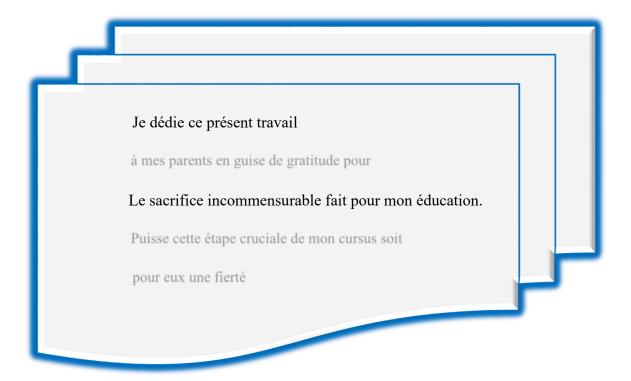
#### **DEDICACE**



#### REMERCIEMENTS

Au terme de notre stage, nous ne saurons terminer notre rédaction sans véhiculer quelques mots pour témoigner notre gratitude. Ces mots, ils vont droit à toutes ces personnes qui nous ont suivi de près ou de loin pour un bon résultat final de ma formation. Ce sont :

- ❖ Monsieur Ismaël TOURE, Directeur Général de l'ESUP Jeunesse pour nous avoir accueilli au sein de son établissement connu pour ses formations de qualité,
- ❖ Monsieur Seydou SAKANDE enseignant au sein de notre institut, qui malgré ses journées chargées n'a cessé de nous donner des coups de pouce tout au long de la rédaction du présent rapport,
- ❖ Le personnel administratif et les enseignants de l'Ecole Supérieur Polytechnique de la Jeunesse diverses pour cette formation hors du communs que nous avons reçu tout au long de ce cycle,
- ❖ Monsieur SABA Elie, gérant de l'entreprise Art Consulting qui nous a fait l'honneur de nous accueillir au sein de ladite entreprise dans de bonnes conditions d'apprentissage et de travail,
- ❖ Monsieur Alphonse TIENDREBEOGO, tâcheron au sein de l'entreprise avec qui nous avons pas mal appris sur le terrain,
- ❖ Le personnel de l'entreprise Art Consulting pour l'accueille et la vie d'équipe durant cette période de stage,
  - Le président et les membres du jury qui conduiront cette soutenance,
- Nos camarades ainsi que toutes personnes ayant contribué à un bon achèvement de ce travail.

#### SIGLES ET ABBREVIATIONS

**BAEL** : Béton Armé aux États Limites

Amin : Section d'armature minimale

**Br** : Section réduite du poteau

**BTP** : Bâtiments et Travaux Publics

Cm<sup>2</sup> : Centimètre carré

**D** : Distance utile

DaN : Décanewton

**DTU** : Documents Techniques Unifiés

**ESUP-J** : École Supérieure Polytechnique de la Jeunesse

**ELS** : État Limite de Service

**ELU** : État Limite Ultime

Fe : Nuance d'acier garantie par le fabriquant

**Fbu** : Résistance de calcul de béton

Fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

**FP**: Fissuration Préjudiciable

**FPP** : Fissuration Peu Préjudiciable

Ft<sub>28</sub> : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours

**G** : Charges permanentes

**HA** : Haute adhérence

Ht : Hauteur

**KN** : Kilonewton

Lf : Longueur de flambement

LNBTP : Laboratoire National du Bâtiment et de Travaux Publics

m<sup>2</sup> : Mètre carré

Ml : Mètre linéaire

**Mpa** : Méga Pascal

Mu : Moment à l'ELU

Nu : Effort normal à l'ELU

NB : Nota Béné

P : Périmètre

**PH** : Plancher haut

**Q** : Charges d'exploitations

**R+1** : Premier étage

**RDC** : Rez de Chaussée

S : Surface

St : Espacement

 $au_u$  : Contrainte de cisaillement

 $\mu_u$  : Moment ultime réduit

**Vu** : Effort tranchant à l'ELU

 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

**Z** : Bras de levier

 $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

 $\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton

 $\sigma_{st}$  : Contrainte admissible de l'acier

α : Paramètre de déformation

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée

 $\Phi_t$  : Diamètre transversal

 $\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges

**H** : Hauteur de la poutre ou d'une fondation

**Mser** : Moment fléchissant de calcul de service

Mt : Moment en travée

**Mu** : Moment fléchissant de calcul ultime

#### TABLE DES MATIERES

DEDICACE
REMERCIEMENTS i
SIGLES ET ABBREVIATIONSii
TABLES DE MATIERES
LISTE DES TABLEAUX
LISTE DES FIGURESxi
RESUMExii
ABSTRACTxiv
INTRODUCTION GENERALE
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET SUIVIE DE L'ENONCIATION DES HYPOTHESES DE CALCULS <b>Erreur! Signet no</b> i
défini.
I) Présentation de la structure d'accueil
1) Situation géographique
2) Domaines d'intervention
3) Localisation
4) Organigramme
II) PRESENTATION DU PROJET
1) Contexte et objectif de l'étude
1.1) Contexte de l'étude
1.2) Objectif de l'étude
1.3) Situation géographique
III) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE
1) Description architecturale
2) Description structurale
IV) HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

	1) Règlement et normes	5
	2) Les matériaux et dispositions constructives	5
	2 .1) Les matériaux	5
	3) Notion et principe commun à l'ELU et à L'ELS	9
	3.1) Notion d'état limite	9
	3.2) Principes communs à l'ELU et à l'ELS	. 10
	4) Les charges	. 10
	4.1) Les charges permanentes	. 10
	4.2) Les charges d'exploitation	. 11
	5) Descentes de charge	. 11
	APITRE II : ETUDE DE QUELQUES ELEMENTS PORTEURS DE LA STRUCTU	
		. 12
I.	DESCENTE DE CHARGES	. 12
	I.1 Principe de la descente de charge	. 12
	I.2 Les actions	. 12
	I.2.1 Les actions permanentes (G)	. 13
	I.2.2 Les actions variables	. 13
	I.2.2.1 Charges d'exploitation (Q)	. 13
	I.2.2.2 Autres charges variables	. 13
	I.2.3 Les combinaisons d'actions	. 13
	I.3 Evaluation des charges surfaciques sur le plancher	. 14
	I.3.1 Plancher à corps creux	. 16
	I.3.1.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux	. 16
	I.3.1.2 Descente de charge du plancher à corps creux	. 19
	I.3.1.3 Dimensionnement du plancher à corps creux	. 19
11	LES POUTRES	21

II.1. Les poutres isostatiques de l'axe 4	22
II.1.1. Pré dimensionnement des poutres isostatiques	22
II.1.2 Descente de charge de la poutre isostatique	23
II.1.3 Dimensionnement des poutres isostatiques	25
Pré dimensionnement des poutres hyperstatiques	28
Descente de charge de la poutre hyperstatique	29
III. LES POTEAUX	42
III.1. Pré dimensionnement des poteaux	42
III.2. Descente de charge sur poteaux	43
III.3. Dimensionnement du poteau P1	45
IV. ETUDE DE LA SEMELLE	47
IV.1. Descente de charge sur les semelles	47
IV.1. Pré dimensionnement de la semelle	47
IV.3. Dimensionnement de la semelle isolée	48
V.1. Pré dimensionnement de l'escalier	49
V.2. Descente de charge de l'escalier	51
V.2.1. Descente de charge sur le palier	51
V.2.2. Descente de charge sur la paillasse	52
V.3. Dimensionnement de l'escalier	53
CHAPITRE III : ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	56
I. IMPACTS NEGATIFS	56
I.1 Sur le milieu biophysique	56
I.2. Sur le milieu social	57
II. IMPACTS POSITIFS	57
II.1. Sur le milieu biophysique	57
III. Mesures d'atténuation	58

CHAPITRE IV : SUIVI ET EXECUTION DES TRAVAUX	59
I. MATERIAUX ET MATERIELS UTILISES	59
I.1 Les matériaux de constructions utilisés	59
I.1.1. Le ciment	59
I.1.2. Les granulats	59
I.1.3. L'eau de gâchage	60
I.1.4. Les adjuvants	60
I.1.6. Le béton armé	61
II. LES MATERIELS UTILISES	61
II.1. La bétonnière	61
II.2. Les brouettes	62
II.3. Le vibreur	62
II.4. Le coffrage	62
II.5. Le matériel de sécurité dans le chantier	63
II.5.1. Equipements de protections	63
III. SUIVI DE L'EXECUTION DES TRAVAUX	64
III.1. Etat des lieux	64
III.2. Les semelles isolées	64
III.2.1. Le ferraillage	64
III.2.2. Le coffrage	65
III.3. Le suivi de la réalisation du poteau	66
III.3.1. Mise en place des armatures	66
III.3.2. Coffrage des poteaux	66
III.3.3. Le bétonnage	67
III.3.4. Décoffrage du poteau	67
III.4. Les poutres	67

III.4.1. Le ferraillage	68
III.4.2. Le coffrage	68
III.5 Acquis, observations et suggestions	69
III.5.1 Les acquis	69
III.5.2. Les observations	69
III.5.3. Les suggestions	70
CONCLUSION	71
BIBLIOGRAPHIE	73
ANNEXES	74
LISTE DE ANNEXES	74

#### LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Description architecturale	4
Tableau 2: Densité des matériaux	15
Tableau 3: Charges surfaciques appliquées au plancher terrasse	15
Tableau 4: Chargement des planchers courants	16
Tableau 5: Récapitulatif du plancher à corps creux	17
Tableau 6: Descente de charge du plancher à corps creux	19
Tableau 7: Descente de charge de la poutre isostatique	24
Tableau 8: Récapitulatif des dimensions de la poutre hyperstatique	29
Tableau 9: descente de charge de la poutre hyperstatique sur la travée 1	29
Tableau 10: descente de charge de la poutre hyperstatique sur la travée 2	30
Tableau 11: Les moments sur appuis	32
Tableau 12: Les moments isostatiques et les moments en travées	32
Tableau 13: Les charges linéaires Pu	33
Tableau 14: Les moments sur appui	33
Tableau 15: Les moments isostatiques et les moments en travées	34
Tableau 16: Les charges linéaires Pu	34
Tableau 17: Les moments sur appui	35
Tableau 18: Les moments isostatique et les moments en travées	35
Tableau 19: Dimensionnement des efforts tranchants	356
Tableau 20: Récapitulatif des différents efforts tranchants	36
Tableau 21: Récapitulatif des différents moments sur appui	37
Tableau 22: Récapitulatif des différents moments en travées	37
Tableau 23: Récapitulatif des sections d'armature sur appui et les sections d'armature en	
travées	41
Tableau 24: Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P1	43

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

Tableau 25: Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau RDC	44
Tableau 26: Le récapitulatif des éléments de l'escalier	51
Tableau 27: La descente de charge sur le palier	.52
Tableau 28: Descente de charge sur la paillasse	52
Tableau 29: Récapitulatif des charges appliquées sur l'escalier	53

#### LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme.	3
Figure 2: Plancher à corps creux	18
Figure 3: Schéma d'une nervure	18
Figure 4: Désignation de la poutre isostatique étudiée	23
Figure 5: Schéma statique de la poutre isostatique	25
Figure 6: Schéma statique de la poutre hyperstatique	30
Figure 7. Surface d'influence du poteau.	42
Figure 8: Présentation des différents éléments d'un escalier	49
Figure 9: Coffrage	69

#### **RESUME**

Ce présent rapport présenté est une étude structurale et suivi d'un bâtiment R+1 à usage d'habitation situé à Rayongo.

Cette étude a été effectuée en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle de la licence en génie civil option Bâtiment et Travaux Publics (BTP).

La structure du bâtiment en béton armé est basée sur le respect des règles du BAEL 91 modifié 99, DTU13.12 et les normes françaises NF P06-004, NF P06-001.

L'objectif principal de cette étude est de faire le dimensionnement des éléments porteurs et suivre l'exécution de notre ouvrage.

Pour cette étude nous avons décidé de dimensionner les éléments porteurs suivants : le plancher à corps creux, les poutres, le poteau le plus chargé et la semelle située en dessous du poteau le plus chargé et l'escalier.

A l'issue de ce dimensionnement les résultats suivants ont été obtenus :

- ❖ Un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur de type 16+4 avec une section d'armature
- ❖ Des poutres de dimensions 20×40 cm²;
- ❖ Des poteaux de 20×20 cm²
- ❖ Les semelles de145× 145 cm²
- ❖ Un escalier ayant pour giron 30cm et une hauteur de contremarche de 16 cm

**Mots clés :** Prédimensionnement, dimensionnement, plancher, poutre, poteau, semelle isolée, escalier.

#### **ABSTRACT**

This report presented is a structural study and monitoring elements of a building R+1 for residential use located in Rayongo.

This study was carried out in order to obtain the diploma of end of cycle of the licence in civil engineering option Building and Public works (BTP).

The structure of the building in reinforced concrete is based on the respect of the rules of BAEL 91 modified 99, DTU13.12 and the French standards NF P06-004, NF P06-001.

The main objective of this study is to make the dimensioning of the promising elements and follow the execution of our work.

For this study we decided to design the following load-bearing elements: the hollow body floor, the beams, the most loaded column and the footing located below the most loaded column and staircase.

At the end of this design, the following results were obtained:

- ❖ A hollow body floor of 20 cm thickness type 16+4 with a reinforcement section
- ♦ Beams of dimensions 20×40 cm<sup>2</sup>.
- Posts of  $20 \times 20$  cm<sup>2</sup>.
- ❖ Footings of 145×145 cm².
- ❖ A staircase with a tread of 30 cm and a riser height of 16 cm

**Key words:** Predimensioning, dimensioning, floor, beam, column, insulated footing, staircase.

#### INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine d'activité qui connait une évolution fulgurante au Burkina Faso. En effet comme le développement du pays passe par l'aménagement du territoire, un accent particulier est mis sur le développement des infrastructures. Cependant, si ériger un ouvrage est primordiale, le faire dans les règles de l'art est plus qu'une priorité sans quoi ce dernier est amené à se dégrader. De ce fait, une structure doit être bien conçue et étudiée sur le plan structural. C'est dans ce sens que pour la rédaction de notre rapport de fin cycle nous avons décidé de murir notre réflexion sur la thématique suivante : « Etude structural et suivi d'un bâtiment R+1 à usage d'habitation a Rayongo ».

En plus l'objectif premier d'une entreprise de construction étant de faire des bénéfices, cet objectif ne peut être atteint sans qu'un travail avisé ne soit mené.

C'est dans cet optique que nous avons organisé le présent travail autour de quatre (04) grands chapitres dont le premier concerne la présentation de la structure d'accueil et du projet suivie de l'énonciation des hypothèses de calculs, le second chapitre concerne l'étude de quelques éléments porteurs de la structure, le troisième chapitre consiste à faire une étude d'impact environnementale et social et enfin le dernier chapitre est destiné aux suivis de l'exécution des travaux.

# CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET SUIVIE DE L'ENONCIATION DES HYPOTHESES DE CALCULS

L'essor du domaine de la construction est en partie lié à l'amélioration des études techniques. Ces études techniques sont en relation direct avec les hypothèses de calculs et de la nature des projets. En effet l'étude technique est très cruciale dans la construction d'un ouvrage et pour le faire des hypothèses sont à considérer.

En plus de cela nous ne pouvons dans notre rapport aborder l'étude structural sans préalablement présenter notre structure d'accueil et le projet dont il est question. Ainsi dans la suite de notre travail, nous présenterons notre structure d'accueil suivie de celle du projet faisant l'objet de notre étude et nous terminerons par l'énonciation des hypothèses de calculs utilisées et par le dimensionnement de quelques éléments porteur de la structure de notre bâtiment.

#### I) Présentation de la structure d'accueil

#### 1) Situation géographique

L'Entreprise Art Consulting est une entreprise œuvrant dans la construction de tout ouvrage de génie civil et rural. L'entreprise étant de type Sarl a été créée en 2019 et a pour missions d'ériger des bâtiments de standing divers et la réalisation des travaux publics.

