

BURKINA FASO
UNITE – PROGRES - JUSTICE
Année académique 2011 - 2012
FILIERE : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

THEME :

Dimensionnement d'un bâtiment hospitalier (bâtiment traumatologie)

Présenté et soutenu par :
NADEMBEGA Christian-Bernard Sindi-Basba

Sous la direction du
Dr Ismaïla GUEYE
Chargé de cour au ZIE

Et de

M. Hervé COMPAORE
Chargé des études à la
Compagnie Générale
Des Entreprises
(CGE)

DEDICACE

***A MA FAMILLE POUR LE SOUTIEN ACCORDÉ TOUT
AU LONG DE MES ETUDES.***

REMERCIEMENTS

Je voudrais profiter du présent rapport pour adresser tous mes remerciements :

*_ A l'entreprise Compagnie Générale des Entreprises (CGE) en occurrence son Directeur General **M. TIENDREBEOGO Mahamadi** pour tous ces efforts fournis et surtout sa confiance placée en ma personne.*

_ A tout le personnel du bureau pour leur franche collaboration et leur disponibilité tout au long de mon parcours au sein de l'entreprise CGE

_ A l'administration et à tout le corps professoral de l'Institut International d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (2IE) pour tous les efforts et sacrifices qu'ils ont consentis pour nous assurer une bonne formation.

_ Nos remerciements vont également à l'encontre de nos aînés, nos camarades de classes et amis qui nous ont apporté leur soutien moral.

TABLE DES MATIERES

<i>I – INTRODUCTION</i>	10
<i>II – PRESENTATION DE LA COMPAGNIE GENERALE DES ENTREPRISES</i>	11
<i>A- Les domaines d'activités</i>	11
<i>B - Le personnel</i>	12
<i>C - Nos réalisations</i>	12
<i>CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET D'ETUDE</i>	14
<i>A-Etude structurale du bâtiment</i>	14
<i>CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE OSSATUREE</i>	15
<i>A - Plancher en dalle pleine</i>	15
<i>B - Les poutres (principale et secondaire)</i>	16
<i>2 - Les poutres secondaires</i>	17
<i>C - Les poteaux</i>	17
<i>D - Les voiles</i>	18
<i>E - Les longrines</i>	18
<i>F - La cage d'escalier</i>	19
<i>CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES DE LA STRUCTURE OSSATUREE</i>	20
<i>A – Introduction</i>	20
<i>B- Le plancher en dalle pleine</i>	20
<i>1 –Evaluation des charges surfaciques</i>	20
<i>C – Descente de charges sur la semelle SE1</i>	21
<i>CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE OSSATUREE</i>	23
<i>A-Les semelles isolées</i>	23
<i>12 - Calcul des armatures</i>	24
<i>13 - Vérification au poinçonnement</i>	24
<i>B - Les poteaux</i>	25
<i>1 - Les hypothèses de calculs</i>	25
<i>2 - Caractéristiques des matériaux</i>	25
<i>3 - La longueur de flambement L_f</i>	25
<i>4 - a - Inertie I</i>	25
<i>4 – b -Section du béton</i>	25

4 – c -Le rayon de giration i	25
4 – d –L'élanement λ	26
5 - Section réduite du béton Br	26
6 - Effort équilibré par le béton	26
7 - Effort équilibré par les aciers	26
8 - La section d'aciers comprimés ASC	26
9 - Calcul de la section minimale A_{min}	26
10 - Choix des armatures :	26
11 - Armature transversale et espacement	26
12 - Jonction de recouvrement	27
13 - Nombre de cadres sur la longueur l_r	27
14 - Nombre de cadres	27
C - Les voiles	27
1 - Les hypothèses de calculs	27
2 - Caractéristiques des matériaux	27
3 - La longueur de flambement L_f	28
4 – Calcul de l'élanement du poteau voile	28
4 – a - Inertie I	28
4 – b - Section du béton	28
4 – c - Le rayon de giration i	28
4 – d –L'élanement λ	28
5 - Section réduite du béton Br .	28
6 - Effort équilibré par le béton	28
7 - Effort équilibré par les aciers	28
8 - La section d'aciers comprimés ASC	29
9 - Calcul de la section minimale A_{min}	29
10 - Choix des armatures :	29
11 - Armature transversale et espacement	29
12 - Jonction de recouvrement	29
13 - Nombre de cadres sur la longueur l_r	29
14 - Nombre de cadres	29
15 - Plan de ferrailage	29

<i>D - Etude du plancher</i>	30
1 - Principe de la méthode	30
2 - Caractéristiques des matériaux	30
3 - Sollicitations des charges	30
4 - Détermination des valeurs des coefficients U_x et U_y :	31
5 - Calcul des moments fléchissant articulés sur le contour du panneau	31
6 - Calcul des moments fléchissant en travée	31
7 - Calcul des moments fléchissant sur appuis	31
8 - Calcul des moments minimaux en travées	31
9 - Condition sur appuis	31
10 - Détermination du rapport $\partial = P_u / P_{ser}$	32
11 - Calcul du moment réduit du béton dans le sens de L_x	32
12 - Calcul du moment réduit limite	32
13 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles	32
14 - Calcul du bras de levier Z_b	32
15 - Calcul de la section d'armature	32
16 - Calcul du moment réduit du béton dans le sens de L_y	32
17 - Calcul du moment réduit limite	32
18 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles	32
19 - Calcul du bras de levier Z_b	33
20 - Calcul de la section d'armature	33
21 - Calcul du moment réduit du béton sur appuis	33
22 - Calcul du moment réduit limite	33
23 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles	33
24 - Calcul du bras de levier Z_b	33
25 - Calcul de la section d'armature	33
26 - Section minimale d'armatures	33
27 - Choix des armatures	33
28 - Calcul à l'effort tranchant	34
29 - plan de ferrailage de la dalle	34
<i>E - Etude de la poutre Principale</i>	35
1 - Les hypothèses de calculs	35

2 - Calcul des sollicitations	35
3 - Caractéristiques des matériaux	35
4 - Détermination des sollicitations	35
5 - Détermination des moments maximaux	35
6 - Détermination du rapport de grandeur ϑ	36
8 - Calcul du moment réduit limite	36
9 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles	36
10 - Calcul du moment limite	36
11 - Calcul du moment repris par les aciers tendus.	36
12 - Détermination de la contrainte des aciers comprimés pour $F_e E = 400 \text{ MPA}$	36
13 - Calcul de la section d'armature comprimée	36
14 - Détermination du bras de levier Z_b	36
15 - Calcul du bras de levier	37
16 - Calcul de la section d'armatures	37
17 - Calcul de la section minimale A_{min}	37
18 - Vérification	37
19 - Choix des armatures	37
F - Les poutres secondaires	37
1 - Les hypothèses de calculs	37
2 - Détermination des charges	37
3 - Détermination des sollicitations	38
4 - Détermination du rapport de grandeur ϑ	38
5 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles en travée	38
5 - 1 - Détermination du moment réduit agissant	38
5 - 2 - Détermination du moment réduit limite	38
5 - 3 - Détermination des armatures tendues et comprimées éventuelles	39
5 - 4 - Calcul du bras de levier	39
5 - 5 - Calcul des armatures tendues	39
5 - 6 - Choix des armatures tendus en travée	39
6 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles sur appuis	39
6 - 1 - Détermination du moment réduit agissant	39
6 - 2 - Détermination du moment réduit limite	39

6 – 3 - Détermination des armatures tendues et comprimées éventuelles	39
6 – 4 - Calcul du bras de levier	39
6 – 5 - Calcul des armatures tendues	39
6 – 6 - Choix des armatures tendus	39
7 – Carnet de ferrailage	40
G - Etudes de l'escalier	41
1 - Les hypothèses de calculs	41
2 - La combinaison des charges	41
3 - Calcul des efforts intérieurs	42
4 - Calcul des sollicitations	42
5 - Détermination du rapport de grandeur ∂	42
6 - Détermination du moment réduit agissant	42
7 - Détermination du moment réduit limite	42
8 - Détermination des armatures tendues et comprimées éventuelles	42
10 - Calcul des armatures tendues	43
11 - Vérification de la section minimale	43
12 - Choix des armatures tendues en travée	43
13 - Espacement des armatures filantes	43
14 – Choix et espacement des armatures de répartitions en travée	43
15 - Le plan de ferrailage de l'escalier	43
CHAPITRE V : ETUDE DE PRIX	44
A – Introduction	44
B - L'établissement du budget prévisionnel de l'ouvrage	44
1 – Introduction	44
2 - Devis estimatif des corps d'état de l'ouvrage	45
3 - Récapitulatif général des budgets	45
4 - Budget gros œuvre	46
5 - Budget isolation thermique et étanchéité	47
6 - Budget menuiserie métallique	47
7 - Budget menuiserie Aluminium	48
8 - Budget menuiserie bois	48
9 - Budget peinture et finition	49

<i>10 - Budget revêtement des sols et des murs</i>	49
<i>11 - Budget charpente</i>	50
<i>A- Les conséquences liées aux devis quantitatifs</i>	51
<i>1 – Introduction</i>	51
<i>CHAPITRE VI : MISE EN ŒUVRE ET REALISATION</i>	52
<i>1 – Introduction</i>	52
<i>2 – Exécution des tâches</i>	52
<i>a- Les fouilles</i>	52
<i>b - Bétons de propretés</i>	52
<i>c - Ferrailage et pose des armatures des semelles isolées et longrines</i>	52
<i>d - Soubassement</i>	53
<i>e - Coffrages et longrines</i>	53
<i>f - Le remblai</i>	55
<i>g - Le dallage</i>	56
<i>h - Le plancher</i>	56
<i>CONCLUSION</i>	57
<i>BIBLIOGRAPHIE</i>	58
<i>ANNEXES</i>	59

I – INTRODUCTION

La maîtrise de tout métier professionnel passe nécessairement non seulement par l'acquisition de connaissances théoriques mais aussi et surtout par des connaissances pratiques et spécifiques. Le Génie Civil une filière indispensable pour l'évolution d'une nation n'échappe pas à cette règle.

C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent mémoire effectué à la Compagnie Générale des Entreprises (CGE), qui offre un cadre idéal à ses agents pour parfaire et exceller dans les domaines techniques qu'elle embrasse.

Ce mémoire portera d'une part sur l'étude structurale d'un ouvrage tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciels.

L'un des faits les plus importants de notre siècle est l'avènement de l'informatique. L'informatique s'est développée au fil du temps et a pénétré tous les secteurs d'activités des hommes.

Si bien qu'aujourd'hui nous sommes à une époque où les facteurs temps, rendement, performance et efficacité sont très primordiaux si on veut être excellent.

D'autre part le mémoire portera sur l'établissement d'un budget afin de mieux optimiser son rendement et son bénéfice.

Enfin je terminerai sur la mise en œuvre sur chantier des différents éléments porteurs.

Ainsi pendant plusieurs mois j'ai concrétisé de nombreuses connaissances théoriques antérieurement acquises. Ceci vient à point nommé renforcer nos capacités techniques indispensables à mon efficacité sur le terrain.



