	150	5550
60	Urinoir homme	pcs	12	50	600
61	Lavabos	pcs	12	70	840
62	Tuyauterie PVC 110	pcs	30	13	390
63	Tuyauterie PVC 90	pcs	45	9	405
64	Tuyauterie PPR	pcs	65	3	195

65	Gouttière	pcs	20	14	280
66	Accessoires montage	ff	1	1500	1500
	<i>Sous-total</i>				9760
	ELECTRICITE				
70	Câblage et accessoires installation	ff	1	25000	25000
	<i>Sous-total</i>				25000
	TOTAL				551733,95 6
	MAIN D'OEUVRE 25%				137933,48 9
	IMPREVU 5%				27586,697 8
	TOTAL GENERAL				717254,14 2

3.8 Planning des travaux [22]

La figure 3-11 présente le planning de travaux.

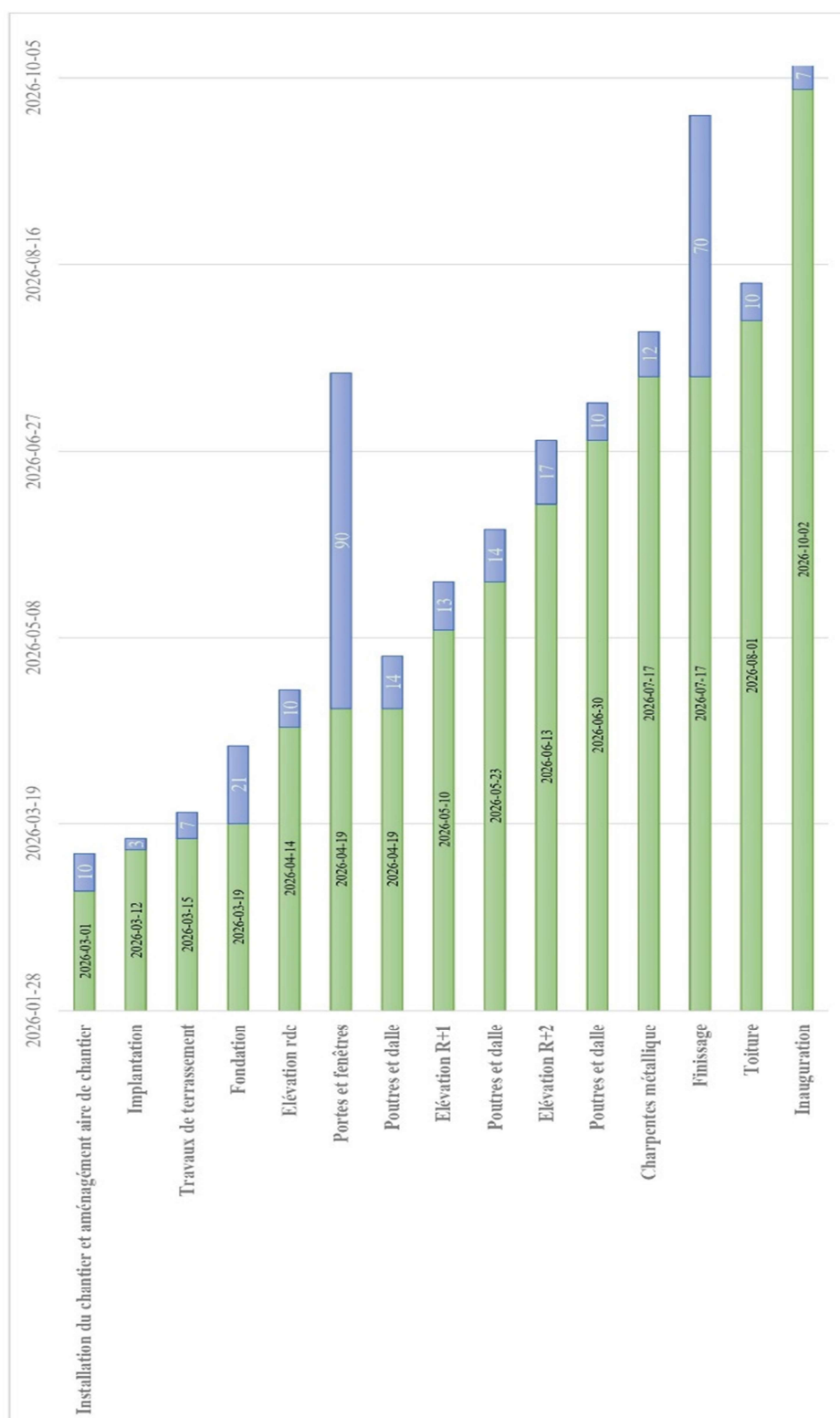


Figure 3-11 Planning des travaux

Les travaux vont durer 222 jours, à partir du 1 mars 2026 jusqu'au 9 octobre 2026.

3.9 Conclusion partielle

Le présent chapitre s'est basé sur la présentation des résultats de la conception, de pré-dimensionnement, du dimensionnement des éléments structuraux dont la dalle, la poutre, le poteau, et la semelle, obtenu grâce aux abaques du BAEL et contrevérifier avec le logiciel de calcul RSA ainsi que le coût du projet et le planning des travaux. Avec les calculs et vérifications fait suivant les combinaisons des états limites, nous constatons que les dimensions des éléments étudiés pourront résister aux charges permanentes et d'exploitations qui leurs sont appliqués.

Conclusion générale

La réalisation de ce travail répond à une nécessité stratégique de doter l'Université Libre des Pays des Grands Lacs d'un rectorat moderne, capable de refléter son prestige tout en palliant au disfonctionnement des locaux actuels face à la croissance constante de l'institution.

Notre démarche s'est articulée autour de trois axes fondamentaux. Après une étude des principes architecturaux régissant les immeubles de bureaux et les exigences normatives du BAEL 91 modifié 99, nous avons défini une méthodologie rigoureuse intégrant les concepts esthétiques de Le Corbusier et les standards de Neufert.

L'étude structurelle a permis de valider la stabilité de l'ouvrage grâce au résumé sous forme d'organigramme de la norme BAEL et à une vérification au logiciel Robot Structural Analysis. Les résultats obtenus préconisent une structure robuste avec des planchers de 15 cm d'épaisseur, des poteaux de section 20×45 cm, poutre de 20x50 cm et des fondations sur semelles de 1×1 m. Sur le plan économique et opérationnel, le projet est estimé à 717254,142 \$ pour une durée d'exécution de 222 jours.

Bien que ce travail privilégie le béton armé, il ouvre des perspectives intéressantes vers l'usage des structures métalliques et la prise en compte des charges dynamiques pour de futurs chercheurs, afin d'explorer d'autres alternatives de construction moderne.