#### 2) Domaines d'intervention

Art Consulting intervient dans plusieurs domaines du génie civil. Ces domaines sont les suivant :

- la construction et la réhabilitation des bâtiments ;
- la réalisation des aires aménagé;
- la réalisation des ouvrages d'arts ;
- la construction métallique ;

#### 3) Localisation

Art Consulting est située à Ouagadougou précisément dans la zone de pissy non loin de l'agence ONEA de Pissy.

#### 4) Organigramme

L'entreprise est structurée est structurée ainsi :

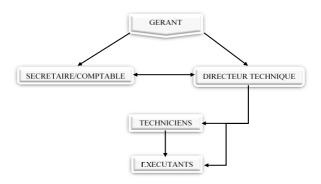


Figure 1: Organigramme.

#### II) PRESENTATION DU PROJET

#### 1) Contexte et objectif de l'étude

#### 1.1) Contexte de l'étude

Ce projet a été réalisé dans le dessein de répondre à un besoin du maitre d'ouvrage madame NACRO. Un besoin qui est de s'offrir un duplex à usage d'habitation dans la ville de Ouagadougou précisément dans la zone de Rayongo.

C'est dans ce sens que ce projet de construction a été confié à Art Consulting au regard de la qualité de ses diverse service rendus au Burkina Faso.

Pour que ce projet soit une réussite de plus pour notre structure d'accueil, elle doit :

- respecter les normes et règles pour une sécurité assurée
- ériger un ouvrage offrant un confort intérieur et facilement exploitable
- réaliser un ouvrage de qualité à un coût raisonnable.

#### 1.2) Objectif de l'étude

L'objectif générale de notre étude est de faire le dimensionnement des éléments porteurs et suivre l'exécution de notre ouvrage.

#### 1.3) Situation géographique

Le projet faisant objet de notre étude est un bâtiment R+1 à usage d'habitation. Ce bâtiment sera érigé dans la ville de Ouagadougou précisément à Rayongo.

#### III) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

#### 1) Description architecturale

L'ouvrage dont les plans architecturaux sont recelés en annexe est composé des pièces énumérées dans le tableau ci-dessous.

Niveau R+1 Superficies (m2) No Désignations Terrasse 1 10,18 Séjour/ Bureau 2 16,05 3 Balcon 6,10 Chambre1 4 14,55 5 SAE 3.75

**Tableau 1: Description architecturale** 

#### 2) Description structurale

Du point de vue structural le bâtiment est constitué de plusieurs éléments ayant des rôles bien définis :

- le plancher : Il peut être à corps creux ou plein ; il joue un rôle d'isolation acoustique et de séparation entre deux niveaux d'un bâtiment. Il est également destiné à recevoir les charges d'exploitations pour ensuite les transférer aux poutres.
- les poutres : ce sont des éléments porteurs horizontaux destinés à recevoir les charges émanant du plancher pour ensuite les véhiculer aux poteaux.

- les poteaux : ce sont des structures porteuses verticales sur lesquelles se concentrent de façon ponctuelle les charges émanant de la superstructure. Ces charges sont destinées à être transmises aux semelles.
- les semelles : ce sont des éléments en infrastructure destinés à reprendre les charges émanant des poteaux et à les transmettre aux sols support.
- l'escalier : c'est une structure constituée de marche, de palier et de paillasse assurant la communication entre les deux niveaux divers du bâtiment.
- les murs : ce sont des structures constituées de briques ou de parpaings maçonnés destinées à séparer les différentes pièces d'un bâtiment.
- la charpente : c'est un assemblage de bois ou de métal destiné à couvrir un bâtiment assurant ainsi sa mise hors eaux. Elle doit être étanche.

# IV) HYPOTHESES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

#### 1) Règlement et normes

La construction d'un bâtiment requiert le respect d'un certain nombre de règlements et de normes ; ces règlements et normes ont pour finalités de permettre la réalisation d'un ouvrage stable, durable et économique. Il permet de façon concise d'ériger un ouvrage de qualité. Pour notre bâtiment la technique de conception et les calculs des ouvrages en béton armé seront faites suivant les règles du BAEL91 modifié 99 et le Document Techniques Unifié (DTU) : NFP06-004 et NFP06-004 qui sont relatives aux charges permanentes et celles d'exploitations.

#### 2) Les matériaux et dispositions constructives

#### 2.1) Les matériaux

#### • Le béton

Le béton est un matériau de construction émanant d'un mélange de liant (ciment, chaux), d'agrégats (sable, gravier), d'eau et éventuellement de produit d'addition (adjuvant) à des proportions bien calculées et ajoutés pour des fins bien précis. C'est un matériau très résistant aux forces de compressions mais faiblement résistant à celles de tractions. D'où la nécessité

de le combiner avec de l'acier pour obtenir un béton armé qui possède une bonne résistance aux forces de compressions ainsi que celles de tractions. Son poids volumique est de 25 kN/m<sup>3</sup>. Les calculs sont faits sur la base **BAEL 91 modifié 99.** 

Le liant hydraulique qui sera utilisé pour nos travaux est le ciment et précisément du CPA45.

Le dosage sera de 350 kg/m<sup>3</sup> pour toutes les structures porteuses.

Les caractéristiques du béton seront les suivants :

• La résistance caractéristique à la compression pour 28 jours d'âges : Fc28=20Mpa la résistance caractéristique a la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj est données par la relation suivante :

$$F_{ti}=0,6+0,06f_{ci}$$

Les contraintes limites :

• La contrainte limites à la compression à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * fc28}{vbc}$$

On a : yb = Coefficient de sécurité pour le béton et sa valeur est de 1,5 pour les cas généraux.

Θ=1 pour une durée d'application t>24h

$$\Box$$
  $\sigma_{bc}$ =11,33 Mpa

- Contrainte limite de cisaillement :
- Pour une fissuration peu préjudiciable on a :

$$\tau_u\!\!\le\!min\,[\frac{0,20*fc28}{1,5};\,5MPa] => \tau_u\!\!=\!\!2,\!66Mpa$$

- Pour une fissuration préjudiciable on a :

- Contrainte de service à la compression

$$\sigma_{bc}=0,6fc28$$

$$\Rightarrow$$
  $\sigma_{bc}=12Mpa$ 

#### • La fissuration

Quant à la fissuration, elle peut être peu préjudiciable pour les éléments des superstructures et préjudiciable pour les éléments en infrastructures. On a :

- le coefficient de scellement :  $\psi = 1,5$
- le coefficient de fissuration :  $\eta=1,6$ .

#### \* L'Acier

L'acier est un matériau émanant de l'alliage de fer et carbone en faible proportion. C'est un matériau très résistant en traction mais faiblement résistant en compression. Ceux les plus utilisés pour le matériau Béton armé sont :

- L'acier à haute adhérence (HA) qui est la plus utilisé avec les limites d'élasticités suivantes : Fe=400Mpa et Fe=500Mpa.Dans notre cas le choix s'est porte sur le Fe=400Mpa en raison de sa disponibilité sur la marche burkinabé □ Les Ronds lisse
- Les Treillis soudé L'acier possède :
- Module d'élasticité :

Il est noté (Es), Es = 200 000Mpa

• Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU:

$$\sigma_{st} \!\!=\!\! \frac{fe}{\gamma s} \qquad \sigma st = \!\!\! \frac{400}{1,\!15} \!\!\!=\!\! 347,\!82Mpa$$

#### Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS

Il est impératif de limiter les risques de corrosion des armatures en réduisant les contraintes des armatures tendues sous l'action des sollicitations de services.

D'après le BAEL 91, on distingue :

- Fissuration peu préjudiciables (FPP) BAEL Art 4-5-32 :  $\sigma_{st} \le fe$
- Fissuration préjudiciables (FP) BAEL Art 4-5-33 :

 $\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3}*fe \text{ ; max } (0.5*fe \text{ ; } 110\sqrt{(\eta.ftj)})\right] \text{ (Mpa) avec } \eta=1.6 \text{ pour les barres HA}$  $\phi \geq 6 \text{mm (coefficient de fissuration)}$ 

 $\sigma_{st} = min [266,67 \text{ Mpa} ; max (200 \text{ Mpa} ; 186,68 \text{ MPa}] \Rightarrow \sigma st = 200 \text{ Mpa}$ 

• Fissuration préjudiciables (FP) BAEL Art 4-5-33 :

$$\sigma_{st} = 0$$
,8 min  $[\frac{2}{3}*fe ; max (0,5*fe ; 110 \sqrt{(\eta.ftj)})]$  (Mpa)

#### **Protection de l'acier :**

Dans le but d'avoir du béton armé répondant aux normes, il est alors capital de protéger les armatures des agents agressifs. On doit ainsi :

• Respecter l'enrobage : L'enrobage est cette distance qui sépare la surface du béton à l'armature la plus proche (cadre, étriers, épingles.)

Pour notre projet l'enrobage était de 2,5 cm en superstructure et 5 cm en fondation.

#### $\square$ Le sol de fondation :

Les structures de fondation d'un bâtiment varient suivant la capacité portante du sol sur laquelle il sera implanté. Il est fortement recommandé de mener une étude géotechnique dans l'optique de déterminer la contrainte admissible du sol, la profondeur d'ancrage des semelles et la nature des fondations.

Dans le cadre de notre projet ces études ont été effectuées par le Lnbtp ; ce qui nous a permis de connaître :

- la contrainte admissible de notre sols support qui est  $\sigma_{sol}$ =0,15 Mpa
- le type de fondation : Des fondations superficielles sur semelle isolée
- la profondeur d'ancrage des semelles : D=1m par rapport au Terrain Naturel.

#### 3) Notion et principe commun à l'ELU et à L'ELS

#### 3.1) Notion d'état limite

Les états limites sont des états pour lesquels des conditions exigées d'une construction sont satisfaites et cesseraient de l'être en cas de modification défavorable.

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter pendant toute sa durée de vie des sécurités suffisantes vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments (effondrement de tout ou d'une partie du bâtiment),
- d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, le confort des usagers.

Le BAEL distingue deux catégories d'états limites :

Les états limites ultimes (ELU) qui correspondent à la ruine de l'ouvrage ou d'une partie de l'ouvrage. Ce sont :

- Etat limite ultime d'équilibre statique : renversement d'un mur de Soutènement
- Etat limite ultime de résistance
- Etat limite ultime de stabilité de forme : Flambement

Les états limites de service (ELS) au-delà desquels les conditions d'exploitation normale ou de durabilité de l'ouvrage ne sont plus satisfaites :

- Etat limite de résistance à la compression du béton,
- Etat limite de déformation.
- Etat limite d'ouverture des fissures

3.2) Principes communs à l'ELU et à l'ELS

Ce principe commun consiste à faire tout d'abord le calcul des armatures à l'ELU et

à les vérifier à l'ELS pour tous les éléments porteurs. Pour ce qui concerne les fondations

le calcul des armatures sera fait à l'ELS conformément aux règles du BAEL91.

Les hypothèses suivantes sont admises :

Les sections droites restent planes après déformation. Cette hypothèse est celle de Navier

Bernoulli.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Par conséquent les

armatures subissent les mêmes déformations que le béton l'entourant.

Les bétons tendus sont négligeables dans les calculs.

La conséquence de cette hypothèse est que les contraintes de traction sont uniquement

équilibrées par les armatures longitudinales.

Combinaison d'action :

- A l'ELU : Pu = 1,35G + 1,5Q

- A l'ELS : Pser = G + Q

4) Les charges

Les charges sont des forces ou couples de forces directement appliquées à la construction.

Elles peuvent être classées en charges permanentes d'intensité constante ou légèrement variable

et en charges d'exploitations dont l'intensité varie de façon récurrente et permanente dans le

temps.

4.1) Les charges permanentes

Notées G, ces charges sont relatives aux poids volumiques des matériaux mis en œuvre et

des dimensions de l'ouvrages. La norme NF P 06-004 précise les poids volumiques des divers

matériaux de construction.

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

10

#### 4.2) Les charges d'exploitation

Les charges d'exploitations notées **Q** adoptées pour notre bâtiment varient selon la nature des locaux et l'usage auquel ils sont destinés. Ce choix est effectué conformément aux normes **NF P 06-001**.

#### 5) Descentes de charge

La descente de charges est la règle de distribution des charges sur les différents éléments porteurs qui composent la structure d'un bâtiment à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les semelles isolées. Ces charges sont les charges permanentes et des charges d'exploitations. Mais certaines charges peuvent entrer en jeu en fonction des situations. Ce sont les charges climatiques liées au vent, la pluie ou la neige et les charges accidentelles. Ces charges sont très peu maitrisables car difficile à évaluer.

Pour faire une descente de charge il faut connaitre au préalable :

- les charges : permanentes ou exploitations
- la surface d'influence des poteaux
- la largeur d'influence des poutres

Dans ce chapitre, nous avons fait la présentation de notre structure d'accueil. Cela est suivie par l'énonciation des hypothèses indispensables pour un dimensionnement réussis. En effet les hypothèses énumérées nous permettront de poursuivre l'une des étapes déterminantes de notre étude structurale.

### CHAPITRE II : ETUDE DE QUELQUES ELEMENTS PORTEURS DE LA STRUCTURE

L'étude des différents éléments porteurs du bâtiment est très capitale car elle permet de définir leurs caractéristiques pour assurer la résistance de l'ouvrage à différents cas de chargement. Pour chaque élément de notre structure concerné, nous allons d'abord faire le prédimensionnement, ensuite une descente de charges et enfin le dimensionnement de l'élément proprement dit.

#### I. DESCENTE DE CHARGES

#### I.1 Principe de la descente de charge

La descente de charge est l'opération qui consiste à étudier le transfert des charges dans la structure pour connaître la répartition et le cheminement des charges sur l'ensemble des éléments porteurs. Toute structure étant soumis à des charges gravitationnelles, ce cheminement se fait du niveau le plus haut vers le bas, des planchers vers les poutres puis vers les porteurs verticaux pour aboutir finalement aux fondations. Le but étant de trouver les valeurs des charges qui s'appliquent sur chaque élément de la structure pour le dimensionner.

Très souvent les charges appliquées sur le plancher sont uniformément distribuées. Les charges surfaciques sont affectées en fonction des surfaces du plancher attribuées à chaque élément porteur; cette surface est appelée surface d'influence. La charge globale est obtenue en faisant le cumul de ces différentes charges partielles sur chaque plancher. Pour l'application des charges, les éléments de la structure seront modélisés par leurs lignes moyenne, et les liaisons entre les différents éléments seront soit des appuis simples, des articulations ou des encastrements.

#### I.2 Les actions

D'une manière générale les structures des bâtiments sont soumises à différentes actions que sont les actions permanentes qui sont principalement le poids propre des différents éléments de l'ossature et les actions variables qui peuvent se résumer aux charges d'exploitation et aux charges climatiques.

#### I.2.1 Les actions permanentes (G)

Comme leur nom l'indique, ces charges ne varient pratiquement pas dans le temps.

Ces charges résultent principalement :

- des poids propres des différents éléments de la structure. L'évaluation de ces actions nécessite de connaître les caractéristiques de chaque matériau utilisé dans l'ouvrage et des dimensions de chaque élément de l'ouvrage. La norme NFP 06-004 précise les poids volumiques des divers matériaux. Le béton armé a un poids volumique de 25kN/m³.
- des poids, des poussées et les pressions dues aux terres ou aux liquides lorsque leurs niveaux varient très peu.

#### I.2.2 Les actions variables

Ce sont des actions qui varient dans le temps en intensité et en occurrence.

#### I.2.2.1 Charges d'exploitation (Q)

S'appliquant en principe aux plancher, elles sont relatives à l'exploitation directe de l'ouvrage correspondant aux mobiliers, aux matières en dépôts et aux personnes pour un mode normal d'occupation. Elles prennent des valeurs différentes en fonction de l'exploitation du local. La norme NF P 06-001 définit les charges surfaciques à prévoir.

#### I.2.2.2 Autres charges variables

Charges climatiques

Ce sont des charges liées aux climats telles que celles occasionnées par le vent.

Les charges accidentelles

Ce sont des actions de très courte durée par rapport à la durée de vie de l'ouvrage et dont la probabilité d'occurrence est très faible telle que le feu, les risques de choc ou d'explosion, les actions sismiques accidentelles.

