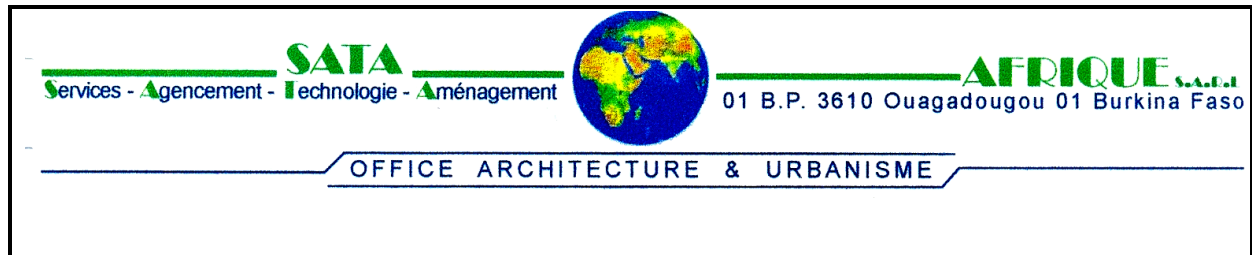
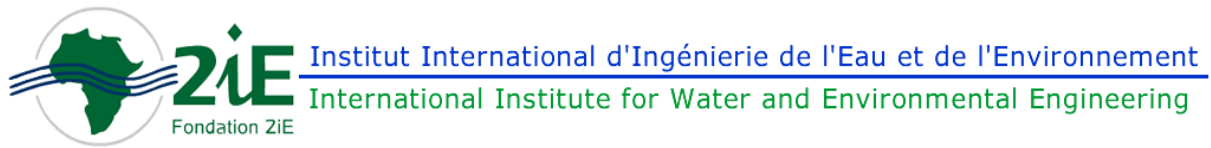


N, :



**PROJET DE CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE R+5 AVEC SOUS-SOL AU
QUARTIER TERMINUS A NIAMEY**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE-CIVIL**

Présenté et soutenu publiquement par

DJABIR Mahamat Ali

Travaux dirigés par :

- Dr **Imaëla Gueye**

-Dr. **Raffaëlle VINAI**, Enseignant Chercheur

-Mr. **Afouda Bouladji**, Ingénieur Génie Civil

Promotion [2010/2011]

DEDICACES

Ce travail est dédié :

*A Mon père **MAHAMAT ALI** pour les services rendus à l'armée tchadienne avec amour, motivation et une grande fidélité pendant trente deux (32) ans ;*

*Au général de corps d'armées **BICHARA ISSA DJAD ALLAH** pour ses pensées et ses engagements à mon encadrement ;*

*A Mr **ISSA ABDOULAYE** pour la qualité de son âme;*

*A ma Chérie **Wendtoin Yvette VOUDRI** Pour tous les sacrifices consentis, Pour tous les biens réalisés en ma faveur, pour les conseils les plus sages et dignes : que ce travail soit pour toi une source de fierté et d'espoir ;*

A tous les amis, frères, sœurs, collègues, camarades... qu'ils trouvent dans ce document, le courage d'en faire beaucoup plus et d'aller plus loin.

A Tous ceux qui de loin ou de près ont participé à mon évolution spirituelle.

REMERCIEMENTS

Ma reconnaissance à Dieu qui m'a armé de forces et de courage pour la parfaite santé dont j'ai bénéficié pendant cette préparation, de m'avoir permis d'achever ce mémoire sans inconvénients majeurs, et pour l'immensité de sa providence qui guide et couvre tous les aspects de notre vie. Il est naturel de dire merci :

- ✓ Mon encadreur et enseignant, Docteur **Ismaël a Gueye** qui m'a suivi durant tout le travail
- ✓ Docteur **Raffaele Vinai**.
- ✓ Monsieur **Souleymane ZERBO** gérant de **SATA-AFRIQUE** de m'avoir accueilli lui et son directeur technique **ABDOURAHAMANE SOJA** et de m'avoir mis dans de très bonnes conditions de travail.
- ✓ Monsieur **AFOUDA BOLADJI**, mon maitre de stage pour avoir accepté de m'encadrer.
- ✓ Je remercie **tout le personnel de SATA-AFRIQUE** en général et en particulier, pour avoir participé activement à la réussite de ce travail sans oublier monsieur **SAYIDNA** pour son soutien.
- ✓ Tout le **corps enseignant de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement** pour la qualité de la formation reçue.
- ✓ Ma gratitude va également à l'endroit de tous mes **compatriotes** résident au **Burkina-Faso**.
- ✓ Je ne saurais oublier tous **mes sympathiques camarades** de la promotion ainsi que tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à la réussite de ma formation.

Ce mémoire ne pouvant être réalisé sans la complicité morale et financière de ma famille (Mon père, ma mère, mes marâtres, mes frères et sœurs), dont je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à votre conscience et votre vision morale.

Mes sincères remerciements vont directement aux bienfaits et le climat de respect de la famille **VOUDRI WENTOIN**.

RESUME

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un immeuble R+5 avec sous-sol. Il s'agit de dimensionner la structure en béton armé. Dans un premier temps, nous allons donc réaliser une étude sur la structure de ce bâtiment. Le bâtiment étant implanté à Niamey, la distance maximale entre joints de dilatation afin de tenir compte des effets du retrait et des variations de température est d'environ 21 m. A partir des plans d'architecturaux nous déterminons alors les éléments constitutifs de la structure du bâtiment. Les façades de celui-ci sont ainsi réalisées en maçonneries considérées non porteuses.

Type d'ouvrage : immeuble R+5 avec sous-sol

- ✓ Type de fondations : superficielles semelles isolées
- ✓ Structure béton armé = dalles – poutres- poteaux – longrines – semelles
- ✓ Les maçonneries en élévation sont de remplissage.

Au regard des caractéristiques mécaniques du sol d'assise ($\sigma_{\text{sol}} = 3\text{bars}$ à 4m de profondeur).

La descente de charge et le pré dimensionnement des éléments structuraux ont été calculés manuellement.

La modélisation et le dimensionnement de la structure ont été maniés principalement à l'aide du pro logiciel ROBOT BAT module ossature. Certains éléments de la structure ont été dimensionnés manuellement.

ABSTRACT

The project which was entrusted to us relates to the study of a building R+5 with basement. It is a question of dimensioning the reinforced concrete structure. Initially, we thus will make a study on the structure of this building whose plans of architecture provided us, with the coasts. The building being established in Niamey, the maximum distance between expansion joints in order to take account of the effects of the withdrawal and the variations in temperature is approximately 21 Mr. From the plans of architectural we then determine the components of the structure of the building. The frontages of this one are thus carried out in no carrying masonries considered.

Type of work: building R+5 with basement

- Standard of foundations: surface spread footings
- Structure reinforced concrete = flagstones – beams posts – longitudinal beams – soles
- Masonries rise are of filling.

In comparison with the soil mechanics characteristics of sitted ($\sigma_{\text{ground}} = 3\text{bars}$ with 4m of depth).

The descent of load and the pre dimensioning of the structural elements were calculated manually.

The modeling and the dimensioning of the structure were handled mainly using the software pro ROBOT BEATS module framework. Certain éléments of the structure were dimensioned manually.

Sommaire

DEDICACES.....	2
REMERCIEMENTS	3
RESUME	4
ABSTRACT	5
Sommaire	6
LISTE DES FIGURES.....	8
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.....	9
INTRODUCTION GENERALE	10
Chapitre I-ETUDE CONCEPTUELLE DE LA STRUCTURE.....	11
Description de l'ouvrage	11
I-8-a) Action horizontales :	16
I-8-b Les Sollicitations :	16
GEOTECHNIQUE.....	17
-LES MATERIAUX ET LEURS CARACTERISTIQUES	19
Chapitre II- GENERALITE SUR LE BATIMENT ET LE LE PROGICIEL ROBOT BAT	21
Description générale du logiciel.....	21
Chapitre III : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	23
1-Etude sociale	23
2-Etude environnementale.....	23
3-Mesures de consolation.....	24
Chapitre VI : ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURES	25
HYPOTHESE DE CALCUL.....	25
1. Pré dimensionnement de certains éléments porteurs de la structure :	25
III ESTIMATION DES CHARGES	26
IV -Dimensionnement de l'escalier:.....	29
-Ferraillage de l'escalier	29
Chapitre V:DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	32
CONCLUSION	33
BIBLIOGRAPHIE.....	34
ANNEXES.....	35

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques géométriques :	12
Tableau 2: sections des éléments porteurs	25
Tableau 3: Estimation de charge du plancher	26
Tableau 4 : Estimation de charges du plancher courant.....	27
Tableau 5 : Estimation de charges des murs extérieures.....	28
Tableau 6 : Estimation de charges des paliers de l'étage courant.....	28
Tableau 7 : Estimation de charges volée	29
Tableau 8 du résultat des efforts.	29
Tableau 9 : Récapitulatif de calcul de ferrailage dans la page suivante.....	29
Tableau 10 : RECAPITILATIF GENERAL.....	32
Tableau 11 : Bilan de pièces Sous-sol.....	37
Tableau 12: Bilan de pièces RDC	37
Tableau 13 : Bilan de pièces R+1.....	38
Tableau 14 : Bilan de pièces R+2,R+3,R+4.....	39
Tableau 15 : Bilan de pièces Etage Technique.....	39
Tableau 16 : récapitulatif de la descente de charges dans la page suivante.	52

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 la vue en plan de Niveau RDC _____	13
FIGURE 2: Façade Principale _____	14
FIGURE 3: Composition du plancher _____	26
FIGURE 4: Composition du plancher courant. _____	27
FIGURE 5 : Plan de ferrailage de l'escalier étudié. _____	31
Figure 6 : Dimension du voile _____	81

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

SATA : Service d'Agencement Technologique et Aménagement

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

H.A : Haute Adhérence

MPa : Méga Pascal

INTRODUCTION GENERALE

Dans le principe de la formation pédagogique des ingénieurs, à l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, le choix d'un projet de fin d'étude qui sera présenté et soutenu sous forme d'un mémoire en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur, s'impose. Ce projet de fin d'étude permet aux étudiants de Master2 de faire une synthèse de leurs connaissances, de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois leurs connaissances pour en faire un projet réel.

C'est ainsi qu'en ce sens, nous avons opté pour le thème dont l'intitulé est «**PROJET DE CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE R+5 AVEC SOUS-SOL**».

En suivant ces règles un stage de trois (3) mois est accordé par le cabinet SATA-AFRIQUE en vue d'élaborer des études pour la construction de l'immeuble IDDI-ANGO R+5 avec sous-sol au quartier terminus à Niamey.

L'ouvrage est destiné à recevoir un service administratif.

Le présent mémoire traitera les éléments porteurs, les planchers seront en hourdis à corps creux. Tous les corps d'état secondaires seront traités.

L'objectif de la science de construction serait de permettre un choix optimal dans la réalisation d'un projet, en prenant en compte les conditions d'économie et de sécurité. Il existe de nombreux matériaux de construction aux caractéristiques très diverses qu'il faut prendre en compte, afin de réaliser une construction durable, économique du point de vue de la consommation d'énergie, financier et respectueuse de son environnement, depuis sa construction jusqu'à sa destruction.

Pour atteindre l'objectif général, il faut :

-Effectuer le dimensionnement structural du bâtiment en déterminant l'ensemble des éléments de la structure porteuse.

-Faire les études géotechniques en vue de savoir sur quel type de sol sera implanté l'ouvrage et quelle est la contrainte de ce sol.

-Ainsi que le respect de l'environnement.

-Le présent rapport comportera :

- 1-une étude conceptuelle de structure.
- 2- Une Généralité sur le logiciel ROBOBAT et les bâtiments.
- 3- Une étude d'impact environnemental et social.
- 4- Une analyse et dimensionnement des différents éléments de la structure.
- 5- Un devis quantitatif et estimatif.

Chapitre I-ETUDE CONCEPTUELLE DE LA STRUCTURE

Description de l'ouvrage

On sait que le développement économique dans les pays en voie de développement privilégie la construction dans un souci d'économie de l'espace. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et recommandations qui rigidifient convenablement la structure.

Les règles définissent des modèles et des approches spécifiques aux différents types de bâtiment.

Pour cela, notre projet consiste à étudier un bâtiment de grande hauteur qui sera construit dans la ville de Niamey précisément au quartier Terminus pour le compte de **Mr IDDI-ANGO**. Vue l'importance de notre projet, notre travail a pris en considération l'effet éventuel de plusieurs conditions techniques d'autant plus que notre structure présente une géométrie complexe, notre ouvrage est composé de R.D.C + 5étage et sous-sol, le sous sol à usage parking, et les autres étages à usage bureau.

- **Caractéristiques géométriques**

Les caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau 1.1 suivant et le détail dans le plan architectural figure 1.1, le bilan se trouve dans l'annexe 1.