Nous restons conscients que cette étude, malgré la rigueur scientifique appliquée, demeure ouverte à toute critique constructive.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] I. N. d. R. e. d. S. (INRS), «Conception des lieux et des situation de travail,» INRS ED 950, Paris, Juin 2025.
- [2] [En ligne]. Available: <https://ulpgl.net/a-propos/>.
- [3] E. NEUFERT, LES ELEMENTS DES PROJETS DE CONSTRUCTION, DUNOD, 2021.
- [4] O. d. l. D. (OID), «CONFORT ET BIEN-ETRE dans les immeubles des bureaux,» pp. 6-13, Février 2017.
- [5] «All plan,» A NEMETSCHEK COMPANY, 19 Décembre 2022. [En ligne]. Available: <http://www.allplan.com>. [Accès le 5 Septembre 2025].
- [6] D. A. ALINABIWE, «INITIATION AU BETON ARME (Cours et applications),» Goma, ULPGL/GOMA, 2024/2025.
- [7] D. M. Rafik, «COURS DE BETON ARME,» GUELMA, Université 8 mai 1945 GUELMA, 2014, p. 8.
- [8] O. CHAALLAL, «STRUCURES EN BETON ARME,» chez *Calcul selon la norme ACNOR A23.3-04*, Québec, Université du Québec, 2012.
- [9] [En ligne]. Available: https://www.researchgate.net/figure/courbe-contrainte-deformation-dun-essai-compression-simple-pour-les-differents_fig36_30514355.
- [10] [En ligne]. Available: https://www.researchgate.net/figure/Differents-essais-sur-les-resistances-dun-beton-en-traction-Phoummavong-V-2003_fig3_30514355.
- [11] S. J. Sébastien, «CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HOME POUR ETUDIANTS DE L'UNIGOM AU CAMPUS LAC VERT,» ULPGL, GOMA, 2022-2023.
- [12] [En ligne]. Available: https://www.researchgate.net/figure/Diagramme-Deformation-Contraainte-dacier_fig3_355108106.
- [13] [En ligne]. Available: Google Earth.
- [14] I. SEM, COURS DES NOTIONS D'ARCHITECTURE, GOMA, 2024-2025.
- [15] [En ligne]. Available: <https://www.pinterest.com/ideas/bubble-diagram-architecture/960893560566/>.
- [16] [En ligne]. Available: <http://frederic-morin-salome.fr/Mod-Corbusier-1931.html>.

- [17] J. PERCHAT, Béton armé. Règles BAEL.
- [18] t. 1. d. C. -. T. s. 1. :. b. a. Fascicule 62, «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites,» chez *Règles BAEL 91 révisées 99*, CD-DTU V2 - Edition 150, 2000, p. 9.
- [19] H. R. & J. Lamirault, Béton armé, Guide de calcul, Paris: FOUCHER.
- [20] M. I. D. NDUWIMANA, Cours de béton armé 1 et 2, Bujumbura: ULBU, Septembre 2023.
- [21] B. BARAKA, Conception et dimensionnement d'un musée R+2 dans la ville de Goma, Goma: 2023, 2022-2023.
- [22] D. M. Rafik, COURS D'ORGANISATION DES CHANTIERS, GUELMA: UNIVERSITE 8 MAI 1945, 2024.
- [23] <https://ulpgl.net/a-propos/>.

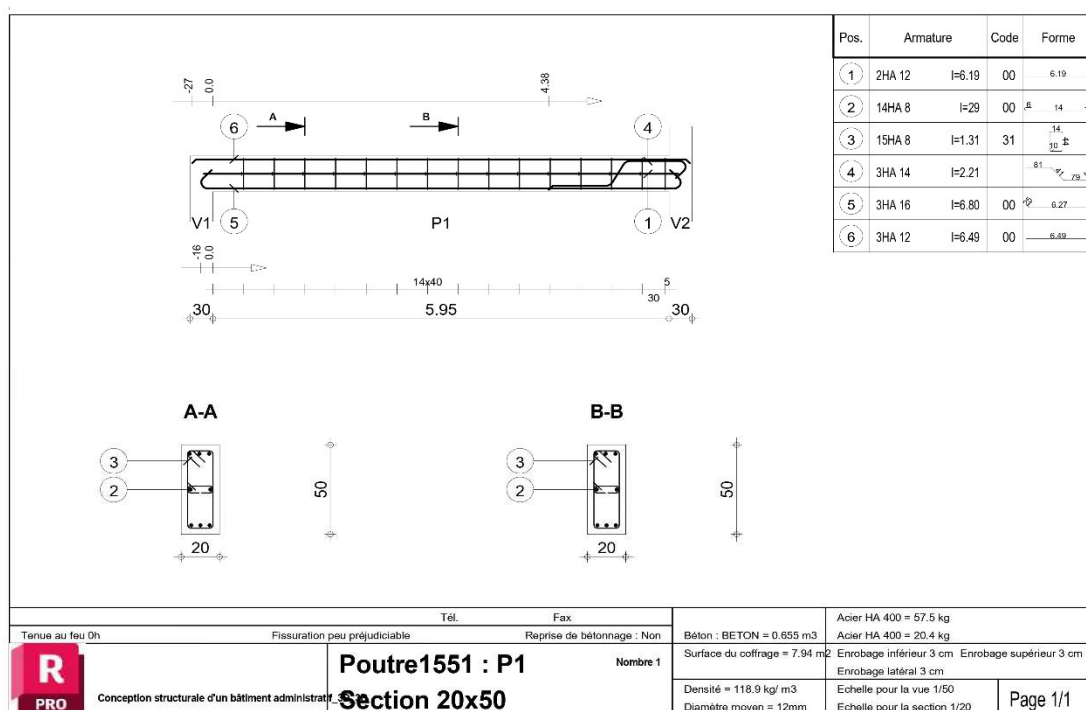
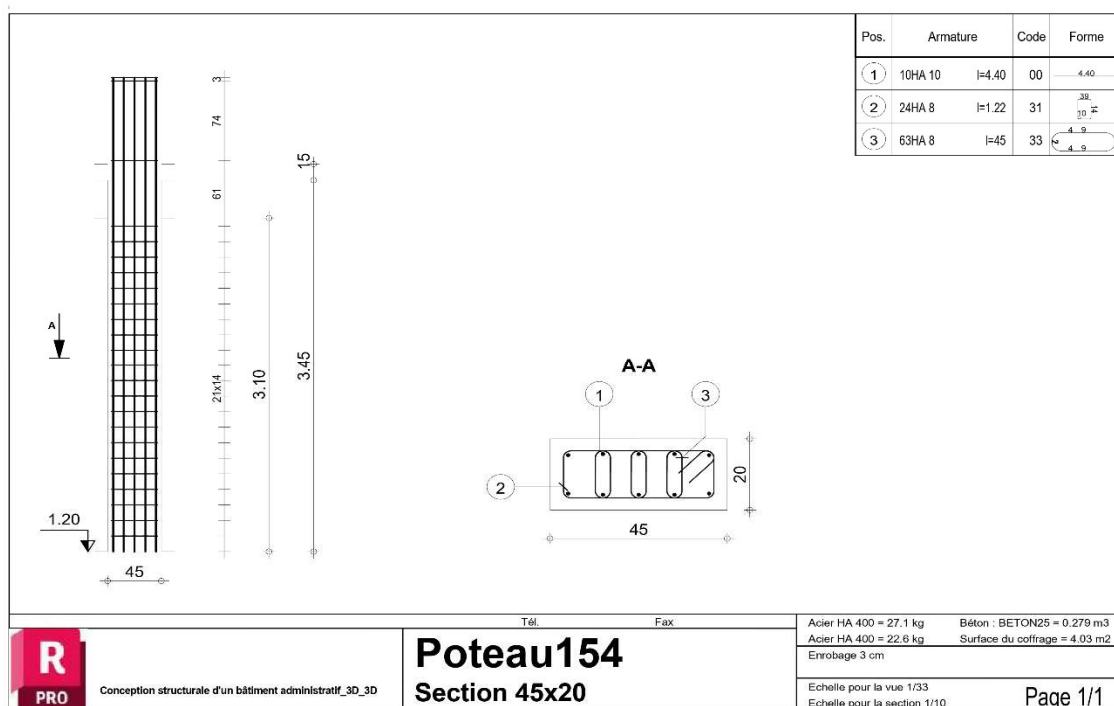
ANNEXES