#### **I.2.3** Les combinaisons d'actions

Lors de l'étude et de l'exécution d'une structure, il est primordial que des exigences fondamentales soit satisfaite :

- ♣ Toute structure doit être conçue et réalisée de sorte que :
  - elle résiste à toutes les actions.
  - elle reste adaptée à l'usage pour lequel elle a été conçue.
- La durabilité est définie telle-que la structure doit être projetée de sorte que sa détérioration pendant la durée d'utilisation n'abaisse pas ses performances.

**↓** Un état limite c'est une propriété de la structure qui doit être satisfaite.

Une fois les actions déterminées, nous allons appliquer les combinaisons d'actions associées à chaque état limite afin de déterminer la plus défavorable.

On distingue deux états limites :

- ELU (Etat Limite Ultime)
- ELS (Etat Limite de Service).

Chaque système de combinaison est basé sur le même principe, une charge permanente (G) avec une ou plusieurs charges variables. Les facteurs de pondération de ces différentes actions dépendent de l'état limite considéré.

Les combinaisons d'actions consistent à additionner chaque action en les pondérant. Cette pondération est fixée afin d'avoir une marge de sécurité.

• Les combinaisons d'actions à l'ELU:

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

• Les combinaisons d'actions à l'ELS

$$P_{ser} = N_{ser} = G + Q$$

#### I.3 Evaluation des charges surfaciques sur le plancher

Les charges sont des forces ou des couples de forces directement appliqués à l'ouvrage. Elles sont de plusieurs types mais nous n'allons considérer que les charges permanentes et les charges d'exploitations élucidées plus haut car les autres étant inexistantes ou d'une faible intensité dans notre zone d'étude. Les charges pris en compte dans le cadre de notre projet sont les suivantes :

#### **Densité des matériaux**

Nous avons les différents poids volumiques des matériaux dans le tableau 2 suivant :

Tableau 2: Densité des matériaux

Désignation	Poids unitaires
Béton armé	2500 daN/m <sup>3</sup>
Béton non armé	2200 daN/m <sup>3</sup>
Agglo creux	1400 daN/m <sup>3</sup>
Maçonnerie en agglo creux de 15	200 daN/m <sup>2</sup>
Maçonnerie en agglo creux de 20	270 daN/m <sup>2</sup>
Enduit de 2 cm	$80 \text{ daN/m}^2$

#### **Lange Sermanentes**

• Pour le plancher terrasse, nous avons les charges suivantes :

Dans le tableau 2, nous avons les poids surfaciques des différents matériaux de la terrasse.

Tableau 3: Charges surfaciques appliquées au plancher terrasse

Désignation	Poids surfaciques (daN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du plancher	$g_d$
Forme de pente (10 cm)	220
Etanchéité multicouche	12
Revêtement en carreaux + mortier de pose	100
Enduit sous face au mortier de ciment (2,5cm)	50
Faux plafond en staff sous plancher	27

 $g_d$  est le poids propre du plancher et sera fonction des matériaux choisi pour le plancher.

Les acrotères sont réalisés en béton armé avec une hauteur de 1,2 m et d'épaisseur 15 cm. Ils sont enduits sur les deux faces de mortier de ciment sur 2,5 cm d'épaisseur. Le poids linéique des acrotères est :  $g_a = 2500 * 1,20 * 0,15 + 0,025 * 1800 * 2 = 495 \, daN/ml$ 

#### • Chargement des planchers d'étages courants

Dans le tableau 3, nous avons les poids surfaciques des différents matériaux des planchers intermédiaires.

Tableau 4: Chargement des planchers courants

Désignation	Poids surfaciques (daN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du plancher	$g_d$
Revêtement en carreaux + mortier de pose	100
Enduit sous face au mortier de ciment (2,5cm)	50
Faux plafond en staff sous plancher	27

#### I.3.1 Plancher à corps creux

#### I.3.1.1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé des hourdis, des nervures et d'une dalle de compression.

Le plancher à corps creux a deux fonctions principales :

- ❖ Celle de la résistance mécanique : parce que les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges.
- ❖ Celle de l'isolation thermique et acoustique.

Détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux ht.

L'épaisseur du plancher est utilisée suivant la condition de flèche :

$$h_t \ge \frac{L_x}{22.5}$$
 avec  $h_t = 1$ 'épaisseur du plancher

 $L_x$  est le plus petit côté.

$$h_t \ge \frac{302.5}{22.5} = 13,44$$
 cm. La valeur obtenue nous permet de considérer une épaisseur de 20 cm.

Nous convenons de prendre un plancher à corps creux de (16+4) composés d'hourdis de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

Dalle de compression = 4 cm

#### Détermination de la hauteur des hourdis

Soit h la hauteur de l'hourdis

H=h<sub>t</sub>-h<sub>tc</sub>

AN: 
$$h = 20-4 = 16$$
 cm

H= 16 cm, donc nous adopterons un plancher à corps creux de 16+4

Détermination de la largeur de l'âme de la nervure b<sub>0</sub>.

$$0.3 \times d \le bo \le 0.4 \times d \ avec \ d = 0.9 \times h$$

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

$$d = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 18 \le bo \le 0.4 \times 18$$

$$5.4 \le bo \le 7.2$$

$$b_0 \ge 7.2$$
 cm,

Nous convenons de prendre b<sub>o</sub>=12 cm.

❖ Détermination de la largeur b de la table de compression

b est la largeur entre les axes des hourdis.

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min\left(\frac{le}{2}; \frac{lx}{10}; 30 \text{ à } 40 \text{ } cm\right)$$

$$b_1 = \min\left(\frac{48}{2}; \frac{302,5}{10}; 30 \text{ à } 40 \text{ } cm\right)$$

$$b_1 = \min(24; 35; 30 \text{ à } 40 \text{ } cm)$$

$$b_1 = 24 \ cm \ d'où b = 2 \ b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Le tableau 5 ci-dessous récapitule les différentes dimensions du plancher à corps creux.

Tableau 5: Récapitulatif du plancher à corps creux

Caractéristiques géométriques	Valeurs en cm
Epaisseur de la dalle de compression (h0)	4
Epaisseur de l'entrevous	16
Entraxe des nervures(b)	60
Largeur des nervures (b0)	12

Les figures 2 et 3 présentent les schémas d'un plancher à corps creux et d'une nervure.

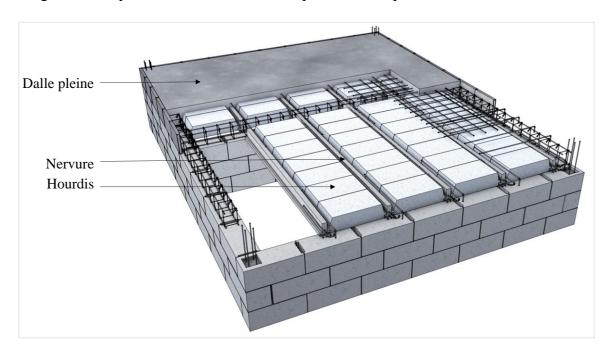


Figure 2: Plancher à corps creux

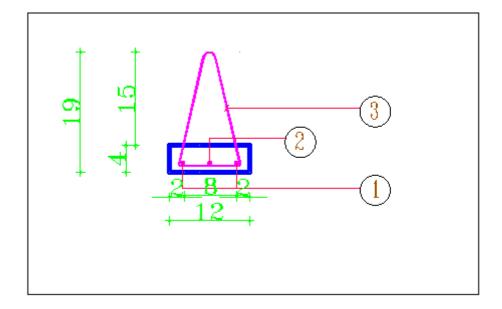


Figure 3: Schéma d'une nervure

#### I.3.1.2 Descente de charge du plancher à corps creux

Le tableau 6 ci-dessous nous donne un aperçu de la descente de la descente de charge du plancher à corps creux.

Tableau 6: Descente de charge du plancher à corps creux

Charges Permanentes daN/m²	
Plancher à corps creux	285
Carreaux +mortier de pose	100
Enduit sous plancher	36
Forme de pente	137
Charges d'exploitation daN/m²	
Balcon	350
Total des charges daN/m²	
Charges Permanentes	558
Charges d'exploitation	150

#### I.3.1.3 Dimensionnement du plancher à corps creux

#### Données:

Longueur d'influence = 3,50 m et Largeur d'influence=0,60 m de la poutrelle.

Fissuration préjudiciable

#### ❖ Combinaison des charges à l'ELU

$$Pu = (1,35G+1,5Q) \times 0, 6$$

$$Pu = [1,35 \times (558) +1,5 \times 150] \times 0,6$$

$$Pu = 586,98 \text{ daN/ml} = 0,0059 \text{ MN/ml}$$

#### ❖ Le moment sollicitant ultime Mu

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

$$Mu = \frac{0,0059 \times 3,025^2}{8} = 0,00675 \text{ MN.m}$$

#### ❖ Contrainte conventionnelle ultime du béton

$$fbu = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times Vb}$$

fbu = 
$$\frac{0.85 \times 20}{1 \times 1.5}$$
 = 11,33 MPa

$$fbu = 11.33 \text{ MPa}$$

#### **❖** La contrainte de l'acier

$$\sigma_{\rm st} = \frac{feE}{\gamma s}$$

$$\sigma_{\rm st} = \frac{400}{1.15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

#### ❖ Le moment ultime réduit

$$\mu_{\rm u} = \frac{Mu}{b \times^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u\!=\!\tfrac{0,00675}{0,12\!\times\!(0,9\!\times\!0,2)^2\!\times\!11,33}=0,\!153$$

 $\mu_u$  = 0,153 < 0,186 =  $\mu_{AB}$  nous sommes dans le pivot A utilisation maximale De l'acier.

 $\mu_u < \mu_L$  avec  $\mu_L$ =0,39 nous amène à calculer des armatures simples.

#### **Détermination du paramètre de déformation**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

$$=1,25(1\sqrt{(1-2\times0,153)})$$

$$\alpha = 0.21$$

#### **❖** Calcul du bras de levier

$$Z=d(1-0.4\alpha) = (0.9x0, 2)(1-0.4x0, 21) = 0.159 \text{ m}$$

$$Z=0.165m$$

#### **❖** Calcul de la section d'acier tendue

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00675}{0,165 \times 347,83} = 1,18 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1.18 \text{cm}^2$$

Choix des barres

Nous adoptons 3HA10 comme acier tendue totalisant une section totale de 2,36cm<sup>2</sup>>1,63cm<sup>2</sup>.

#### ❖ Vérification de la condition d non fragilité

$$A_{st} \ge A_{stmin} = \frac{0.23ft28 \times bd}{fe} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06xf_{c28}$$

$$f_{t28}=0,6+0,06x20=1,8MPa$$

$$A_{st} \ge A_{stmin} = \frac{0.23 \times 1.8 \times 0.6 \times 0.18}{400} = 1.12 cm^2$$

A<sub>st</sub>=1,18cm<sup>2</sup>> A<sub>stmin</sub>=1,12cm<sup>2</sup> donc la condition est vérifiée.

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

#### ❖ Calcul des efforts tranchant maximum Vu

$$Vu = \frac{Pu \times l}{2} = \frac{0,0059 \times 3,025}{2} = 0,0089MN$$

Vu=0,0089MN

\* Calcul de la contrainte tangentielle τu

$$\tau \mathbf{u} = \frac{Vu}{b0 \times d} = \frac{0,0089}{0,12 \times 0,18} = 0,412 \text{MPa}$$

 $\tau u = 0.41 MPa$ 

**\*** Vérification de la contrainte  $\tau_u \le \tau_{ulim}$  FPP (ELU)

$$\operatorname{tulim} \leq \min \left\{ \frac{0.2fc28}{\gamma b} \Longrightarrow \operatorname{tulim} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times 20}{1.5} \Longrightarrow \operatorname{tulim} \leq \min \left\{ \frac{2.66}{5MPa} \right\} \right\} \right\}$$

τulim ≤ 2,66MPa

 $\Leftrightarrow$  Le choix des aciers transversaux  $A_t$ 

$$\Phi t \ge \frac{1}{3} \Phi L \implies \Phi t \ge \frac{10}{3} = 3,33mm$$

Convenons de prendre **comme** choix des armatures :  $\phi t \ge \frac{1}{3} \phi L = HA6$ .

Calcul de l'espacement des cadres St

$$S_t \le \frac{0.9 \times At \times fe}{b \times \forall s(\tau u - 0.3 \times ft 28 \times k)}$$
 avec k=1 sans reprise de béton

$$F_{t28}=0,6+0,06x20=1,8MPa$$

$$At=2HA6=2x0, 283=0,57cm^2$$

$$S_t \le \frac{0.9 \times 0.57.10^{-4} \times 400}{0.12 \times 1.15(0.412 - 0.3 \times 1.8 \times 1)}$$

 $S_t \le 0.03$ 

#### ❖ Vérification de la section d'armature transversale

$$\frac{At \times fe}{b \times St} \ge 0.4MPa$$

$$\frac{0.57.10^{-4} \times 400}{0.2 \times 0.15} = 3.8 \ge 0.4 MPa \text{ OK}$$

#### II. LES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux et linéaires en béton armé coulées sur place ou non et ont pour rôle de reprendre les charges et les surcharges et de les transmettre aux poteaux.

On distingue deux types de poutres :

- les poutres isostatiques
- les poutres hyperstatiques

#### II.1. Les poutres isostatiques de l'axe 4

Une poutre isostatique est une poutre qui se repose sur deux appuis simples. Pour effectuer le pré dimensionnement nous avons choisi parmi les poutres isostatiques celle qui est la plus chargée.

#### II.1.1. Pré dimensionnement des poutres isostatiques

Le pré dimensionnement d'une poutre consiste à déterminer la largeur et la hauteur ainsi que les éléments en BA.

Le pré dimensionnement de la poutre isostatique se fait suivant les conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{5} \le h \le \frac{L}{2}$$

$$d = 0.9xh$$

Avec:

L : la portée de la poutre, L=5,95m

H: la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

d: la distance utile

#### ❖ Détermination de la hauteur h

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$

$$\frac{595}{15} \le h \le \frac{595}{10}$$

$$40 \le h \le 60$$

Nous convenons de prendre h=50cm

#### **Détermination de la largeur b**

$$\frac{h}{5} \le b \le \frac{h}{2}$$

$$\frac{50}{5} \le b \le \frac{50}{2}$$

$$10 \le b \le 25$$

# Convenons de prendre b=20cm

Nous avons donc une poutre rectangulaire de section 20cmx50cm Nous avons choisi d'étudier la poutre isostatique de l'axe 4 parce qu'elle a la plus grande portée. La figure 4 ci-dessous nous donne un aperçu de la largeur d'influence de la poutre isostatique étudiée.

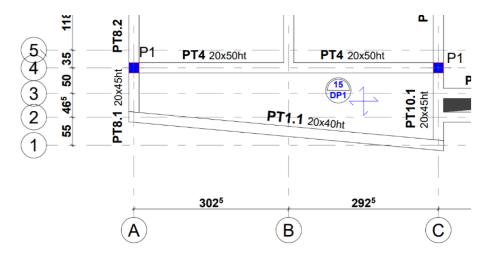


Figure 4: Désignation de la poutre isostatique étudiée

# II.1.2 Descente de charge de la poutre isostatique

Elle se définit comme étant le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure. Elle a pour objectif d'évaluer ou de déterminer la répartition desdites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

La descente de charge de la poutre isostatique est énumérée dans le tableau 7 ci-dessous.