Tableau 1 .1: Caractéristiques géométriques :

	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur Etagé- courant (m)	Hauteur RDC (m)	Hauteur Sous-sol (m)
	34.37	40.27m	3.50	3 .50	3.50

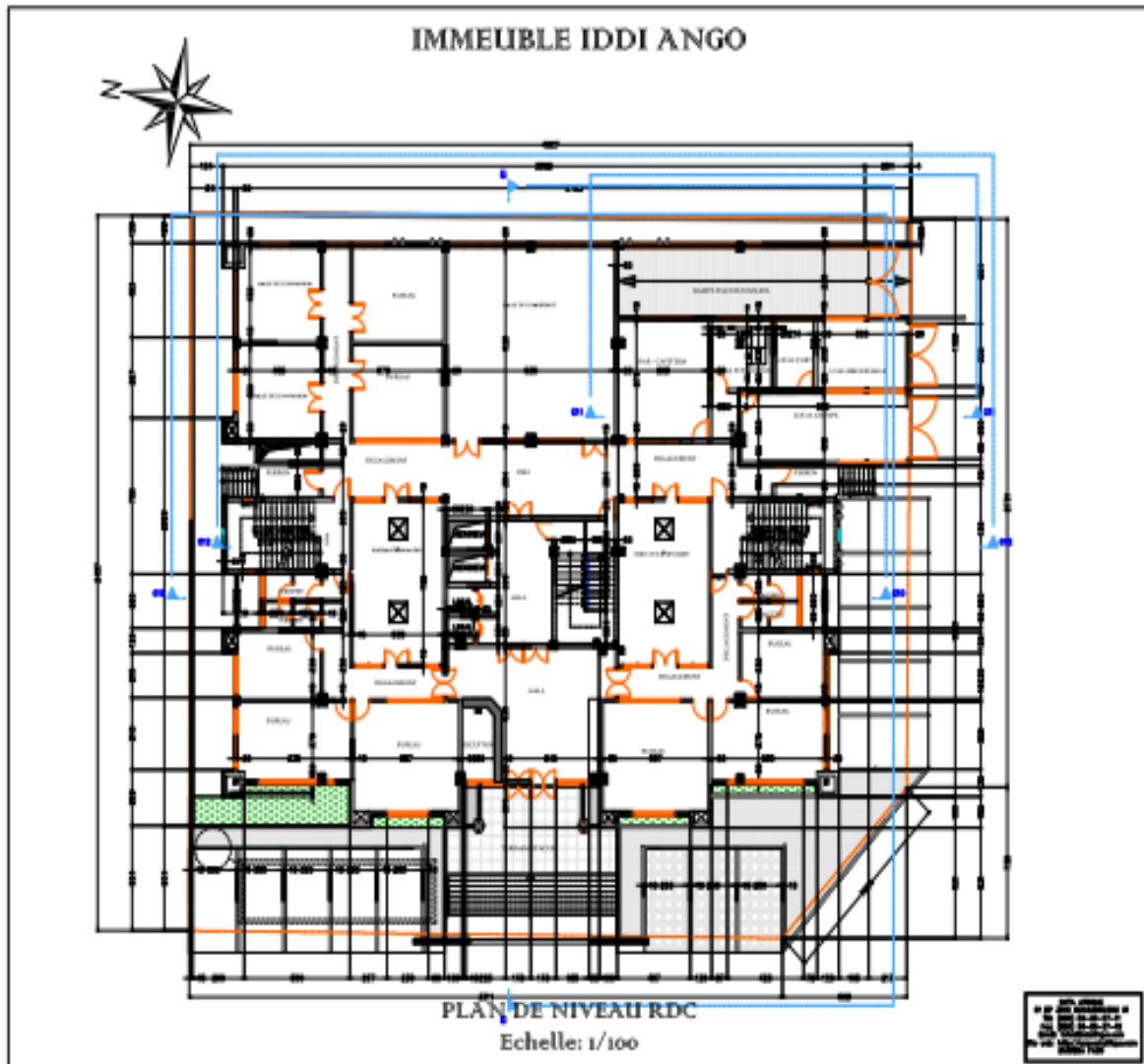


FIGURE 1 : la vue en plan de Niveau RDC

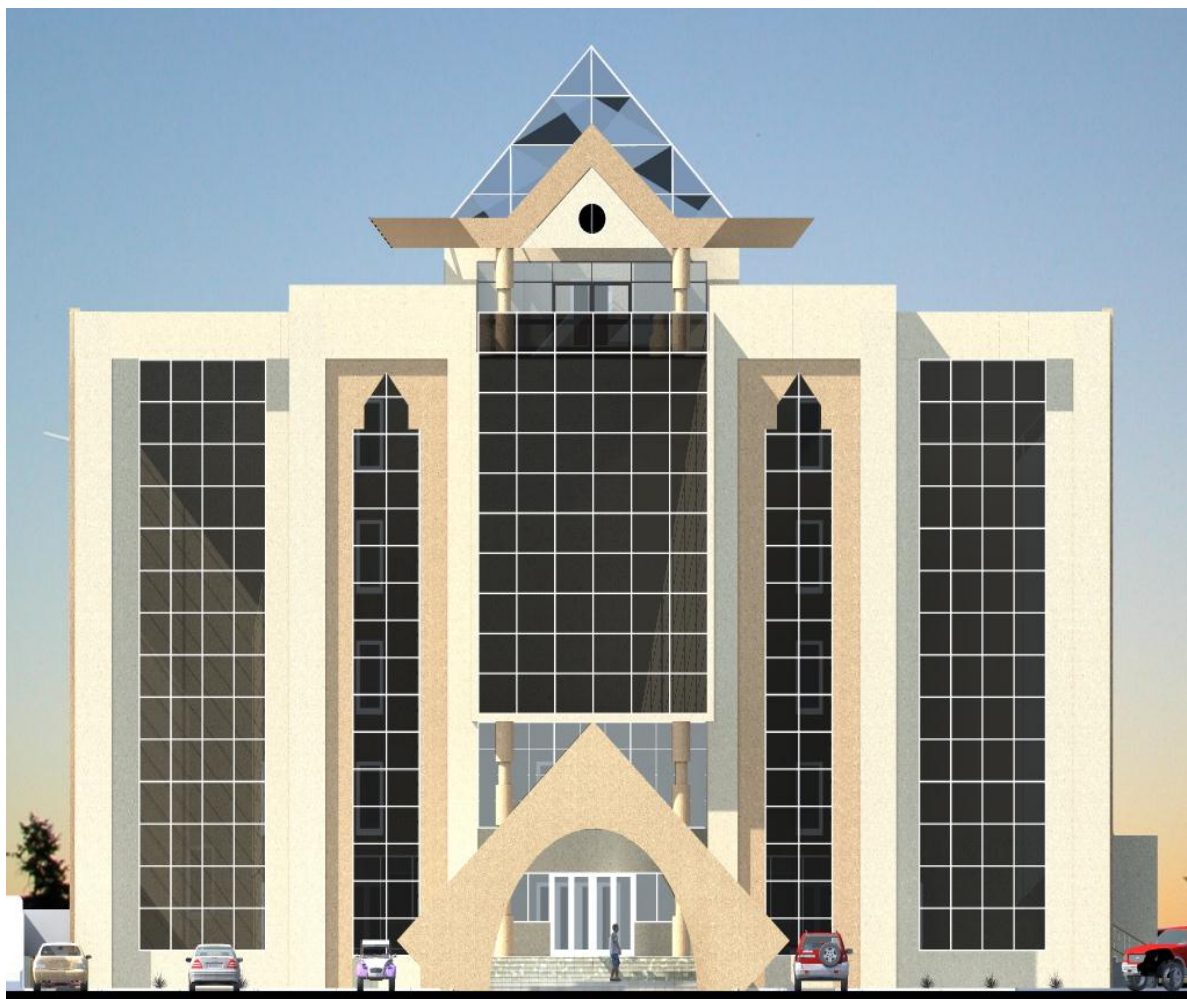


FIGURE 2: Façade Principale

I-2 La superstructure :

La superstructure est en béton armé.

I-3 Les Planchers :

Les planchers sont de type (16+4) en corps creux, la terrasse inaccessible est munie d'une forme de pente en béton maigre de pente 1.5% pour permettre l'évacuation des eaux pluviales.

I-4 Maçonnerie :

Il est prévu à l'intérieur du bâtiment des cloisons en brique creuse de 15cm d'épaisseur et à l'extérieur des murs de 20cm d'épaisseur.

I-5 Escaliers :

Il existe un type d'escalier dans notre ouvrage.

I-6 Actions et Sollicitations :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I-7 Les Actions :

Les actions sont des forces appliquées directement à la construction, elles peuvent être sous forme de :

Action verticale et action horizontale.

I-8) Action verticales :

Elles peuvent être permanentes, constantes ou très peu variables dans le temps elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Les poids propres des cloisons du revêtementEtc.
- Les déformations permanentes imposées à la construction

Cette action peut aussi être des surcharges d'exploitation.

I-8-a) Action horizontales :

Généralement elles sont accidentelles ; dues aux efforts qui se produisent rarement et avec une faible durée.

I-8-b Les Sollicitations :

Ce sont les efforts normaux et les efforts tranchants ainsi que les moments de flexion et de torsions développées dans une section par combinaison d'action donnée on notera :

G_{\max} : l'ensemble des actions défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions favorables.

Q_1 : une action variable de base.

GEOTECHNIQUE

La géotechnique est l'étude de l'adaptation des ouvrages humains aux sols et roches formant le terrain naturel.

Elle traite de l'interaction sol / structures, et fait appel à des bases de mécanique des sols. Les études géotechniques ont pour principal objet les études du sous-sol pour la construction d'ouvrages (pavillons, immeubles, voiries, ouvrages d'art...), et notamment la définition des fondations, mais aussi dans le cadre de diagnostics pour des ouvrages sinistrés. Elle traite également des phénomènes de mouvement du sol (glissement, affaissement et autres), de déformation (tassements sous charges) et résistance mécanique.

Son rôle passe par les étapes suivantes :

- produire une étude préalable de faisabilité, qui constitue un état des lieux concernant le sol et dresse les (éventuelles) difficultés susceptibles d'être rencontrées ;
- puis l'étude de faisabilité s'appuyant en général sur l'avant-projet sommaire (APS) permet de définir des principes de fondation compatibles avec le sol et le projet ;
- en phase avant-projet détaillé (ou en phase projet), de nouvelles investigations peuvent être réalisées afin d'affiner les données relatives au sol, pour le principe de fondation choisie à cette étape, on prend en compte les charges apportées par l'ouvrage, il s'agit donc d'un travail en collaboration avec l'ingénieur chargé de l'étude des structures - les dernières modifications de conception sont apportées au projet ;
- en phase travaux, le géotechnicien effectue des contrôles et adapte si besoin les techniques d'exécution en cas de données découvertes en cours de chantier ou de difficultés liées à un contexte particulier (intempéries,...)

Les essais les plus couramment pratiqués en mécanique des sols sont les suivants :

- Identification : granulométrie, teneur en eau, densité,
- Limites d'Atterberg,
- Mesure du cisaillement,
- Mesure du tassement,
- Compactage (Proctor),

- Compacité,
- Essais mécaniques en place.

Dans le cadre du présent projet, les études menées par le Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment de Niamey, pour la reconnaissance du sol (afin de déterminer les différentes couches de sol et leur portance) sur le site ont consisté à la réalisation de forages à la tarière, à la réalisation des essais sondage au pénétromètre dynamique lourd ainsi que les essais de standard pénétration test.

D'après les résultats des essais de laboratoire et des sondages aux pénétromètres dynamiques, nous pouvons conclure que le terrain présente des caractéristiques géotechniques plus ou moins acceptables avec un sable salé à 4m de profondeur.

Ainsi, dans l'ensemble un taux de travail de **3,0 bars** à **4,00m** de profondeur peut-être retenu sur ce site.

Cependant compte tenu de la nature des différentes couches de sol rencontrées en profondeur (matériaux à prédominance sableuse), il est recommandé de faire des protections autour des murs du sous-sol afin de minimiser les infiltrations d'eau jusqu'aux fondations de mêmes qu'à travers les murs de cave.

-LES MATERIAUX ET LEURS CARACTERISTIQUES

Les matériaux intervenant dans les projets ont des caractéristiques très différentes selon leur nature et composition interne.

1-Le béton

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydraulique », car sa prise se fait par hydratation.

Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment » un des plus souvent utilisés.

Le béton est le deuxième produit le plus utilisé mondialement par la société, après l'eau potable.

Ses principales caractéristiques sont :

- ✓ Une bonne résistance en compression simple ;
- ✓ Une mauvaise résistance à la traction 1,8 à 2,7 MPa;
- ✓ Un poids volumique compris entre 22 et 24 kN/m³ et environ 25 kN/m³ pour le béton armé ;
- ✓ Un coefficient de dilatation thermique identique à celui du béton et de constituants de l'acier de 10⁻⁵/°C

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisée et de son dosage.

Dans le cas de cette étude il sera opté pour une résistance de **25 MPa** à 28 jours pour un ciment de classe 45 de CPA, le gravier d'une granulométrie de diamètres variants entre 10 et 20mm et le sable d'une granulométrie de diamètres variants entre 1.25 et 5mm.

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jour qui est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Pour ce projet la résistance du béton à la traction est égale à **1.8MPa**.

2- Les aciers

L'**acier** est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique et de la construction mécanique.