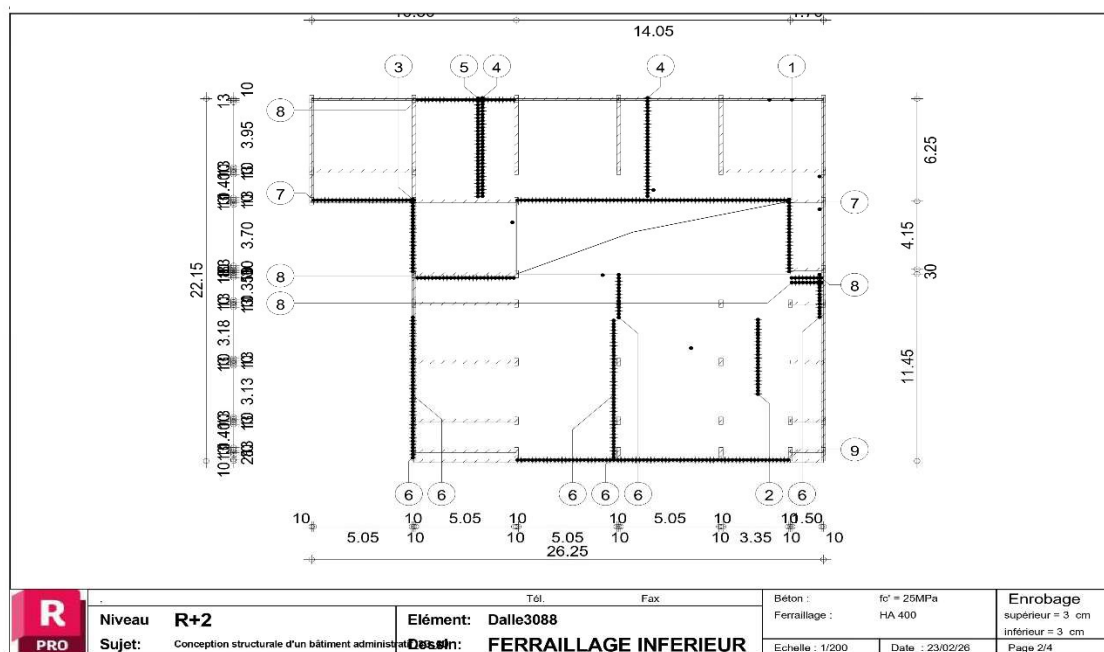
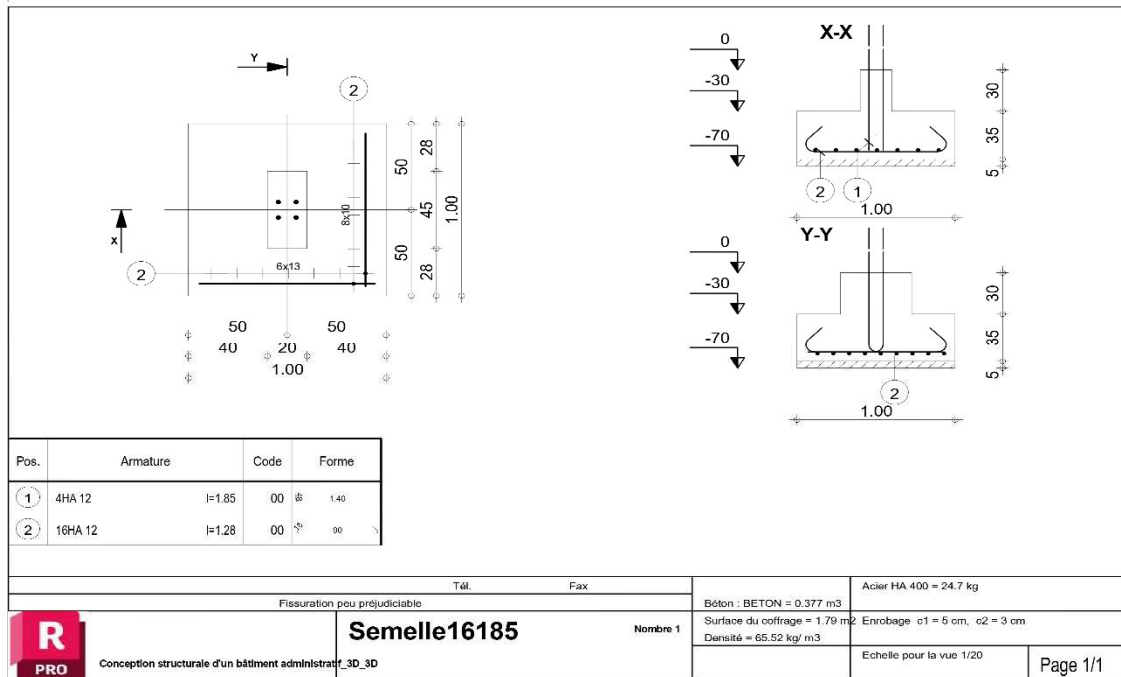
ANNEXES A. Perspectives