Tableau 7: Descente de charge de la poutre isostatique

	Charges permanentes						
Désignation	Linf(m)	b(m)	H(m))	Poids (daN/m²)	Total		
					(daN/ml)		
Poids propre de la		0,20	0,5	2500daN/m³	250		
poutre							
Plancher à corps	2,35			285	669,75		
creux							
Poids du mur			3,5	270	945		
Enduit sous face	2,35			36	84,60		
Carrelage +	2,35			100	235		
mortier de pose							
Total					2184,35		
Charges d'exploitations							
Habitation	2,35			150	352,50		

Charges permanentes G=2184,35daN/ml

Charges d'exploitations Q=352,50daN/ml

Le dimensionnement de la poutre se fera à l'ELU. Ainsi nous avons :

Pu= 1,35G+1,5Q Pu= 1,35x2184,35+1,5x352,50

Pu = 3477,62 da N/m1

Soit Pu=0,0347MN/ml

La figure 5 ci-dessous nous donne un aperçu du schéma statique de la poutre isostatique

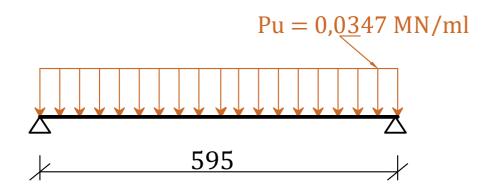


Figure 5: Schéma statique de la poutre isostatique

# II.1.3 Dimensionnement des poutres isostatiques

❖ Calcul du moment ultime sollicitant Mu

$$Mu = \frac{Pu \times L^2}{8} Mu = \frac{0,0347 \times 5,95^2}{8} = 0,153MN.m$$

Les contraintes limites des matériaux

La résistance du béton : f<sub>bu</sub>

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times Y_h}$$

AN: 
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 20}{1 \times 1.5} = 11.33 \text{MPa}$$

$$f_{bu} = 11,33 \text{ MPa}$$

❖ La résistance de l'acier

$$\sigma_{\rm st} = \frac{fe}{V_{\rm s}}$$

AN: 
$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,5} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

❖ La distance utile

$$d = 0.9xh \Rightarrow d = 0.9x0.5$$

$$d = 0.45 m$$

Moment ultime réduit :  $\mu_u$ 

$$\mu_{\rm u} = \frac{Mu}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_u = \frac{0{,}153}{11{,}33\times0{,}2\times0{,}45^2}$$

$$\mu_{\rm u} = 0.33$$

Comparaison entre  $\mu_u$  et  $\mu_{AB}$ 

$$\mu_{AB} = 0.186$$

0.33 > 0.186 cela veut dire que  $\mu_u > \mu_{AB}$ . Nous sommes dans le pivot B, l'utilisation maximale du béton.

 $\mu_L$ =0,39,  $\mu_u$ <  $\mu_L$  nous amène à calculer les armatures simples.

\* Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha$$
=1,25(1 -  $\sqrt{(1-2\mu_u)}$ )

AN= 
$$\alpha$$
=1,25 (1 -  $\sqrt{(1-2 \times 0.33)}$ )

$$\alpha = 0.52$$

❖ Calcul du bras de levier Z

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$AN : Z = 0.45(1 - 0.4 \times 0.52)$$

$$Z = 0.36$$

❖ Calcul de la section tendue A<sub>st</sub>

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st=} \frac{0,153}{0,36 \times 347,83}$$

$$A_{st}=12,22cm^{2}$$

Choix des armatures longitudinaux

Condition de non fragilité

Elle consiste à vérifier si la relation suivante est vraie : A<sub>st</sub>>A<sub>stmin</sub>

$$A_{stmin} = \frac{0.23ft28bd}{fe}$$

$$A_{stmin=} \frac{0,23 \times 1,8 \times 0,2 \times 0,45}{400}$$

$$A_{stmin}=0.93$$
 cm<sup>2</sup>

A<sub>st</sub>>A<sub>stmin</sub> donc la condition de non fragilité est respectée.

Choix des barres : 12HA12 totalisent une section de 13.57cm<sup>2</sup>>12,22cm<sup>2</sup> et HA6 pour les aciers transversaux.

❖ Calcul de l'effort tranchant V<sub>u</sub>

$$V_u = \frac{Pu \times L}{2}$$

$$V_u = \frac{0.0347 \times 5.95}{2} = 0.103 \text{MN}$$

 $V_u = 0.103 \text{MN}$ 

 $\bullet$  Calcul de contrainte tangentiel ultime  $\tau_u$ 

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{0,103}{0,20 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 1,144 \text{MPa}$$

# **\checkmark** Vérification de de la stabilité de l'effort tranchant $\tau_u \le \tau_{ulim}$

Vérification de tulim

$$\begin{split} & \text{tulim} \leq \min \begin{cases} \frac{0.2fc28}{\gamma b} & \text{Cas d'une fissuration eu préjudiciable peu préjudiciable (FPP)} \\ & \text{tulim} \leq \min \begin{cases} \frac{0.2\times20}{1.5} \\ & 5Mpa \end{cases} \Rightarrow & \text{tulim} \leq \min \begin{cases} 2.67Mpa \\ & 5Mpa \end{cases} \end{split}$$

τulim 
$$\leq min \begin{cases} \frac{0.2 \times 20}{1.5} \\ 5Mna \end{cases} \Rightarrow \text{tulim} \leq min \begin{cases} 2.67Mpa \\ 5Mpa \end{cases}$$

 $\tau_u=1,144\text{MPa} \le \tau_{\text{ulim}}=2,67\text{ MPa}$ , donc la stabilité de l'effort tranchant assurée.

 $\diamond$  Choix des aciers transversaux  $A_t$ 

Nous adopterons des HA6 pour les cadres

$$A_t: 2\pi r^2$$

$$A_t = 2 \times \pi \times 3^2$$
  $A_t = 0.57 \text{cm}^2$ 

Calcul de l'espacement entre les barres

$$S_t \leq \frac{0.9 \times fe \times A_t}{b \times \forall s (\tau u - 0.3k \times ftj)}$$

K=1parce qu'il n'y a pas de reprise de béton.

$$AN: S_t \le \frac{0.9 \times 400 \times 0.57.10^{-4}}{0.2 \times 1.15(1.144 - 0.3 \times 1 \times 1.18)}$$

$$S_t \le 0,1129m$$

Nous adoptons St=15cm

❖ Vérification de l'espacement minimal admissible

 $S_t \le \min \{0.9x \text{ d}; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \le \min \{0.9x0.45; 40\text{cm}\}$ 

 $S_t \le \min \{40,5cm; 40cm\} \Rightarrow S_t \le 40cm \ OK$ 

❖ Vérifions si la poutre n'est pas fragile

$$\frac{At \times fe}{b \times St} \ge 0,40MPa$$

$$\frac{At \times fe}{b \times St} = \frac{0,57.10^{-4} \times 400}{0,2 \times 0,15} = 0,76\text{MPa} > 0,40\text{MPa}$$

$$\frac{At \times fe}{b \times St} \ge 0,40MPa \text{ OK}$$

## Poutres hyperstatiques

Une poutre hyperstatique encore appelée poutre continue est une poutre qui se repose sur plusieurs appuis.

La poutre sur laquelle nous ferons notre étude est une poutre à 3 travées qui possède la plus grande largeur d'influence donc nous pouvons dire que c'est la poutre la plus chargée.

L'étude se fera sur la file 8.

# Pré dimensionnement des poutres hyperstatiques

Le prédimensionnement se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$$
 Avec L : la portée et h : hauteur 
$$\Rightarrow \frac{4,91}{15} \le h \le \frac{4,91}{10}$$

⇒ 
$$0.327 \le h \le 0.491$$

On prendra h=0,40m soit 40cm

La largeur de la poutre (b)

$$\frac{h}{5} \le h \le \frac{h}{2} \Longrightarrow \frac{0.4}{5} \le h \le \frac{0.4}{2}$$

$$\Rightarrow$$
 0,08  $\leq$   $h \leq$  0,2

On prendra b=0,2m soit 20cm

La section adoptée est de 20x40cm<sup>2</sup>

Le choix de la poutre hyperstatique 8 peut s'expliquer par le fait cette poutre est la poutre hyperstatique qui a plus de travées que les autres et comporte les plus grandes largeurs d'influences.

Le tableau 8 ci-dessous nous donne le récapitulatif des dimensions de la poutre hyperstatique :

Tableau 8: Récapitulatif des dimensions de la poutre hyperstatique

Travées	Portées	Largeur d'influence
Travée 1	L1=4,91m	1,84
Travée 2	L2=2,79m	1,41

# Descente de charge de la poutre hyperstatique

Le tableau 9 ci-dessous nous donne la descente de charge de la poutre hyperstatique sur les travées 1 et 2.

Tableau 9: descente de charge de la poutre hyperstatique sur la travée 1

Charges permanentes						
Désignation	Linf(m)	b(m)	H(m))	Poids	Total	
Dongmaton				(daN/m²)	(daN/ml)	
Poids propre de la poutre		0,20	0,4	2500daN/m³	200	
Plancher à corps creux	1,84			285	524,4	
Poids du mur			3	270	810	
Enduit sous face	1,84			36	66,24	
Carrelage + mortier de pose	1,84			100	184	
	1784,64					
Charges d'exploitations						
Habitation	1,84			150	276	
	276					

Combinaison des charges à l'ELU

Pu=1,35 G + 1,5 Q avec G=1784,64daN et Q=276daN

Pu =1,35 x 1784,64+1,5 x 276=2823,26daN

Pu=3588,63daN/ml=0,028MN

Le tableau 10 ci-dessous nous montre la descente de charge de la poutre hyperstatique sur la travée 2.

Tableau 10: Descente de charge de la poutre hyperstatique sur la travée 2

Charges permanentes						
Désignation	Linf(m)	b(m)	H(m))	Poids (daN/m²)	Total (daN/ml)	
Poids propre de la poutre		0,20	0,4	2500daN/m³	200	
Plancher à corps creux	1,41			285	401,85	
Poids du mur			3	270	810	
Enduit sous face	1,41			36	50,76	
Carrelage + mortier de pose	1,41			100	141	
	1603,61					
Charges d'exploitations						
Habitation	211,5					
	211,5					

Combinaison des charges à l'ELU

Pu=1,35 G + 1,5 Q avec G=1603,61daN et Q=211,5daN

Pu =1,35 x 1603,61+1,5 x 211,5=2482,12daN

Pu=2482,12daN=0,025MN

La figure 6 ci-dessous nous donne un aperçu du schéma statique de la poutre hyperstatique

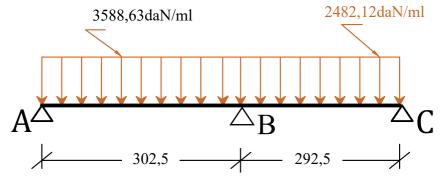


Figure 6: Schéma statique de la poutre hyperstatique

# Dimensionnement de la poutre hyperstatique

Pour le dimensionnement des poutres hyperstatiques nous avons trois méthodes à savoir :

- ❖ La méthode forfaitaire qui est utilisée lorsque les éléments du plancher supportent des charges modérées
- ❖ La méthode de Caquot lorsque les éléments du plancher supportent des charges élevées.
- ❖ Et la méthode des trois moments.

Mais en béton armé nous utiliserons la méthode forfaitaire et la méthode de caquot.

Pour le dimensionnement en infrastructure nous avons utilisé la fissuration préjudiciable et nous utiliserons la fissuration peu préjudiciable.

### Vérifions les conditions d'application de la méthode forfaitaire

- ❖ La fissuration est peu préjudiciable OK
- $Q=150 daN/m^2 \le max \{2 \times G ; 500 daN/m^2\} = \{3207,22 daN/m^2 ; 500 daN/m^2\} OK$
- ❖ H=40cm et b=20cm donc I est constant sur toutes les travées. OK
- ❖ Calcul du rapport des portées successives :  $\frac{L1}{L2}$   $\epsilon$ [0,8 ; 1,25]

$$\frac{L1}{L2} = \frac{4.91}{2.79} = 1.76 \notin [0.8; 1.25] \text{ NON}$$

Les conditions du rapport des portées successives ne sont pas respectées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour la suite des calculs nous utiliserons la méthode de Caquot. La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue tout en considérant uniquement les travées qui encadrent chaque appui considéré.

Cette méthode s'emploie en remplaçant les portées réelles par des portées fictives.

L<sub>w</sub>= portée réelle de gauche

L<sub>e</sub>= portée réelle de droite

L'w= portée fictive de gauche

L'<sub>e</sub>= portée fictive de droite

Calcul des portées fictives

L'= 0,8L pour les travées intermédiaires.

L'=L pour les travées de rive

$$L1' = L1 = 4.91m$$

$$L2'=L2=2,79m$$

Détermination des différents moments

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

Pu1=0,028MN/ml et Pu2=0,025MN/ml

Dans les tableaux suivants nous calculerons les moments sur appuis, moments isostatiques et les moments en travées.

# Premier cas: Toutes chargées

Calcul des moments sur appui

$$Mi = -\frac{(Pu \times L'w^3 + Pu \times L'e^3)}{8.5 \times (L'w + L'e)}$$

Le tableau11 ci-dessous nous montre les calculs des moments sur appui pour le premier chargement

Tableau 11: Les moments sur appuis

Moment sur appui	1	$M_{1} = -\frac{(Pu1 \times L'1^{3} + Pu2 \times L'2^{3})}{8.5 \times (L'1 + L'2)}$	M1=-0,059MN.m
Moment sur appui	2	M <sub>0</sub> =M2= appui de rive	M2=0MN.m

Calcul des moments isostatiques et en travées

Le tableau 12 ci-dessous nous donne les moments isostatiques et en travées du premier chargement

Tableau 12: Les moments isostatiques et les moments en travées

Les moments isostatiques					
Moments isostatiques	$M_{01}$	$\mathbf{M}_{01} = \frac{Pu1 \times L1^2}{8}$	M <sub>01</sub> =0,084MN.m		
Moments isostatiques	M <sub>02</sub>	$M_{02} = \frac{Pu2 \times L2^2}{8}$	M <sub>02</sub> =0,024MN.m		
Moments en travées					
Moment en travée 1					
$\mathbf{M}_{t1} = (\mathbf{M}_{01}) - \frac{M0 + M1}{2} + \frac{(M0 - M1)^2}{2 \times Pu1 \times L1^2} = 0.084 - \frac{(0 + 0.059)}{2} + \frac{(0 - 0.059)^2}{2 \times 0.028 \times 4.91^2} $ $\mathbf{M}_{t1} = 0.057 \text{MN.m}$					
Moment en travée 2					
$\mathbf{M}_{t5} = (\mathbf{M}_{05}) - \frac{M1 + M2}{2} + \frac{(M1 - M2)^2}{2 \times Pu2 \times L2^2} = 0,024 - \frac{(0+0)}{2} + \frac{(0+0)^2}{2 \times 0,025 \times 2^2}$ $\mathbf{M}_{t5} = 0,024 \text{MN.m}$					

# Deuxième cas: chargées, déchargées

Calcul des charges linéaires Pu

Le tableau 13 ci-dessous nous donne les charges linéaires Pu du deuxième chargement

Tableau 13: Les charges linéaires Pu

Pu=1,35G+1,5Q						
Travée 1 Travée 2						
G	Q	G Q				
1784,64 276 1603,61 -						
0,028 0,022						

❖ Calcul des moments sur appui

$$Mi = -\frac{(Pu \times L'w^3 + Pu \times L'e^3)}{8.5 \times (L'w + L'e)}$$

Le tableau 14 ci-dessous nous donne les moments sur appui

Tableau 14: Les moments sur appui

Moment sur appui	1	$M_{1} = -\frac{(Pu1 \times L'1^{3} + Pu2 \times L'2^{3})}{8.5 \times (L'1 + L'2)}$	M1 = -0.059 MN.m
Moment sur appui	0;2	M <sub>0</sub> =M2= appui de rive	M0=0MN.m

Calcul des moments en isostatiques et en travées

Le tableau 15 suivant nous donne les moments isostatiques et en les moments en travées du deuxième chargement.