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, majoritairement le fer puis le carbone dans des proportions comprises entre 0,02 % et 1,67 % en masse.

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ».

L'intérêt majeur des aciers réside d'une part dans le cumul de valeurs élevées dans les propriétés mécaniques fondamentales :

- résistance aux efforts : module d'élasticité 210 000 MPa, limite élastique de nuance S235 à S355 et une contrainte de 235 à 355 MPa, résistance mécanique ;
- dureté ;
- résistance aux chocs (résilience).

Chapitre II- GENERALITE SUR LE BATIMENT ET LE LE PROGICIEL ROBOT BAT

Description générale du logiciel

Le logiciel Robobat est un logiciel CAO/DAO (Calcul Assisté par Ordinateur et Dessin Assisté par Ordinateur) destiné à modéliser et dimensionner les différents types de structures. Robot bat permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

La dernière étape gérée par le logiciel est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du progiciel robobat sont les suivantes :

- ✓ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet et la possibilité d'ouvrir aussi un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel de CAO/DAO) ;
- ✓ possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types des résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes...) ;
- ✓ possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread) ;
- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure ;
- ✓ Possibilité d'effectuer les types des barres de la définition du modèle de la structure et non seulement dans les modules (très utile pour accélérer le dimensionnement) ;
- ✓ Possibilité de comparer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

Il faut noter que, le système robot millenium regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du module de structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Les modules fonctionnent dans le même environnement.

Les différents types de structures étudiées par robot

Le système robot permet d'étudier différents types de structures tels que :

- Portique plan ou spatial (ensemble poteau poutre) ;
- Plaque et coque (dalle, voile, radier) ;
- Treillis plans ou spatiaux (ferme...) ;
- Grillage (poutraison des dalles).

Conformément aux différents types de structures précitées, l'étude de ce bâtiment sera faite dans 'portique plan ou spatial' et 'treillis plans ou spatiaux' qui sont appropriés à ce type de bâtiment.

Les différentes étapes d'études à l'aide du robot

Il suffit de définir la descente des Charges et le nombre des niveaux et les caractéristiques des bâtiments c'est-à-dire étages et matériaux, puis :

- définir la grille : les lignes d'axes des éléments porteurs ;
- créer le schéma du bâtiment ;
- définir les cas de charges et introduire leurs valeurs correspondantes ;
- lancer les calculs automatiques de la descente de charge pour le bâtiment entier ;
- consulter les notes de calcul de la descente de charge ;
- exporter le bâtiment du module robot DDC vers le module robot structure pour vérification et dimensionnement des éléments avec sortie de notes de calcul et plan d'exécution (poteaux, poutres, dalles etc.) ;
- exporter la dalle du module robot DDC vers le module robot dalle pour vérification et dimensionnement de celle-ci avec sortie de notes de calcul et plans de ferrillages (dalle) ;
- imprimer les résultats.

Chapitre III : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Tout projet de construction, comporte les trois étapes suivantes :

- ✓ La phase d'installation de chantier
- ✓ La phase de construction ou phase des travaux
- ✓ La phase d'exploitation (mise en service)

Les réalisations effectuées pour la mise en œuvre du projet affectent d'une façon ou d'une autre la nature environnante.

Cette étude a pour but d'identifier les composantes de l'environnement susceptibles d'être affectées tout au long des trois phases du projet ci-dessus citées.

1-Etude sociale

L'exécution ou l'exploitation d'un projet de construction a un impact social négatif ou positif dans la vie de la population voisine du chantier.

Les effets positifs :

- la création des emplois) pour l'exécution travaux de manœuvres ;
- un nombre important de personnel qui aura besoin de s'alimenter : opportunité de petits commerces pour la population voisine du chantier ;

2-Etude environnementale

Impact potentiel sur les populations :

La santé publique

Les impacts sur la santé publique sont surtout des affections dont les risques d'apparition sont difficiles à prévoir.

- Apparition ou recrudescence d'affection ORL et ophtalmologiques, liées à la production continue de poussières et de bruits pendant des travaux.
- Propagation de maladies sexuellement transmissibles par le contact entre les ouvriers et les populations riveraines.

-

La sécurité publique

Il s'agit avant tout

- D'accidents de travail sur les chantiers ;

3-Mesures de consolation

Pour solutionner quelques problèmes, il faut :

- Avant tout travail de terrassement ou tout autre travail qui peut produire des poussières, on doit au préalable arroser le lieu à terrasser ;
- Sensibiliser les ouvriers sur les maladies sexuellement transmissibles;
- Etre exigeant en ce qui concerne la sécurité au chantier, tout ouvrier doit être en tenue de travail (casque, chaussures de sécurité...), faire une réunion chaque matin avec les ouvriers en leur rappelant les règles de conduite au chantier ;
- Les chauffeurs des engins doivent respecter les codes de la route au chantier et en ville, de panneaux de signalisation et d'interdiction seront mis tout autour de chantier et dans l'enceinte de chantier ;
- Distribuer de capote aux ouvriers pour lutter contre le sida.

Chapitre VI : ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURES

HYPOTHESE DE CALCUL

Les éléments en béton armé de la structure seront dimensionnés selon le **BEAL 91 modifié 99** et les semelles seront calculées selon le **DTU.13.12**.

1. Pré dimensionnement de certains éléments porteurs de la structure :

C'est un travail qui permet de déterminer les dimensions des éléments porteurs. Le tableau ci-dessous résume le pré dimensionnement des différents éléments de la structure, les calculs sont en annexe.

Eléments	Sections en cm	
	a	b
Poteau	25	25
	Hauteur(h)	Largeur(b)
Longrine	50	25
Poutre	50	25
	Epaisseur (cm)	
Dalle	16	
Plancher	16+4	
voile	20	

Tableau 2: sections des éléments porteurs

III ESTIMATION DES CHARGES

Les charges sont estimées (voir annexe) et ensuite appliquées sur les différents éléments de la structure porteuse dans ROBOBAT. Le poids propre des poteaux, poutres, dalles... sont pris en compte directement par le logiciel, ici il est question d'estimer les autres charges et les appliquer.

Les charges sont estimées à partir de :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

Les Estimations des charges

1-Plancher terrasse:

Le plancher terrasse est constitué comme indiqué à la figure ci-dessous et les charges sont données au tableau 2 :

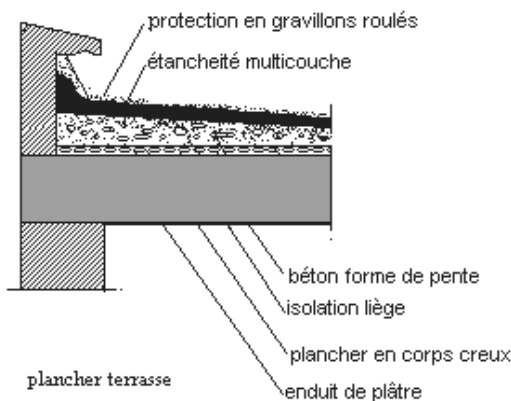


FIGURE 3: Composition du plancher

Tableau 3: Estimation de charge du plancher

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.05	1500	75
Etanchéité multicouches	0.05	200	10
Béton forme de pente	0.10	2200	220

Isolation thermique au liège	0.04	400	16
Dalle en corps creux	0.20	1360	272
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Charges permanentes totales			613
Charge d'exploitation			150

Plancher courant:

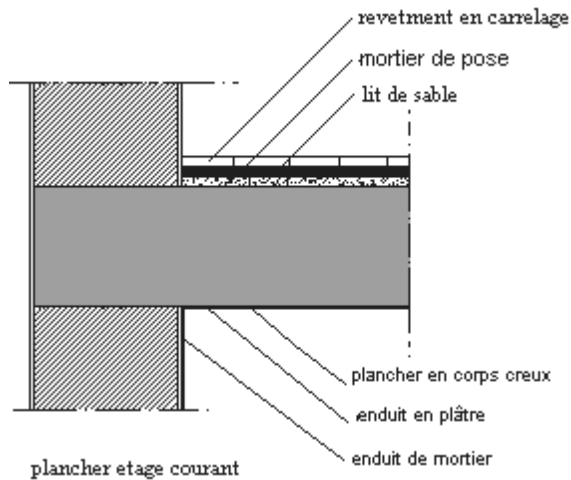


FIGURE 4: Composition du plancher courant.

Tableau 4 : Estimation de charges du plancher courant

désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose (ciment)	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Dalle en corps creux	0.20	1360	272
Enduit en plâtre	0.20	1000	20
Cloisons légères			100
Charges permanentes totales(G)			512
Charge d'exploitation			150

1. Plancher RDC :

G = 512 kg/m² ; Q = 500 kg/m²

Murs extérieurs en maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (double cloison) avec 30 % d'ouvertures

Tableau 5 : Estimation de charges des murs extérieures

désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Enduit extérieur	0.02	2000	40
Briques creuses	0.20	1400	280
Enduit intérieur	0.015	1200	18
Charges permanentes totales			338
En considérant 30 % d'ouvertures338×0,7			236.6

Charges et surcharges des escaliers

a. Paliers :

Tableau 6: Estimation de charges des paliers de l'étage courant

désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Lit de sable	0.02	1800	36
Dalle en béton armé	0.16	2500	400
Enduit plâtre	0.02	1000	20
Charges permanentes totales			540
Charge d'exploitation			250

b. Volée (paillasse)

Tableau 7 : Estimation de charges volée

désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg /m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Poids des marches	0.17	2200	374/2 = 187
Paillasse	0.15	2500	0.15x2500 cosΘ= 375
Enduit plâtre	0.02	1000	20
Garde corps			15
Charges permanentes totales			659.79
Charge d'exploitation			250

Les charges appliquées et calculées sont dans l'annexe 1.

IV -Dimensionnement de l'escalier:

Etude de différentes parties de l'escalier. Les résultats sont au tableau suivant et les calculs sont en annexe.

Tableau 8 du résultat des efforts.

	Paillasse	Palier
Pu (KN/m)	12,64	11,04
Pser (KN/m)	9,09	7,9

-Ferrailage de l'escalier

Les calculs manuels de ferrailage sont à l'annexe. Le schéma de ferrailage montre à la figure et résultants présentes au tableau.

Tableau 9 : Récapitulatif de calcul de ferrailage dans la page suivante.

Armatures longitudinales				
A'	A (cm²)	Amin (cm²)	Choix des barres (cm²)	Espacement (cm)
0	4,52	1,74	4HA12/ml	25
Armatures de répartition				
Ar (cm²)			Choix des barres (cm²)	Espacement (cm)
3,93			4HA10/ml	25
3,93			4HA10/ml	25
Armatures sur appuis				
Aa (cm²)			Choix des barres (cm²)	Espacement (cm)
2,01			4HA8/ml	25
2,01			4HA8/ml	25

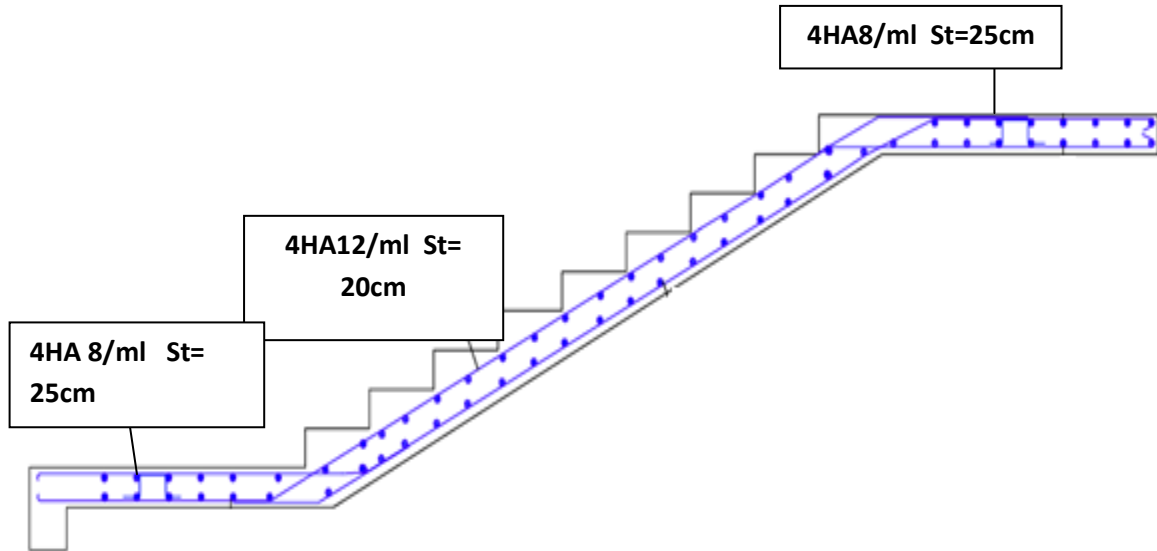


FIGURE 5 : Plan de ferrailage de l'escalier étudié.