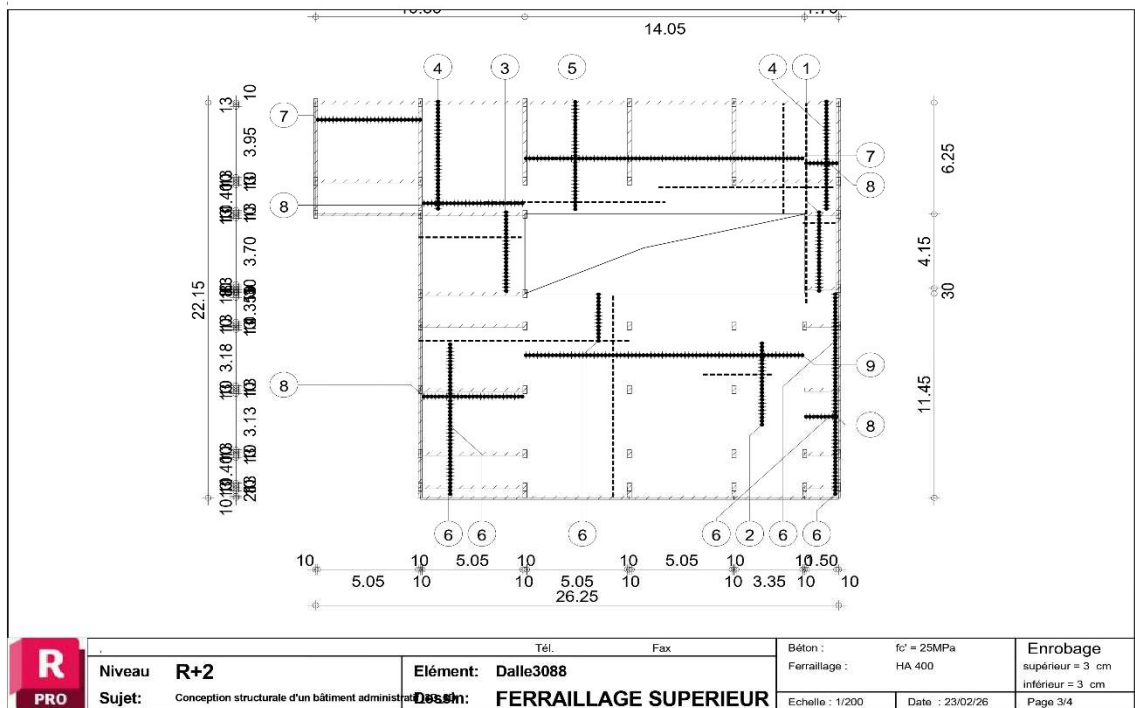




ANNEXES B. Plans de ferrailage







Pos.	Armature	Code	Forme
①	46HA 10	I=2.08	00 ↗ 1.84 ↘
②	48HA 10	I=3.85	00 ↗ 3.52 ↘
③	46HA 10	I=5.63	00 ↗ 5.19 ↘
④	124HA 10	I=9.29	00 ↗ 8.21 ↘
⑤	62HA 10	I=9.42	00 ↗ 9.08 ↘
⑥	228HA 10	I=11.03	00 ↗ 10.63 ↘
⑦	204HA 10	I=6.63	00 ↗ 6.19 ↘
⑧	144HA 10	I=11.61	00 ↗ 11.22 ↘
⑨	148HA 10	I=11.83	00 ↗ 11.39 ↘