Tableau 15: Les moments isostatiques et les moments en travées

Les moments isostatiques					
Moments isostatiques	Moments isostatiques $M_{01} = \frac{Pu1 \times L1^2}{8}$				
woments isostatiques	141()]	8	m		
Moments isostatiques	$ m M_{02}$	$\mathbf{M}_{02} = \frac{Pu2 \times L2^2}{8}$	$M_{02}$ =0,021MN.		
Women's isostatiques	10102 8		m		
Moment en travée 1					
$M_{11}=(M_{01}) - \frac{M0+M1}{M}$	$+\frac{(M0-M1)^2}{} = 0.084 - {}$	$\frac{0+0,059)}{2} + \frac{(0-0,059)^2}{2\times 0.028\times 4.91^2}$	$M_{t1}$ =0,057MN.		
2	$2 \times Pu1 \times L1^2 = 0,004$	2 2×0,028×4,91 <sup>2</sup>	m		
Moment en travée 2					
$M_{15}=(M_{05}) - \frac{M1+M2}{M_{15}}$	$+\frac{(M1-M2)^2}{(M1-M2)^2} = 0.021$	$\frac{(0,059+0)}{2} + \frac{(0,059-0)^2}{2\times0.022\times2^2}$	$M_{t3}=0,011MN.$		
2	$2\times Pu2\times L2^2$ 3,021	2 2×0,022×2 <sup>2</sup>	m		

Troisième cas: déchargées, chargées

Calcul des charges linéaires Pu

Le tableau 16 ci-dessous nous donne les charges linéaires Pu du troisième chargement de la poutre hyperstatique.

Tableau 16: Les charges linéaires Pu

Pu=1,35G+1,5Q					
Travée 1 Travée 2					
G	Q	G	Q		
1784,64 - 1603,61 211,5					
0,024			),025		

Calcul des moments sur appui

$$Mi = -\frac{(Pu \times L'w^3 + Pu \times L'e^3)}{8.5 \times (L'w + L'e)}$$

Le tableau 17 ci-dessous nous donne les moments sur appui du troisième chargement de la poutre hyperstatique.

Tableau 17: Les moments sur appui

Moment sur appui	1	$M_{1} = -\frac{(Pu1 \times L'1^{3} + Pu2 \times L'2^{3})}{8.5 \times (L'1 + L'2)}$	M1=-0,052MN.m
Moment sur appui	0;2	M <sub>0</sub> =M2= appui de rive	M2=0MN.m

Calcul des moments en isostatiques et en travées

Le tableau 18 ci-dessous nous montre les moments isostatiques et en les moments en

Travées du troisième chargement de la poutre hyperstatique.

Tableau 18: Les moments isostatique et les moments en travées

Les moments isostatiques						
Moments isostatiques	$M_{01}=0,072M$					
Woments isostatiques	$M_{01}$	$\mathbf{M}_{01} = \frac{Pu1 \times L1^2}{8}$	N.m			
Moments isostatiques	$ m M_{02}$	$M_{02} = \frac{Pu2 \times L2^2}{8}$	M <sub>02</sub> =0,024M			
Woments isostatiques	14102	8	N.m			
Moment en travée 1						
$M_{\text{cl}} = (M_{\text{cl}}) \frac{M0+M1}{M} + \frac{M}{M}$	$M0-M1)^2 - 0.072$ (0-	+0,052) (0-0,052)2	M <sub>t1</sub> =0,048M			
$1V1(1-(1V1(1))) - \frac{1}{2} + \frac{1}{2}$	$\mathbf{M}_{t1} = (\mathbf{M}_{01}) - \frac{\mathbf{M0 + M1}}{2} + \frac{(\mathbf{M0 - M1})^2}{2 \times Pu1 \times L1^2} = 0,072 - \frac{(\mathbf{0 + 0,052})}{2} + \frac{(\mathbf{0 - 0,052})^2}{2 \times \mathbf{0,024 \times 4,91}^2} $ $\mathbf{N.m}$					
Moment en travée 2						
$M_{12}=(M_{02})-\frac{M1+M2}{2}+\frac{(}{2}$	$M1-M2)^2 = 0.024 (0,$	052+0) (0,052+0)2	M <sub>t2</sub> =-			
$1\sqrt{1}(2-(1\sqrt{10})) - \frac{1}{2} + \frac{1}{2}$	$\times Pu2 \times L2^2 = 0.024 - \cdots$	$\frac{1}{2}$ $+\frac{1}{2\times0,025\times2,79^2}$	0,0015MN.m			

<sup>❖</sup> Dimensionnement des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts tranchants nous utiliserons le premiers cas (tous chargées)

$$Vi = \frac{Pu \times Li}{8} + \frac{Me + Mw}{Li}$$

Le tableau 19 ci-dessous nous montre le dimensionnement des efforts tranchants.

**Tableau 19: Dimensionnement des efforts tranchants** 

Désigna	tion	Portée	Mom	ent sur	Formule	Valeur
		(m)	appuis.			(MN)
			(M	N.m)		
			$M_{\rm w}$	Me		
Travée 1	$V_{1w}$	4,91	0	-0,059	$Vi = \frac{Pu1 \times Li}{8} + \frac{M0 - M1}{Li}$	0,005
	V <sub>1e</sub>	4,91	0	-0,059	$Vi = -\frac{Pu1 \times Li}{8} + \frac{M0 - M1}{Li}$	-0,029
Travée 2	$V_{1w}$	2,79	-0,059	0	$Vi = \frac{Pu1 \times Li}{8} + \frac{M0 - M1}{Li}$	0,030
	V <sub>1e</sub>	2,79	-0,059	0	$Vi = -\frac{Pu1 \times Li}{8} + \frac{M0 - M1}{Li}$	-0,013

Dans les tableaux suivants, nous allons faire les récapitulatifs des différents moments, les efforts tranchants et les moments maximum sur appuis et travées.

\* Récapitulatif des différents efforts tranchants

Le tableau 20 ci-dessous nous donne le récapitulatif des différents efforts tranchants.

Tableau 10: Récapitulatif des différents efforts tranchants

Valeurs des efforts tranchants				
Travée 1	$ m V_{1w}$	0,005		
Travee 1	V <sub>1e</sub>	-0,029		
	$V_{\mathrm{1w}}$	0,030		
Travée 2	$V_{1e}$	-0,013		



- \* Récapitulatif des moments et efforts tranchants
- \* Récapitulatif des différents moments sur appuis

Le tableau 21 ci-dessous nous donne le récapitulatif des différents moments sur appuis.

Tableau 21: Récapitulatif des différents moments sur appui

Moments	$M_1$	$M_2$
Valeurs (MN.m)	-0,052	0

<sup>\*</sup> Récapitulatif des différents moments en travées

Le tableau 22 nous donne le récapitulatif des différents moments en travées.

Tableau 22: Récapitulatif des différents moments en travées

Moments	$M_{t1}$	M <sub>t2</sub>
Valeurs (MN.m)	0,057	0,024

❖ Section d'acier sur les appuis

### Appuis 1

$$M_1 = 0.15 M_{01}$$
 avec  $M_{01} = \frac{Pu1 \times L1^2}{8} = 0.084$ 

$$M_1 = 0.15 \times 0.084 = 0.0126MN.m$$

$$M_1 = 0.0126MN.m$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u = M_1}{bd^2 \times fbu} \text{ avec } f_{bu} = 11,33 \text{ et } d = 0.9 \times h = 0.36$$

AN: 
$$\mu_u = \frac{0.0126}{0.2 \times 0.36^2 \times 11.33}$$

$$\mu_{\nu} = 0.043$$

$$\mu_u = 0.043 < \mu_{AB} = 0.186$$
 nous sommes dans le pivot A.

 $\mu_u < \mu_L$  nous amène à calculer les aciers simples

Paramètre de déformation α

$$\alpha = 1{,}25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

$$AN = \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.043)})$$

 $\alpha = 0.055$ 

❖ Calcul du bras de levier Z

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$AN: Z = 0.45(1 - 0.4 \times 0.055)$$

$$Z = 0.44$$

❖ Calcul de la section tendue A<sub>st</sub>

$$A_{st=\frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}}$$
 avec  $\sigma_{st} = 347,83Mpa$ 

$$A_{st=} \frac{0.0126}{0.44 \times 347.83}$$

$$A_{st}=0.82cm^{2}$$

Choix des barres : 2HA12 totalisent une section de 2,26cm<sup>2</sup>>0,82cm<sup>2</sup>

### Appuis 2

$$M_2 = 0.15 M_{02} \text{ avec } M_{01} = \frac{Pu1 \times L1^2}{8} = 0.024$$

$$M_2 = 0.15 \times 0.024 = 0.0036MN.m$$

$$M_2 = 0.0036MN.m$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u = M_2}{bd^2 \times fbu} \text{ avec } f_{bu} = 11,33 \text{ et } d = 0,9 \times h = 0,36$$

AN: 
$$\mu_u = \frac{0,0036}{0,2 \times 0,36^2 \times 11,33}$$

$$\mu_u = 0.012$$

 $\mu_u = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186$  nous sommes dans le pivot A.

 $\mu_u < \mu_L$  nous amène à calculer les aciers simples

Paramètre de déformation α

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

$$AN = \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,012)})$$

 $\alpha = 0.015$ 

❖ Calcul du bras de levier Z

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$AN : Z = 0.45(1 - 0.4 \times 0.015)$$

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

$$Z = 0.45$$

❖ Calcul de la section tendue A<sub>st</sub>

$$A_{st=\frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}}$$
 avec  $\sigma_{st} = 347,83Mpa$ 

$$A_{st=} \frac{0,0036}{0.45 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 0.23 cm^2$$

Choix des barres : 2HA12 totalisent une section de 2,26cm<sup>2</sup> > 0,23cm<sup>2</sup>

Section d'acier sur les travées

#### Travée 1

$$M_{t1} = 0.057$$
MN. m

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u = M_{t1}}{bd^2 \times fbu}$$
 avec  $f_{bu} = 11,33$  et  $d = 0.9 \times h = 0.36$ 

AN: 
$$\mu_u = \frac{0,057}{0,2 \times 0,36^2 \times 11,33}$$

$$\mu_u = 0.194$$

$$\mu_u = 0.194 > \mu_{AB} = 0.186$$
 nous sommes dans le pivot B.

 $\mu_u > \mu_L$  nous amène à calculer les aciers doubles

Paramètre de déformation α

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

$$AN = \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,194)})$$

$$\alpha = 0.272$$

❖ Calcul du bras de levier Z

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$AN : Z = 0.45(1 - 0.4 \times 0.292)$$

$$Z = 0.40 \text{m}$$

❖ Calcul de la section tendue A<sub>st</sub>

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$
 avec $\sigma_{st} = 347,83Mpa$ 

$$A_{St} = \frac{0,057}{0,40 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 4,09cm^2$$

Choix des barres : 4HA12 totalisent une section de 4,52cm<sup>2</sup>>4,09cm<sup>2</sup>

#### Travée 2

 $M_{t2}=0,024MN.m$ 

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_{t2}}{bd^2 \times fbu} \ avec \ f_{bu} = 11,33 \ et \ d = 0,9 \times h = 0,36$$

AN: 
$$\mu_u = \frac{0,024}{0,2 \times 0,36^2 \times 11,33}$$

$$\mu_{\nu} = 0.082$$

 $\mu_u = 0.082 < \mu_{AB} = 0.186$  nous sommes dans le pivot A.

 $\mu_u < \mu_L$  nous amène à calculer les aciers simples

Paramètre de déformation α

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)})$$

AN= 
$$\alpha$$
=1,25(1 -  $\sqrt{(1-2 \times 0.082)}$ 

$$\alpha = 0.11$$

❖ Calcul du bras de levier Z

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$AN : Z = 0.45(1 - 0.4 \times 0.11)$$

$$Z = 0.43 \text{m}$$

❖ Calcul de la section tendue A<sub>st</sub>

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$
 avec  $\sigma_{st} = 347,83Mpa$ 

$$A_{st=} \frac{0,024}{0,43 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,60cm^2$$

Choix des barres : 2HA12 totalisent une section de 2,26 cm<sup>2</sup> > 1,60 cm<sup>2</sup>

Le tableau 23 ci-dessous représente le récapitulatif des sections d'armature sur appuis et les sections d'armatures en travées.

Tableau 23: Récapitulatif des sections d'armature sur appui et les sections d'armature en travées

Armatures sur les appuis		Armatures sur les travées	
A <sub>st1</sub>	2HA12	A <sub>st1</sub>	4HA12
A <sub>st2</sub>	2HA12	A <sub>st2</sub>	2HA12

Détermination des sections d'aciers transversaux

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

 $V_{11} = 0.028 \text{MN}$ 

$$\tau_u = \frac{V_u}{hd} = \frac{0.028}{0.2 \times 0.36} = 0.39 \, Mpa$$

❖ Vérification de de la stabilité de l'effort tranchant  $\tau_u \le \tau_{ulim}$ 

$$\begin{aligned} & \text{tulim} \leq \min \begin{cases} \frac{0,2fc28}{\forall b} & \text{cas d'une fissuratioFPP)} \\ & 5MPa \end{cases} \\ & \text{tulim} \leq \min \begin{cases} \frac{0,2\times20}{1,5} \\ & 5Mpa \end{cases} \Rightarrow \text{tulim} \leq \min \begin{cases} 2,67Mpa \\ & 5Mpa \end{cases} \end{aligned}$$

τulim ≤ 
$$min$$
  $\begin{cases} \frac{0.2 \times 20}{1.5} \\ 5Mna \end{cases}$   $\Rightarrow$  τulim ≤  $min$   $\begin{cases} 2.67Mpa \\ 5Mpa \end{cases}$ 

 $\tau u = 0.39 \text{MPa} \le \tau \text{ulim} = 2.67 \text{Mpa}$ , donc la stabilité de l'effort tranchant assurée.

 $\diamond$  Choix des aciers transversaux  $A_t$ 

Nous adopterons des HA6 pour les cadres

$$A_t: 2\pi r^2$$
  $AN: At = 2 \times \pi \times 3^2$   $A_t = 0.57 cm^2$ 

Calcul de l'espacement entre les barres

$$S_t \leq \frac{0.9 \times fe \times A_t}{b \times \forall s (\tau u - 0.3k \times ftj)}$$

K=1 parce qu'il n'ya de reprise de béton

AN: 
$$S_t \le \frac{0.9 \times 400 \times 0.57.10^{-4}}{0.2 \times 1.15(0.39 - 0.3 \times 1 \times 1.18)}$$

 $S_t \le 0.248m$ 

Nous adoptons St=15cm

Vérification de l'espacement minimal admissible

$$S_t \le \min \{0.9xd; 40cm\} \Rightarrow S_t \le \min\{0.9x0.36; 40cm\}$$

$$S_t \le \min \{32,4cm; 40 cm\} \Rightarrow St \le 0,5cm OK$$

Vérifions si la poutre n'est pas fragile

$$\frac{At \times fe}{b \times St} \ge 0.40 MPa \text{ OK}$$

$$\frac{At \times fe}{b \times St} = \frac{0.57.10^{-4} \times 400}{0.2 \times 0.15} = 0.76 \text{ MPa} > 0.40 \text{ MPa}$$

 $\frac{At \times fe}{b \times St} \ge 0.40 MPa$  Vérification du diamètre de barres transversales.

$$\emptyset t \ge \frac{\emptyset l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \ mm \ donc \emptyset t = HA6$$

$$\emptyset t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} \\ \emptyset l \\ \frac{b}{10} \end{cases} \Rightarrow \emptyset t \leq \min \begin{cases} \frac{40}{35} \\ \emptyset l \\ \frac{20}{10} \end{cases} \Rightarrow \Rightarrow \emptyset t \leq \min \begin{cases} 1,14 \\ 12 \text{ avec } h \text{ et } b \text{ en mm} \\ 2 \end{cases}$$

 $\emptyset t \leq 8mm \ ok$ 

### III. LES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments en béton armé, en bois ou en métal de forme rectangulaire ou circulaire destinés à recevoir les charges venant des poutres et du plancher afin de les transmettre aux fondations.

### III.1. Pré dimensionnement des poteaux

La figure 7 ci-dessous nous montre le schéma de la surface d'influence du poteau.

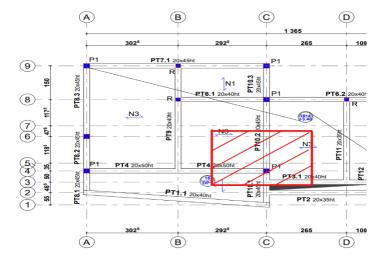


Figure 7: Schéma représentant la surface d'influence du poteau P1

Notre étude portera sur le poteau le plus chargé P2 c'est-à-dire le poteau qui a la plus grande surface d'influence. La figure ci-dessous nous montre l'emplacement du poteau P1 à étudier sur le plan de coffrage RDC.