Chapitre V: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Le devis estimatif est obtenu en multipliant le prix unitaire (fourni par l'entreprise) par la quantité estimée. Le montant global s'élève à 1 724 277 499 F CFA. (Voir devis estimatif annexe VII)

Tableau 10 : RECAPITILATIF GENERAL

TOTAL GENERAL HORS TVA	1 724 277 499
TVA 18%	310 369 949,8
TOTAL GENERAL TTC	2 034 647 449

CONCLUSION

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre sujet de fin d'études sous le thème « Conception et étude d'un bâtiment R+5 avec sous sol » nous a permis de conclure ce qui suit :

Il y a lieu de noter la grande difficulté existante pour la réalisation de ce genre de structure (petite surface et une grande hauteur).

Ce projet d'étude nous à été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique, pour ce qui est de la structure des bâtiment en béton armé les recherches effectués nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiment, bien que les calculs aux états limites prennent en charge d'une manière beaucoup plus fine et homogène cependant il reste à l'ingénieur de compléter sa mission par :

- Une bonne conception de l'ouvrage.
- Les conditions économiques sont souvent liées à la simplicité de la conception.

Nous avons choisi le logiciel robobat pour les multiples avantages comme (la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution).

« Enfin nous espérons que ce projet (mémoire), soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour qui s'intéresse à la matière. »

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **BAKARY.H.**, 1999, Elément de calcul de béton armé EIER, 257p
- [2] **BOURGEOIS.R et COGNIEL.D.**, 2002, Mémotech électrotechnique, 621p
- [3] **GUEY. I**, 2008, Reconnaissance des sols / Fondations superficielles, 2^{ème} partie
- [4] **James. D**, 2003, Tuyauteries de distribution et d'évacuation des eaux, 25 p
- [5] **JEAN – PIERRE M.**, 2000, BEAL 91 modifié 99, 281p
- [6] **IEPF**. Efficacité énergétique de la climatisation en région tropicale (Tome 1)
- [7] **JEAN – PIERRE. E. N.**, 2009, Contenu Cours de Préparation de chantier 2IE
- [8] **JEAN – PIERRE. E. N.**, 2009, Contenu cours de Gestion de chantier 2IE, 80p
- [9] **Nestor C. ASSIOBO KOUGLO**, 2000, Contenu du cours d'organisation de chantier, 78p
- [10] **RENAUD.H et LAMIRAULT.J.**, 1993, Béton Armé, Guide de Calcul Bâtiment et Génie Civil, 141p
- [11] **RENAUD.H**, 2002, Ouvrages en Béton Armé Technologie du bâtiment gros œuvre, 273p
- [12] Article sur le progiciel Robot bat, forum de génie civil, Avril 2010, consultable sur :
<http://forum.lmgc.fr/forum.html?sid=80c36d4a58f692edf4c9106a39294ec3html>
- [13] Article sur l'électricité bâtiment, Mai 2010, consultable sur :
<http://electric.system.free.fr/fiches/fiches.html#calculettes>

ANNEXES

ANNEXE1: Bilan des surfaces des pièces

**ANNEXE2 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS
ESTIMATIONS DES CHARGES**

ANNEXE3: DESCENTE DES CHARGES

ANNEXE4: Dimensionnement manuel ELEMENTS PORTEURS

ANNEXE 5: DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Annexe I: Bilan des surfaces des pièces

SOUS-SOL

Désignation des espaces	Nombre	Surface unitaire (m ²)	Surface totale (m ²)
Vide sur Patio	2	39,80	79,60
Ascenseur	2	28,09	28,09
HALL	2	32,82	32,82
Local technique	2	1,83	3,66
Espace Escalier	1	22,91	22,91

Tableau 11 : Bilan de pièces Sous-sol

R.D.C

Désignation des espaces	Nombre	Surface unitaire (m ²)	Surface totale (m ²)
Bureau Agents	1	22,95	22,95
Bureau Agents	1	23,02	23,02
Bureau Agents	1	14,23	14,23
Bureau Agents	1	30,81	30,81
Local Transformateur	1	16,56	
Local groupe	29,94		
Bureau Cadre	1	13,97	13,97
Bureau Cadre	1	23,96	23,96
Bureau Cadre	1	30,66	30,66
Réception	1	7,55	7,55
CAV	4	3,31	13,24
Toilettes	8	3,80	26,48
Dégagement	1	16,73	16,73
Dégagement	1	16,60	16,60
Salle de commission	2	20,82	41,64
Toilettes	2	2,96	5,92
Espace escalier	1	22,91	22,91
Terrasse d'accès	1	33,64	33,64
Patio	2	39,80	79,60
Salle de conférence	1	86,10	86,10
Ascenseur	2	28,09	56,18
Secrétariat	1	17,14	17,14
Local Suppresseur	1	14,54	14,54
Local TGBT	1	7,08	7,08
Hall	1	42,06	42,06
Bar Cafeteria	1	28,42	28,42
Perron	1	8,25	8,25

Tableau 12: Bilan de pièces RDC

R+1

Désignation des espaces	Nombre	Surface unitaire (m ²)	Surface totale (m ²)
Bureau Agents	1	18.30	18.30
Bureau Agents	1	21.78	21.78
Bureau Agents	1	21.62	21.62
Bureau Agents	1	18.23	18.23
Bureaux paysagers	1	92.71	92.71
Bureaux paysagers	1	50.96	50.96
Bureau Cadre	1	20.81	20.81
Bureau Cadre	1	23.02	23.02
Bureau Cadre	1	22.92	22.92
Bureau Cadre	1	20.80	20.80
CAV	4	3.31	13.24
Toilettes	8	3.80	26.48
Dégagement	1	30.69	30.69
Dégagement	1	39.45	39.45
Dégagement	1	59.68	59.68
Toilettes	2	2.96	5.92
Espace escalier	1	22.91	22.91
Bureau Cadre	1	15.09	15.09
Patio	2	39.80	79.60
Salle d'attente	1	14.80	14.80
Ascenseur	2	28.09	56.18
Secrétariat	1	17.14	17.14
Local Technique	2	1.83	3.66
Secrétariat DG	1	19.79	19.79
Hall	1	32.82	32.82
Hall	1	22.52	22.52
Bureau DG	2	30.90	61.80

Tableau 13 : Bilan de pièces R+1

Niveau R+2, R+3, R+4

Désignation des espaces	Nombre	Surface unitaire (m ²)	Surface totale (m ²)
Bureau Agents	1	18.30	18.30
Bureau Agents	1	21.78	21.78
Bureau Agents	1	21.62	21.62
Bureau Agents	1	18.23	18.23
Bureaux paysagers	1	92.71	92.71
Bureaux paysagers	1	50.96	50.96
Bureau Cadre	1	20.81	20.81
Bureau Cadre	1	23.02	23.02
Bureau Cadre	1	22.92	22.92
Bureau Cadre	1	20.80	20.80
CAV	4	3.31	13.24
Toilettes	8	3.80	26.48
Dégagement	1	30.69	30.69
Dégagement	1	39.45	39.45
Dégagement	1	59.68	59.68
Toilettes	2	2.96	5.92
Espace escalier	1	22.91	22.91
Bureau Cadre	1	15.09	15.09
Patio	2	39.80	79.60
Salle d'attente	1	14.80	14.80
Ascenseur	2	28.09	56.18
Secrétariat	1	17.14	17.14
Local Technique	2	1.83	3.66
Secrétariat DG	1	19.79	19.79
Hall	1	32.82	32.82
Hall	1	22.52	22.52
Bureau DG	2	30.90	61.80

Tableau 14 : Bilan de pièces R+2,R+3,R+4

Etage Technique

Désignation des espaces	Nombre	Surface unitaire (m ²)	Surface totale (m ²)
Vide sur Patio	2	39,80	79,60
Ascenseur	2	28,09	28,09
Débarras	2	5,73	11,46
Local technique	2	1,83	3,66
Espace Escalier	1	22,91	22,91

Tableau 15 : Bilan de pièces Etage Technique

**ANNEXE1 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS ET
ESTIMATIONS DES CHARGES**

1/Poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Un poteau de section rectangulaire ou approchante et à forme non allongée en plan de base sera appelé pilier ; un poteau de section circulaire ou approchante sera appelé colonne.

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Il y a deux types des poteaux :

✓ Poteau carré $a=b$

$a \geq h/20$

⇒ $a \geq 350/20$

⇒ $a \geq 17,50$ cm

Prendre une section de 25×25 cm².

✓ Poteau Circulaire :

Conformément au plan architectural les poteaux circulaire ont une section de 60×60 cm².

2/Poutres :

Une poutre est une pièce longue horizontale servant à reprendre des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou au murs sur lesquels elle s'appuie.

Au stade du pré dimensionnement, la hauteur de la poutre est choisie en fonction de sa portée L :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$\Rightarrow 7,20/15 \leq h \leq 7,20 /10$$

$$\Rightarrow 48 \leq h \leq 72$$

Soit **h=50cm**

La largeur peut être déduite de sa hauteur

$$h /5 \leq b \leq h/2$$

$$\Rightarrow 60/5 \leq b \leq 60/2$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 30$$

Soit **b=25 cm**

3/Longrines :

Une longrine est un élément de structure ayant la forme d'une poutre et orientée horizontalement, supportant des forces mécaniques importantes.

Comme pour la poutre, la hauteur de la longrine est déterminée en fonction de sa portée L :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$\Rightarrow 720/15 \leq h \leq 720/10$$

$$\Rightarrow 48 \leq h \leq 72$$

Soit $h=50\text{cm}$ et $b=0,5xh$, d'où $b=25\text{cm}$.

b=25cm

4-Plancher

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

-La facilité de réalisation.

-Diminuer le poids de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.

L'épaisseur du plancher sera déduite :

Resistance au feu :

Dans les régions tropicales le coupe au feu est pris à une heure.

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.

On admet: $e = 16\text{ cm}$ (pour de raison pratique)

Resistance à la flexion :

Dalles reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$

Dalles reposant sur quatre ou trois appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale a : $L_x = 5.02\text{m}$

Donc on a : $10.04 \leq e \leq 12.55$

On prend : $e = 12\text{cm}$

Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :

$e = 16\text{ cm}$

Formule empirique :

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{22.5}$

L: Plus grande portée dans le sens considéré

$e \geq 15$

Conclusion :

$e = \max \{16, 12, 10, 16, 16\}$ (cm)

$e = (16 + 4) \text{ cm}$ $e = 20 \text{ cm}$

5-Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit : $a \geq h_e/22$

h_e = hauteur d'étage (Rez-de-chaussée)

$a \geq 350/22$ $a \geq 15,90$

Nous préconisons des voiles de 20 cm.

5-Dallage:

Le dallage se trouve au sol et comprend toutes les couches de matériaux utilisés. Les dallages ont pour but d'isoler du sol humide et d'obtenir une aire de circulation résistante et plane.

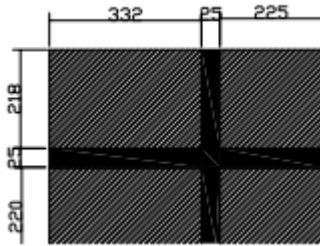
L'épaisseur du dallage est de 10cm.

-

ANNEXE2:DESCENTE DES CHARGES

DESCENTE DES CHARGES SUR LE POTEAU TYPE

La descente de charges sur ce poteau, qui a une plus grande surface de reprise est comparée à la charge calculée par Robot bat sur ce même poteau.



$$S1 = 26,94\text{m}^2$$

$$S2 = 24,39\text{m}^2$$

Charges Permanentes :

Niveau N1 :

Plancher terrasse : $6,13 \times 24,39 \dots\dots\dots 149,51\text{KN}$

Poutre transversale : $4,38 \times 0,25 \times 0,50 \times 25 \dots\dots\dots 13,69\text{KN}$

Poutre longitudinale : $5,57 \times 0,25 \times 0,50 \times 25 \dots\dots\dots 17,41\text{KN}$

Poids propre du Poteau : $25 \times 0,25^2 \times 3,5 \dots\dots\dots 5,47\text{KN}$

Murs : $4,38 \times 3,5 \times 3,38\text{kN/m}^2 \dots\dots\dots 51,81\text{KN}$

$$\underline{\underline{Ng1 = 237,89\text{KN}}}$$

Charge d'exploitation : Q1=2,5kN/m²

Niveau N2 :

Venant de N1 :	237,89KN
Plancher terrasse : 6,13x24,39.....	149,51KN
Poutre longitudinale :5,57 x0,25 x0,50 x25.....	17,41KN
Poutre transversale : 4,38x 0,25x 0,50 x25.....	13, 69KN
Poids propre du Poteau : 25x0, 25 ² x3, 5.....	5,47KN
Murs : 4,38x 3,5x 3,38kN/m ²	51,81KN

Ng2=475,78KN

Charge d'exploitation : Q2=2,5kN/m²

Niveau 3 :

Venant de N2:	475,78KN
Plancher courant : 5,12 x24,39.....	124,88KN
Poutre longitudinale :5,57 x0,25 x0,50 x25.....	17,41KN
Poutre transversale : 4,38 x 0,25x 0,50 x25.....	13,69KN
Poids propre du Poteau : 25x0, 25 ² x3, 5.....	5,47KN
Murs : 4,38x 3,5x 3,38kN/m ²	51,81KN

Ng3=689,04KN

Charge d'exploitation : Q3=2,5kN/m²

Niveau 4 :