R PRO Niveau **R+2** Sujet: Conception structurale d'un bâtiment administratif

Tél. Fax

Elément: **Dalle 3088** Dessin: **NOMENCLATURE**

Béton : $f_c' = 25 \text{ MPa}$
 Ferrailage : HA 400

Enrobage supérieur = 3 cm
 inférieur = 3 cm

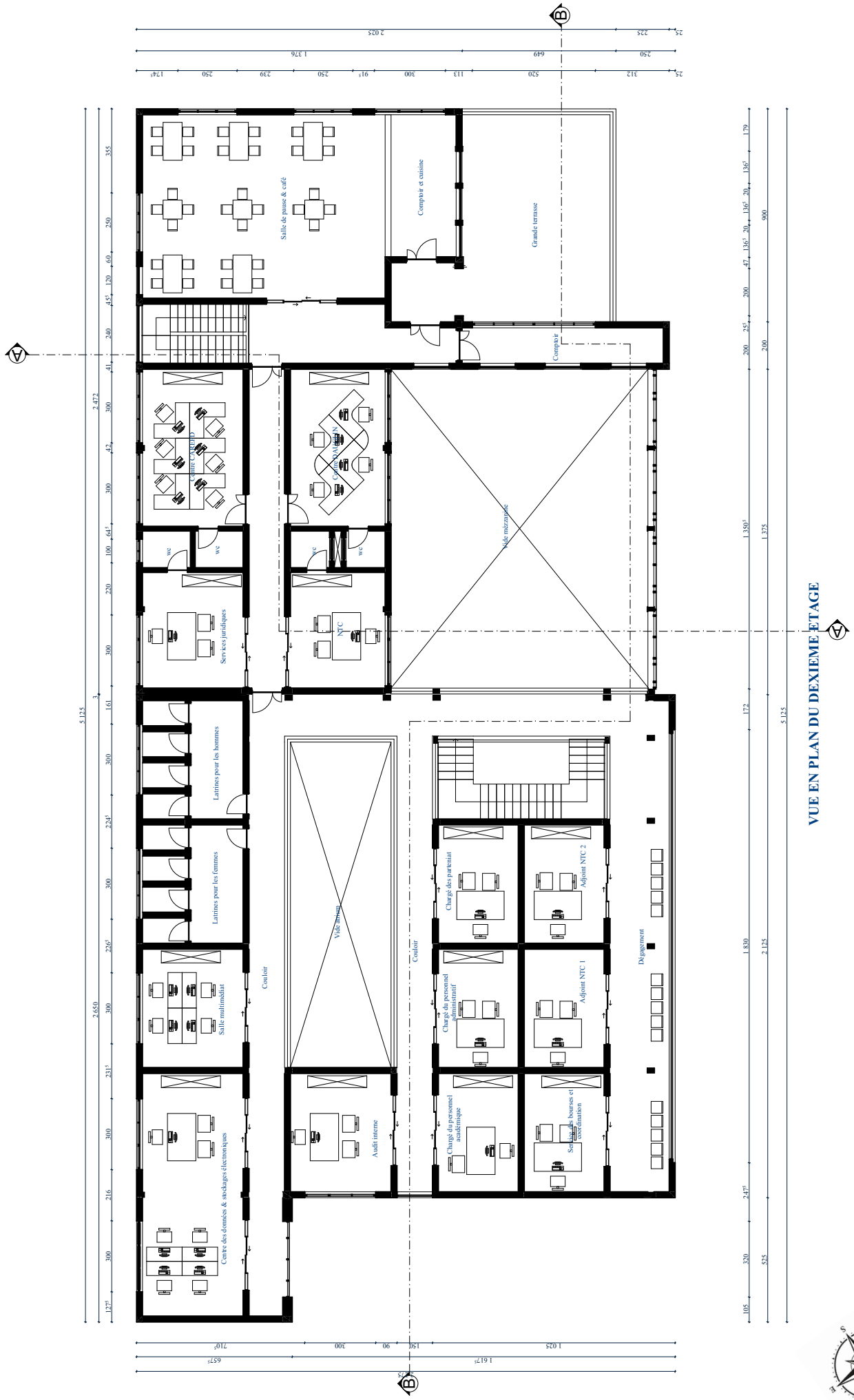
Date : 23/02/26 Page 4/4

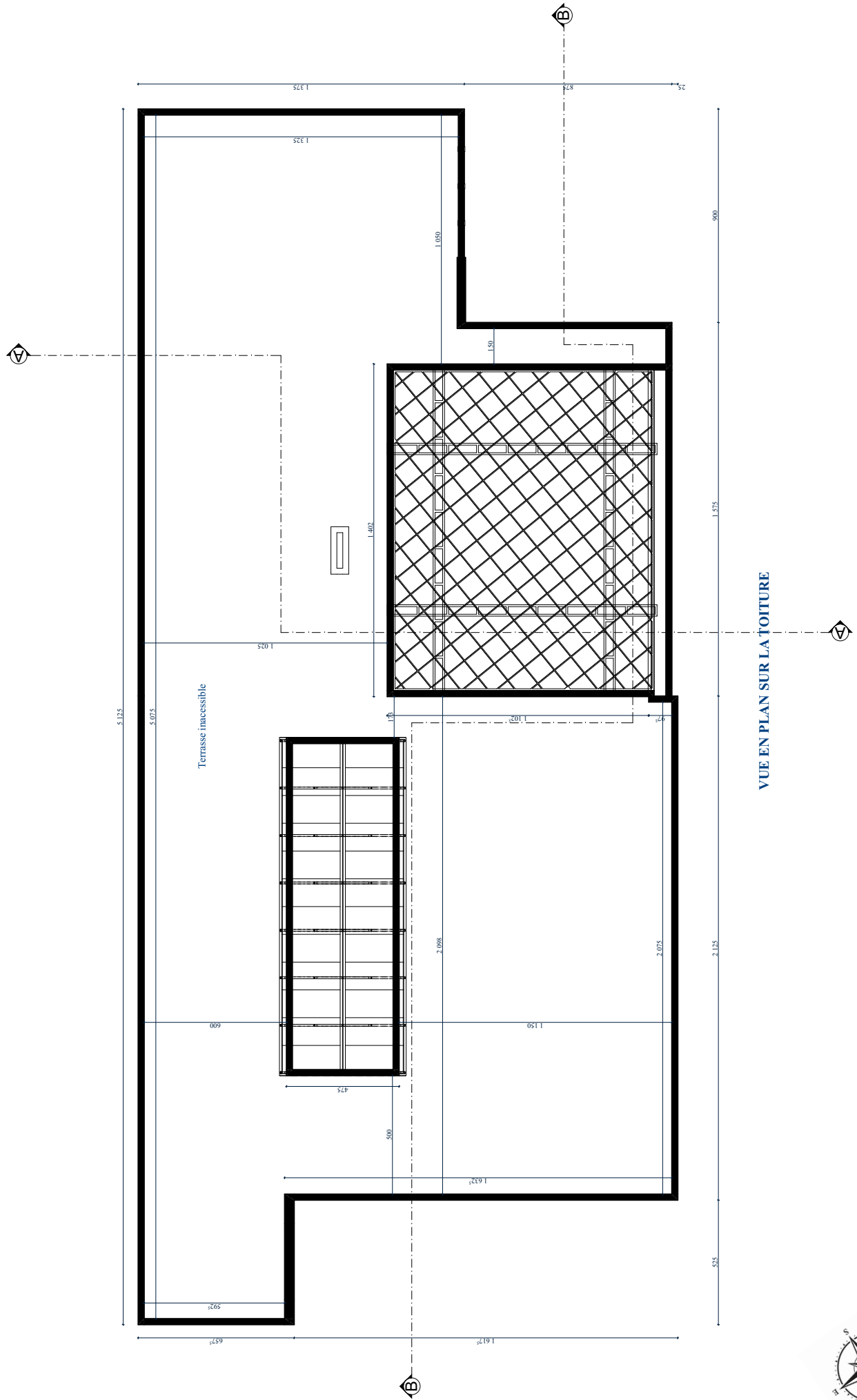
ANNEXES C. Vues en plans et organigramme BAEL