COMPAGNIE GENERALE DES ENTREPRISES

II – PRESENTATION DE LA COMPAGNIE GENERALE DES ENTREPRISES

A- Les domaines d'activités

La Compagnie Générale des Entreprises (CGE) a été créée en 1996. Son siège est à Ouagadougou au Burkina Faso. Elle évolue principalement dans la construction de :

- ✓ bâtiments (industriel, administratif, pédagogique, récréatif, à usage d'habitation...),
- ✓ routes (pistes rurales, routes en terre ou bitumée),
- ✓ ouvrages d'art (ponts, dalots, radiers),
- ✓ de barrages (homogène en terre ou en béton),
- ✓ adductions d'eau potable (château d'eau et pose de canalisations),
- ✓ aménagements hydro agricoles (périmètres irrigués)
- ✓ construction métallique (charpente et couverture métalliques).

En plus de quinze ans d'existence, l'activité de la CGE n'a cessé de croître tout en se diversifiant, signe d'une gestion interne saine et dynamique. Quinze ans d'activités, quinze ans d'excellence. Ce capital d'expérience acquis et de savoir-faire nous permet aujourd'hui d'exécuter les missions qui nous sont confiées avec compétence, efficacité et dextérité.

Notre dynamisme s'exprime également à travers la mutation juridique enclenchée depuis 2000. En effet, la CGE est passée du statut de Société à Responsabilité Limitée (SARL) à celui de Société Anonyme (SA), devenant ainsi pleinement une société de capitaux. Ce qui induit une transparence dans la gestion financière et administrative de l'entreprise. Cette évolution est l'apanage des entreprises qui progressent.

CGE est une entreprise en pleine croissance. Elle a acquis de solides références techniques et financières dans ces différents domaines d'activités depuis sa création jusqu'à ce jour. Elle a ouvert une agence au Mali en 2007, une agence au Niger en 2008, et une agence au Benin en 2009. Elle compte étendre ses activités dans d'autres pays africains et, plus tard, conquérir le

monde entier en offrant des services de qualité et durables. Chacune de ces agences travaille avec le même dynamisme et la même volonté de satisfaire les clients.

B - Le personnel

La CGE s'est attachée de cadres compétents qui forment un noyau de professionnels qui, chaque jour, recherchent la performance et l'excellence dans le travail.

Elle compte aujourd'hui, plus de 600 travailleurs répartis entre la direction générale, les services techniques, les différentes agences et les différents chantiers. Dans le domaine des travaux publics et en particulier les bâtiments, elle dispose de :

- 10 Ingénieurs de travaux publics
- 18 Techniciens Supérieurs de travaux publics
- 15 Chefs de chantiers ayant tous au minimum le CAP
- Une centaine d'ouvriers qualifiés permanents et d'une centaine d'occasionnels.

La performance d'une entreprise repose sur ses ressources humaines. C'est dans cette optique que monsieur **Saïdou TIENDREBEOGO**, le directeur général, diplômé d'une grande école d'ingénieurs, a su s'entourer d'une équipe compétente et motivée. Le premier responsable de la CGE est doté d'une grande capacité de management. Fort de ses dix neuf années d'expérience, il a su tisser un projet social entre l'entreprise et son personnel, conciliant ainsi les intérêts des travailleurs aux impératifs de croissance de l'entreprise. Il encourage l'initiative personnelle, suscitant ainsi une bonne émulation des compétences.

C - Nos réalisations

La CGE s'est investie dans la modernisation des procédés de préfabrication et de fabrication des coffrages en atelier prêt à l'emploi pour l'exécution des bâtiments et ouvrages d'art.

De nouveaux procédés d'exécution des terrassements et de mise en œuvre du béton ont également été conçus par nos ingénieurs et techniciens afin d'optimiser l'exécution des travaux sur nos chantiers. A ce titre, nous nous sommes illustrés sur de nombreux chantiers dans le domaine des travaux publics où nos procédés innovants ont fait leurs preuves. Nous pouvons citer entre autres réalisations :

- Bâtiments :
 - Hôpital du district du CMA
 - le terminal fruitier de Bobo Dioulasso
 - la cour d'appel d'Ouagadougou (R+3)
 - le siège de l'Etat Major de l'Armée de Terre à Ouagadougou (R+2)
 - le siège de l'Institut National des Sciences des Sociétés (INSS) (R+1)
 - l'extension d'un immeuble (R+3) à usage de bureaux au profit du conseil constitutionnel à Ouagadougou
 - la direction régionale des enseignements secondaires de Ouahigouya (R+1)
 - la bibliothèque de l'université polytechnique de Bobo Dioulasso (R+1)
 - l'ENEP de Gaoua
- Route :
 - La route régionale parc W / 72 km
 - 300 km de pistes cotonnières
 - 250 km de pistes de dessertes
 - 249 km de pistes rurales
 - 130 km de routes à Tahoua (Niger)
 - 55 km de route Boromo – Safané
- Adduction d'eau potable :
 - L'AEP de Ouélessébougou (2ème région) au Mali

Ce projet a été reconnu comme l'un des meilleurs jamais réalisé au mali a été inauguré par son excellence le président Amadou Toumani TOURE en 2009.

Aujourd'hui la CGE a une parfaite maîtrise du sujet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET D'ETUDE

A-Etude structurale du bâtiment

Elle est d'une grande importance dans le dimensionnement d'un bâtiment. Au cours de cette étape le concepteur doit tenir compte des retombées financières de ses choix et aussi de la difficulté liée à l'étude technique à la réalisation. Elle doit également dans la mesure du possible respecter les plans architecturaux.

Le complexe hospitalier du CMA du 30 comporte plusieurs bâtiments divisés en plusieurs lots. On dénombre un minimum de 12 entreprises qui travaillent dans ce vaste chantier estimé à un montant d'environ 15 Milliards. Ainsi l'entreprise CGE a la charge de réaliser le lot 2D1 qui comprend quatre bâtiments dont deux R+1 et deux RDC. Ce sont :

- ✓ _ Le bâtiment bloc opératoire (R+1)
- ✓ _ Le bâtiment traumatologie –urologie (R+1)
- ✓ _ Le bâtiment réanimation polyvalente (RDC)
- ✓ _ Le bâtiment kinésithérapie (RDC)

La réalisation de ce lot est estimée à un montant de plus d'un milliard. Le délai contractuel est de 10 mois. Employé dans cette structure en tant que conducteur de travaux j'avais la lourde tâche de bien mener à terme ce projet. Du à la complexité de réalisation du bâtiment traumatologie-urologie (R+1) j'ai porté mon choix sur cet ouvrage afin de réaliser mon mémoire de fin de cycle. En général ces ouvrages sont des bâtiments complexes car en plus de recevoir un nombre important de personnes ils doivent répondre également aux exigences ou normes structurales.

C'est un bâtiment à un étage (R+1) qui comporte des bureaux, des salles d'hospitalisations, des salles de soins, des salles de gardes et autres salles utiles en son bon fonctionnement.

L'ouvrage est une structure ossaturée ce qui veut dire que les murs ne sont pas porteurs et que seul le système planchers poutres poteaux semelles constitue la structure porteuse du bâtiment. Les murs sont des agglos creux de 15 cm et ceux des salles de bains et toilettes sont des agglos creux de 10 cm. La structure possède une charpente métallique recouverte de tôles bac lui servant de toitures. Ainsi à travers les contraintes architecturales il a été convenu

- ✓ d'éviter les saillis des poteaux et des poutres
- ✓ de respecter rigoureusement les dimensions de chaque pièce
- ✓ de respecter une dalle pleine d'épaisseur minimale de 16 cm
- ✓ de respecter les dimensions des poteaux voiles.

Ci-joint les plans architecturaux qui nous permettront de mieux apprécier les divers aspects.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE OSSATUREE

Le pré dimensionnement pour chaque élément d'ouvrage est conforme aux règlements BAEL 91 Modifié 99.

A - Plancher en dalle pleine

Le pré dimensionnement se fera par panneau de dalle. On retiendra une épaisseur uniforme pour l'ensemble du plancher.

L'épaisseur h_0 de la dalle n'étant pas fixée, nous devons choisir une valeur permettant de respecter les conditions de résistance à la flexion, d'isolation acoustique et de sécurité incendie. Il s'agira de pré dimensionné la dalle sur des appuis continus.

Pour ce faire nous allons identifier le panneau de dalle continue qui possède la plus grande surface.

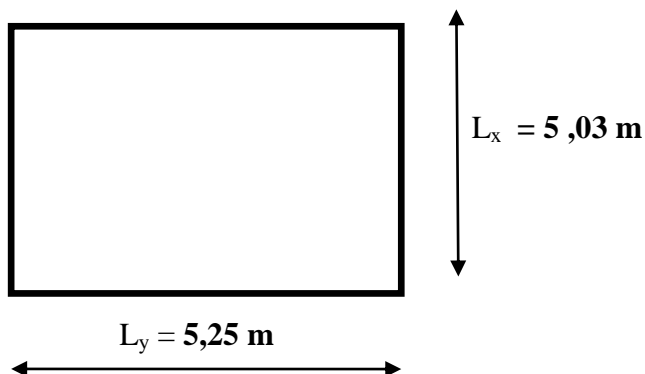
Leurs épaisseurs dépendent d'une part des conditions de résistance à la flexion $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur deux appuis. $1/40$ à $1/50$ pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés. Aussi elles dépendent de la condition d'isolation acoustique (loi de masse) soit $h_0 \geq 16 \text{ cm}$

Pour un panneau rectangulaire de largeur L_x et de longueur L_y le sens de portée est défini par le rapport α . $\alpha < 0,40$ alors le panneau porte uniquement dans le sens de la petite portée (largeur l_x) sinon il porte dans les deux sens.

h_0 : épaisseur du plancher.

Portée max entre nu d'appuis : L_x : petit côté = 5,03m

Portée max entre nu d'appuis : L_y : grand côté = 5,25m



Calcul du paramètre $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{5,03}{5,25} = 0,958 \rightarrow \alpha = 0,96 > 0,4$$

Alors l'épaisseur de la dalle continue est donnée par la formule suivante :

$$h_o \geq \frac{l_x}{40}$$

$$h_o \geq \frac{5,03}{40}$$

$$\text{On aura : } h_o \geq \frac{5,03}{40} = 12,575 \text{ cm}$$

Vu le résultat $h_o \geq 12,575$

Vu la contrainte architecturale qui nous impose $h_o \geq 16$ cm

Nous convenons d'adopter une épaisseur h_o de 16 cm.

B - Les poutres (principale et secondaire)

Nous distinguons deux (2) types de poutres : les principales et les secondaires.

1 - Les poutres principales

Toute poutre principale doit être dimensionnée en respectant les conditions de rigidité suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{8} \\ 0,3d \leq b \leq 0,5d \\ d = 0,9 h \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : la plus grande portée libre entre nus d'appuis
- d : distance qui quitte l'axe des armatures tendue à la fibre extrême la plus comprimée

Ce qui nous donne :

$$L = 476$$

$$L / 12 = 39,7$$

$$L / 8 = 59,5$$

On a donc $39,7 \leq h \leq 59,6$

Nous convenons de prendre $h = 40 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

$0,3d = 10,8 \text{ cm}$

$0,5d = 18 \text{ cm}$

Nous faisons la moyenne des deux valeurs : $(0,3d + 0,5d) / 2$

On a donc $b \geq 14,4$

Nous convenons de prendre $b = 20 \text{ cm}$

D'où une section rectangulaire de $20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

2 - Les poutres secondaires

De même toute poutre secondaire doit être dimensionnée en respectant les conditions de rigidité suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{12} \\ 0,3d \leq b \leq 0,5d \\ d = 0,9h \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ distance qui quitte l'axe des armatures tendue à la} \\ \quad \text{ fibre extrême la plus comprimée} \end{array} \right.$$

Dans la perspective de faciliter une mise en œuvre aisée nous avons décidé d'uniformiser toutes les sections des poutres. Seule le ferrailage serait différent.