Venant de N3:	689,04KN
Plancher courant : 5,12 x24,39.....	124,88KN
Poutre longitudinale :5,57 x0,25 x0,50 x25.....	17,41KN
Poutre transversale : 4,38 x 0,25x 0,50 x25.....	13,69KN
Poids propre du Poteau : 25x0,25 ² x3, 5.....	5,47KN
Murs : 4,38x 3,5x 3,38kN/m ²	51,81KN

Ng4=902,30KN

Charge d'exploitation : Q4=2,5kN/m²

Niveau 5 :

Venant de N4:	902,30KN
Plancher courant : 5,12 x24, 39.....	124,88KN
Poutre longitudinale :5,57 x0, 25 x0,50 x25.....	17,41KN
Poutre transversale : 4,38x 0,25x 0,50 x25.....	13,69KN
Poids propre du Poteau : 25x0, 25 ² x3, 5.....	5,47KN
Murs : 4,38x 3,5x 3,38kN/m ²	51,81KN

Ng5=1115,56KN

Charge d'exploitation : Q5=2,5kN/m²

Niveau 6 :

Venant de N5:	1115,56KN
---------------------	-----------

Plancher courant : 5,12 x24, 39.....	124,88KN
Poutre longitudinale :5,57 x0,25 x0,50 x25.....	17,41KN
Poutre transversale : 4,38x 0,25x 0,50 x25.....	13,69KN
Poids propre du Poteau : 25x0, 25 ² x3, 5.....	5,47KN
Murs : 4,38x 3,5x 3,38kN/m ²	51,81KN

Ng6=1328,82KN

Charge d'exploitation : Q6=2,5kN/m²

Niveau 7 :

Venant de N6:	1328,82KN
Plancher courant : 5,12 x24,39.....	124,88KN
Poutre longitudinale :5,57 x0,25 x0,50 x25.....	17,41KN
Poutre transversale : 4,38x 0,25x 0,50 x25.....	13,69KN
Poids propre du Poteau : 25x0, 25 ² x3, 5.....	5,47KN
Murs : 4,38x 3,5x 3,38kN/m ²	51,81KN

Ng7=1542,08KN

Charge d'exploitation : Q7=2,5kN/m²

Niveau 8 :

Venant de N7 :	1542,08KN
Longrine longitudinale : 5,12 x0, 25 x0, 50 x25.....	17, 41KN
Longrine transversale : 4,38 x 0,25x 0,50 x25.....	13, 69KN

Poids propre du Poteau 4x0.25²x25.....6,25KN

Ng=1579,43KN

Charge d'exploitation : **Q9=2,5kN/m**

CHARGES D'EXPLOITATION

Surface de reprise

S1= 26,94m²

$NQ = S (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)$

$NQ = 26,94 \times (2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5)$

Q=538,8KN

G=1579, 43KN

N	Eléments considérés	Longueur	Largeur	Hauteur	Poids KN/m ²	G	Q
N1	Plancher terrasse					149.51	2.50
	Poutre transversale					13.69	
	Poutre longitudinale			3.50		17.41	
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T1						237.89	2.50
N2	Venant de N1					237.89	2.50
	Plancher terrasse					149.51	
	Poutre longitudinale					17.41	
	Poutre transversale			3.50		13.69	
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T2						475.78	5.00
N3	Venant de N2					475.78	2.50
	Plancher courant					124.88	
	Poutre longitudinale					17.41	
	Poutre transversale			3.50		13.69	
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T3						689.04	7.50
N4	Venant de N3					689.04	2.50
	Plancher courant					124.88	
	Poutre longitudinale					17.41	
	Poutre transversale			3.50		13.69	
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T4						902.30	10.00
N5	Venant de N4					902.30	
	Plancher courant					124.88	

	Poutre longitudinale					17.41	
	Poutre transversale			3.50		13.69	2.50
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T5						1115.56	12.50
N6	Venant de N5					1115.56	
	Plancher courant					124.88	
	Poutre longitudinale					17.41	
	Poutre transversale			3.50		13.69	2.50
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T6						1328.82	15.00
N7	Venant de N6					1328.82	
	Plancher courant					124.88	
	Poutre longitudinale					17.41	
	Poutre transversale			3.50		13.69	2.50
	Poids propre du Poteau					5.47	
	Murs					51.81	
T7						1542.08	17.50
N8	Venant de N7					1542.08	
	Longrine longitudinale					17.41	
	Longrine transversale			3.50		13.69	2.50
	Poids propre du Poteau					6.25	
T8						1579.43	20.00
T						1579.43	538,8

Tableau 16 : récapitulatif de la descente de charges dans la page suivante.

ANNEXE3 : Dimensionnement manuel DES ELEMENTS PORTEURS

Dimensionnement du plancher (16+4)

Hypothèse de calcul

Règlements utilisés Sauf indication contraire, tous les dimensionnements sont menés avec le **BAEL 91 modifié 99** ;

Résistance caractéristique du béton $f_{c28}=25\text{MPa}$;

Limite d'élasticité garantie $f_e=400\text{MPa}$;

Charges permanentes sur le plancher : $G=5,12\text{ kN/m}^2$;

Charges d'exploitation : $Q = 2,5\text{ kN/m}^2$

On suppose **une fissuration préjudiciable**, de ce fait, les calculs seront conduits à l'état limite de service (ELS).

Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ($Q \leq 5\text{KN/m}^2$),

On a un seul type de planchers à corps creux $ht=20\text{cm}$.

16cm : corps creux

4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 60cm et sur

lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

Hauteur du plancher $ht = 20\text{cm}$

Épaisseur de la nervure $h_0 = 4\text{cm}$

Largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$L = 4,22 \text{ m}$$

Largeur des hourdis = 60cm

$$b_1 = \min \{ b_1 \leq (11 - b_0) / 2 ; b_1 \leq L / 10 ; \square \min b_1 \leq 167 / 10 ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \}$$

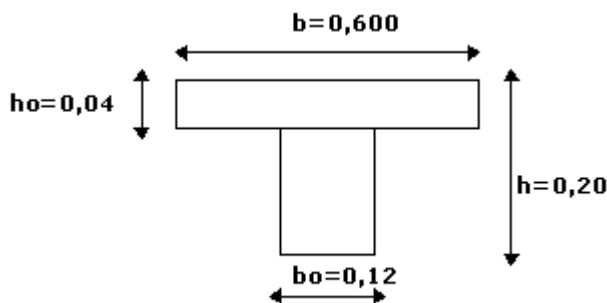
$$b_1 = \min \{ b_1 \leq (60 - 12) / 2 = 24 \text{ cm} ; 56 \text{ cm} ; 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \}$$

On prend: $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$(1) b = 2(24) + 12 = 60 \text{ cm}.$$

Section d'armature

Calcul de la section minimale d'armatures longitudinales dans les poutrelles



- **Charge permanente**

$$g = 5,12 \times 0,6$$

$$g = 3,07 \text{ KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation**

$$q = 2,5 \times 0,6$$

$$q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des sollicitations

➤ **A l'ELU**

$$Q_u = 1,35g + 1,5q$$

$$Q_u = 1,35 \times 3,07 + 1,5 \times 1,5$$

$$Q_u = 6,39 \text{ N/ml}$$

➤ **A'ELS**

$$Q_{ser} = g + q$$

$$Q_{ser} = 3,07 + 1,5$$

$$Q_{ser} = 4,57 \text{ KN /ml}$$

-Calcul des moments isostatiques

➤ **A'ELU**

$$M_u = Q_u x l^2 / 8 \quad M_u = \frac{(q_u l^2)}{8}$$

$$M_u = \frac{(6,39 \times 4,22^2)}{8} =$$

$$M_u = 14,22 \text{ KN/m}$$

➤ **A'ELS**

$$M_{ser} = \frac{(q_{ser} l^2)}{8}$$

$$M_{ser} = \frac{(4,57 \times 4,22^2)}{8} =$$

$$M_{ser} = 10,17 \text{ KN/m}$$

-Calcul des moments fléchissant

$$M_f = \delta_b \times b \times h_0 \times (d - h_0 / 2) \quad \text{avec } \delta_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_f = 14,2 \times 10^3 \times 0,6 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04 / 2)$$

$$M_f = 54,52 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 14,22 \text{ KN.m} < M_f = 54,52 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_f$, nous allons respecter la condition suivante:

- l'axe neutre passe par la table de compression et le calcul de la poutrelle se fait comme une poutre rectangulaire.

-Calcul des moments réduit

$$\mu = M_u / \delta_b \times b_0 \times d^2 \quad \text{avec } M_u = 14,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 14,22 / 14,2 \cdot 10^3 \times 0,18^2 \times 0,6$$

$$\mu = 0,051 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

-Calcul de la section

$$A = 0,8 \alpha b d \delta_b / \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / 1,15 = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}]$$

$$\alpha = 0,075$$

$$A = 0,8 \times 0,075 \times 60 \times 18 \times 14,2 / 348$$

$$A = 2,64 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d x f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 0,6 \times 0,18 \times 2,1 / 400$$

$$A_{\min} \geq 1,30 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min}$ la condition de non fragilité est vérifiée.

Le Choix des armatures

$$A=3HA12=3,39\text{cm}^2$$

Vérification a l'ELS

$$\alpha_u \leq (\gamma-1)/2+0,01f_{c28}$$

Avec $\gamma=Mu/M_{ser}$

$$\gamma=14,22/10,17=1,40$$

$$\gamma=1,39$$

$$\alpha_u \leq (1,39-1)/2+0,01 \times 25=0,44$$

$$\alpha_u = 0,075 < 0,44$$

La condition à la vérification à l'ELS est vérifiée

Vérification des armatures

$$V_u = \frac{(Q_u \times L)}{2}$$

$$V_u = \frac{(6,39 \times 4,22)}{2} = 13,48 \text{KN}$$

$$V_u = 13,48 \text{KN}$$

-Calcul de ζ_u

$$\zeta_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\zeta_u = \frac{13,48 \times 1000}{120 \times 180} =$$

$$\zeta_u = 0,62 \text{MPa}$$

Vérification de ζ_u

$$\zeta_u \leq \zeta_u = \min \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{MPa}\}$$

$$= \min \{0,13 \times 25 ; 5 \text{MPa}\}$$

$$= 3,25 \text{MPa}$$

$\zeta_u = 0,68 \text{MPa} < \zeta_u = 3,2 \text{MPa}$ la condition est vérifiée

-Calcul des armatures transversales Φ_t

$$\Phi_t \leq \min \{ h/35 ; b_0/10 ; \Phi_{l\min} \}$$

$$\Phi_t \leq \min \{ 200/35 ; 120/10 ; 100 \text{mm} \}$$

$\Phi_t \leq 6 \text{mm}$ nous prenons $\Phi_t = 6 \text{mm}$

-Calcul de l'espace S_t

$$S_t \leq 0,8 \times A_t \times \zeta_t / b_0$$

Avec $A_t = a_t \times m_t$ $a_t = \pi d^2 / 4$

$$a_t = 0,28$$

$$m_t = 3$$

$$A_t = 3 \times 0,28 = 0,84 \text{cm}^2$$

$$S_t \leq 0,8 \times 0,84 \times 235 / 0,32 \times 12$$

$S_t \leq 41,12 \text{cm}$ on prend $S_t = 20 \text{cm}$

-Verification

$$S_t \leq S_{t\max} = \min \{ 0,9d ; 40 \text{cm} \}$$

$$= \min \{ 18 \text{cm}; 40 \text{cm} \}$$

$$S_{t\max} = 20 \text{cm} > S_t = 20 \text{cm}$$

Condition vérifiée

-Les armatures de la dalle de compression

Disposition constructive

Choix des armatures : HA6

Espacement : $S_t = 20 \text{cm}$

DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE :

Le panneau le plus défavorable est de **650x425cm²**, les critères de rigidités sont donnés par :

$$\frac{Lx}{40} \ll e \ll \frac{Lx}{35}$$

$$\frac{650}{40} \leq e \leq \frac{650}{35}$$

$$16,25 \leq e \leq 18,57$$

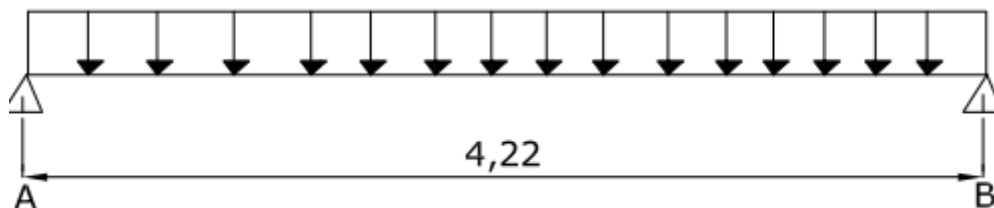
On prend $e = 16\text{cm}$ pour des raisons acoustiques, thermiques, ainsi que la résistance au feu.

D'après ce pré dimensionnement, nous procédons au dimensionnement directement par ROBOT BAT.

DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE :

La Poutre la plus sollicitée est de section **25x50cm²** et de **6,50m** de portée. Elle est isostatique et soumise aux charges et surcharges suivantes :

Schéma statique :



Charge permanente :

Bande de charge : 4,22m.