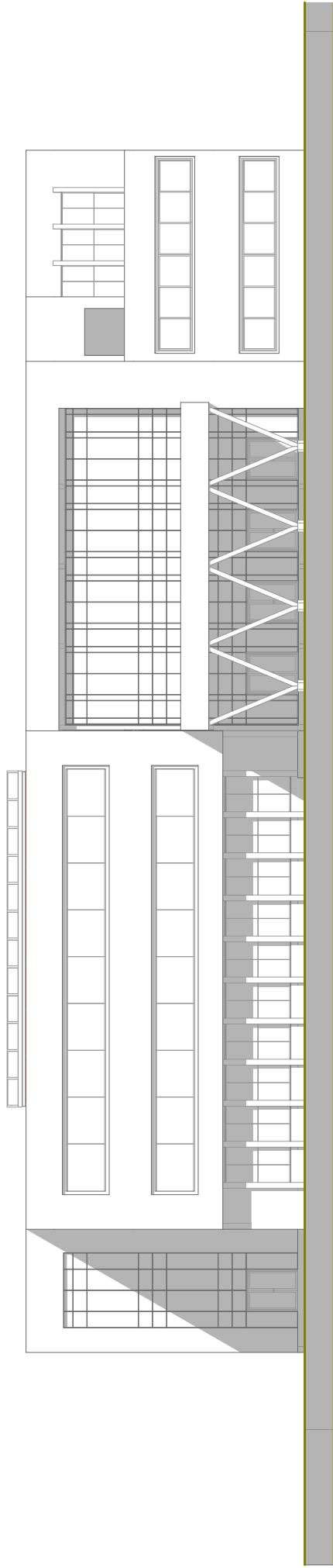


VUE EN PLAN REZ-DE-CHAUSSEE

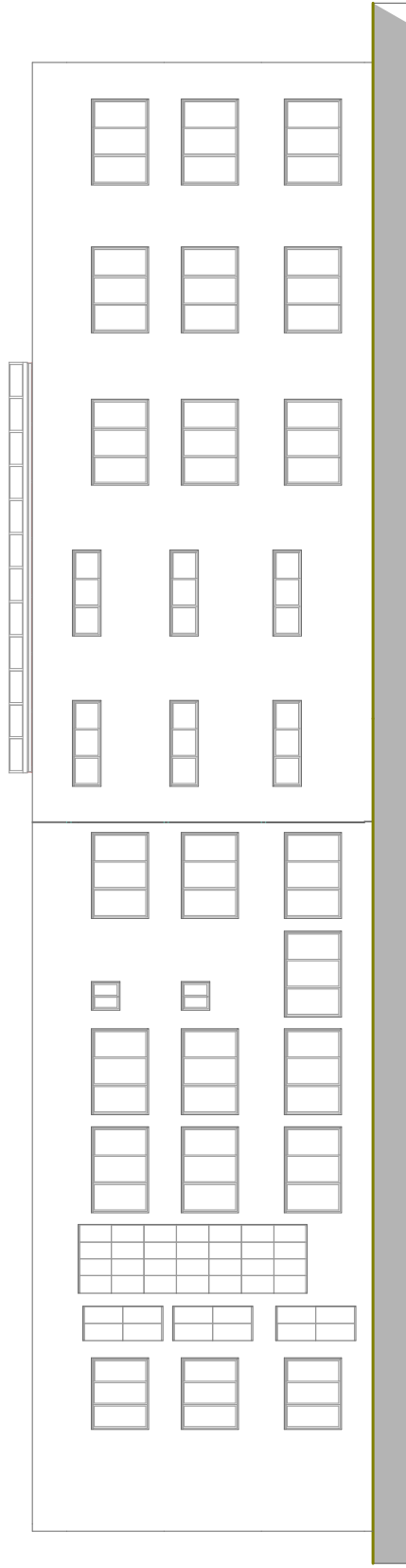




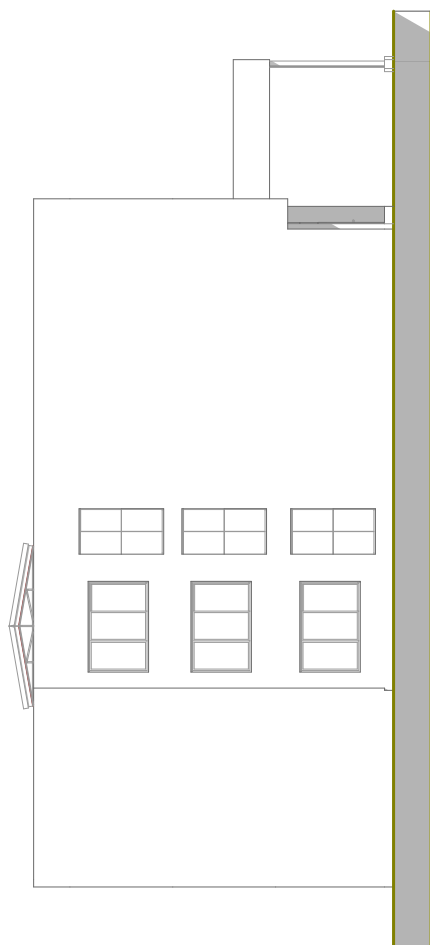




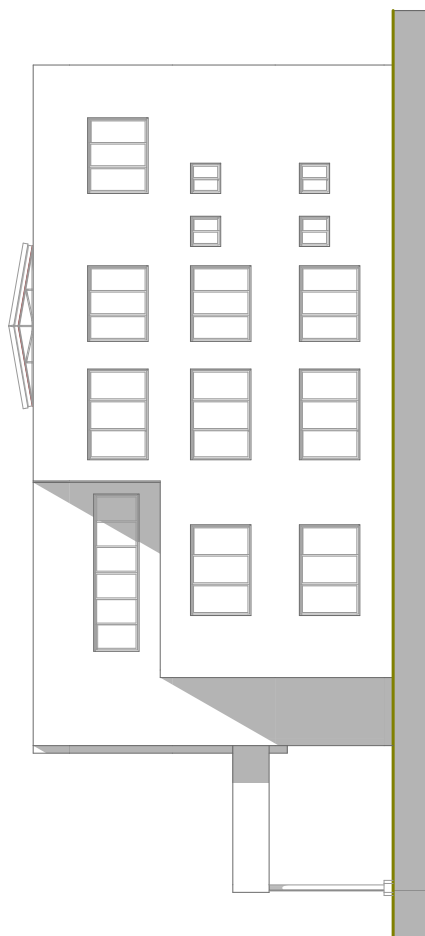
FACADE PRINCIPALE Ech : 1/250



FACADE POSTERIEURE Ech : 1/250

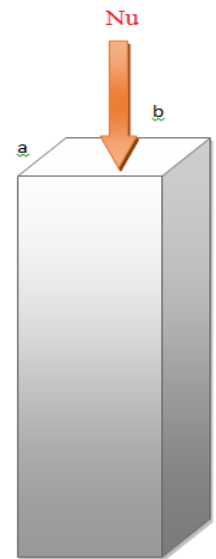
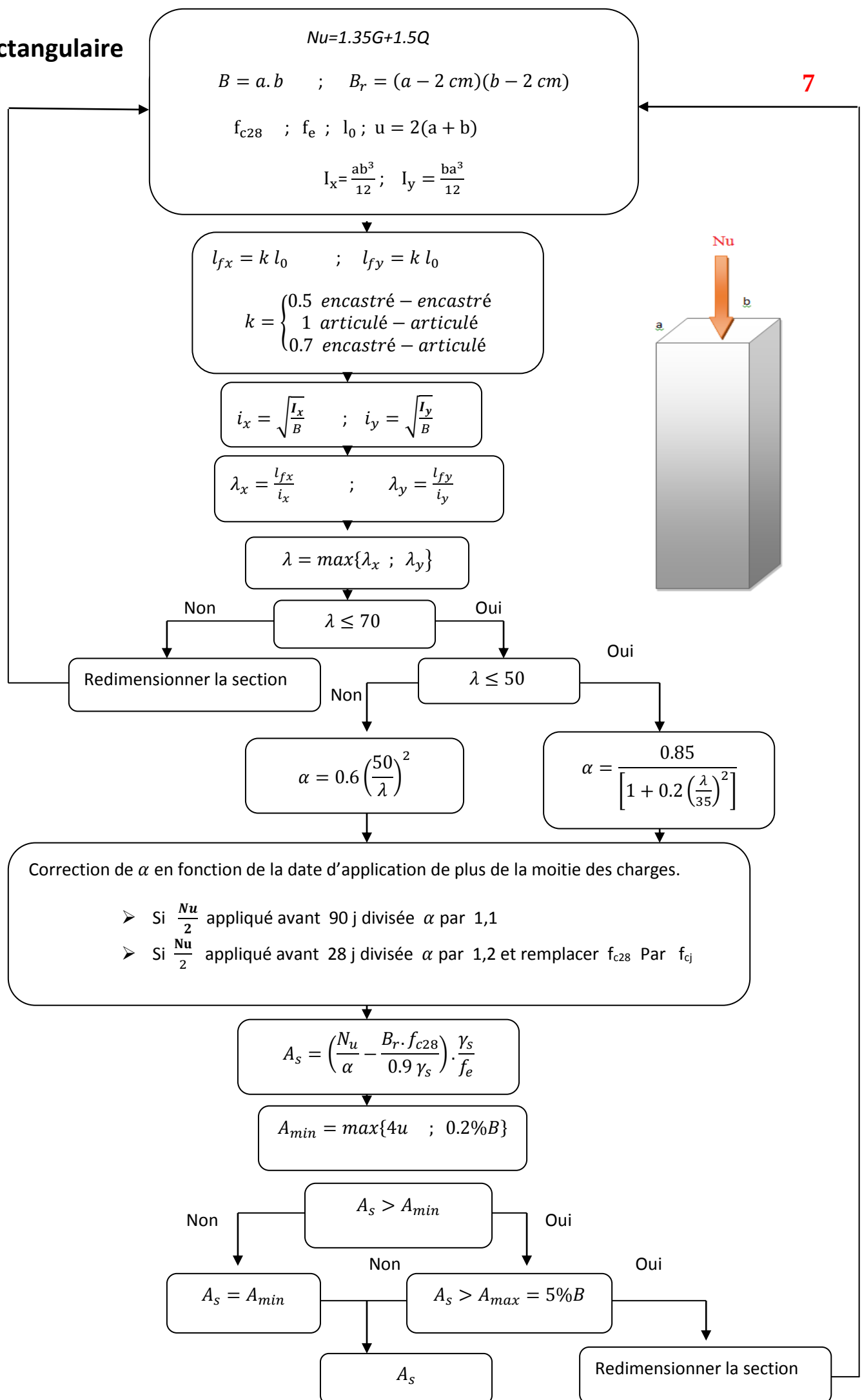


FACADE LATÉRALE DROITE Ech : 1/250



FACADE LATÉRALE GAUCHE Ech : 1/250

Poteau rectangulaire



Exécution

Diamètre transversale :

$$\frac{\phi_{lmax}}{3} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

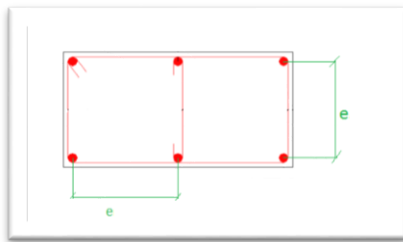
Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi_{max}}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

Longueur de recouvrement

$$L_r = 0.6 L_s$$

Espacement



Zone de recouvrement

$$S_t = \frac{L_r - 4\phi_t}{2}$$

Zone courant

$$S_t \leq \min \begin{cases} 15\phi_{lmin} & \text{si } A_s > A_{min} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \end{cases}$$

Avec **a** c'est la plus petite dimension transversale dans le plan de flambement

Écartements :

$$e \leq \begin{cases} 15\phi & \text{si } A_s > A_{min} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Sur chaque face}$$

Avec **a** c'est la plus petite dimension transversale

M_u ; h ; b ; $d = 0.9 h$; $d' = 0.11 d$; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$; f_{c28} ; f_e ;