Ainsi nous retenons une section rectangulaire de $20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ pour les poutres secondaires.

C - Les poteaux

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité. L'objectif est d'obtenir une section de poteau qui résiste au flambement.

La détermination des dimensions géométrique des sections de nos poteaux est calculée par la relation suivante :

Pour une section rectangulaire ou carrée on a : $A \times B$ ($B \geq A$)

$$A \geq \frac{l_f \times \sqrt{12}}{\lambda_{lim}}$$

Avec λ_{lim} qui correspond à l'élanement maximal et qui est obtenu en divisant la longueur de flambement l_f par le rayon de giration i

$$\lambda = l_f / i$$

Application numérique

$$L_0 = 3,70 \text{ m}$$

$$l_f = 0,70 L_0 = 2,59 \text{ m}$$

$$\lambda_{lim} = 50$$

Car $\lambda \geq 35$ seuls les aciers augmentant le plus efficacement la rigidité dans le plan du flambement est à prendre en compte.

$$A \geq 0,179 \text{ soit } A = 0,20 \text{ m}$$

Nous convenons de considérer des poteaux de section de 20 cm x 20 cm.

D - Les voiles

Les sections des voiles nous ont été imposées par la conception architecturale. Ainsi sa longueur diffère d'un voile à l'autre avec une épaisseur standard de 20 cm en saillis et de 15 cm en décrochée. Nous devons donc tenir compte de cette contrainte architecturale dans notre étude.

E - Les longrines

Jouant le même rôle que les poutres elles reçoivent de plus les poussées de terres. Leur pré dimensionnement suit le même ordre que celle des poutres. D'où l'uniformité de leurs sections de 20 cm x 40 cm.

F - La cage d'escalier

Suivant la formule de blondel on a :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

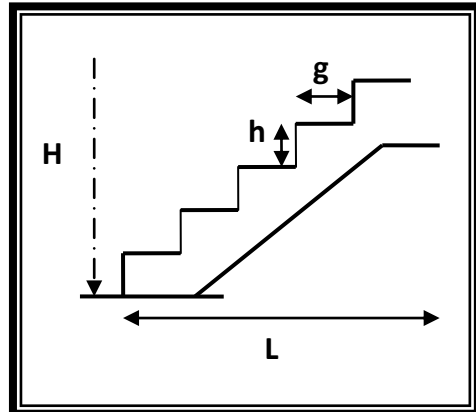
1 - Les hypothèses de calculs

$g =$ le giron $= 30 \text{ cm}$

$h =$ la contre marche $= ?$

$n =$ le nombre de marches $= 23$

$H = n * h =$ la hauteur de la cage d'escalier $= 3,70 \text{ m}$



2 - Hauteur de la contre marche

$$h = H / n = 0,16 \text{ m}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 * 16 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 62 \leq 65 \text{ cm}$$

$$\cos \alpha = g / (g^2 + h^2)^{1/2}$$

$$\text{Alors } \alpha = 33,91^\circ$$

3 - Calcul de l'épaisseur de la volée :

$$\cos \alpha = DP / LH$$

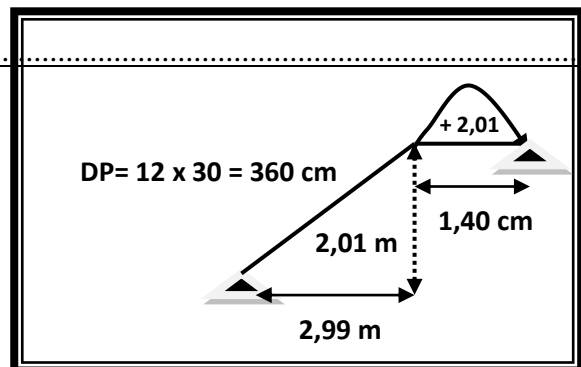
$$Lh = DP / \cos \alpha$$

$$DP = 3,60 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = 0,83$$

$$Lh = 433,78 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la volée est donnée par la relation suivante :



$$\frac{Lh}{30} \leq ev \leq \frac{Lh}{20} = 14,45 \leq ev \leq 21,69 \text{ cm}$$

Nous adoptons une épaisseur $ev = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES DE LA STRUCTURE OSSATUREE

A – Introduction

La descente de charges a pour but d'évaluer des actions de pesanteur permanentes et variables permettant le calcul de la structure. Ainsi à travers le calepinage des surfaces supportées par chaque poteau, nous avons effectué la descente de charge sur la semelle ayant la plus grande surface d'action.

B- Le plancher en dalle pleine

Le plancher est de type dalle pleine ayant une épaisseur de 16 cm. Son dosage est de 350kg/m³ et supporte les charges permanentes telles que son poids propre l'enduit, le revêtement et autres charges. En plus des charges permanentes il supporte également les charges d'exploitations provenant du matériel des personnes et autres accessoires. Il est localisé au niveau du plancher intermédiaire et au niveau de la toiture.

1 –Evaluation des charges surfaciques

Charge surfacique permanente du plancher courant en dalle pleine :

<i>Revêtement</i>	:	30 daN / m ²
<i>Mortier de pose des carreaux</i>	:	80 daN / m ²
<i>Dalle pleine</i>	:	400 daN / m ²
<i>Enduit sous face dalle</i>	:	40 daN / m ²
g plancher	=	550 daN / m²

Charge surfacique permanente du plancher en toiture terrasse en dalle pleine :

<i>Etanchéité</i>	:	62 daN / m ²
<i>Forme de pente (estimé à 10 cm)</i>	:	220 daN / m ²
<i>Dalle pleine</i>	:	400 daN / m ²
<i>Enduit sous face dalle</i>	:	40 daN / m ²
<i>Charpente métallique</i>	:	400 daN / m ²
g plancher	=	1122 daN / m²

Charge surfacique d'exploitation du plancher en dalle pleine :

<i>Bureaux</i>	:	250 daN / m ²
<i>Escalier</i>	:	450 daN / m ²
<i>Toiture</i>	:	100 daN / m ²
<i>Locaux hospitalier</i>	:	350 daN / m ²

C – Descente de charges sur la semelle SE1

NIVEAU	CHARGES PERMANENTES G (EN NEWTON N)						CHARGES D'EXPLOITATIONS Q (EN NEWTON N)					
	<i>Libellés</i>	<i>Longueur</i>	<i>largeur</i>	<i>Hauteur</i>	<i>Poids</i>	<i>Total</i>	<i>Libellés</i>	<i>Longueur</i>	<i>largeur</i>	<i>Hauteur</i>	<i>Poids</i>	<i>Total</i>
TOITURE	<i>Toles</i>	4,76	3,70		200	3 522,40	<i>Toiture accessible</i>	4,76	3,70		100,00	1 761,20
	<i>Charpente métallique</i>	4,76	3,70		400	7 044,80	<i>Plancher accessible</i>	4,76	3,70		250,00	4 403,00
	<i>Accroctère</i>	-			25 000	-						
	<i>Eancheité</i>	-	3,70		620	-						
	<i>Forme de pente</i>	-	3,70		2 200	-						
	<i>Dalle pleine</i>	4,76	3,70	0,16	25 000	70 448,00						
	<i>Enduit sous face dalle</i>	4,76	3,70	0,03	2 200	968,66						
	<i>Total</i>					81 983,86	<i>Total</i>					6 164,20
R+1	<i>Poids propre poutre longi</i>	4,76	0,20	0,40	25 000	9 520,00	<i>Plancher hospitalier</i>	4,76	3,70		350,00	6 164,20
	<i>Poids propre poutre transv</i>	2,73	0,20	0,40	25 000	5 460,00						
	<i>Poids propre poteaux R+1</i>	3,70	0,20	0,20	25 000	3 700,00						
	<i>Maçonnerie 15 x 20 X 40 long</i>	4,76	3,30		2 700	42 411,60						
	<i>Maçonnerie 15 x 20 X 40 transv</i>	2,73	3,30		2 700	24 324,30						
	<i>Total</i>					85 415,90	<i>Total</i>					6 164,20

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE OSSATUREE

A- Les semelles isolées

La descente de charges nous a permis d'obtenir les sollicitations que chaque semelle reçoit. A travers ces sollicitations nous allons pouvoir déterminer les sections géométriques de nos semelles et par suite leurs armatures.

1 - Hypothèses de calculs

Dimensions du poteau

Grand coté du poteau: $b = 0,2m$

Petit coté du poteau: $a = 0,2m$

Matériaux : béton et acier

Contrainte de l'acier utilisé: $F_e = 400 \text{ MPA}$

Contrainte du béton à 28 jours: $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Sollicitations

$G = 0,406 \text{ MN}$

$Q = 0,012 \text{ MN}$

Effort de service: $N_u = 1,53 G + 1,5Q = 0,566 \text{ MN}$

Contrainte admissible du sol: $q_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPA}$

Contrainte admissible du sol à l'ELU: $q_{u,\text{sol}} = 0,27 \text{ MPa}$

Type de calcul : Débords homothétiques

Résultats

2 - Aire approchée de la surface portante

$S1 = N_u / q_{u,\text{sol}} = S1 = 2,10 \text{ m}^2$

3 - Calcul des dimensions approchées

*$B1 = (S1 * b / a)^{0,5} = B1 = 1,45m$*

*$A1 = (a / b) * B1 = A1 = 1,45m$*

4 - Choix des dimensions

$B = 1,60 \text{ m}$

$A = 1,60 \text{ m}$

5 - Hauteur minimale de la semelle

$Ht_{\text{mini}} = ((B - b) / 4) + 5 \text{ cm}$

$Ht_{\text{mini}} = 0,40 \text{ m}$

6 - Calcul de la hauteur utile

$$d = Ht - 5 \text{ cm } d = 0,35 \text{ m}$$

7 - Contrôle de la contrainte admissible du sol

Aire de la surface portante

$$S1 = A \times B = S1 = 2,56 \text{ m}^2$$

8 - Poids propre de la semelle (0,025: poids volumique du Béton)

$$Pp = S \times Ht \times 0,025 \text{ Pp} =$$

$$Pp = 2,56 \times 0,4 \times 0,025 \text{ Pp} = 0,0256 \text{ MN}$$

9 - Poids propre du sable (Hf = 0,75: dépend de la profondeur d'assise de l'ouvrage et 0,018: poids volumique du sable)

$$Ps = S \times Hf \times 0,018$$

$$Ps = 2,56 \times 0,75 \times 0,018 = 0,03456 \text{ MN}$$

$$Ps = 0,03456 \text{ MN}$$

10 - Charge totale sur le sol

$$N = Nu + Pp + Ps$$

$$N = 0,566 + 0,0256 + 0,03456 \text{ MN} = 0,62616 \text{ MN}$$

11 - Contrainte de travail sur le sol

$$q' = N / S = q' = 0,24 \text{ MPA}$$

Contrôle : $q' < q = \text{OK}$

12 - Calcul des armatures

Suivant le sens horizontal elle est donnée par la relation suivante :

$$Ax = Nu (B-b) / (8 d fed)$$

$$Ax = 8,13 \text{ cm}^2 \text{ avec un choix d'armatures de } 10\text{HA}12 \text{ totalisant une section de } 8,88 \text{ cm}^2$$

Suivant le sens vertical elle est donnée par la relation suivante :

$$Ay = Nu (A-a) / (8 d fed)$$

$$Ay = 8,13 \text{ cm}^2 \text{ avec un choix d'armatures de } 8\text{HA}12 \text{ totalisant une section de } 9,04 \text{ cm}^2 \text{ espacé de } 20 \text{ cm.}$$