Poids de la dalle (16+4) : $2,72\text{KN/m}^2 \times 4,22\text{m} \dots\dots\dots 11,47\text{KN/m}$.

Poids propre de la poutre : $25\text{KN/m}^3 \times 0,25\text{m} \times 0,50\text{m} \dots\dots\dots 3,12\text{KN/m}$.

Maçonnerie : $3,38\text{KN/m}^2 \times 3,5 \text{ m} \dots\dots\dots 11,83\text{KN/m}$.

Chape: $0,02 \text{ m} \times 22\text{KN/m}^3 \times 3,5\text{m} \dots\dots\dots 1,54\text{KN/m}$.

D'où la charge totale $G = 27,96 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation est $Q = 2,5\text{KN/m}^2$.

$q = Q \cdot l = 2,5 \times 4,22 = 10,55\text{KN/m}$. **$Q = 10,55\text{KN/m}$**

Combinaison d'action:

- A L' ELU: $P_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 27,96 + 1,5 \times 10,55 = 53,57\text{KN}$.
 $q_u = 53,57 \text{ KN}$.
- A L' ELS : $P_{ser} = G + q = 27,96 + 10,55 = 38,51\text{KN}$.
 $q_{ser} = 38,51\text{KN}$.

Méthode de calcul et Vérification des conditions :

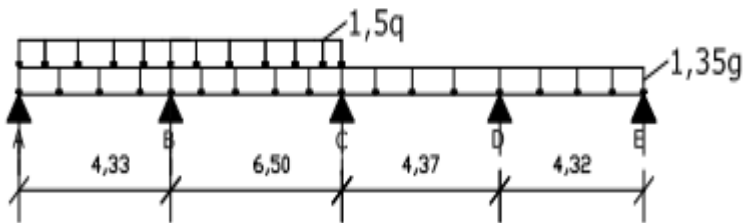
- ✓ $Q/G = 10,55/27,96 = 0,37 < 2 \text{ ok}$.
- ✓ $Q = 2,5\text{KN} < 5\text{KN} \text{ ok}$.
- ✓ Fissuration peu préjudiciable.
- ✓ Rapport des portées successives : $6,50/4,37 = 1,48 \notin [0,8 - 1,25]$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul se fait à la méthode Caquot.

-Calcul des moments maximum en appuis

Nous avons en A, $M_A=0$ et en G, M_E

- **Appui B :**



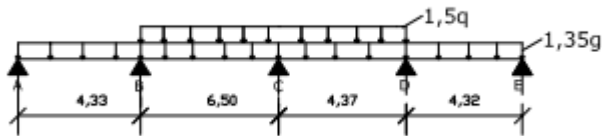
$$M_B = -\frac{(qw l^3 + qe l^3)}{8,5(l+w+l'e)} \text{ avec } qw = 53,57 \text{ KN/m ; } lw = 4,33 \text{ m et } qe = 53,57 \text{ KN/m}$$

$$L'e = 6,5 \times 0,8 = 5,2 \text{ m.}$$

$$\text{AN : } M_B = -\frac{53,57(4,33)^3 + 37,74(5,2)^3}{8,5(4,33 + 5,2)} = -121,19 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\underline{M_B = -121,19 \text{ KN.m}}}$$

- Appui C :



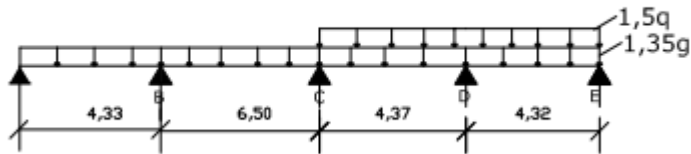
$$M_C = -\frac{(qw'l^3 + qel'e^3)}{8,5(l'w+l'e)}; \text{ avec } qe = 53,57 \text{ KN. } qw=37,74 \text{ Le} = 6,5 \times 0,8 = 5,2\text{m.}$$

$$Le = 4,33\text{m.}$$

$$M_C = -\frac{37,74(4,33)^3 + 53,57(5,2)^3}{8,5(5,2+4,33)} = -133,32 \text{ KN.m.}$$

$$M_{C\max} = -133,32 \text{ KN.m.}$$

- Appui D :



$$M_D = -\frac{(qwl'w^3 + qel'e^3)}{8,5(l'w + l'e)} ; \text{ avec } qw = 37,74. \quad qe = 53,57 \text{ KN. } Le = 4,32\text{m}$$

$$Lw = 4,37 \times 0,8 = 3,49\text{m.}$$

$$M_D = -\frac{37,74(3,49)^3 + 53,57(4,32)^3}{8,5(4,32 + 3,49)} = -89,22\text{KN.m.}$$

$$M_{D\max} = -89,22\text{KN.m.}$$

-Calcul des moments maximum en travée

Calcul des moments en travées :

$$\text{Travées indépendantes : } M_{01} = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{53,57(4,33)^2}{8} = 125,54 \text{ KNm.}$$

$$M_{01} = 125,54 \text{ KNm.}$$

$$M_{02} = \frac{53,57(6,5)^2}{8} = 282,91 \text{ KNm.}$$

$$M_{02} = 282,91\text{KNm.}$$

$$M_{03} = \frac{53,57(4,37)^2}{8} = 127,87\text{KNm}$$

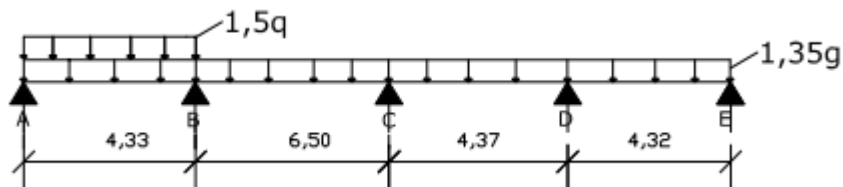
$$M_{03} = 127,87\text{KNm}$$

$$M_{04} = \frac{53,57(4,32)^2}{8} = 124,96 \text{ KNm}$$

$$M_{04} = 124,96 \text{ KNm}$$

Travées de continuités :

- **Travée AB :**



$$M_{tAB} = M_{01} - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} + \frac{(|M_w| - |M_e|)^2}{2ql^2_5} \text{ avec } q_w = 53,57; l_w = 4,33\text{m. Et}$$

$$q_e = 37,74\text{KN} ; l_e = 5,2\text{m.}$$

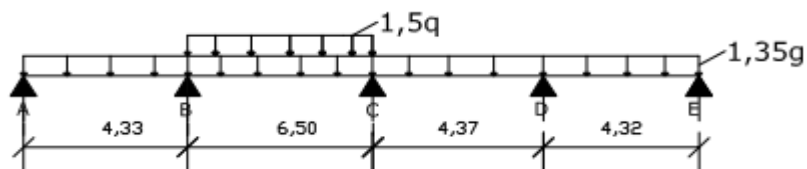
$$M_e = - \frac{53,57(4,33)^3 + 37,74(5,2)^3}{8,5(4,33+5,2)} = -121,49 \text{ KNm.}$$

$$M_e = -121,49 \text{ KNm.}$$

$$M_{tAB} = 125,54 - \frac{0+121,49}{2} + \frac{(0-121,49)^2}{2 \square 53,57 \square (4,33)^2} = 68,5 \text{KNm.}$$

$$M_{tAB} = 68,5 \text{ KNm.}$$

- **Travee BC:**



$$Q_w = 53,57 \text{ KN/m; } l_w = 5,2 \text{m.}$$

$$Q_e = 37,74 \text{KN/m. } l_e = 3,46 \text{m.}$$

$$M_e = -\frac{(q_w l_w^3 + q_e l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{53,57(5,2)^3 + 37,74(3,46)^3}{8,5(5,2 + 3,46)} = -126,18 \text{KNm.}$$

$$M_e = -126,18 \text{ KNm.}$$

$$M_w = -\frac{(q_w l_w^3 + q_e l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)} = -\frac{37,74(4,33)^3 + 53,57(5,2)^3}{8,5(5,2 + 4,33)} = -133,32 \text{KNm}$$

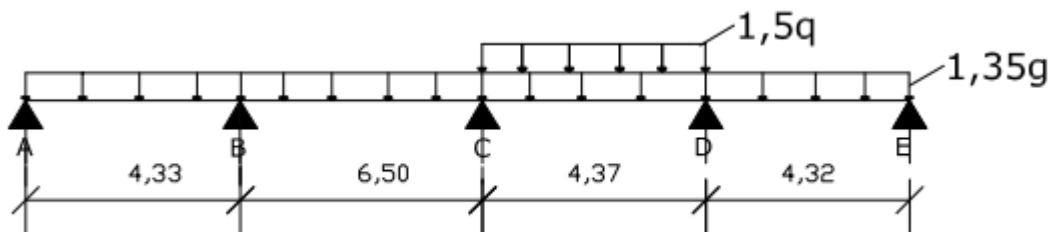
$$M_w = -133,32 \text{KNm.}$$

$$M_{tBC} = M_{02} - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} + \frac{(|M_w| - |M_e|)^2}{2ql^2_5}$$

$$= 282,91 - \frac{133,32 + 126,18}{2} + \frac{(133,32 - 126,18)^2}{2 \times 53,57 \times (6,5)^2} = 153,17 \text{KNm.}$$

$M_{tBC} = 153,17 \text{KNm.}$

- **Travee CD:**



$$Q_w = 1,35G = 37,74 \text{ KN/m; } l_w = 5,2\text{m.}$$

$$Q_e = 53,57 \text{ KN/m. } l_e = 3,49\text{m.}$$

$$M_w = - \frac{(qwl^3_w + qel^3_e)}{8,5(l^3_w + l^3_e)} = - \frac{37,74(5,2)^3 + 53,57(3,49)^3}{8,5(5,2 + 3,49)} = -104,84 \text{KNm.}$$

M_w = -104,84 KNm.

$$M_e = -\frac{(q_w l'w^3 + q_e l'e^3)}{8,5(l'w + l'e)} = -\frac{53,57(3,49)^3 + 37,74(4,32)^3}{8,5(3,49 + 4,32)} = -80,13 \text{ KNm}$$

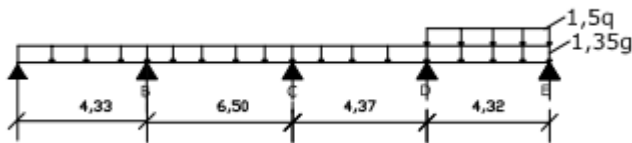
M_e = -80,13 KNm.

$$M_{tCD} = M_{03} - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} + \frac{(|M_w| - |M_e|)^2}{2qul^2_5}$$

$$= 127,87 - \frac{104,84 + 80,13}{2} + \frac{(104,84 - 80,13)^2}{2 \times 53,57 \times (4,32)^2} = 35,40 \text{ KNm.}$$

M_{tCD} = 35,40 KNm.

- **Travee DE:**



$Q_w = 1,35G = 37,74 \text{ KN/m}; l_w = 3,49 \text{ m.}$

$Q_e = 53,57 \text{ KN/m. } l_e = 4,32 \text{ m.}$

$$M_w = -\frac{(q_w l'w^3 + q_e l'e^3)}{8,5(l'w + l'e)} = -\frac{37,74(3,49)^3 + 53,57(4,32)^3}{8,5(3,49 + 4,3)} = -92,66 \text{ KNm.}$$

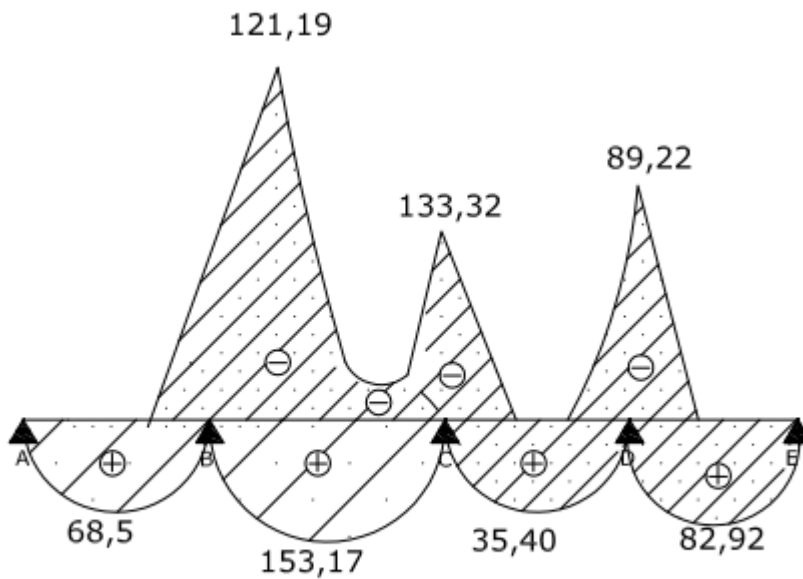
M_w = -92,66 KNm.

$M_e = 0 \text{KNm}$.

$$M_{tDE} = M_{04} - \frac{|M_w| + |M_e|}{2} + \frac{(|M_w| - |M_e|)^2}{2 \times 53,57 \times (4,32)^2}$$
$$= 124,96 - \frac{92,66}{2} + \frac{(92,66)^2}{2 \times 53,57 \times (4,32)^2} = 82,92 \text{KNm}.$$

$M_{tDE} = 82,92 \text{KNm}$.