La longueur d'influence=3,1 m

La largeur d'influence=2,79m

La surface d'influence du poteau P1 est de :

$$S=3,1x2,79=8,65m^2$$

❖ Calcul du petit côté du poteau (a)

Nous supposons que notre poteau a une section carrée (a=b)

$$a \ge \frac{lf \times \sqrt{12}}{\lambda}$$
 avec  $l_f = l_0 x \lambda$  et  $\lambda = 0.7$ 

l<sub>0</sub>: la longueur libre du poteau

 $1_{f}=3,00x0, 7=2,24m$ 

Convenons de prendre  $\lambda = 35$ 

$$a \ge \frac{2,24 \times \sqrt{12}}{35} = 0,22m \iff a \ge 0,20m$$

Nous convenons de prendre un poteau de section a=20cm x 20cm

# III.2. Descente de charge sur poteaux

Le tableau 24 ci-dessous nous donne le récapitulatif de la descente de charge sur le poteau R+1.

Tableau 24: Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau P1

CHARGES PERMANENTES						
Désignation	Longueur(m)	Largeur	Hauteur	Poids	Poids total	
		(m)	(m)	(daN/m²)	(daN)	
Toiture	3,1	2,79		17	147,033	
Faux plafond	3,1	2,79		30	259,47	
	406,503					
	CHARGESD'EXPLOITATIONS					
Habitation	1297,35					
Total					1297,35	

Combinaison des charges à l'ELU

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

N<sub>u</sub>'=1,35 x 406,503+1,5x1297,35=2494,80 daN=0,025MN

Le tableau 25 ci-dessous nous donne le récapitulatif de la descente de charge sur le poteau RDC.

Tableau 25: Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau RDC

	CHARGES PERMANENTES						
Désignation	Longueur(m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids (daN/m²)	Poids total (daN)		
Plancher à corps creux	3,1	2,79		285	2464,965		
Mur de 15	3,1		2,6	270	2176,2		
Poids propre du poteau R+1	0,20	0,20	3,00	2500	300		
Poids propre	3,1	0,20	0,40	2500	620		
de des poutres venant sur le poteau	3,1	0,20	0,40	2500	620		
Carreaux	3,1	2,79		100	864,9		
Etanchéité	3,1	2,79		12	103,788		
Enduit sous plancher	3,1	2,79		45	389,205		
		Total			7539,058		
	CHARGES D'EXPLOITATIONS						
Habitation	3,1	2,79		150	1297,35		
		Total			1297,35		

Combinaison des charges à l'ELU

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

$$N_u$$
'=0,025MN+0,12MN=0,145MN

$$N_u'=0,145MN$$

Le poteau P1 étant un poteau intermédiaire voisin du poteau de rive, nous appliquerons une majoration de 10%

$$N_{u1}=1,1xNu'$$

$$N_{u1}=1,1x0, 145=0,159MN$$

$$N_{u1}=0,159MN$$

# III.3. Dimensionnement du poteau P1

Le côté b du poteau

$$b \ge \frac{1,35 \times Nu1}{\alpha \times fc28 \times (a - 0,02)} + 0,02$$

Posons 
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times (\frac{35}{35})^2} = 0.708$$

$$b \ge \frac{1,35 \times 0,159}{0,71 \times 20 \times (0,20 - 0,02)} + 0,02 = 0,075m$$

$$b \ge 0.104 \implies b < a$$

Nous convenons de prendre un poteau carré de 20mx20cm.

Calcul de la section réduite Br.

$$Br = (a-0.02) \times (b-0.02)$$

$$Br = (0.20 - 0.02) \times (0.20 - 0.02)$$

$$Br = 0.0324m^2$$

Calcul de la section d'armature As

$$\mathrm{As} \geq \big[\frac{N_{u1}}{\alpha} - \frac{Br \times fc28}{0.9 \times \gamma s}\big] \times \frac{\gamma s}{fe}$$

$$As \ge \left[\frac{0,159}{0,71} - \frac{0,0324 \times 20}{1,35}\right] \times \frac{1,15}{400}$$

$$As \ge -7.36.10^{-4} \text{m}^2 = -7.36 \text{cm}^2$$

As<0 ce qui veut dire que le béton à lui seul suffit pour reprendre les charges Nu'.

Adoptons une section minimale As=Asmin

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

❖ Vérification de la section d'armature minimale Amin

Amin = Max 
$$\left[4U; \frac{0,2B}{100}\right]$$
 avec  $U = 2 \times (a + b)$   
 $\Rightarrow U = 2 \times (0,20 + 0,20) = 0,8$  et  $B = a^2 = 0,04$   
 $4U = 4 \times 0,8 = 3,2$ cm<sup>2</sup>  
Asmin = max  $\left[4$ cm<sup>2</sup>;  $\frac{0,2 \times 0,20 \times 0,20}{100}\right] = \left[3,2;0,8\right]$  cm<sup>2</sup>  
Asmin = 3,20 cm<sup>2</sup>

Choix des barres

4HA12 totalisent 4,52 cm<sup>2</sup> > 3,20cm<sup>2</sup> pour les aciers longitudinaux du poteau P1.

Calcul des armatures transversales

 $As = -7.36cm^2 < 3.20 cm^2 = Asmin$ 

$$\phi ts = \frac{1}{3} \phi t \Longrightarrow \frac{1}{3} \times 12 = 4mm$$

Adoptons  $\phi t = 6$  mm soit HA6 pour les cadres

❖ Calcul de l'espacement St en zones courantes

$$\mathsf{St} \leq \min \begin{cases} a + 10cm \\ 40cm \Rightarrow \mathsf{St} \leq \min \end{cases} \begin{cases} 25 + 10cm \\ 40cm \\ 15\emptyset_l \end{cases}$$

$$St \le min \begin{cases} 35cm \\ 40cm \Rightarrow St \le min = 18cm \text{ Nous prendrons } St = 15 \text{ cm} \\ 18cm \end{cases}$$

❖ Calcul de l'espacement Str en zone de recouvrement

$$Str = \frac{1}{2} \times Ls \Rightarrow \frac{1}{2} \times 15 = 7,5 \text{ cm}$$

Str =8 cm pour les zones de recouvrement

❖ Calcul de la longueur de recouvrement Lr

Lr = 0.6 Ls avec Ls: longueur de scellement =  $40 \times \emptyset_{I}$  pour FeE400

$$Lr = 0.6 \times 40 \times \Rightarrow Lr = 0.6 \times 40 \times 1.2 = 28.8cm$$

Adoptons Lr= 30 cm

❖ Calcul du nombre des cadres N

Soit N le nombre de cadre

$$N = N1 + N2$$

N1: nombre de cadre en zone courante

N1: nombre de cadre en zone de recouvrement

$$N1 = \frac{L_0 - L_r}{15} \text{ et N2} = \frac{Lr}{Str}$$

$$N1 = \frac{300-30}{15} = 18 \text{ et } N2 = \frac{30}{8} = 4$$

$$N = 18 + 4 = 22$$

$$N = 22$$
 cadres

#### IV. ETUDE DE LA SEMELLE

Les semelles sont des éléments de l'infrastructure permettant de recevoir les charges et surcharges de la superstructure et les transmettre au sol. Les semelles sont généralement en béton armé. La semelle isolée sur laquelle portera notre étude est la semelle S4 la plus chargée sous le poteau le plus chargé P4. Les semelles isolées sont calculées à l'ELU.

IV.1. Descente de charge sur les semelles

$$N_{u1} = 0.159MN$$

$$Nu2 = Nu1 + [1,35 \times (P.Ppoteau RDC + P.Pmurs)]$$

P. Ppoteau RDC = 
$$0.20 \times 0.20 \times 3.00 \times 2500 = 300 daN$$

P. Pmur = 
$$270 \times 2.6 \times 2.79 = 1958.58 \, daN$$

$$Nu2 = 0.159 + [1.35 \times (300 + 1958.58)10^{-5}]$$

$$Nu2 = 0.19 MN$$

### IV.1. Pré dimensionnement de la semelle

Calcul des dimensions horizontales de la semelle A et B

D'après le rapport homothétique on a :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Notre poteau étant de section carrée nous avons : a=b et A=B

$$A \ge \sqrt{\frac{N_{u1} \times a}{\sigma sol \times b}} \Longrightarrow A \ge \sqrt{\frac{0,159 \times 0,20}{0,20 \times 0,20}} \Longrightarrow A \ge 0.89m$$

Adoptons A=B=1,40m soit 140cm

❖ Calcul de la dimension verticale de la semelle

$$H \ge d + 5$$
 avec  $d = \frac{A-a}{4} \Longrightarrow d = \frac{140-20}{4}$ 

$$d = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$H = 35 \text{ cm}$$

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

Nous avons une semelle de  $(140 \times 140 \times 35 \text{ cm})$ 

- $\diamond$  Calcul de la contrainte réelle ( $\sigma_{\text{réelle}}$ )
  - Calcul de la nouvelle charge N<sub>u3</sub>

N<sub>u3</sub>=N<sub>u2</sub>+1,35(PP.de la semelle+ PP. du potelet+ P. de la terre)

Hpotelet = 
$$(D - (H + 0.05)) \Rightarrow Hpotelet = (1.2 - (0.35 + 0.05)) = 0.80 m$$

- Béton de propreté = 0,05 m
- Profondeur d'encrage = 1,2 m
- Hauteur de la semelle = 0,35 m

Poids propre de la semelle :  $1,40 \times 1,40 \times 0,35 \times 2500 = 1715$ daN

Poids propre du potelet :  $0.20 \times 0.20 \times 0.80 \times 2500 = 80$  daN

Poids de terre :  $[(1,40 \times 1,40) - (0,20 \times 0,20)] \times 0.8 \times 1800 = 2764,8 \text{daN}$ 

$$Nu3 = 0.19 + 1.35((1715 + 80 + 2764.8) \times 10^{-5})$$

 $N_{u3} = 0.25 \text{ MN}$ 

❖ Calcul de la contrainte réelle

oréelle = 
$$\frac{N_{u3}}{S} = \frac{0.25}{1.40 \times 1.40} = 0.127 \text{ MPa}$$

 $\sigma$ réelle = 0,127 Mpa

**\Leftrightarrow** Vérifions que  $\sigma_{réelle} < \sigma_{sol}$ 

Nous remarquons la  $\sigma_{réelle} = 0.127 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.17 \text{ MPa}$  donc la condition est vérifiée.

- IV.3. Dimensionnement de la semelle isolée
  - Calcul des sections d'aciers

Le calcul de la semelle isolée se fait à l'ELS

$$A_{stA} = \frac{N_{u3} \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$
 avec d = H - 5cm = 35 - 5 = 30 cm et  $\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,83$  MPa

$$A_{stA} = \frac{0.25 \times (1.40 - 0.20)}{8 \times 0.3 \times 347.83} = 3.59.10^{-4} \text{ m}^2 = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{stA} = A_{stB} = 3,59 \text{cm}^2$$

La fissuration étant préjudiciable nous ferons une majoration de 10%

$$A_{stA} = A_{stB} = 3,59 \text{cm}^2 \times 1,1 = 3,946 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

Adoptons 4HA12 qui totalise 4,52 cm<sup>2</sup> > 3,946 cm<sup>2</sup>

❖ Calcul de l'espacement des barres

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

$$e = \frac{100}{n-1}$$
 avec n= nombre de barre choisi

$$ellipse e = \frac{100}{3} = 33,33$$
cm

# V) Etude de l'escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de marches et de contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre de façon ascendante. Il peut être en béton armé, en bois ou en métallique.

### Illustration d'un escalier:

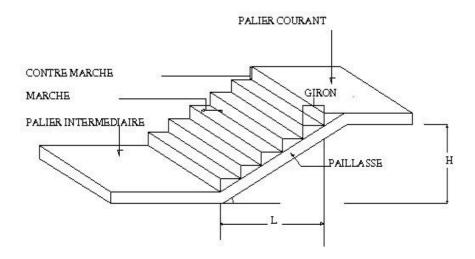


Figure 8 : Présentation des différents éléments d'un escalier

#### V.1. Pré dimensionnement de l'escalier

Un escalier se compose de plusieurs éléments dont les principaux sont :

- \* marche: Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre
- ❖ contre marche : partie verticale entre deux marches successives
- ❖ hauteur de marche : différence de niveau entre deux marches successives.
- ❖ emmarchement : longueur d'une marche ou largeur de l'escalier
- ❖ giron : c'est la distance horizontale reliant deux marches successives
- ❖ paillasse : dalle inclinée qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier, tout en assurant la transmission des charges et surcharges.
- ❖ palier : plateforme qui sépare les volées d'un escalier

- ❖ volée : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs
- ❖ ligne de foulée : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant un escalier.

Pour le dimensionnement des marches et contremarches, nous utiliserons la formule de BLONDEL. D'après la formule de BLONDEL, nous avons :

 $60\text{cm} \le 2\text{h} + \text{g} \le 64\text{cm}$  ou encore g + 2h = 64

Avec g : giron (largeur de la marche)

h: hauteur de contremarche

❖ Détermination d la hauteur de la contremarche

Convenons de prendre G=30cm

Calcul de la hauteur h

$$60 \text{cm} \le 30 + 2 \text{h} \le 64 \text{cm}$$

$$30 \text{cm} \le 2 \text{h} \le 34 \text{cm}$$

$$15cm \le h \le 17cm$$

Adoptons h=16cm

❖ Déterminons le nombre de contremarches, nous avons :

Soit N, le nombre de contremarches.

$$N = \frac{H}{h}$$
 avec H: hauteur à franchir=3,40m

$$N = \frac{340}{16} = 21,25 = 22$$

N=22 contre marches

❖ Détermination de la longueur de la volée, nous avons :

Soit Lv la longueur de la volée

$$Lv = \left(\frac{N}{2} - 1\right) \times G \implies Lv = \left(\frac{22}{2} - 1\right) \times 30 = 300$$
cm

$$Lv = 300cm$$

❖ Détermination de l'angle d'inclinaison

Soit  $\alpha$  l'angle d'inclinaison, nous avons :

$$\tan \alpha = \frac{H}{G} \Longrightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{16}{30}\right) = 28,07^{\circ}$$

$$\alpha = 28.07^{\circ}$$

❖ Détermination de la longueur de la paillasse

Soit Lp la longueur de la paillasse, nous avons :

$$Lp = \left(\frac{Lv}{\cos(\alpha)} - 1\right) \Rightarrow Lp = \left(\frac{300}{\cos(28,07)} - 1\right) = 339$$
cm

$$Lp = 339cm$$

❖ Détermination l'épaisseur de la paillasse

Soit e l'épaisseur de la paillasse, nous avons :

$$\frac{Lv}{30} \le e \le \frac{Lv}{20} \Longrightarrow \frac{300}{30} \le e \le \frac{300}{20} = 10 \le e \le 15$$

Adoptons e=15cm

Emmarchement E=120 cm

Le tableau 26 ci-dessous nous donne le récapitulatif des éléments de l'escalier

Tableau 26 : Le récapitulatif des éléments de l'escalier

Désignations	Valeurs des éléments (cm)
Emmarchement	120
Epaisseur de paillasse (ep)	15
Epaisseur du palier	20
Hauteur à franchir (H)	340
Hauteur de contre marche (h)	16
Largeur d'une marche (g)	30
Nombre de contre marche	22

# V.2. Descente de charge de l'escalier

### V.2.1. Descente de charge sur le palier

Le palier est une dalle horizontale séparant deux volées et servant de pause lors d'une montée ou descente de l'escalier. Les charges sont résumées dans le tableau 27 ci-dessous :

Tableau 27 : La descente de charge sur le palier

Désignation	Epaisseur(m	Poids (daN/m²	Total (daN/m²)
Charges	permanente		
Dalle en BA	0,2	2500	500
Carrelage + mortier de pose		100	100
Enduit sous palier(e=2cm)		45	45
Total charge permanente			645
Charge o	Charge d'exploitation		
Charge d'exploitation		250	250
Total charge d'exploitation			250

# V.2.2. Descente de charge sur la paillasse

La paillasse est une dalle oblique. Le tableau 28 ci-dessous renseigne sur les dimensions de la paillasse.