13 - Vérification au poinçonnement

$$Np = Nu [1 - ((a' + h) \cdot (b' + h)) / (A \cdot B)]$$

$$Np \leq 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times Fc28$$

$$Np = 0,08 \text{ MN}$$

$$Np \leq 1,08 \text{ MN} = (0,08 \text{ MN} \leq 1,08 \text{ MN}) \text{ condition vérifiée}$$

B - Les poteaux

Le dimensionnement de nos poteaux se fera à travers les hypothèses suivantes :

1 - Les hypothèses de calculs

Sollicitations : $Q=12328,4\text{ N}$ $G=159738,54\text{ N}$ $N_u=0,234\text{ MN}$

_ Fissuration peu préjudiciable

_ La durée d'application des charges est supérieure à 24 heures $\theta=1$

_ moins de la moitié des charges est appliqué avant 90 jours : $k=1,10$

_ Enrobages des armatures : 2,5 cm

_ Matériaux

Béton : $f_{c28} = 25\text{ MPA}$

Acier : Fe E 400 HA

2 - Caractéristiques des matériaux

$$\text{Béton } f_{b_u} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17\text{ Mpa}$$

$$\text{Acier } F_{e_d} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{ Mpa}$$

3 - La longueur de flambement L_f

La longueur de flambement du poteau est donnée par la relation suivante : $L_f = 0,7 \times L_o$ basée sur le mode de fixation des extrémités du poteau. Ainsi on a :

$$L_f = 0,7 \times L_o$$

$$L_o = 3,70\text{ m}$$

$$L_f = 2,59\text{ m}$$

4 - calcul de l'élanement du poteau du poteau

$$\text{4 - a - Inertie } I$$
$$I = \frac{bxh^3}{12} = \frac{0,2 \times (0,2)^3}{12} = 0,000133\text{ m}^4 \quad I = 0,000133\text{ m}^4$$

$$\text{4 - b - Section du béton}$$
$$B = 0,20 \times 0,20 = 0,04\text{ m}^2 \quad B = 0,04\text{ m}^2$$

$$\text{4 - c - Le rayon de giration } i$$
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0435}{0,72}} = 0,0577\text{ m} \quad i = 0,058\text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,59}{0,058} = 44,86 \quad \mathbf{44,86 < 50}$$

Ce qui entraîne la détermination du coefficient de minoration de l'effort normal N_u

$$\beta = 1 + 0,2x\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2x\left(\frac{44,86}{35}\right)^2 = 1,32856 \rightarrow \mathbf{\beta = 1,32856}$$

5 - Section réduite du béton Br

$$Br = (a-2)(b-2)$$

$$Br = 0,18x0,18 = 0,0324 \text{ m}^2 \rightarrow \mathbf{Br = 0,0324 \text{ m}^2}$$

6 - Effort équilibré par le béton

$$Nb = (\Theta \times Br \times f_{bu}) / 0,90$$

$$Nb = 665,28 \text{ KN}$$

7 - Effort équilibré par les aciers

$$Ns = K \times \beta \times Nu - Nb$$

$$K \times \beta \times Nu = 342,175 \text{ KN}$$

$$Ns = -323,105 \text{ KN}$$

Nous avons $N_s \leq 0$ le béton est dit surabondant c'est-à-dire que le béton à lui seul peut équilibrer les efforts de compression appliqués sur le poteau. Il suffira de calculer la section minimale d'armatures.

8 - La section d'aciers comprimés ASC

$$Asc = Amin$$

9 - Calcul de la section minimale Amin

$$Amin = \max(4\text{cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0,2B/100)$$

$$Amax = 5B/100$$

$$Amin = \max(0,2 \times 4 \times 4\text{cm}^2 = 3,2 \text{ cm}^2 / (0,2 \times 20 \times 20) / 100 = 0,8 \text{ cm}^2)$$

$$Amin = \max(3,2 \text{ cm}^2 / 0,8 \text{ cm}^2)$$

$$Amax = (5 \times 20 \times 20) / 100 = 20\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } Asc = Amin = 3,20 \text{ cm}^2$$

10 - Choix des armatures :

Nous prenons 4HA12 totalisant une section de 4,52 cm²

$$Asc = Amin = 3,20 \text{ cm}^2 \leq 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

11 - Armature transversale et espacement

$$\phi_t = \frac{\phi l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$St \leq \text{mini}(40\text{cm}; a + 10\text{cm}) = \text{mini}(40\text{cm}; 30\text{cm}) \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Nous prenons $St = 15 \text{ cm}$

12 - Jonction de recouvrement

$$lr \geq 0,6ls = 0,6 \times 40 \times 1,2 = 28,8 \text{ mm} \rightarrow lr = 30\text{cm}$$

13 - Nombre de cadres sur la longueur lr

$$\text{Les cadres sont placés à une distance égale à : } e = \frac{lr}{3} = 10 \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

14 - Nombre de cadres

$$N = \frac{l_0 - lr}{20} = \frac{370 - 60}{20} = 16 \rightarrow 16 \text{ cadres de HA6 espacés de } 15 \text{ cm}$$

C - Les voiles

En ce qui concerne le calcul des poteaux voiles ils ont été dimensionnés suivant la procédure de calcul des poteaux simples soumis à une compression centrée. De section rectangulaire ces voiles jouent plus le rôle d'élément porteur que de voiles. Leur aspect est plutôt d'ordre architectural. Ainsi la section d'acier des poteaux voiles est de :

1 - Les hypothèses de calculs

$$\text{Sollicitations : } Q = 2460 \text{ N} \quad G = 12980 \text{ N} \quad Nu = 33120 \text{ N}$$

_ Fissuration peu préjudiciable

_ La durée d'application des charges est supérieure à 24 heures $\theta = 1$

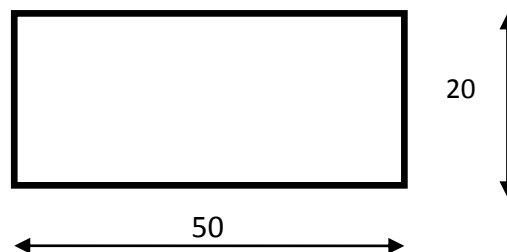
_ Moins de la moitié des charges est appliqué avant 90 jours : $k = 1,10$

_ Enrobages des armatures : 2,5 cm

_ Matériaux

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : Fe E 400 HA



2 - Caractéristiques des matériaux

$$\text{Béton : } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

3 - La longueur de flambement L_f

La longueur de flambement du poteau est donnée par la relation suivante : $L_f = 0,7 \times L_o$ basée sur le mode de fixation des extrémités du poteau. Ainsi on a :

$$L_f = 0,7 \times L_o$$

$$L_o = 4,20 \text{ m}$$

$$L_f = 2,94 \text{ m}$$

4 - Calcul de l'élanement du poteau voilé

4 - a - Inertie I

$$I = \frac{bxh^3}{12} = \frac{0,5 \times (0,2)^3}{12} = 0,000133 \text{ m}^4 \quad I = \mathbf{0,000333 \text{ m}^4}$$

4 - b - Section du béton

$$B = 0,50 \times 0,20 = 0,10 \text{ m}^2 \quad B = \mathbf{0,10 \text{ m}^2}$$

4 - c - Le rayon de giration i

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,000333}{0,04}} = 0,0577 \text{ m} \quad i = \mathbf{0,058 \text{ m}}$$

4 - d - L'élanement λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,94}{0,058} = 50,92 \quad \mathbf{50,92 \geq 50}$$

Ce qui entraîne la détermination du coefficient de minoration de l'effort normal N_u

$$\beta = 0,85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) = 0,85 \times \left(\frac{50,92}{1500} \right) = 1,469412 \rightarrow \beta = \mathbf{1,47}$$

5 - Section réduite du béton Br .

$$Br = (a-2) (b-2)$$

$$Br = 0,48 \times 0,18 = 0,0864 \text{ m}^2 \rightarrow Br = \mathbf{0,0864 \text{ m}^2}$$

6 - Effort équilibré par le béton

$$Nb = (\Theta \times Br \times f_{bu}) / 0,90$$

$$Nb = 1360,32 \text{ KN}$$

7 - Effort équilibré par les aciers

$$Ns = K \times \beta \times Nu - Nb$$

$$K \times \beta \times Nu = 53,555 \text{ KN}$$

$$Ns = -1306,76 \text{ KN}$$

Nous avons $N_s \leq 0$ le béton est dit surabondant c'est-à-dire que le béton à lui seul peut équilibrer les efforts de compression appliqués sur le poteau. Il suffira de calculer la section minimale d'armatures.

8 - La section d'aciers comprimés ASC

$$Asc = Amin$$

9 - Calcul de la section minimale Amin

$$Amin = \max (4\text{cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0,2B/100)$$

$$A \text{ max} = 5B/100$$

$$Amin = \max (1,4 \times 4\text{cm}^2 = 5,6 \text{ cm}^2 / (0,2 \times 20 \times 50) / 100 = 2 \text{ cm}^2)$$

$$Amin = \max (5,6 \text{ cm}^2 / 2, \text{ cm}^2)$$

$$A \text{ max} = (5 \times 20 \times 50) / 100 = 50\text{cm}^2$$

$$\text{Donc } Asc = Amin = 5,60 \text{ cm}^2$$

10 - Choix des armatures :

Nous prenons 4HA12 + 4HA8 + 2HA10 totalisant une section de 8,10 cm²

$$Asc = Amin = 5,60 \text{ cm}^2 \leq 4HA12 + 4HA8 + 2HA10 = 8,10 \text{ cm}^2$$

11 - Armature transversale et espacement

$$\varphi t = \frac{\varphi l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \rightarrow \varphi t = 6 \text{ mm}$$

$$St \leq \text{mini}(40\text{cm}; a + 10\text{cm}) = \text{mini}(40\text{cm} ; 30\text{cm}) \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Nous prenons $St = 15 \text{ cm}$

12 - Jonction de recouvrement

$$lr \geq 0,6ls = 0,6 \times 40 \times 1,2 = 28,8 \text{ mm} \rightarrow lr = 30\text{cm}$$

13 - Nombre de cadres sur la longueur lr

$$\text{Les cadres sont placés à une distance égale à } e = \frac{lr}{3} = 10 \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

14 - Nombre de cadres

$$N = \frac{l_0 - lr}{20} = \frac{370 - 60}{20} = 16 \rightarrow 16 \text{ cadres de HA6 espacés de } 15 \text{ cm.}$$

15 - Plan de ferrailage

Ainsi à travers les plans de fondations et les carnets de ferrailages proposés dans l'annexe I nous pouvons disposer les armatures de chaque élément à son lieu précis avec le ferrailage correspondant.

D - Etude du plancher

Les planchers de notre ouvrage sont en dalle pleine de 16 cm d'épaisseur, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique.

Les portées utiles l_x et l_y se calculent comme pour les poutres.

On désigne par l_x la plus petite dimension de la dalle telle que : $l_x \leq l_y$

Les portées sont : $l_x = 5,03$ m ; $l_y = 5,25$ m

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,03}{5,25} = 0,96 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,96 \leq 1$ donc notre dalle porte dans deux directions.

1 - Principe de la méthode

La méthode consiste à calculer chaque dalle séparément comme si elle était simplement appuyée sur son contour (calcul des moments isostatiques M_{ox} et M_{oy}). Puis tenir compte de la continuité en évaluant forfaitairement les moments sur appuis et en déduisant les moments en travée.