Diagramme des moments



CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

Travée AB :

$$V_{01} = \frac{ql}{2} = \frac{53,57 \times 4,33}{2} = 115,97 \text{KN}.$$

$$V_{02} = \frac{ql}{2} = \frac{53,57 \times 6,5}{2} = 174,10 \text{ KN.}$$

$$V_{03} = \frac{ql}{2} = \frac{53,57 \times 4,37}{2} = 117,05 \text{ KN.}$$

$$V_{04} = \frac{ql}{2} = \frac{53,57 \times 4,32}{2} = 115,71 \text{ KN.}$$

$$V_{U(w)} = V_{01} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l_1} \text{ or } M_w = 0 \text{ et } M_e = -121,19 \text{ KN.m.}$$

$$V_{U(w)} = 115,97 + \frac{0 - 121,19}{4,33} = 87,98 \text{ KN.}$$

$$V_{U(e)} = -V_{01} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l_1} = -115,97 + \frac{0 - 121,19}{4,33} = -143,95 \text{ KN.}$$

$$V_{U(w)} = \mathbf{89,16 \text{ KN.}}$$

$$V_{U(e)} = \mathbf{-143,95 \text{ KN.}}$$

- Travée BC : $|M_e| = 121,19 \text{ KNm}$; $|M_w| = 133,32 \text{ KNm}$.

$$V_{U(w)} = 174,10 + \frac{121,19 - 133,32}{6,5} = 172,23 \text{ KN.}$$

$$V_{U(w)} = \mathbf{172,23 \text{ KN.}}$$

$$V_{U(e)} = -174,10 + \frac{121,19 - 133,32}{6,5} = -175,96 \text{ KN.}$$

$$V_{U(e)} = \mathbf{-175,96 \text{ KN.}}$$

- Travée CD : avec $|M_w| = 133,32 \text{ KNm}$; $|M_e| = 89,22 \text{ KNm}$

$$V_{U(w)} = 117,05 + \frac{133,32 - 89,22}{4,37} = 127,14 \text{ KN.}$$

$$V_{U(w)} = \mathbf{127,14 \text{ KN.}}$$

$$V_{U(e)} = -117,05 + \frac{133,32 - 89,22}{4,37} = -106,95 \text{ KN.}$$

$$V_{U(e)} = \mathbf{-106,95 \text{ KN.}}$$

- Travée DE : avec $|M_w| = 89,22 \text{ KNm}$; $|M_e| = 0 \text{ KNm}$.

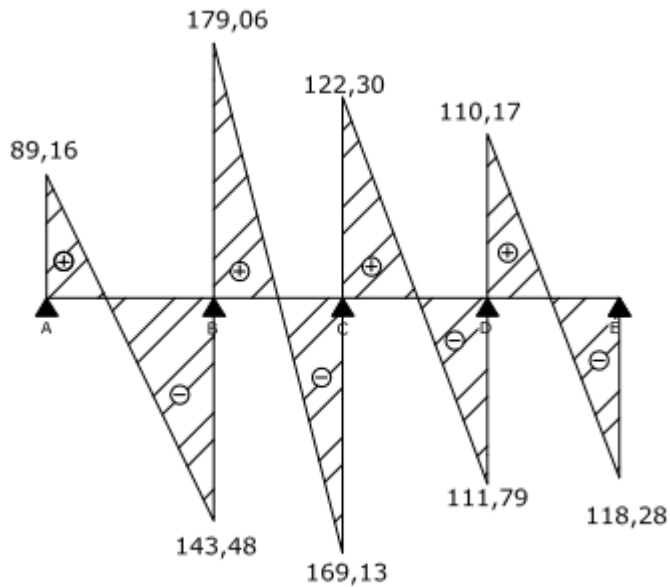
$$V_{U(w)} = 115,71 + \frac{89,22}{4,32} = 136,36 \text{ KN.}$$

$$V_{U(w)} = 136,36\text{KN.}$$

$$V_{U(e)} = -115,71 + \frac{89,22}{4,32} = -95,05\text{KN.}$$

$$V_{U(e)} = -95,05\text{KN}$$

Diagramme des efforts tranchants



De toutes ces valeurs, nous ne retiendront que les sollicitations maximales qui sont :

$$M_{t_{\max}} = 153,17\text{KNm.}$$

$$V_{\max} = 175,96\text{ KN.}$$

Calcul des armatures et Ferrailage de la poutre

Calcul des armatures en travées

Le moment maximal en travée est : $M_{t_{\max}} = 153,17 \text{ KNm}$

. Avec $b=25\text{cm}$; $d=0,9xh=0,9 \times 50=45\text{cm}$

Calcul de μ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b d^2} = \frac{153,17 \times 10^{-3}}{0,25(0,45)^2 \cdot 14,2} = \cdot \quad \mu = 0,213 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

Calcul de α :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,213}) = 0,532 \quad \alpha = 0,532$$

Calcul de la section A:

$$A = \frac{0,8 \alpha b d \sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,532 \times 25 \times 45 \times 14,2}{348} = 19,56 \text{ cm}^2.$$

$$A = 19,56 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d \times f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 45 \times 2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$A = 19,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée

Choix : 6HA14 + 5HA16 = 19,74 cm²

Calcul des armatures aux appuis :

Le moment maximal aux appuis est : **$M_{\max} = 133,32 \text{ KNm}$** .

$$\text{Calcul de } \mu : \quad \mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b d^2} = \frac{133,32 \times 10^{-3}}{0,25(0,45)^2 \cdot 14,2} = 0,185. \quad \mu = 0,185 < \mu_l = 0,392.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad \mu = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,462$$

$$\alpha = 0,462.$$

Calcul de la section d'armatures A :

$$A = \frac{0,8abd\sigma_b}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,462 \times 25 \times 45 \times 14,2}{348} = 16,98 \text{ cm}^2.$$

$$A = 16,98 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures:

$$A = 8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ ou } 9\text{HA}16 = 18,10 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

Calcul de V_u et ζ_u

$$V_u = 175,96 \text{ KN}$$

$$\zeta_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{175,96}{250 \times 450} = 1,56 \square \square \square$$

-Vérification :

$$\zeta_u \leq \zeta_{u\max} = \min(0,13f_c28; 5\text{MPa})$$

$$= \min(3,25\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\zeta_{u\max} = 3,25\text{MPa} > 1,56\text{MPa}$$

-Calcul de ζ_t

$$\zeta_t = \zeta_u - \zeta_b ; \quad \zeta_b = 0,3f_t28 = 0,3 \times 2,1 = 0,63\text{MPa}$$

$$\zeta_t = 1,56 - 0,63 = 0,93\text{MPa}$$

$$\zeta_t = 0,93\text{MPa} > 0,32\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul de diamètre des armatures transversale (Φ_t)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; b/10; \Phi_{l\min}\right)$$

$$\leq \min(14,28\text{mm}; 25\text{mm}; 16\text{mm})$$

$$\zeta_t \leq 14,28\text{mm} \quad \zeta_t = 6\text{mm} \quad a_t = 0,28\text{cm}^2$$

-Calcul de l'espacement a l'appui St

$$St \leq \frac{Atx\zeta_t}{0,4xb} \quad a_t = 0,28\text{cm}^2; \quad a_t = m_t x a_t = 0,28 \times 4 = 1,12\text{cm}^2 \quad k=1$$

$$St \leq \frac{1,12 \times 235}{0,4 \times 25} = 26,32$$

$$St = 20\text{cm}$$

-Verification

$$St < St_{\max} = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$= \min(40,5\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$St < 20\text{cm}$$

$$St < St_{\max} \quad \text{condition vérifiée}$$

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU

Combinaison des actions

$$G = 1579,43\text{KN}$$

$$Q = 538,8\text{KN}$$

$$N_{U1} = (1.35G + 1.5Q)$$

$$= 1,35 \times 1579,43 + 1,5 \times 538,8\text{KN}$$

$$\underline{N_u = 2940,43\text{KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 1579,43 + 538,8\text{KN}$$

$$\underline{N_{ser} = 2118,23\text{KN}}$$

↪ Calcul des armatures du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_o = 0.7 \times 350 = 245 \text{ cm}$$

-calcul de λ et α

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}L_f}{25} = \frac{2\sqrt{3} \times 245}{25}$$

$$\lambda = 33,95 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right] = 0,715$$

$$\alpha = 0,715$$

-Calcul de B_r

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

$$B_r = (0,25 - 0,02)(0,25 - 0,02) = 0,053 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0,053 \text{ m}^2$$

o Armatures longitudinales

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{1.35} \right] \frac{\gamma_s}{F_e}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$A_s \geq \left[\frac{2940.43}{0.715} - \frac{0.053 \times 25}{1.35} \right] \frac{1.15}{400} = 11,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,82\text{cm}^2$$

Choix des armatures : A=8HA14= 12,32cm²

Dispositions constructives minimales

- **Section minimale d'acier**

$$A_{\min} = 8(a+b)/100$$

$$A_{\min} = 4\text{cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$ Condition vérifiée

- **Dispositions constructives**

- **Aciers transversaux Φ_t**

$$\Phi_t > \frac{\Phi_l}{3}$$

$$\Phi_t > \frac{14}{3} = 4,66\text{mm}$$

Nous préconisons $\Phi_t = 6\text{mm}$

- Longueur de recouvrement L_r

$$L_r > 24\Phi_{\max}$$

$$L_r > 24 \times 1,4 = 33,60$$

Nous préconisons $L_r = 40\text{cm}$

- Espacement S_t

$$S_t < \min(15 \Phi_l ; a+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$S_t < \min(21\text{cm} ; 50\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$S_t < 21\text{cm}$$

Nous préconisons $S_t = 20\text{cm}$

DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE SUR LE Poteau Type

$$G = 1579,43 \text{ KN}$$

$$Q = 538,8 \text{ KN}$$

Calcul de Nser :

$$N_{ser} = G + Q = 1579,43 + 538,8$$

Nser=2118,23KN

Calcul de A, B, d, h :

Avec $\sigma_{sol} = 0.3 \text{ MPa}$

$$A \geq V \left(\frac{a N_{ser}}{b \sigma_{sol}} \right)$$

$$A \geq V \left(\frac{25 \times 2118,23 \cdot 10^3}{25 \times 0.3} \right)$$

$$A \geq 2,6 \text{ m}$$

Soit $A = 3 \text{ m}$

Comme le poteau est carré on aura aussi une semelle carrée :

$$A = B = 3 \text{ m}$$

- Hauteur utile minimale

$$(B - b) / 4 \leq d \leq B - b$$

$$(3 - 0.25) / 4 = 0.70 \text{ m}$$

On a : $d = 0.70 \text{ m}$ d'où la hauteur totale $h = d + 0.05$

Alors $h = 0.75 \text{ m}$

Calcul des armatures

Calcul de Nu

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

$$Nu=1,35 \times 1579,43 + 1,5 \times 538,8$$

$$Nu=2940,43 \text{KN}$$

Nappe inférieure

Calcul de Ab

$$A_y = Nu (B - b) / (8\sigma_s) \quad \text{avec } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{MPa}$$

$$A_y = 2940,43 \cdot 103 (3 - 0,25) / (8 \times 348 \times 0,70)$$

$$A_y = 41,49 \text{cm}^2$$

- Choix des sections réelles

$$A_y = \mathbf{14HA20 = 43,98 \text{cm}^2} \quad \text{avec } e=17 \text{cm pour la bonne disposition}$$

Dispositions constructives

$$l_s = (\Phi f_e) / (4\zeta S) \quad \text{avec } \zeta S = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_t \times 28 \quad \Psi_s = 1.5$$
$$= 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 1.08 \text{MPa}$$

$$l_s = (20 \times 400) / (4 \times 1.08)$$

$$l_s = 0.92 \text{m}$$

$$\text{Or } B/4 = 2.6/4 = 0.65 \text{MPa}$$

$$l_s > B/4$$

Hauteur de rive :

$$e \geq \max \{15 \text{cm}; 12\Phi + 6 \text{cm}\}$$

$$e \geq \max \{15 \text{cm} ; 20 \text{cm}\}$$

$$e \geq 20 \text{ cm}$$

$$e=20 \text{cm}$$

Vérification

Charge permanentes

$N_{g'} = N_g + \text{Poids de la semelle}$

Poids de la semelle = $25(3 \times 3 \times 0.70)$

Poids de la semelle = 157.5KN

$N_{g'} = 1579,43 + 157,5$

$N_{g'} = 1736,93\text{KN}$

$N_{ser'} = 1736,93 + 538,8$

$N_{ser'} = 2275,73\text{KN}$

$A \geq V ((a N_{ser}) / (b \sigma_{sol}))$

$A \geq V ((25 \times 2275,73) / (25 \times 0.3))$

$A \geq 2,754\text{m}$

Or $A = 3\text{m} > 2.754\text{m}$ OK!

La condition de rigidité et de non poinçonnement de la semelle est vérifiée.