Tableau 28: Descente de charge sur la paillasse

Désignation	Epaisseur(m	Poids	Total	
	)	(daN/m²	(daN/m²)	
Charges p	permanente	1		
Paillasse en béton armé	0,2	2500	500	
Carrelage + mortier de pose		100	100	
Enduit sous palier(e=2cm)		45	45	
Poids des marches	0,16	2200dan/m³	352	
Poids de garde-corps		15	15	
Total charge permanente	Total charge permanente			
Charge d'				
		250	250	
Total charge d'exploitation	250			

Le tableau 29 ci-dessous nous donne un résumé des charges appliquées sur l'escalier

Tableau 29: Récapitulatif des charges appliquées sur l'escalier

			Combi	naison des charges
Désignation	G (daN/m²)	Q (daN/m²)	ELU (daN/ml)	ELS (daN/ml)
			1,35G+1,5Q	G+Q
Palier	645	250	1245,75	895
Paillasse	1012	250	1741,2	1262

$$Pu = \frac{1741,2}{\cos{(28,07)}} = 1973,31 daN/ml.$$

La charge à prendre en calcul sera celle de la paillasse Pu = 1973,31 daN/ml.

V.3. Dimensionnement de l'escalier

Données:

Pour les aciers de types feE400 :

$$\mu_L = 0.39$$
;  $\sigma st = \frac{fe}{\chi s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 MPa$ ;  $f_{bu} = 11.33 MPa$ 

❖ Calcul du moment ultime sollicitant

 $Mu = \frac{Pu \times L^2}{8}$  avec L : la projection horizontale de la volée.

$$Mu = \frac{1973,31 \times 2,65^2}{8} = \frac{1732,20 daN}{m^2} = 0,017 MN. m$$

 $\diamond$  Calcul du moment ultime réduit  $\mu_u$ :

Avec 
$$d = 0.9 \times h \implies d = 0.9 \times 0.15 = 0.135$$

Et b=1ml

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bu}} \Longrightarrow \mu_u = \frac{0,017}{1 \times 0,135^2 \times 11,33} = 0,08$$

$$\mu_{\nu} = 0.08$$

 $\mu_{\text{u}} = 0.08 < \mu_{\text{AB}} = 0.186$  nous sommes dans le pivot A, utilisation maximum de l'acier.

$$\mu_u = 0.08 < \mu_L = 0.39$$
 nous amène à calculer les armatures simples.

\* Calcul du paramètre de déformation α :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,08)}) = 0,1$$
  
 $\alpha = 0,1$ 

RAPPORT DE FIN DE CYCLE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE LICENCE EN BTP/REDIGE PAR BERE WENDYAM DAVY.

Le bras de levier z :

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \implies Z = 0.135(1 - 0.4 \times 0.1) = 0.13m$$

Z = 0.13m

 $\diamond$  Calcul de la section d'acier  $A_{st}$ :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \Longrightarrow A_{st} = \frac{0,017}{0.13 \times 347.83} = 3,759.10^{-4} m^2 = 3,76 cm^2/ml$$

$$A_{st} = 3,76cm^2/ml$$

Choix des barres

Adoptons 4HA12 qui totalisent 4,52cm<sup>2</sup>>3,76cm<sup>2</sup>

Vérification de la condition de non fragilité

$$\Rightarrow \frac{Amin}{bd} \ge \frac{0.23 \times ft28}{fe}$$

$$Amin \ge \frac{0,23 \times ft28}{fe}bd \implies Amin \ge \frac{0,23 \times 1,8}{400} \times 1 \times 0,135 = 1,397.10^{-4}m^2 = 1,40cm^2$$

$$Amin = 1,40cm^2$$

 $Ast = 3.76cm^2 > Amin = 1.40cm^2$ , la condition de non fragilité est vérifiée.

❖ Calcul de l'espacement

 $St = \frac{b}{n}$  avec n le nombre de barre choisi par mètre linéaire.

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

Adoptons espacement St = 25cm

❖ Calcul de l'armature d répartition

$$Ar = \frac{Ast}{4} \Longrightarrow Ar = \frac{3.76}{4} = 0.94cm^2/ml$$

$$Ar = 0.94cm^2/ml$$

Choix des barres:

Adoptons 3HA8 qui totalisent 1,51cm<sup>2</sup>/ml>0,94cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20 cm.

En définitif, cette partie nous a permis de faire une présentation concise du projet et de notre structure d'accueil et de mieux cerner la procédure de dimensionnement des éléments de structure d'un bâtiment à savoir les poteaux, poutres, plancher, semelles et escalier.

Pour mener à bien ce dimensionnement, des connaissances sur le béton armé furent indispensables Suite à ces calculs menés manuellement nous avons obtenu les différentes sections citées ci-dessus dans chaque partie.

Le travail abattu nous montre que la stabilité d'un ouvrage va de pair avec la qualité de l'étude technique faite.

# CHAPITRE III : ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

Depuis une décennie, le Burkina Faso s'est doté d'un certain nombre de textes juridiques dontl'objectif est d'assurer une meilleure gestion de son environnement. L'étude d'impact environnemental du projet de construction a été effectuée afin de se conformer aux exigences réglementaires de l'Etat Burkinabé prescrit en sa loi N°006-2013/ANdu 02 avril 2013 portant code de l'environnement au Burkina Faso qui vise à établir les principes fondamentaux destinés à préserver l'environnement et à améliorer le cadre de vie au Burkina Faso.

#### I. IMPACTS NEGATIFS

### I.1 Sur le milieu biophysique

# Impact sur la végétation et la diversité biologique

L'impact négatif sur la végétation et la diversité biologique sera lié à la destruction de la végétation sur toute l'étendue de la superficie du plan d'installation du chantier. Les autres aspects de la réalisation des travaux sont également des sources d'impact plus ou moins importantes. Il s'agit du transport et de l'utilisation des engins, de la création des pistes d'accès, des déblais et remblais... Pendant la phase de construction, l'entreposage et la manipulation deproduits dangereux comme les carburants et les huiles de vidanges, la production de déchets solides et liquides est aussi source d'impact sur la végétation et la diversité biologique.

#### Impact sur les sols

L'impact du projet sur les sols se manifestera à la fois pendant les travaux et lors de la phase d'exploitation; mais c'est surtout au cours de la phase des travaux que cet impact négatif sur les sols sera le plus marqué. En effet, pendant les travaux, le sol subira des transformations sur l'ensemble du site du fait de l'utilisation des engins de génie civil, de la destruction de la végétation, des travaux de fouilles pour fondation, de bétonnage, de l'entreposage.

### Impact sur l'hydrologie et la qualité de l'eau

L'impact sur l'hydrologie et la qualité de l'eau résultera des risques de pollutions des eaux de surface par ruissellement des eaux usées sanitaires ou de lavage.

#### Impact sur la qualité de l'air

L'air ambiant sera sans doute l'élément de l'environnement qui subira le plus de perturbation dans la zone surtout lors de la phase des travaux. En effet, on assistera à l'envol des poussières, des gaz carboniques dégagés par les engins pendant les travaux. Comme nuisances, on pourra noter les bruits occasionnés par la circulation des véhicules de chantiers et la bétonnière.

#### I.2. Sur le milieu social

### Impact sur la santé

Au niveau de la phase de construction, la plupart des activités vont favoriser le développement des maladies respiratoires en raison de l'importance des poussières et des gaz carboniques occasionnées. Mais ces maladies respiratoires vont plus concerner les travailleurs du chantier qui devront prendre des mesures pour assurer leur protection.

### Impact sur la sécurité du personnel du chantier

L'impact sur la sécurité du personnel du chantier résultera de certaines activités au niveau du chantier qui pourrait être causes d'accidents comme le transport des granulats, l'entreposage etmanipulation de produits des engins, des produits chimiques du béton et des aciers.

# II. IMPACTS POSITIFS

# II.1. Sur le milieu biophysique

### Impact sur la végétation et la diversité biologique

On pourrait noter que si les divers aménagements tiennent compte de la réalisation des espacesverts bien entretenus ceux-ci pourraient être source d'enrichissement de la diversité biologique en raison de l'utilisation d'espèces ornementales aussi bien exotiques que locales.

#### Impact sur le sol

Les impacts positifs sur les sols porteront essentiellement sur la construction des ouvrages d'assainissement (caniveaux) qui, bien dimensionnés favoriseront un bon drainage des eaux pluviales du même coup entraîneront une diminution de l'érosion hydrique; et l'instauration d'un système efficace de gestion des déchets.

# Impact sur l'hydrologie et la qualité de l'eau

Tout comme dans le cas des sols, l'impact positif du projet sur l'hydrologie et la qualité des eaux résultera de la réalisation d'un réseau d'assainissement formé par les caniveaux de même qel'instauration d'un système efficace de gestion des déchets.

### **III.** Mesures d'atténuation

Les mesures les plus importantes portent sur :

### Pendant la phase de réalisation du chantier :

- Arrosage pour les poussières,
- Respect des horaires de travail pour le bruit des engins de génie civil,
- Collecter, stocker les déchets solides,
- Assainissement, collecte et évacuation des huiles usagées,
- Le port obligatoire des équipements de protection individuel pour protéger les travailleurs face aux nuisances et dangers divers

# Pendant la phase d'exploitation :

• Réseau d'assainissement interne

La prise en compte de ces paramètres cités plus haut est très importante pour le bon déroulement des travaux sur un chantier. Le responsable doit alors avoir un œil regardant sur le personnel afin de faire respecter les règles.

## **CHAPITRE IV: SUIVI ET EXECUTION DES TRAVAUX**

Dans ce chapitre, il sera question d'énumérer les matériaux et matériels utilisés sur le chantier tout en précisant leurs caractéristiques et conditions d'utilisation.

### I. MATERIAUX ET MATERIELS UTILISES

### I.1 Les matériaux de constructions utilisés

Les matériaux constituent l'ensemble de tout ce qui entre dans la réalisation de l'ouvrage et qui ne sont pas récupérables. Ainsi pour une bonne condition de stabilité, de résistance, et de durabilité, les matériaux de construction doivent être utilisés après une étude détaillée de leurs propriétés et de leurs caractéristiques.

#### I.1.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau. Il existe plusieurs types de liant, mais le plus privilégié en bâtiment est le ciment. Pour notre chantier le liant hydraulique utilisé était du Ciment Portland Artificiel (C.P.A) de classe de résistance 45. Le chiffre 45 représente la résistance à la compression à 28 jours. Le choix du liant s'est porté sur le CPA 45 car c'est le ciment le plus adapté à toutes les structures en béton armé comme les poteaux, poutres, voiles... et permet également un décoffrage rapide.

### I.1.2. Les granulats

Les granulats sont constitués de grains minéraux de dimensions n'excédant pas 125 mm. Ils apportent la consistance, le volume et la résistance. Ils sont désignés par leur plus petite et plus grande dimensions d et D, l'intervalle d/D étant appelé classe granulaire. Les granulats utilisés sur le chantier sont :

## Le sable

Le sable est constitué de petites particules plus ou moins fines provenant de la décomposition des roches ou de l'érosion. Il a pour rôle essentiel de combler les vides laissés par les granulats concassés afin de permettre au béton d'être compacte. Le sable est aussi utilisé comme remblai.

## Le gravier

Le gravier utilisé sur le chantier est du granite concassé. Il faut s'assurer que le gravier est dépourvu de toute impureté avant son utilisation dans la formulation du béton. Les graviers utilisés sur le chantier sont de classe 5/15 et 15/25.

## I.1.3. L'eau de gâchage

L'eau de gâchage est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux. Elle rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton. L'eau utilisé doit absolument être propre. L'eau utilisée sur le chantier provient de l'ONEA.

## I.1.4. Les adjuvants

Un adjuvant est un produit incorporé à faible dose (inférieur à 5% de la masse du ciment) aux bétons pour amplifier ou modifier certaines propriétés bien définies du béton. Ces propriétés sont obtenues en fonction du type d'adjuvant utilisé. On distingue trois grandes familles d'adjuvants :

- ceux qui modifient l'ouvrabilité du béton ;
- ceux qui modifient la prise et le durcissement ;
- ceux qui modifient certaines propriétés particulières (hydrofuges de masse, rétenteurs d'eau).

Sur notre chantier, nous n'avons pas eu à utiliser des adjuvent car notre sol n'est pas agressif.

#### I.1.5. Les aciers

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone. Il possède une très bonne résistance à la traction.

Suivant leurs pourcentages en carbone, on distingue plusieurs types d'aciers à savoir :

- Les aciers doux appelés généralement les ronds lisses notés RL qui possède 0,15% à 0,25% de carbone. Ils sont principalement employés pour les aciers de levage.
- Les aciers durs appelés les aciers à haute adhérence notés HA ils possèdent 0,25% à 0,40% de carbone. En raison de leur résistance mécanique élevée ils sont employés pour les travaux de béton armé.

Les aciers utilisés sur le chantier sont des HA de plusieurs diamètres que sont : 06mm ; 08mm ; 10mm ; 12mm ; 14mm et 16mm. Avant son utilisation, on doit s'assurer qu'ils ne sont pas attaqués par la rouille.

### I.1.6. Le béton armé

Le béton armé est un mélange judicieux du béton et de l'acier. Les armatures métalliques sont placées dans les parties tendues pour garantir la résistance du béton en traction. La fusion de ces matériaux permet donc à ce béton d'être à la fois résistant à la compression qu'à la traction. Comme propriété nous avons :

- une bonne résistance mécanique
- une durabilité conséquente
- une résistance au feu
- une souplesse de forme.

### II. LES MATERIELS UTILISES

Les matériels utilisés sur un chantier tiennent une place importante dans les travaux d'exécution. Leurs choix et leur qualité sont essentiel pour travailler dans de bonnes conditions et en toute sécurité. Sur notre chantier nous avons utilisé plusieurs matériels à savoir :

#### II.1. La bétonnière

Qu'il s'agisse de réaliser une dalle, de couler les fondations, des poteaux... etc. la bétonnière est un outil indispensable pour tous travaux concernant le béton. Electrique ou thermiques, le choix nous incombe. Elle permet de malaxer les agrégats (ciment, sable, gravier et eau...) fabriquant le béton. Elle est constituée principalement d':

- un moteur électrique ou thermique
- une cuve basculant en rotation
- un volant permettant d'incliner la cuve dans différentes positions de travail puis de la basculer pour vider dans une brouette

- un malaxeur composé de doubles ou triples pales permet un mélange homogène
- un godet dans lequel on charge les agrégats

Nous comptons une bétonnière sur notre chantier avec une capacité de 350 litres.

### II.2. Les brouettes

C'est un contenant mobile porté sur une ou plusieurs roues, muni de deux brancards pour le transport de petites charges, généralement sur de courtes distances. Elles ont généralement un volume de 50 à 60 litres. Sur notre chantier les brouettes ont principalement servi à transporter les granulats vers la bétonnière pour le malaxage. Mais également à transporter le béton frais vers les différents coffrages.

#### II.3. Le vibreur

C'est une machine munit d'un moteur à essence et d'une aiguille vibrante utilisé pour la vibration du béton. La vibration permet d'évacuer l'air contenu dans le béton pour assurer le serrage dudit béton. Il faut vibrer « ni trop, ni trop peu » car si la durée de vibration est trop courte le béton est insuffisamment serré et si elle est trop longue, elle peut entrainer une ségrégation de ses constituants et une migration des gros granulats vers le bas. D'où la nécessité de respecter le temps de vibration qui est en moyenne de 30 secondes à 1 minute pour une couche de 40 à 50 cm.

#### II.4. Le coffrage

C'est une enceinte provisoire, un moule, destiné à maintenir en place un matériau de construction le temps que celui-ci devienne autoportant. Elle permet également de réaliser des ouvrages aux formes définies par la surface interne du coffrage.

Le coffrage utilisé sur le chantier est essentiellement composé de plaques métalliques ; des contreplaqués de 20 mm et les étais en bois d'eucalyptus.