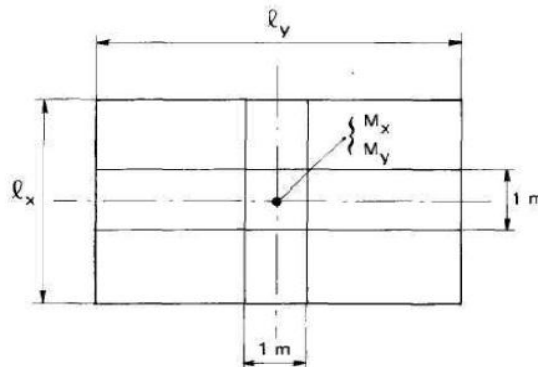


Figure 1: Dalle portant dans deux sens

2 - Caractéristiques des matériaux

Béton $F_{bu} = 0,85 F_{c28} / \gamma_b = 14,17$ MPA

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 F_{c28} = 2,1$ MPA

Acier $F_{ed} = F_e / \gamma_s = 347,83$ MPA

3 - Sollicitations des charges

Charges permanentes du plancher $g = 5,50$ KN/m²

Charges d'exploitation du plancher $q = 3,50$ KN/m²

Sollicitation à l'ELU $P_u = 12,675$ KN/m²

4 - Détermination des valeurs des coefficients U_x et U_y :

Rappel du paramètre α

$$\text{Calcul du paramètre } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{5,03}{5,25} = 0,958 \rightarrow \alpha = 0,96 > 0,4$$

$$U_x = 1/8(1 + 2,4 \alpha^3)$$

$$U_x = 0,040$$

$$U_y = \alpha^2 (1 - 0,95 (1 - \alpha)^2) \geq 1/4$$

$$U_y = 0,916 \geq 1/4$$

5 - Calcul des moments fléchissant articulés sur le contour du panneau

$$M_{ox} = U_x P_u L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,04 \times 12,675 \times 5,03^2$$

$$M_{ox} = 12,828 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{oy} = U_y M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,916 \times 12,828$$

$$M_{oy} = 11,75 \text{ KN.m/m}$$

6 - Calcul des moments fléchissant en travée

Soit M_{tx} le moment qui fléchit suivant le sens horizontal et M_{ty} le moment qui fléchit suivant le sens vertical. Ces deux moments sont obtenus par les relations suivantes :

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox}$$

$$M_{tx} = 9,621 \text{ KNm/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy}$$

$$M_{ty} = 8,813 \text{ KNm/m}$$

7 - Calcul des moments fléchissant sur appuis

$$M_{ox} = 0,5 M_{ox}$$

$$M_{ox} = 6,414 \text{ KNm/m}$$

$$M_{oy} = 0,5 M_{oy}$$

$$M_{oy} = 5,875 \text{ KNm/m}$$

8 - Calcul des moments minimaux en travées

$$M_{ty} \geq M_{tx} / 4$$

$$M_{ty} = 8,813 \text{ KNm/m} \geq 2,405 \text{ KNm/m} \quad \text{OK conditions vérifiées}$$

9 - Condition sur appuis

$$M_{ox} = 6,414 \text{ KNm/m}$$

$$M_{oy} = 5,875 \text{ KNm/m}$$

$$M_{ox} \geq M_{oy} \quad \text{OK condition vérifiée}$$

Pour la suite des calculs nous poserons $M_{ox} = M_{oy} = 6,414 \text{ KNm/m}$

10 - Détermination du rapport $\partial = P_u / P_{ser}$

$$\partial = 12,675 / 9 = 1,408$$

11 - Calcul du moment réduit du béton dans le sens de Lx

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9621000}{1000 \times (0,9 \times 160)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,0327$$

12 - Calcul du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \partial + 49 F_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 0,301852$$

13 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles

On n'a donc $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ pas d'aciers comprimés

14 - Calcul du bras de levier Zb

$$\mu_{bu} = 0,0327 \leq 0,275 \text{ donc } Z_b = d (1 - 0,6)$$

$$Z_b = 141,17 \text{ mm}$$

15 - Calcul de la section d'armature

$$A_{tx} = M_{tx} / (Z_b \times f_{ed})$$

$$A_{tx} = 195,83 \text{ mm}^2 = 1,96 \text{ cm}^2$$

16 - Calcul du moment réduit du béton dans le sens de Ly

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8813000}{1000 \times (0,9 \times 160)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,02999$$

17 - Calcul du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \partial + 49 F_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 0,301852$$

18 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles

On n'a donc $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ pas d'aciers comprimés

19 - Calcul du bras de levier Zb

$$\mu_{bu} = 0,02999 \leq 0,275 \text{ donc } Zb = d (1 - 0,6)$$

$$Zb = 141,408 \text{ mm}$$

20 - Calcul de la section d'armature

$$Atx = Mtx / (Zb \times f_{cd})$$

$$Atx = 179,088 \text{ mm}^2 = 1,79 \text{ cm}^2$$

21 - Calcul du moment réduit du béton sur appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ox}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6414000}{1000 \times (0,9 \times 160)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{bu} = 0,0218$$

22 - Calcul du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \vartheta + 49 F_{c28} - 3050)$$

$$\mu_{lu} = 0,301852$$

23 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles

On n'a donc $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ pas d'aciers comprimés

24 - Calcul du bras de levier Zb

$$\mu_{bu} = 0,0218 \leq 0,275 \text{ donc } Zb = d (1 - 0,6)$$

$$Zb = 142,11 \text{ mm}$$

25 - Calcul de la section d'armature

$$Atx = Mtx / (Zb \times f_{cd})$$

$$Atx = 129,69 \text{ mm}^2 = 1,30 \text{ cm}^2$$

26 - Section minimale d'armatures

Dans le sens de ly on a

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,16 \text{ cm}$$

$$A_{y \text{ min}} = 1,28 \text{ cm}^2$$

Dans le sens de lx on a

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \times (3 - \alpha) / 2 = 1,28 \times (3 - 0,96) / 2 =$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,3056 \text{ cm}^2$$

27 - Choix des armatures

$$\varnothing \leq h_0 / 10 = 16 / 10 = 16 \text{ mm}$$

$$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$$

Espacement

$$Stx \leq \min(3ho; 33 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$$

$$Stx \leq 33 \text{ cm}$$

Donc nous convenons de prendre $Stx = 16 \text{ cm}$

$$Sty \leq \min(4ho; 45 \text{ cm}) = \min(64 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

$$Sty \leq 45 \text{ cm}$$

Donc nous convenons de prendre $Sty = 16 \text{ cm}$

Sens de lx

Nous convenons de prendre 7HA10 par ml totalisant une section de $5,53 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$7HA10/\text{ml} \quad \text{esp} = 16 \text{ cm}$$

Sens de ly

Nous convenons de prendre 7HA10 par ml totalisant une section de $5,53 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$7HA10/\text{ml} \quad \text{esp} = 16 \text{ cm}$$

Armature en chapeau

Nous convenons de prendre 7HA8 par ml totalisant une section de $3,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$7HA8/\text{ml} \quad \text{esp} = 16 \text{ cm}$$

28 - Calcul à l'effort tranchant

Calcul de la contrainte

Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{Vu}{d} \leq 0.7 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $Vu = 41,95 \text{ KN/m}$

$$\tau_u = \frac{0.042}{0.144} \leq 0.7 \times \frac{25}{1.5} \Rightarrow 0.29 \leq 11.67$$

Nous n'avons pas besoins d'armatures d'âmes.

29 – plan de ferrailage de la dalle

E - Etude de la poutre Principale

Nous considérons la poutre T 15 un système de poutre isostatique à une (1) travée reposant sur 2 appuis. On peut l'identifier à l'aide du plan de poutraison situé dans l'annexe II. Le choix de calcul de cette poutre se justifie par le fait qu'elle fait partie de l'une des poutres les plus chargées.

1 - Les hypothèses de calculs

- _ Fissuration peu préjudiciable
 - _ Enrobages des armatures : 2,5 cm
 - _ Matériaux
- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
Acier : Fe E 400 HA

2 - Calcul des sollicitations

Selon la répartition des surfaces afférentes, nous aurons :

Plancher courant

Charges surfaciques

Charge permanentes $g = 550 \text{ daN /m}^2$

Charges d'exploitations $q = 350 \text{ daN /m}^2$

Charges linéaires

Plancher = $5500 \times 2,57 = 14\,135 \text{ N/ml}$

Poutres = $0,2 \times 0,4 \times 25000 = 2000 \text{ N/ml}$

Exploitation = $3500 \times 2,57 = 8\,995 \text{ N/ml}$

$G = 16135 \text{ N} = 16,135 \text{ KN/ml}$

$Q = 8\,995 \text{ N} = 8,995 \text{ KN/ml}$

3 - Caractéristiques des matériaux

Béton $F_{bu} = 0,85 F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPA}$

$F_{t28} = 0,6 + 0,06 F_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$

Acier $F_{ed} = F_e / \gamma_s = 347,83 \text{ MPA}$

4 - Détermination des sollicitations

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

$P_u = 35,27 \text{ KN}$

$ELS = G + Q$

$P_{ser} = 25,13 \text{ KN}$

5 - Détermination des moments maximaux

$M_u \text{ max} = P_u l^2/8 = (35,27 \times 5,175^2) / 8$

$M_u \text{ max} = 118,08 \text{ KN.M}$

$$M_{ser} = P_{ser} l^2 / 8 = (25,13 \times 5,175^2) / 8$$

$$M_{ser\ max} = 84,12\ KN.M$$

6 - Détermination du rapport de grandeur ∂

$$\partial = M_u / M_{ser}$$

$$\partial = P_u / P_{ser}$$

$$\partial = 1,40$$

7 - Calcul du moment réduit agissant

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 118080000 / (200 \times (0,9 \times 400)^2 \times 14,17) = 0,3214$$

8 - Calcul du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \partial + 49 F_{c28} - 3050) = 0,2991$$

9 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles

On a donc $\mu_{bu} \geq \mu_{lu}$ présence d'aciers tendus

10 - Calcul du moment limite

$$M_{lu} = \mu_{lu} \times b_0 \times d^2 \times F_{bu} = 0,2991 \times (200 \times (0,9 \times 400)^2 \times 14,17) = 109,855\ KN.m$$

11 - Calcul du moment repris par les aciers tendus.