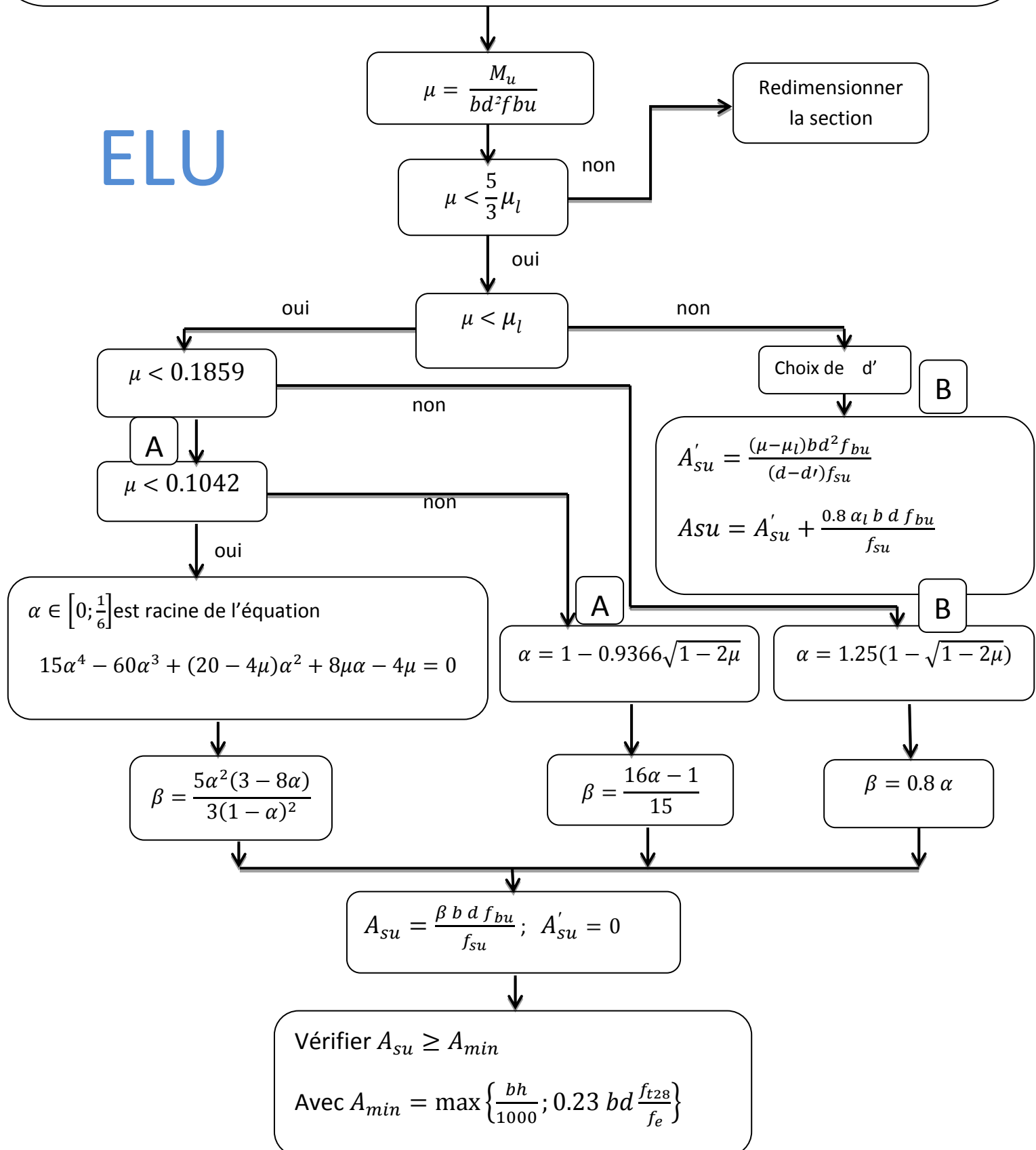
9

$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases}$ θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action

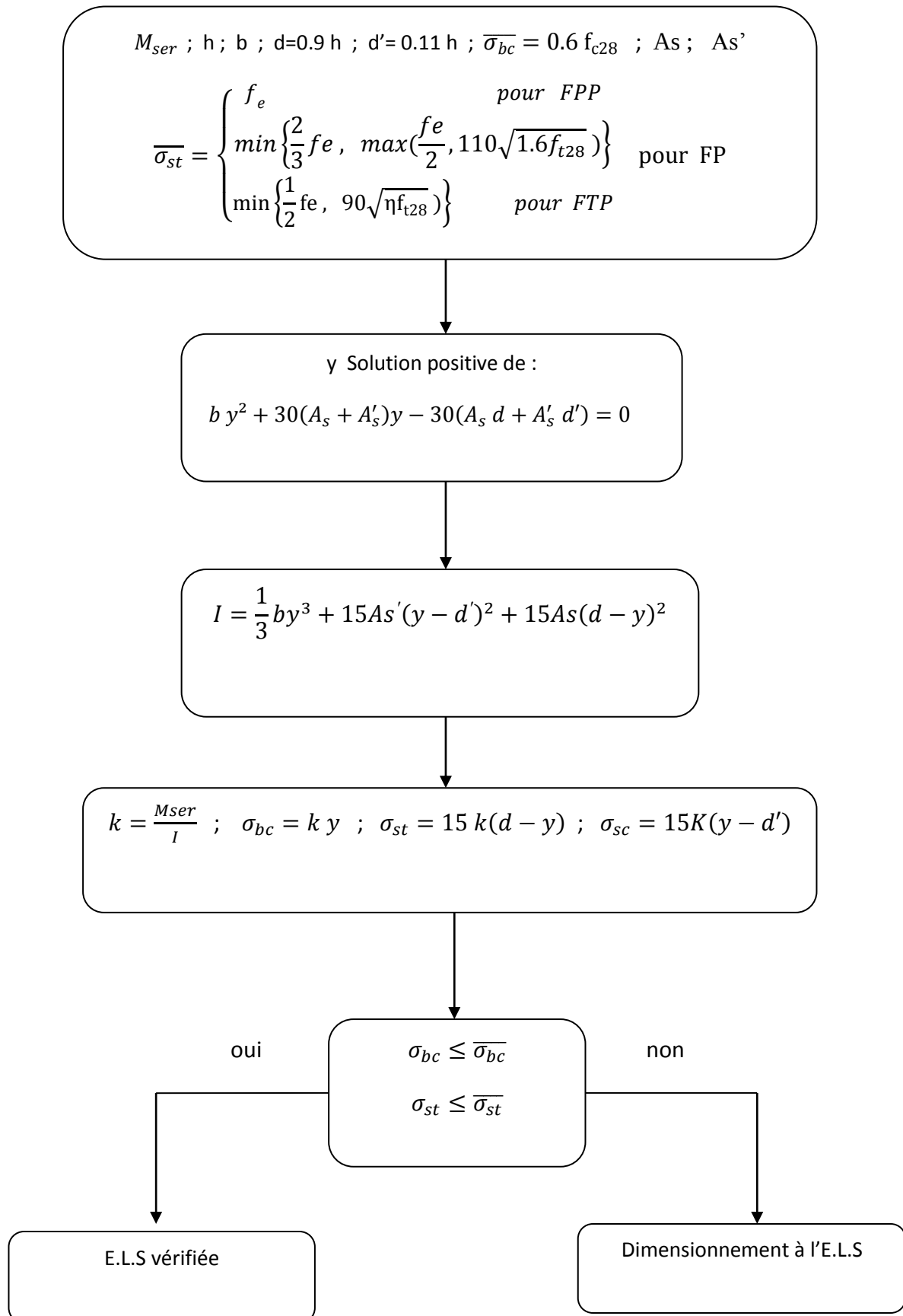
$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; E = 2.1 \times 10^5 MPa ; \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E} (0/00) ; \alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_l} ;$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