- Contrôle de la contrainte sur le sol

$\sigma_{sol} = N_{ser} + \text{PP semelle} / \text{aire surface portante} = (2275,73 + 154.5) / 9 = 2,70$

$\sigma_{sol} = 0.3 < \sigma_{adm} = 2,70$ alors la condition est vérifiée

DIMENSIONNEMENT DU VOILE

1.- L'épaisseur (e)

L'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 3,5 - 0,2 = 3,3 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{350}{20} = 17,5 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{e(\max)}$: Hauteur libre du sous sol

Le pré dimensionnement du voile nous préconise une épaisseur de 20 cm.

Ensuite nous aurons :

- Des armatures sont constituées de deux nappes.
- Avec un recouvrement de $40 \varnothing$ pour les renforcements des angles.
- Avec un pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

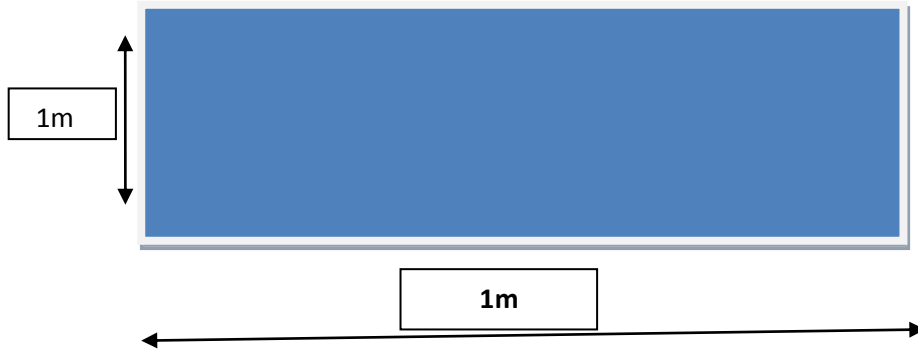


Figure 6 : Dimension du voile

2- Détermination des sollicitations:

- Calcul du moment

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{ser} = \frac{2Ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec } P = \frac{1}{2}h^2(\gamma_d \cdot k_0 + \gamma_w)$$

γ_d : Poids spécifique du remblai = 18 KN/m³.

γ_w : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³.

$k_0 = \text{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = \left[\frac{1 - \text{Sin}\varphi}{1 + \text{Sin}\varphi} \right]$ avec où k_0 : Coefficient de poussée

φ : Angle de frottement les résultats des essais de cisaillement effectués sur les matériaux prélevés entre les profondeurs 3,00 m à 4,50 m et 4,50 m à 5,00 m ont donné comme angle de frottement interne ($\varphi = 13,400^\circ$ et $\varphi = 11,915^\circ$).

Pour des raisons de sécurité nous préconisons un angle de frottement entre 4,50 m à 5,00m de profondeur, c'est qui nous donne $\varphi = 11,915^\circ$. $\rightarrow k_0 = 0,67$

$$P = \frac{1}{2} 3,33^2 (18 \times 0,67 + 10) = 122,31 \text{ KN}$$

$$P = 122,31 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{2 \times 122,31 \times 3,33}{9\sqrt{3}} = 52,25 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort normal

Poids du voile

$$N_1 = \gamma_{\text{béton}} \times 1 \text{ ml} \times h \times e$$

$$N_1 = 25 \text{ KN/m}^3 \times 1 \text{ ml} \times 3,50 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$$

$$N_1 = 17,5 \text{ KN}$$

Poids du plancher intermédiaire

$$N_2 = \text{charge surfacique plancher} \times L_{inf} \times 1 \text{ ml}$$

$$N_2 = 5,12 \text{ KN/m}^2 \times 6,50 \times 1 \text{ ml} = 33,28 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation : Q

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \times 6,50 \times 1 \text{ ml} = 32,50 \text{ KN}$$

$$N = N_1 + N_2 + Q$$

$$N = 17,50 + 33,28 + 32,50 \text{ KN}$$

$$N = 83,28$$

1.4-Calcul de l'excentricité (e)

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{52,25}{83,28} = 0,62 \text{ m}$$

$$e = 0,62 \text{ m} < 4h \Rightarrow \text{Le calcul se fera en flexion composée}$$

$$\text{Pour les aciers de nuances FeE400 avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 267 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$y_{RB} = \frac{\overline{n \cdot \sigma_{bc}} \cdot d}{n \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \Rightarrow y_{RB} = \frac{15 \cdot 15 \cdot 0,9 \cdot 20}{15 \cdot 15 + 267} = 8,23 \text{ cm}$$

$$y_{RB} = 8,23 \text{ cm}$$

3-Calcul des aciers principaux

Moment de béton réduit : M_{RB}

$$M_{RB} = \frac{1}{2} b \cdot y_{RB} \cdot \overline{\sigma_{bc}} \left(d - \frac{y_{RB}}{3} \right) \Rightarrow$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} 1,0 \cdot 0,823 \cdot 15 \left(0,9 \cdot 0,20 - \frac{0,0823}{3} \right) = 0,094 \text{ MN.m}$$

$$M_{RB} = 94,17 \text{ KN.m} > M_{ser} = 52,25 \text{ KN.m}$$

Le béton comprimé seul pour reprendre l'effort de compression ($A_{sc} = 0$).

Calcul simplifié en posant $y_{RB} = y_1$

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma_{st}} \cdot \left(d - \frac{y_1}{3} \right)} = \frac{0,05225}{267 \cdot \left(0,18 - \frac{0,0823}{3} \right)} = 0,000432 \text{ m}^2 / \text{ml} = 4,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures : 10HA10/ml soit 7,85 cm², St = 15 cm

.

1.2.5- Condition de non fragilité

$$\frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq \frac{0,23 f_{ij} \cdot e - 0,45 d}{f_e \cdot e - 0,185 d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot 2,1 \cdot 0,18 \cdot 1}{400} \cdot \frac{0,62 - 0,45 \cdot 0,18}{0,62 - 0,185 \cdot 0,18} = 0,00027 \text{ m}^2 / \text{ml} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4- Armature transversales

$$A_r \geq 0,08 \cdot e_v \quad \text{avec } e_v : \text{épaisseur du voile}$$

$$A_r \geq 0,08.20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres : 8HA8 soit $4,02 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

Pré dimensionnement et Dimensionnement de l'escalier

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

h : varie de 14 cm à 20 cm.

g : varie de 22 cm à 33 cm.

On prend **h=16cm**.

Pour le calcul du giron, nous allons suivre l'étape suivante :

$$2h+g=m, \quad g=m-2h \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ on prend } m=62$$

$$g=62-2 \times 16 \text{ alors } \mathbf{g=30cm}$$

L'Emmarchement :

C'est la longueur utile des marches. Il est noté $E \geq 100 \text{ cm}$

Pour notre cas, nous prenons $E=1,50 \text{ m}$

Le nombre de marche

$$n=H/h \quad n= (350 / 16)=21,87$$

Nous prenons **n=22marches**

✓ **longueur de volée**

$$L_v=(n / 2 - 1)g=(22/2-1)* 30= 300 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_v=300cm}$$

✓ **-la largeur du palier de repos**

$l=1,2$ E=1,2* 1,50 alors

Lp=180cm

-déterminons l'angle α

$\text{tang}\alpha=h/g =16/30=28,07$ **$\alpha=28,07^\circ$**

✓ -largeur de la paille

$\cos\alpha=L_v / L_p$, $L_p=L_v/\cos\alpha$ alors

$L_p= 300/\cos28,07 =339,99$ cm

Lp=339,99cm

✓ épaisseur de la paille

$L_p / 30 \leq e \leq L_p / 20$ alors $339,99 / 30 \leq e \leq 339,99 / 20$

$11,33 \leq e \leq 16,99$

on prend :

e=15cm

Le calcul de l'escalier se fait par bande d'un mètre (1m).

Calcul des efforts :

Pour la pailasse

A l'ELU

$$Pu = 1,35Ng + 1,5Nq$$

$$AN: 1,35 \cdot 6,59 + 1,5 \cdot 2,5$$

$$Pu = 12,64 \text{ KN/m}$$

A l'ELS

$$Pser = Ng + Nq$$

$$AN: 6,59 + 2,5$$

$$Pser = 9,09 \text{ KN/m}$$

Pour le palier de repos

A l'ELU

$$Pu = 1,35Ng + 1,5 Ng$$

$$AN: 1,35 \cdot 5,4 + 1,5 \cdot 2,5$$

$$Pu = 11,04 \text{ KN/m}$$

A l'ELS

$$Pser = Ng + Nq$$

$$AN: 5,4 + 2,5$$

$$Pser = 7,9 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations pour la pailasse :

A l'ELU

$$Mu = \frac{Pu \times l^2}{8}$$

$$= \frac{12,64 \times 3,39^2}{8}$$

$$Mu = 18,15 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$Mser = \frac{Pser \times l^2}{8}$$

$$\frac{9,09 \times 3,39^2}{8}$$

$$Mser = 13,05 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'escalier

Données :

b = 1m ; h = 16cm ; d = 0,9 x h = 0,9 x 16 = 14,40 cm

- Détermination des armatures longitudinales

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$
$$= \frac{18,15 \cdot 10^2}{100 \times 14,40^2 \times 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,061$$

$\mu = 0,061 < \mu_1 = 0,392$ alors pas d'armature comprimée ($A' = 0$)

Calcul de A

$$A = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_b}{\sigma_s} \quad \text{avec } \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,078$$

$$A = \frac{0,8 \times 0,078 \times 100 \times 14,40 \times 14,2}{348} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14,40 \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min}$ condition vérifiée

Choix des armatures :

Nous prenons : **6HA12 = 6,79 cm²**

Détermination de l'espacement :

St= 100 / 8 = 13 cm ; nous prenons 13 cm.

Vérification à l'ELS :

Calcul de y et I ; avec :

$$y = \frac{15 \times (A + A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A + c' \times A')}{7,5}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times (3,66 + 0)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times (14,40 \times 3,66 + 0)}{7,5}} - 1 \right]$$

$$y = 14,01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^2}{3} + 15 \times [A(d - y)^2 + A'(y - c')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 14,01^2}{3} + 15 \times [3,66(14,40 - 14,01)^2 + 0]$$

$$I = 6551,02 \text{ cm}_4$$

Calcul et vérification des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$= \frac{13,05}{6551,02^{-7}}$$

$$K = 19920,56 \text{ KN} / \text{m}^3$$

Calcul et vérification des contraintes

- Pour le béton

$$- \sigma_b = K \times y$$

$$\sigma_b = 19920,56 \times 0,1401$$

$$\sigma_b = 2790,87 \text{ KN} / \text{m}^2 = 2,8 \text{ MPa}$$

Or

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Vérification

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$2,8 < 15 \text{ MPa}$$

Donc, la condition de compression du béton est assurée.

Pour l'acier :

$$\sigma_s = 15K(d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times 19920,56(0,144 - 0,1401)$$

$$\sigma_s = 1165,35$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta \times ft_{28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66; 201,63)$$

Vérification

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow -116,53 < 201,63 \text{ MPa}$$

Donc la condition de traction de l'acier est vérifiée.

Détermination des armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A}{2}$$

$$Ar = \frac{3,66}{2} = 1,83 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Nous prenons : **4HA10 = 3,14 cm²**

Détermination de l'espacement :

$$St = \frac{100}{4} = 25$$

Nous prenons St = 25 cm

- **Détermination de l'armature sur appuis :**

On prévoit forfaitairement des armatures de chapeau de section supérieure à 15% de la section des armatures longitudinales.

$$A_a \geq 0,15 \times A$$

$$A_a \geq 0,15 \times 3,66 = \mathbf{0,55\text{cm}^2}$$

Choix des armatures :

Nous prenons : **4HA8 = 2,01cm²**

Détermination de l'espacement :

$$S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Nous prenons **S_t = 25cm**

Ferraillage à l'ELS :

- **Détermination des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13,05 \cdot 10^2}{100 \times 14,40^2 \times 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,044$$

$\mu = 0,044 < \mu_1 = 0,392$ alors pas d'armature comprimée ($A' = 0$)

Calcul de A

$$A = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_b}{\sigma_s} \quad \text{avec } \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,056$$

$$A = \frac{0,8 \times 0,056 \times 100 \times 14,40 \times 14,2}{348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_t}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14,40 \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min}$ condition vérifiée

Choix des armatures :

Nous prenons : 4HA12 = 4,52 cm²

Détermination de l'espacement :

$$St = 100 / 6 = 17 \text{ cm}$$

Nous prenons St = 25cm

Détermination des armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A}{2}$$

$$Ar = \frac{2,63}{2} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Nous prenons : **4HA10= 3,14 cm²**

Détermination de l'espacement :

$$St = \frac{100}{5} = 20$$

Nous prenons **St= 25 cm**

- **Détermination de l'armature sur appuis :**

On prévoit forfaitairement des armatures de chapeau de section supérieure à 15% de la section des armatures longitudinales.

$$Aa \geq 0,15 \times A$$

$$Aa \geq 0,15 \times 2,63 = \mathbf{0,40cm^2}$$

Choix des armatures :

Nous prenons : **4HA8= 2,01cm²**

Détermination de l'espacement :

$$St = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

Nous prenons **St =25cm**