Soit M_c ce moment. On a $M_c = M_u - M_{lu} = 118,080 - 109,855$

$$M_c = 8,225\ KN.M$$

12 - Détermination de la contrainte des aciers comprimés pour $F_e E = 400\ MPA$

$$\sigma_{sce} = 9\partial f_{c28} - 0,9 \delta (13 f_{c28} + 415) \frac{1}{k} \leq 348$$

$$\text{Avec } \delta = 0,1 \quad k = 1$$

$$\sigma_{sce} = 9 \times 1,4 \times 25 - 0,9 \times 0,1 \times (13 \times 25 + 415) \times 1/1 =$$

$$\sigma_{sce} = 248,40\ MPA$$

13 - Calcul de la section d'armature comprimée

$$A' = \frac{M_c}{\sigma_{sce} \times d \times (1 - \delta')}$$

$$A' = 8225000 / 248,40 \times 360 \times (1 - 0,1)$$

$$A' = 102,20\ mm^2 = 1,02\ cm^2$$

14 - Détermination du bras de levier Z_b

$$Z_b = d (1 - 0,40)$$

$$\text{Avec } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{lu}})$$

$$\alpha = 0,4576$$

15 - Calcul du bras de levier

$$Z_b = 294,10 \text{ mm}$$

16 - Calcul de la section d'armatures

$$A = \frac{M_{lu}}{Z_b \times f_{ed}} + \frac{A' \times \sigma_{sce}}{f_{ed}}$$
$$A = \frac{109855000}{294,10 \times 348} + \frac{102,20 \times 248,4}{348}$$
$$A = 1073,37 \text{ mm}^2 + 72,95 \text{ mm}^2$$
$$A = 1146,32 \text{ mm}^2 = 11,46 \text{ cm}^2$$

17 - Calcul de la section minimale Amin

$$A_{min} = 0,23 \times b_o \times d \times f_{t28} / f_e$$
$$A_{min} = 0,23 \times 40 \times 36 \times 2,1 / 400$$
$$A_{min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

18 - Vérification

$$A_{min} \leq A \text{ condition vérifiée}$$

19 - Choix des armatures

Acier supérieur : $A' = 1,02 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 totalisant une section de $2,04 \text{ cm}^2$

Acier inférieur : $A = 11,46 \text{ cm}^2$ soit 6HA16 totalisant une section de $12,06 \text{ cm}^2$

F - Les poutres secondaires

Nous considérons la poutre T27-1 à T27-3 un système de poutre continue hyperstatique à 3 travées reposant sur 4 appuis. On peut l'identifier à l'aide du plan de poutraison situé dans l'annexe II

Cette poutre est une poutre secondaire ; elle est donc soumise à son poids propre.

1 - Les hypothèses de calculs

- _ Fissuration peu préjudiciable
- _ Enrobages des armatures : $2,5 \text{ cm}$
- _ Matériaux
- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
- Acier : Fe E 400 HA

2 - Détermination des charges

$$\text{Charge permanente linéique } g = 0,2 \times 0,4 \times 25000 = 2000 \text{ N/m}$$

$$\text{ELU} = P_u = 1,35 g = 2700 \text{ N/m}$$

$$\text{ELS} = P_{ser} = 2000 \text{ N/m}$$

Schéma de principe:

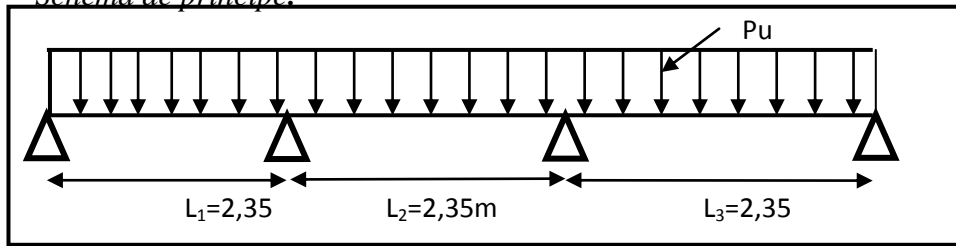


Figure 2: Poutre continue à 3 travées

3 - Détermination des sollicitations

Moment sur appuis

$$M_{ua1} = 0$$

Moment en travée

$$M_{ut1} = 0,08 q l^2 = 0,080 \times 2,70 \times 7,05^2 = 10,74 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ua2} = -0,1 q l^2 = -0,10 \times 2,70 \times 7,05^2 = -13,42 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{ut2} = 0,025 q l^2 = 0,025 \times 2,70 \times 7,05^2 = 3,35 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ua3} = -0,1 q l^2 = -0,10 \times 2,70 \times 7,05^2 = -13,42 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{ut3} = 0,08 q l^2 = 0,080 \times 2,70 \times 7,05^2 = 10,74 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_{ua4} = 0$$

4 - Détermination du rapport de grandeur ∂

$$\partial = P_u / P_{ser}$$

$$\partial = 1,35$$

5 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles en travée

5 - 1 - Détermination du moment réduit agissant

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 10740000 / (200 \times (0,9 \times 400)^2 \times 14,17) = 0,03$$

5 - 2 - Détermination du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \partial + 49 F_{c28} - 3050) = 0,2819$$

5 – 3 - Détermination des armatures tendues et comprimées éventuelles

On a donc $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ donc $A' = 0$ pas d'armature comprimés

5 – 4 - Calcul du bras de levier

On a $\mu_{bu} \leq 0,275$ donc le bras de levier $Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu})$

$$Z_b = 360 (1 - 0,6 \times 0,03)$$

$$Z_b = 353,68 \text{ mm}$$

5 – 5 - Calcul des armatures tendues

$$A_u = M_u / (Z_b \times F_{ed}) = 10740000 / (353,68 \times 348) = 87,26 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 0,87 \text{ cm}^2$$

5 – 6 - Choix des armatures tendus en travée

2HA12 totalisant une section de 2,26 cm² en travée

6 - Calcul des armatures tendues et comprimées éventuelles sur appuis

6 – 1 - Détermination du moment réduit agissant

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 13420000 / (200 \times (0,9 \times 400)^2 \times 14,17) = 0,0406$$

6 – 2 - Détermination du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \partial + 49 F_{c28} - 3050) = 0,2819$$

6 – 3 - Détermination des armatures tendues et comprimées éventuelles

On a donc $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ donc $A' = 0$ pas d'armature comprimés

6 – 4 - Calcul du bras de levier

On a $\mu_{bu} \leq 0,275$ donc le bras de levier $Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu})$

$$Z_b = 360 (1 - 0,6 \times 0,04)$$

$$Z_b = 351,23 \text{ mm}$$

6 – 5 - Calcul des armatures tendues

$$A_u = M_u / (Z_b \times F_{ed}) = 10740000 / (353,68 \times 348) = 87,26 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 1,10 \text{ cm}^2$$

6 – 6 - Choix des armatures tendus

2HA12 en filant totalisant une section de 2,26 cm²

D'où un total de 2HA 12 = 2,26 cm² \geq $A_u = 1,10 \text{ cm}^2$

7 – Carnet de ferrailage

Le ferrailage de toutes les poutres y compris les longrines sont conciliés dan le carnet de ferrailage situé dans l'annexe II. Ainsi à travers le plan de coffrage ou de poutraison nous pouvons connaitre l'emplacement de chaque poutre ou de chaque longrine.

En vue de simplifier sa mise en œuvre le ferrailage des poutres du plancher haut RDC est le même que celui du plancher haut R+1.

G - Etudes de l'escalier

Volée :

Carrelage horizontal (2 cm).....	22 x 0, 02 = 0,44KN/m2.
Mortier de pose horizontal (2cm).....	22 x 0, 02 = 0,44KN/m2
Carrelage vertical (2cm).....	22 x 0,02x0,18/0,30 = 0,24KN/m2.
Mortier de pose vertical (2cm).....	22 x 0, 02x0, 18/0,30 = 0,24KN/m2.
Paillasse (dalle e béton) (e=15cm).....	25 x 15/cos α = 4,31 KN/m2.
marches.....	22 x 0,18/2 = 2,52KN/m2.
L'enduit sous volée.....	1 x 0,15/2 = 0,172KN/m2.
Garde-corps.....	1KN/m2.
.....	charges permanente G = 8,90 KN/m2

Palier

Carrelage (2 cm).....	22 x 0,02 = 0,44KN/m2.
Mortier (2cm).....	22 x 0, 02 = 0,44KN/m2.
Dalle du palier (e=15cm).....	25 x 0, 15 = 3,75 KN/m2.
Enduit en ciment.....	0,2KN/m2.

Charges permanentes G = 4,79 KN/m2.

1 - Les hypothèses de calculs

- _ Fissuration peu préjudiciable
 - _ Enrobages des armatures : 2,5 cm
 - _ Matériaux
- Béton : $f_{c28} = 25$ MPA
Acier : Fe E 400 HA

2 - La combinaison des charges

Palier

Charges d'exploitations $Q = 2,5 \times 1,14 = 2,85$	$\Rightarrow Q = 2,85$ KN/m
Charges permanentes $G = 4,79 \times 1,14 = 5,46$	$\Rightarrow G = 5,46$ KN/m
$P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,46) + (1,5 \times 2,85) = 11,65$	$\Rightarrow P_u = 11,65$ KN/m
$P_{ser} = G + Q = 5,46 + 2,85 = 8,31$	$\Rightarrow P_{ser} = 8,31$ KN/m

Paillasse

Charges d'exploitations $Q = 2,5 \times 1,47 = 3,68$	$\Rightarrow Q = 3,68$ KN/m
Charges permanentes $G = 8,9 \times 1,47 = 13,08$	$\Rightarrow G = 13,08$ KN/m
$P_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 13,08) + (1,5 \times 3,68) = 23,18$	$\Rightarrow P_u = 23,18$ KN/m
$P_{ser} = G + Q = 13,08 + 3,68 = 16,76$	$\Rightarrow P_{ser} = 16,76$ KN/m

3 - Calcul des efforts intérieurs

Schéma mécanique

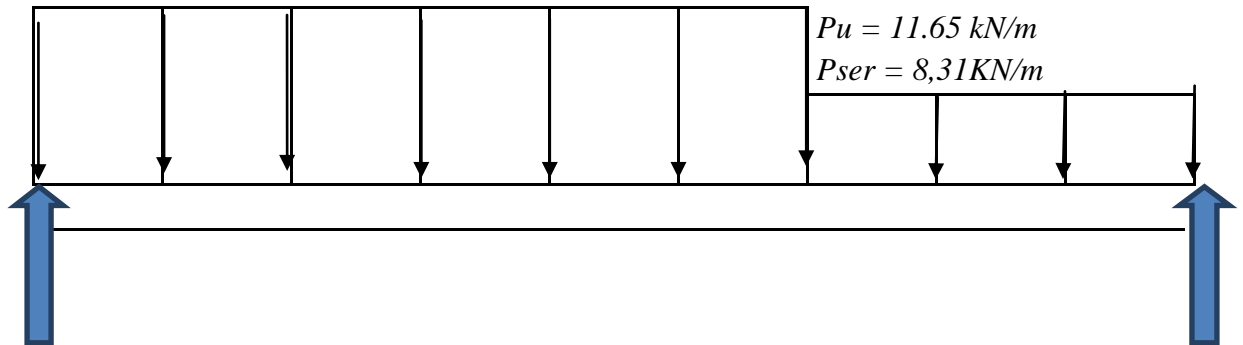
Cas de charge(s)

Charge linéairement répartie : Nœuds = 1 => 2 $P_u = 23,18 \text{ kN/m}$

Charge linéairement répartie : Nœuds = 2 => 3 $P_u = 11,65 \text{ kN/m}$

$$P_u = 23,18 \text{ kN/m}$$

$$P_{ser} = 16,76 \text{ kN/m}$$



4 - Calcul des sollicitations

Moment fléchissant minimal = $-0,00 \text{ kN.m}$ à $0,000 \text{ m}$

Moment fléchissant maximal = $-39,06 \text{ kN.m}$ à $1,836 \text{ m}$

5 - Détermination du rapport de grandeur ∂

$$\partial = P_u / P_{ser}$$

$$\partial = 1,40$$

6 - Détermination du moment réduit agissant

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 39060000 / (1000 \times (0,9 \times 120)^2 \times 14,17) = 0,2363$$

7 - Détermination du moment réduit limite

$$\mu_{lu} = (3440 \partial + 49 F_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0,2991$$

8 - Détermination des armatures tendues et comprimées éventuelles

On a donc $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$ donc $A' = 0$ pas d'armature comprimées