#### II.5. Le matériel de sécurité dans le chantier

## II.5.1. Equipements de protections

Afin de protéger efficacement le personnel en termes de santé et de sécurité sur le chantier, il est nécessaire d'avoir une approche globale de prévention des risques. Ainsi l'employeur doit mettre à la disposition des travailleurs des équipement de protection adaptés à leurs missions respectives.

Comme équipement de protection nous pouvons citer :

- les casques : Tous travaux présentant le risque de chute d'objets à partir d'un niveau supérieur ;
- les lunettes, masques: Tous travaux présentant le risque de projection dans les yeux (manipulation de produits acides ...) ou exposant à des sources lumineuses de forte puissance (soudage...);
- les chaussures, bottes: Tous travaux présentant le risque de chute d'objets manutentionnés sur les pieds ou d'écrasement, ou de perforation de la semelle par objets pointus;
- **les gants** : Tous travaux présentant des risques pour les mains (manutention, ferraillage, soudage...) ;

A l'issu de ce chapitre, nous retenons que chacun des éléments des matériaux et les matériels utilisés sur le chantier doivent répondre à des qualités techniques d'emploi bien précises. Ainsi le choix des matériels, matériaux et équipements de sécurité doit être fait suivant une réflexion pour permettre une utilisation adéquate sur le chantier concerné. Tout ceci dans l'optique de garantir une bonne méthode d'exécution des ouvrages et une bonne qualité des ouvrages.

### III. SUIVI DE L'EXECUTION DES TRAVAUX

Après les études de conception et de dimensionnement, l'exécution des travaux demeure également une étape très importante du projet. Car son procédé et ses techniques de mise en œuvre restent des phases déterminantes dans la qualité des ouvrages. Dans cette partie nous allons détailler les différentes phases de réalisation de certains gros œuvres du bâtiment.

Lors de notre stage nous avons pu suivre la réalisation des travaux du gros œuvre à savoir :

- la fondation
- les poteaux
- les poutres
- la dalle

#### III.1. Etat des lieux

Nous sommes arrivés au tout début des lancements des travaux

#### III.2. Les semelles isolées

Les semelles isolées sont des fondations réalisées sous poteaux, destinées à recevoir une charge ponctuelle et de la transmettre au sol support.

### III.2.1. Le ferraillage

Le béton est un matériau résistant à la compression cependant, en flexion ou en extension il montre assez rapidement ses limites. Afin de rendre un ouvrage en béton résistant aux contraintes de flexion, il a été décidé d'adjoindre à sa structure un nouvel élément résistant à la flexion et à l'étirement : l'acier.

Le ferraillage est le processus, qui permet de façonner ces aciers (armatures) qui vont être utilisés pour renforcer le béton. Il est constitué d'aciers hautes adhérences (HA), reliés entre eux soit par attachement (avec le fer mou ou d'attache), soit par soudure. C'est une armature utilisée pour renforcer la solidité de l'ouvrage. Ce façonnage est effectué en se servant

du plan de ferraillage obtenu après le dimensionnement de la structure. La position des armatures dans la fouille est fixée par le topographe et elles sont posées par les ferrailleurs sous l'assistance du chef de chantier.

Nous avons réalisé un type de ferraillage, à savoir le ferraillage à une seule nappe, suivant les caractéristiques de l'ouvrage. Le ferraillage d'une semelle est constitué d'une nappe d'acier orthogonaux lorsque les efforts sont centrés. Sur notre chantier les armatures utilisées sont des aciers à haute adhérence normalisés de nuance FeE400 (résistance de 400 MPa avec un module de Young de 210.000 MPa. Après le façonnage et la pose des armatures nous pouvons passer au coffrage.

## III.2.2. Le coffrage

Le coffrage consiste à assembler des panneaux afin de donner à la structure en béton sa forme et ses dimensions. Pour un ouvrage en béton armé, les coffrages sont les moules dans lesquels le béton serra couler. Sur notre chantier la fouille constituait le coffrage pour la fondation. Une fois cette étape terminée, nous passons aux bétonnages.

### III.2.3. Le bétonnage

Le bétonnage consiste à couler le béton directement dans la fouille ou dans le coffrage. Une fois le béton introduit, il est vibré avec une aiguille vibrante, afin d'expulser l'air présent dans le béton, d'éviter les risques de ségrégation et ainsi obtenir un béton plus compact et solide une fois durcis; Une fois le niveau du béton obtenu, le coulage est arrêté laissant ainsi place au durcissement du béton et à la cure. La cure est un procédé qui consiste à arroser régulièrement le béton afin d'éviter la dessiccation de la surface du béton, et l'apparition de microfissure. Ce procédé assure la maturation et le durcissement du béton. Pour garder le béton toujours humide nous avons utilisé du sable.

## III.3. Le suivi de la réalisation du poteau

Les poteaux sont les ouvrages élémentaires de la structure du bâtiment. Ce sont des porteurs verticaux qui ont pour rôle de reprendre et de transmettre aux semelles les charges venant des poutres. Ils sont généralement en béton armé et sollicités en compression simple. La réalisation du poteau suit ces différentes étapes :

## III.3.1. Mise en place des armatures

Les armatures du poteau sont composées d'acier longitudinaux (principaux) et transversaux (cadres, étriers ou épingles). Le ferraillage se fait en deux étapes à savoir :

- Le façonnage et l'assemblage des armatures (selon le carnet de ferraillage). Ils sont réalisés par les ferrailleurs dans un atelier à l'extérieur ou sur le chantier;
- Le calage des armatures. Il consiste à transporter les armatures de l'atelier de façonnage enfin de les disposer sur leurs attentes respectives.

Avant le coffrage, le superviseur procède à la réception du coffrage. Cette réception consiste à

- Vérifier que les armatures sont bien placées (espacement entre les barres) ;
- Vérifier la présence de cales à béton afin de respecter l'enrobage.

Notons que notre air de façonnage des armatures est situé sur le chantier.

## III.3.2. Coffrage des poteaux

Le coffrage est réalisé par les menuisiers coffreurs après la disposition des armatures et la mise en place des cales en béton. Il est composé de quatre panneaux raidis par des serrejoints ou crochets et aussi d'étais pour l'empêcher de subir des mouvements ou déplacements lors du vibrage éventuel. Il est stabilisé par un serrage contre les amorces. Avant le bétonnage il est important que le superviseur fasse une inspection complète (la réception) du coffrage. Cette inspection consiste à :

- S'assurer que les plaques sont bien vissées pour être étanches ;
- Vérifier la propreté du coffrage (pas de débris à l'intérieur) ;
- Vérifier la verticalité du coffrage.

La verticalité du béton est vérifiée à l'aide du fil à plomb. A défaut du fil à plomb classique, on peut utiliser "un fil à plomb in situ", constitué d'un taquet de forme rectangulaire,

relié par un fil à un morceau de bloc (une brique par exemple). Pour l'utiliser on fixe perpendiculairement le taquet à la partie supérieure du coffrage. Le taquet doit être parallèle au sol. On déroule ensuite le fil, on laisse prendre le morceau de bloc sans qu'il touche le sol. Enfin on termine en mesurant les distances (en haut, au milieu et en bas) entre la paroi du coffrage et le fil. L'objectif étant que le taquet et le fil forment un angle droit.

## III.3.3. Le bétonnage

Après la réception du coffrage, on procède au bétonnage. Le bétonnage consiste à :

- Introduire le béton dans le coffrage ;
- Vibrer le béton pour assurer le serrage des éléments et éviter la ségrégation. La vibration se fait au moyen d'une aiguille cylindrique, l'aiguille est introduite et retirée lentement du béton. L'aiguille est toujours placée à une distance de 10 cm au moins des parois ou du fond;
- Une fois la hauteur désirée, le coffrage doit rester sur place jusqu'à durcissement du béton.

## III.3.4. Décoffrage du poteau

Lorsque le béton a suffisamment durci, l'ouvrier procède au décoffrage du poteau (le décoffrage des poteaux sur notre chantier s'effectue 48h après leurs mises en œuvre). Après décoffrage, il faut procéder à la cure du béton. En effet la cure du béton est la protection mise en œuvre pour éviter une dessiccation de la surface du béton, pour lui assurer une maturation satisfaisante et donc favoriser son bon durcissement. Pour respecter les conditions de cure sur notre chantier, après décoffrage on couvre les poteaux avec des sacs ensuite on les arrose régulièrement avec de l'eau.

### III.4. Les poutres

Une poutre est un élément porteur horizontal, destinée à reprendre les charges du plancher et les transmettre aux poteaux. Les poutres travaillent en flexion et peuvent être fait de différents matériaux (bois, acier, béton armé, matériaux mixtes, béton précontraint etc.). Nous nous intéresserons aux poutres en BA. Les poutres peuvent reposer sur des appuis comme elles peuvent également se supporter sur d'autres poutres : c'est le cas des poutres croisées.

Pour procéder à la réalisation des poutres, nous avons commencé par le coffrage des poutres suivie de la dalle ; le ferraillage, le bétonnage et du décoffrage.

## III.4.1. Le ferraillage

Le ferraillage est obtenu après un calcul BA. La poutre travail en flexion et en conséquent elle a une zone tendue et une zone comprimée. Les aciers qui sont placés dans la zone tendu permettent de reprendre les efforts de traction. Dans certains cas également nous avons des aciers placés dans la zone comprimée qui sont destinés à reprendre une partie des efforts de compression.

## III.4.2. Le coffrage

Sur notre chantier le coffrage de la poutre a été effectué avec celle de la dalle. Le coffrage de la poutre est constitué de différents éléments :

- le fond de la poutre : il est réalisé avec un panneau de forte section
- les joues qui sont les fasses latérales du coffrage en panneau et de hauteur variante
- les raidisseurs verticaux qui sont en lattes ils sont complétés une fois sur deux par des écarteurs (4) et des serres joints (5)
- (6) les traverses sont en chevrons de 60 x 60 mm ou 80 x 80 mm
- (7) les contres fiches sont en petite latte de 30 x 60 mm et cloué sur les raidisseurs
- (8) un petit tasseau cloué sur les traverses empêche le basculement des planches
- (9) les étais qui peuvent être métalliques circulaires de diamètre 100 mm ou en chevrons de 80 x 80 mm
- (10) les patins sont en planche de 35 mm sont assez larges pour éviter tout enfoncement dans le sol

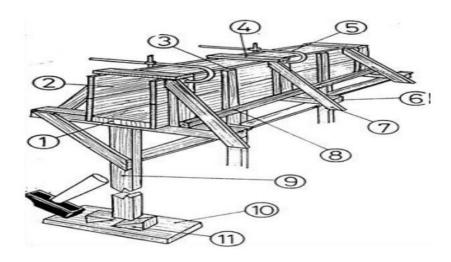


Figure 9: Coffrage

Dans cette partie, il était question de faire ressortir les différentes étapes de mise en œuvre des éléments porteurs de notre bâtiment R+1. Les différentes étapes présentées ci-dessus sont très importantes et indispensable pour un bâtiment résistant.

## III.5 Acquis, observations et suggestions

## III.5.1 Les acquis

Ce stage nous a permis de renforcer nos connaissances, de suivre dans les moindres détails les étapes de la réalisation d'un bâtiment. Nous avons appris auprès de tous les acteurs intervenant dans la réalisation de ce projet. En tant que stagiaire, nous avons eu pour tâche le suivi du chantier sur la qualité et sur la quantité des matériaux. Après avoir assumer ce rôle nous avons pu nous rendre compte qu'en plus de l'exigence technique, il faut aussi avoir des compétences dans le management pour un meilleur rendement d'une équipe.

#### III.5.2. Les observations

Au cours des trois (03) mois passés sur le chantier, nous avons fait des constats aussi bien négatifs que positifs. En ce qui concerne les aspects négatifs nous pouvons citer :

• L'insuffisance dans la gestion du planning entrainant des retards dans la réalisation de certaines tâches ;

Comme points positifs, nous apprécions les éléments suivants qui font avancer le travail :

- le respect du port d'équipement de protection individuel tel que les casques, les chaussures de sécurité, les gants (etc.) pour la plupart des ouvriers ;
- la disponibilité des matériaux et matériels de construction ;
- la compétence du personnel;
- la qualité du travail effectué;
- la rigueur et le sérieux dans le travail ;
- l'accompagnement et l'encadrement des stagiaires par le personnel ;
- l'implication des stagiaires sur le terrain pour les différentes tâches et même lors des réunions de chantier.

## III.5.3. Les suggestions

Pour remédier aux problèmes que nous avons énumérés plus haut, nous proposons quelques solutions pour permettre d'améliorer le travail sur le chantier à savoir une meilleure organisation et un meilleur suivi du planning.

## **CONCLUSION**

Ce projet de fin d'études nous a été bénéfique en ce sens qu'il nous a permis de passer en revue toutes les parties de nos cours liés à la conception et au dimensionnement des structures en béton armé.

Cette étude avait pour objectif de faire une étude structurale et exécution de l'ouvrage à savoir : dimensionner la structure en béton armé ; effectuer une étude impact environnemental et social et le suivie d'exécution des travaux. Pour ce faire, après une conception initiale des éléments de structure comprenant les fondations, les poteaux, les poutres, les planchers et l'escalier, un calcul effectué manuellement nous a permis de définir les charges appliquées sur les structures ensuite de déterminer les sections d'armature que comporte ces structures.

Par ailleurs, les calculs réalisés sur l'ensemble des éléments de la structure ont permis d'obtenir les différentes sections théoriques, mais le choix définitif et les dispositions constructives pour la réalisation des plans d'exécution ont été faits en prenant en compte à la fois les aspects financiers, techniques et réalistes.

Durant le temps de notre stage, nous avons pu suivre et participer à la réalisation des travaux, ce qui nous a permis d'acquérir le bagage nécessaire pour l'étude de ce thème. Nous avons fait ressortir les processus de mise en œuvre sur le terrain. Les matériaux et le matériel utilisés sont choisis minutieusement afin d'obtenir des éléments d'une bonne qualité. Le béton étant un Béton Coulé sur place par une Bétonnière, le dosage a été très bien respecter suivi par le contrôle et soumis aux tests par le laboratoire et approuvé, ce qui a permis de respecter les différentes formulations avec plus de précision.

D'un point de vue personnel, ce stage ne m'a apporté que satisfaction tant au niveau professionnel que relationnel, il a répondu à mes attentes.

J'ai aussi appris au cours de ce stage de nouvelles façons de travailler tout en mettant en application ce qui m'a été enseigné à ESUP-Jeunesse tant au niveau pratique que théorique.

Ce stage m'a également permis de me familiariser avec les règlements et normes de construction en béton armé, de maitriser les différents logiciels pour l'élaboration du projet, et de connaître des sites donnant des informations sur ce type de projet.

En définitive, on retiendra du présent mémoire les résultats fondamentaux suivants :

Nous avons pu constater que le dimensionnement manuel est très intéressant car il favorise une

bonne compréhension et une bonne maîtrise des calculs de dimensionnement et des normes de calcul.

Cependant, il reste la méthode la plus lente de nos jours pour de grands projets où il y a un grand nombre d'éléments ; alors qu'avec les outils informatiques qui sont de plus en plus accessibles et performants, une étude de l'ensemble d'un bâtiment peut être mené avec un gain de temps assez considérable avec des résultats précis à condition de maitriser ce que l'on fait et d'avoir la possibilité de vérifier la cohérence des résultats d'où le choix de notre thème.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Jean-Pierre Mougin, Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés par la deuxième édition 2000, quatrième tirage 2006 par la maison d'édition EYROLLES ;
- [2] Jean PERCHAT, Jean ROUX, Pratique du BAEL 91 Cours et exercices Corrigés (), Eyrolles deuxièmes édition 1998 ;
- [3] SANKARA R. Donatien 2020 Etude structurale suivi du métré et de l'estimation de prix d'un bâtiment R+1 à usage d'habitation dans la ville de Ouagadougou.

## **ANNEXES**

#### LISTE DE ANNEXES

## **Annexe 1: Plans architecturaux**

- ➤ Vue en plan R+1
- > Vue en plan de la toiture
- > Façades
- > Coupes

## Annexe 2: Plans d'exécution

- > Plan de fondation
- ➤ Plan de coffrage du plancher haut RDC
- ➤ Plan de ferraillage de la nervure
- ➤ Plan de coffrage