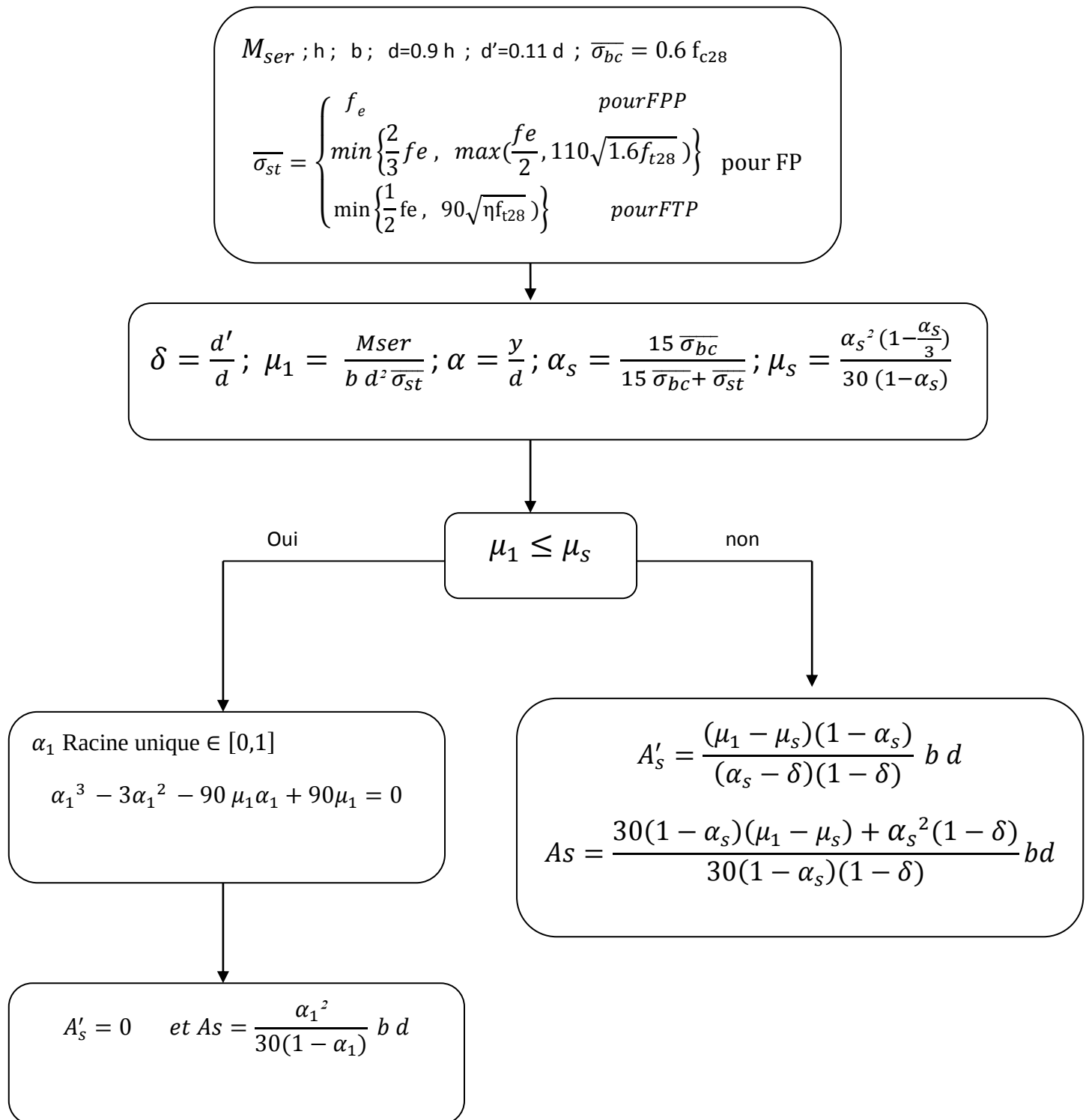
ELU



Vérification à E.L.S



Flexion simple à l'E.L.S d'une section rectangulaire



Calcule des dalles en BA

L_x : Petite portée

L_y : Grande portée

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Dalle portant dans un seul sens si :

- Appuis seulement sur 2 cotes
- Appuis sur 4 coté avec $\alpha < 0.4$

L'épaisseur de la dalle :

- dalle isolée : $h \geq \frac{L_x}{20}$
- dalle continue : $h \geq \frac{L_x}{25}$

Dalle portant dans 2 sens si :

- Appuis sur 4 coté avec : $0.4 \leq \alpha \leq 1$

L'épaisseur de la dalle :

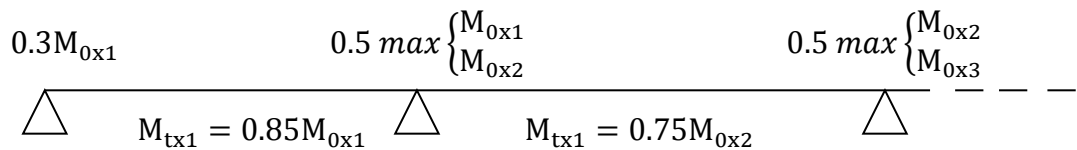
- dalle isolée : $h \geq \frac{L_x}{30}$
- dalle continue : $h \geq \frac{L_x}{40}$

Moment isostatique :

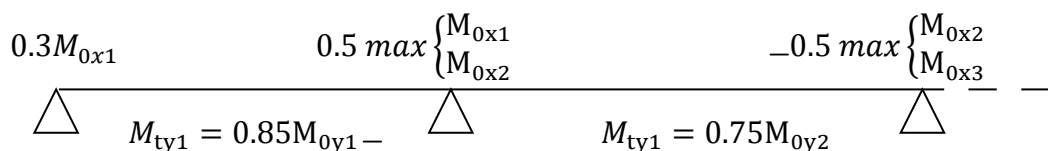
- suivant x : $M_{0x} = \mu_x q L_x^2$
 - suivant y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
- μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau

Moment en appui et en travers des poutres réelles continues :

➤ suivant L_x :



➤ suivant L_y :



Utilisation des organigrammes de la flexion simple d'une poutre ($b = 1m \times h$)

$$M_{0x} \rightarrow A_x$$

$$M_{0y} \rightarrow A_y$$

Section minimale des armatures

➤ selon L_y :

$$A_{ymin}(\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en mitre}$$

➤ selon L_x :

$$A_{xmin}(\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

➤ $\alpha < 0.4$:

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

➤ $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

non

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

oui

Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

FP ou FTP

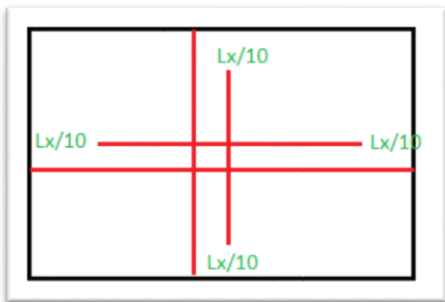
$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$

$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$



En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtée 1 sur 2 de L1 et L2

$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

$$L_2 = \max \begin{cases} L_s \\ \frac{L_1}{2} \end{cases}$$