9 - Calcul du bras de levier

On a $\mu_{bu} \leq 0,275$ donc le bras de levier $Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu})$

$$Z_b = 108 (1 - 0,6 \times 0,2363)$$

$$Z_b = 92,686 \text{ mm}$$

10 - Calcul des armatures tendues

$$A_u = M_u / (Z_b \times F_{ed}) = 39060000 / (92,686 \times 348) = 1210,98 \text{ mm}^2$$

$$A_u = 12,11 \text{ cm}^2$$

11 - Vérification de la section minimale

$$A_{s\text{mini}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_u = 12,11 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{mini}} = 1,30 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

12 - Choix des armatures tendues en travée

11HA12 totalisant une section de 12,43 cm²

13 - Espacement des armatures filantes

$$St1 \leq \min(3 \text{ ht}; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St1 \leq \min(36; 33)$$

$$St1 \leq 33 \text{ cm soit } St1 = 9 \text{ cm}$$

Donc nous avons 11HA12/ml espacé de 9 cm

Section théorique des aciers de répartitions A_y

$$A_y = (A_x / 4) \Rightarrow A_y = 3,0275 \text{ cm}^2$$

14 – Choix et espacement des armatures de répartitions en travée

$$St2 \leq \min(4 \text{ ht}; 45 \text{ cm}) \Rightarrow St2 \leq \min(48 \text{ cm}; 45 \text{ cm})$$

$$St2 \leq 45 \text{ cm soit } St2 = 20 \text{ cm}$$

Donc nous avons 5HA10/ml espacé de 20 cm avec $5HA10 = 3,95 \text{ cm}^2 \geq A_y = 3,0275 \text{ cm}^2$ **OK**

15 - Le plan de ferrailage de l'escalier

CHAPITRE V : ETUDE DE PRIX

A – Introduction

Quelle que soit la nature de l'opération envisagée l'évaluation du cout des travaux est indispensable aussi bien pour le maitre d'ouvrage que pour l'entreprise exécutante.

- le maitre d'ouvrage veut connaitre le cout de la construction qu'il a l'intention de réaliser pour pouvoir juger si le montant de l'opération correspond à ses moyens financiers.

- pour l'entreprise l'évaluation est indispensable pour soumissionner en toute connaissance de cause et pour proposer des propositions convenables susceptibles de la placer en bonne position tout en lui assurant une marge bénéficiaire.

L'estimation de la dépense sera établie en décomposant le travail prévu en opération élémentaire simple dont le prix est connu .l'évaluation des quantités d'ouvrages peut être faite de deux manières :

-Soit par calcul d'après les mesures indiquées sur les plans servant à la construction de l'ouvrage dans ce cas l'évaluation sera appelée : avant-métré

-soit par calcul des quantités réalisées d'après les mesures de l'ouvrage fini. Dans ce cas l'évaluation sera appelée métré

L'évaluation d'une construction nécessite l'élaboration de devis.

B - L'établissement du budget prévisionnel de l'ouvrage

1 – Introduction

L'établissement d'un budget prévisionnel est très important pour une entreprise. Car de ce budget dépend la réussite d'un chantier. A travers ce budget nous pouvons savoir approximativement le cout de chaque corps d'état, le montant à décaisser pour sa réalisation, le taux de charge qu'engendre ce corps d'état sur le budget global et la marge bénéficiaire.

Chaque corps d'état est susceptible après déduction des différentes charges de produire un bénéfice. Car c'est l'ensemble des bénéfices de chaque élément qui constitue la marge bénéficiaire totale de l'entreprise. Les frais généraux sont supportés par chaque corps d'état proportionnellement à leur taux de charge. Ainsi grâce aux formules et les plans établis nous avons pu déterminer le budget prévisionnel du bâtiment traumatologie-urologie. A priori nous allons présenter les récapitulatifs des budgets de chaque élément. Ainsi le budget prévisionnel se presente comme suit :

2 - Devis estimatif des corps d'état de l'ouvrage

HOPITAL DE DISTRICT DU SECTEUR 30			
DESIGNATION DES CORPS D'ETAT		TRAUNATO - UROLOGIE	TOTAL
GROS ŒUVRES	TERRASSEMENT	2 872 855	-
	FONDATION - INFRASTRUCTURE	35 124 135	-
	BETON - BETON-ARME	119 543 000	-
	MACONNERIE ET ENDUIT	38 940 875	-
	TOTAL GROS ŒUVRES	196 480 865	196 480 865
CHARPENTE - COUVERTURE - ETANCHEITE		26 443 940	26 443 940
ISOLATION THERMIQUE ET ETANCHEITE		9 020 500	9 020 500
MENUISERIE - ALU - METALLIQUE - BOIS		49 422 145	49 422 145
REVETEMENT DES SOLS ET DES MURS		44 487 424	44 487 424
PEINTURE ET FINITION		12 492 640	12 492 640
TOTAL		338 347 513	338 347 513

3 - Récapitulatif général des budgets

<u>RECAPITULATIF DES BUDGETS</u>						
N°	DESIGNATIONS	MONTANTS NET DES MARCHES	MONTANTS A DECAISSER	RESTES	TAUX DE CHARGES	COEFFICIENT K
1	BUDGET GROS ŒUVRE	196 480 864,60	165 115 072	31 365 792	16%	1,19
2	BUDGET ISOLATION THERMIQUE ET ETANCHEITE	9 020 500,00	6 734 762	2 285 738	25%	1,34
3	BUDGET MENUISERIE - ALU - METALLIQUE - BOIS	49 422 145,00	8 473 744	20 948 401	42%	1,74
4	BUDGET PEINTURE ET FINITION	12 492 640,00	10 027 245	2 465 395	20%	1,25
5	BUDGET REVETEMENT DES SOLS ET DES MURS	43 530 074,00	31 275 224	2 254 850	28%	1,39
6	BUDGET CHARPENTE - COUVERTURE	27 401 289,50	25 845 107	1 556 182	6%	1,06
TOTAL		338 347 513,10	267 471 155	70 876 358	21%	1,26

4 - Budget gros œuvre

<u>RECAPITULATIF BUDGET GROS OEUVRE</u>		
<i>DESIGNATION</i>	<i>MONTANT</i>	
MATERIAUX		
Ciment (Majoration de 10%)	58 573 074	
Gravier (Majoration de 5%)	11 919 088	
Sable (Majoration de 10%)	9 652 299	
Latérite pour remblais	980 000	
Aciers HA (Majoration de 5%)	29 187 886	
Coffrage	11 881 740	
Polystyrène	680 095	
Carburant bétonnière	545 400	
TOTAL	123 419 582	
MAIN D'ŒUVRES		
TRAUNATO - UROLOGIE	21 991 483	
Confection d'agglos	984 600	
Majoration (Raccordements) (5%)	551 685	
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
Frais généraux Location engins (54,23%)/4	18 167 723	
TOTAL	165 115 072	
MONTANT NET DU MARCHÉ	MONTANT A DECAISSER	RESTE
196 480 865	165 115 072	31 365 792
Taux de charge :	16%	
Coefficient K :	1,19	

5 - Budget isolation thermique et étanchéité

<u>RECAPITULATIF BUDGET ISOLATION THERMIQUE ET ETANCHEITE</u>		
	DESIGNATION	MONTANT
MATERIAUX		
	TRAUNATO - UROLOGIE	4 507 517
MAIN D'ŒUVRES		
	TRAUNATO - UROLOGIE	472 450
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
	Frais généraux Location engins (5,238%)/4	1 754 795
TOTAL		6 734 762
	MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER
	9 020 500	6 734 762
		RESTE
		2 285 738
Taux de charge :	25%	
Coefficient K :	1,34	

6 - Budget menuiserie métallique

<u>RECAPITULATIF BUDGET MENUISERIE METALLIQUE</u>		
	DESIGNATION	MONTANT
MATERIAUX		
	ENSEMBLE	1 691 864
MAIN D'ŒUVRES		
	TRAUNATO - UROLOGIE	1 631 519
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
	Frais généraux Location engins (1,71%)/4	572 871
TOTAL		3 896 254
	MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER
	10 769 745	3 896 254
		RESTE
		6 873 491
Taux de charge :	64%	
Coefficient K :	2,76	

7 - Budget menuiserie Aluminium

<u>RECAPITULATIF BUDGET MENUISERIE ALU</u>		
DESIGNATION		MONTANT
FOURNITURE ET POSE		
TRAUNATO - UROLOGIE		9 439 950
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
Frais généraux Location engins ((7,65%)/4)		2 562 845
TOTAL		12 002 795
MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER	RESTE
20 030 100	12 002 795	8 027 305
Taux de charge :	40%	
Coefficient K :	1,67	

8 - Budget menuiserie bois

<u>RECAPITULATIF BUDGET MENUISERIE BOIS</u>		
DESIGNATION		MONTANT
FOURNITURE ET POSE		
TRAUNATO - UROLOGIE		10 427 200
SERRURES (54 unités)		918 000
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
Frais généraux Location engins (3,67%)/4		1 229 496
TOTAL		12 574 696
MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER	RESTE
18 622 300	12 574 696	6 047 604
Taux de charge :	32%	
Coefficient K :	1,48	

9 - Budget peinture et finition

<u>RECAPITULATIF BUDGET PEINTURE ET FINITION</u>		
	<i>DESIGNATION</i>	<i>MONTANT</i>
MATERIAUX		
	TRAUNATO - UROLOGIE	7 155 982
MAIN D'ŒUVRES		
	TRAUNATO - UROLOGIE	1 571 409
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
	Frais généraux Location engins (3,88%)/4	1 299 848
TOTAL		10 027 239
MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER	RESTE
12 492 640	10 027 245	2 465 395
Taux de charge :	20%	
Coefficient K :	1,25	

10 - Budget revêtement des sols et des murs

<u>RECAPITULATIF BUDGET REVETEMENT DES SOLS ET DES MURS</u>		
	<i>DESIGNATION</i>	<i>MONTANT</i>
MATERIAUX		
	TRAUMATO - UROLOGIE	22 922 607
MAIN D'ŒUVRES		
	TRAUMATO - UROLOGIE	3 159 925
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
	Frais généraux Location engins (15,50%)/4	5 192 692
TOTAL		31 275 224
MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER	RESTE
43 530 074	31 275 224	12 254 850
Taux de charge :	28%	
Coefficient K :	1,39	

11 - Budget charpente

<u>RECAPITULATIF BUDGET CHARPENTE - COUVERTURE</u>		
DESIGNATION		MONTANT
MATERIAUX		
TRAUMATO - UROLOGIE		20 410 244
MAIN D'ŒUVRES (10% MATERIAUX)		
TRAUMATO - UROLOGIE		2 041 024
Imprévus (3%)		673 538
COTE PART FRAIS GENERAUX ET LOCATION		
Frais généraux Location engins (8,12%)/4		2 720 301
TOTAL		25 845 107
MONTANT NET DU MARCHE	MONTANT A DECAISSER	RESTE
27 401 289,50	25 845 107	1 556 182
Taux de charge :	6%	
Coefficient K :	1,06	

A- Les conséquences liées aux devis quantitatifs

1 – Introduction

Cette rubrique métrer et étude de prix permet de mettre en exergue les difficultés que rencontrent les entreprises lors des soumissions des dossiers d'appel d'offres (DAO).

Les bureaux d'étude ne prennent plus assez de temps pour finaliser un bon produit.

Ainsi à travers leurs devis quantitatifs les entreprises ayant soumissionnées se retrouvent avec des quantités mal estimées le plus souvent des quantités insuffisantes par rapport à l'estimation réelle.

Conscient de ce problème les entreprises de constructions sont obligées de soumissionner avec ces quantités erronées quitte à négocier certaines faveurs avec le maître d'ouvrage après obtention du marché

L'avant métrer des ouvrages est un processus très important dans la réalisation des ouvrages. De cela dépendent plusieurs facteurs liés directement à cette estimation. Nous pouvons citer

-Du côté du maître d'ouvrage

Une mauvaise estimation de l'avant métré peut avoir comme conséquence :

- _ Un avenant venant de la part de l'entreprise
- _ Un arrêt de chantier pendant un long délai
- _ Un arrêt de contrat d'exécution

-Du côté de l'entreprise

Les textes juridiques qui régissent le contrat entre le maître d'ouvrage et les entrepreneurs favorisent généralement le maître d'ouvrage. Dans ce sens qu'une entreprise ayant signé un contrat à prix forfaitaire se voit dans l'obligation de réaliser tout les travaux comportant des erreurs de quantification (en plus ou en moins) du moment que la tâche doit être réalisée.

Le maître d'ouvrage et les bureaux d'étude estiment que lors de la soumission les entreprises sont dans l'obligation de refaire un autre métrer et de mentionner les amendements. Mais le plus souvent les entreprises d'une part manquent de temps pour proposer un avant métrer et d'autre part sont démunis de précisions concernant parfois la nature et l'origine des matériaux. Qui d'ailleurs se précisent pendant la réalisation au temps opportun.

L'avant métrer engendre également des difficultés au niveau du budget prévisionnel. Ci-dessus nous avons constaté que l'établissement du budget est entièrement réalisé avec les quantités du DAO. Donc un avant métrer engendre un mauvais budget. Pour lever l'équivoque nous avons proposé un métrer tenant compte des différentes contraintes et des dimensions réelles afin de le confronter au devis estimatif. Cela permettra de savoir si l'entreprise est en perte ou pas.

Vue le devis réel réalisé nous constatons que l'entreprise CGE supporte une perte minimale de dix millions cinquante deux mille neuf cent quatre vingt virgule soixante huit (10 052 980,68) francs CFA.

CHAPITRE VI : MISE EN ŒUVRE ET REALISATION

1 – Introduction

Après la réalisation des études de l'ouvrage vient enfin sa réalisation sur le site. Cette rubrique permet de montrer d'une part la mise en œuvre de certaines tâches et d'autre part leurs réalisations.

2 – Exécution des tâches

a- Les fouilles

On distingue deux types de fouilles :

Les fouilles pour semelles isolées : leurs sections géométriques varient en fonction des semelles. Mais en ce qui concerne leur profondeur, elle nous a été imposée par le laboratoire national de travaux public (LNBTP). Nous avons donc observé une profondeur de 1,20 m pour l'ensemble des fouilles de ce bâtiment.

Les fouilles en rigoles : elles sont réalisées pour recevoir le mur de soubassement sur lequel viendra se poser la longrine. Elle a une largeur standard de 30 cm qui file tout le long et une profondeur variant de 20 cm à 30 cm du à l'irrégularité de niveau de notre terrain.

b - Bétons de propretés

Il consiste à la réalisation d'un béton dosé assez faiblement généralement à 150kg/m³. Il est introduit dans les semelles avec une épaisseur de 5 cm. C'est un socle situé entre la terre et le béton de fondation et permet au ferrailage de ne pas être en contact direct avec le sol porteur.

c - Ferrailage et pose des armatures des semelles isolées et longrines

Depuis la phase de l'implantation du chantier nos ferrailleurs avaient commencé la réalisation du ferrailage des semelles et des poteaux en vue de ne pas être en retard. Aussi arrivé à cette phase de l'ouvrage tout le ferrailage était prêt pour sa mise en œuvre.

On pouvait distinguer des aciers de type HA8, HA10, HA12, HA14 et HA6 utilisés pour la confection des cadres, des poteaux, des longrines, des poutres et autres.

Sa mise en œuvre était de nettoyer le fond de fouilles ensuite placer le ferrailage des semelles sur lesquels s'attachait le ferrailage des poteaux. Ensuite bien centrer les semelles et les poteaux grâce à la ficelle placée au niveau des piquets d'axes et les mettre à niveau.

Pour éviter qu'ils ne bougent, ces poteaux furent immobilisés avec des barres appelées cales. Des cales à béton sont utilisées pour s'assurer que les armatures seront bien enrobées lors du coulage. Cette opération terminée, on passa ensuite à la mise en œuvre du béton. C'était un

béton fortement dosé à 350kg /m³ réalisé avec une bétonnière. On l'introduisit dans le trou des semelles avec une épaisseur qui varie en fonction des semelles.



Mise en œuvre du ferrailage et pose des armatures

d - Soubassement

Fait en agglos pleins de 20 cm avec une hauteur qui varie entre 20 cm dans les endroits les plus hauts et 50 cm dans les endroits les plus bas. Il fut réalisé sur un béton de propreté de 5 cm d'épaisseur. Cette phase s'est faite successivement avec la mise en œuvre des poteaux pour économiser en temps.

e - Coffrages et longrines

Les coffrages sont des moules qui permettent de donner la forme que doit avoir chaque élément. Le coffrage utilisé est le coffrage en bois conçu sur place. La confection des moules et leur pose est très importante. Car de ces moules dépendra l'esthétique de chaque élément qui en sortirait. Une mauvaise présentation entraîne aussitôt soit sa démolition ou soit un taillage ou un ragréage approprié. Pour les poteaux on a eu des coffres de 20cm x 20cm, 25cm x 20cm. Au niveau des longrines les moules avaient la dimension de 20cm x 40cm

La longrine est une poutre en béton armé de section 20cm x 40cm qui se repose sur le soubassement. Son ferrailage constitué à sa partie supérieure de HA8 et à sa partie inférieure des aciers HA12mm.

Les menuisiers préparaient le coffrage de la longrine qui filerait sur tout le soubassement. Le coffrage de la longrine fini, nous y placions son ferrailage sur lequel on attachait également des cales à béton. La présence de quelques raidisseurs était nécessaire pour assurer un rôle de jonction sur les pans de murs assez long. Ainsi ces raidisseurs prenaient naissance sur la longrine. Ce qui nous amenait à placer un ferrailage de poteau de section 15cm x 15cm sur la longrine aux endroits précis. Après cela les menuisiers mettaient les barrières qui sont des lattes de planches suivies de la mise en œuvre du béton de longrine dosé à 350 kg /m³.



Coffrage de longrine

Pour assurer un enrobage conséquent des armatures, on fixe des cales à béton sur ces armatures. Les Cales à béton doivent être bien dosées car elles font partie du béton.



Cal a béton en confection

Après la pose des coffres et le remplissage par le béton, vient l'étape du décoffrage qui montre la qualité des longrines et des amorces de poteaux après une durée proche de 24h.



Longrine après décoffrage



Bétonnière se vidant de sa gâchée dans une brouette

Sur le terrain, le dosage de 350kg/m^3 est converti par : 2 brouettes de gravier et 1 brouette de sable par sac de ciment. Le béton est vibré pour chasser l'air. La vibration permet d'éviter les vides d'air dans le béton

f - Le remblai

Le compactage du remblai s'effectue par couches successives de 20 cm. Il s'effectue à l'aide d'un compacteur.



Manœuvre étalant le remblai avant compactage

g - Le dallage

Après la réalisation des réservations dans les remblais, on compacta encore de nouveau et c'est après compactage qu'on a recouvert le sol de film polyane afin d'éviter la montée des eaux par capillarités dans le bâtiment.

Ensuite venait se poser sur le film polyane un ferrailage d'acier HA de diamètre 6 mm et espacé de 15cm x 15cm. C'est après réception du ferrailage par le contrôle qu'on procéda à la mise en œuvre du béton de dallage dosé à 350kg/m^3 d'épaisseur 10cm.

h - Le plancher

Assez complexe et minutieux comme travail, le coffrage de la dalle fut l'ouvrage qui nous a pris le plus de temps. Nous posions d'abord les tirants à la hauteur du plancher voulue soutenues par des étais en bois sauvages.

Après la pose des tirants on fixe les fonds et les joues des poutres sur lesquelles viennent les planches prévues pour le plancher. Les planches ainsi mises et réglées à niveau on entame l'étape du façonnage du ferrailage de la dalle et des poutres. Après cette étape on procède à la fermeture des joues des poutres périphériques et à la pose des calles à béton.

Les réservations électriques, sanitaires, et de plomberies sont réalisées pendant la même période. Une fois finie, le contrôle fait la réception. Après le procès verbal de réception émis par le contrôle on procède au coulage du béton. On devra attendre au minimum un délai de 21 jours pour effectuer le décoffrage.

CONCLUSION

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

La conception et l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure se sont effectuées avec le logiciel ARCHE EIFFEL. Au préalable, nous spécifions au logiciel les options de calcul et les caractéristiques du bâtiment et des matériaux utilisés. Mais aussi, l'application des lois fondamentales de la résistance des matériaux et des méthodes empiriques.

Ainsi grâce à sa descente de charges nous pouvons avoir une bonne répartition des charges. Ainsi, une conception correcte est essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Après avoir déterminé les sollicitations, il est spécifié aux modules de ferrailage les options de calcul et les dispositions de ferrailage. Le calcul permet de justifier qu'une sécurité appropriée est assurée vis-à-vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments d'une part et d'autre part un comportement susceptible d'affecter gravement sa durabilité (ouverture de fissures et déformation des éléments porteurs).

Ainsi le logiciel a permis de connaître les charges qui arrivent sur les éléments porteurs de la structure et de les dimensionner. Les sections de béton et d'acier sont en conformité avec les règles du BAEL91.

Ensuite, la deuxième partie réalisée au chantier m'a permis de répondre à la problématique de la réalisation de ce projet en ce qui concerne les écarts des couts de réalisations et de la mise en œuvre des ouvrages.

Cette profession de conducteur de travaux a été intéressante car elle m'a permis d'aborder plusieurs facettes des professions offertes à un ingénieur.

Du Bureau d'étude aux services techniques, en entreprise sont les caractères polyvalent dont j'ai du m'adapter tout au long de ma formation d'élève ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- Baâtout, M., & Dahmami, C. (2010). Mémoire de Béton Armé. Tunis: Ecole Nationale d'Ingénieur de Tunis.
- GUEYE, I. (2011). Cours de Géotechnique: Fondation superficielles Master 1. Ouagadougou: 2iE.
- H. RENAUD, J. L. (1989). Précis de calcul Béton Armé. Paris: Bordas.
- H.RENAUD. (2002). Ouvrage en béton Armé: Technologie de bâtiment Gris oeuvres. Paris: Foucher.
- Hachemi, M. (1999). Documents Techniques réglementaires: Charges permanentes et d'exploitations. Alger: Centre National de Recherche Appliquée.
- J.ROUX, J. e. (1993). Pratiques BAEL 91 . Paris: Eyrolles.
- LACROIX, M. (1992). Eurocode 2: Calcul des structures en béton armé et Documents d'Applications Nationale. Paris la Défense: AFNOR.
- MAGNAN, M. (1996). Eurocode 7: Calcul géotechnique, Parir 1: Règles générales. Paris la Défense: AFNOR.
- MOUGIN, J. (1991). Cours de Béton Armé BAEL 91. Paris: Eyrolles.
- THONIER, H. (1989). conception des structures de bâtiments TOME1. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

ANNEXES