



ETUDES TECHNIQUES POUR LA CONSTRUCTION DE LA TOUR DE PRISE D'EAU DE KABALA DANS LE FLEUVE NIGER

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

OPTION : **GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE**

Présenté et soutenu publiquement le 24/01/2017 par

DIALLO Nouhoum

Travaux dirigés par :

M. Moussa LO

Enseignant à 2iE, Département
Génie Civil et Hydraulique

M. SENOVO Edwin

Responsable BET
SOGEA SATOM

Jury d'évaluation du stage :
Président : **Dr. Abdou LAWANE**

Membres :
Mme Yasmine TRAORE
M. Moussa LO
M. Césaire HEMA

Promotion [2015/2016]

CITATION

« Il y'a un raz-de-marée dans les affaires des hommes. Pris dans son flot, il t'amène à la fortune mais négligé c'est le voyage de la vie qui s'échoue au plus profond des abus »

William Shakespeare



REMERCIEMENTS

Je commence par rendre grâce au tout puissant ALLAH, et son prophète MOHAMED (paix et salut sur lui).

Je remercie le corps professoral de 2IE pour la formation reçue.

C'est avec un grand plaisir que j'adresse mes remerciements M. LO Moussa, directeur de mémoire et M. SENOUVO Edwin, maitre de stage en entreprise qu'ils trouvent ici toute ma profonde gratitude.

Je remercie ma mère Oumou CISSE et mon père Ousmane Alpha DIALLO, pour m'avoir soutenu matériellement, moralement et financièrement, qu'ils sachent que leur soutien n'as pas de prix pour moi.

Mes sincères remerciements vont à l'endroit de tous mes mentors.

Sans oublier, mes camarades de classe et surtout mon groupe d'exercice.

Enfin, je dis merci à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à ma formation et à la réalisation du présent mémoire.



RESUME

Le présent mémoire traite des études pour la construction d'un ouvrage de prise d'eau avec une tour dans le fleuve Niger à proximité du village de Kabala, périphéries sud de la ville de Bamako, à 650 m de la berge de la rive droite.

Notre projet s'inscrit dans le cadre des travaux de construction du projet de production d'eau potable de la ville de Bamako à partir de Kabala comportant une station d'exhaure, une station de traitement, deux châteaux d'eau et la pose de canalisations.

L'aménagement est ici proposé dans un contexte de déficit de production en eau potable que connaît la ville depuis plusieurs années dû à une insuffisance des infrastructures de grande importance et accentué par une urbanisation galopante qui est actuellement le plus élevé d'Afrique et le sixième dans le monde.

La tour d'eau est un ouvrage en béton armé sous forme d'un prisme de 14.30 m de haut qui permet de capter de l'eau brute en grande quantité servant ainsi de source d'approvisionnement aux réseaux de distribution de la rive droite de Bamako et ses périphéries. Il est composé de deux parties essentielles : une partie basse pour capter de l'eau et une partie haute constituant la plateforme d'accès où est entreposé des batardeaux pour fermer les ouvertures en cas de pollution. Quant à la digue, elle est de 650 m de long en barrage en terre homogène ayant une hauteur de 4,5 m, une largeur en crête de 19 m et une largeur en base de 37 m. Elle comporte également deux parties : une digue d'accès de 650 m et une digue de protection des eaux encerclant la tour servant de plateforme pour faciliter la construction de ce dernier.

Les différentes études menées dans ce travail a pour but de réaliser des études d'exécutions et complémentaires pour l'entreprise SOGEA SATOM afin de démarrer les travaux. Ces études qui sont la conception et le dimensionnement de la tour d'eau, la conception et le calcul de la stabilité de la digue d'accès provisoire et une analyse économique, présentent les résultats suivants :

Les études de conception montrent que la meilleure variante est une tour d'eau indépendante à entrées multiples par rapport aux objectifs du projet.

Les études de stabilité conduisent à une modification de la solution de base consistant à augmenter le poids en amont de l'ouvrage avec des matériaux de remplissage de 2t/m³.

La modélisation de la tour donne un déplacement en tête de l'ouvrage de 4.6 mm et une contrainte appliquée au sol de 0,21 Mpa qui est inférieur à la contrainte admissible du sol en place. La justification des sections des éléments externes (mur pignon latéral, mur pignon long, mur pignon milieu) s'est effectuée manuellement et fixe à Ø16 le diamètre des aciers principaux pour respecter les contraintes d'ouverture des fissures. Les éléments internes (dalle niv328, dalle niv324) ont également été dimensionnés à la main.

Les études sur la digue d'accès provisoire montrent que sa géométrie favorise sa stabilité et donnent un facteur de sécurité au glissement des talus de 1.91.

La tour de d'eau est estimée à 169 712 582 F CFA dont 44% en poste coffrages-armatures-bétons et la digue est estimée à 101 638 910 F CFA.

Le projet étant de grande envergure, premier du genre en sous-région, il contribuera sans doute au développement de la ville et contribuera à améliorer le cadre de vie des populations.

Mot clés :

- 1- Tour d'eau
- 2- Digue d'accès provisoire
- 3- Conception structurale
- 4- Etude de stabilité
- 5- Dimensionnement

ABSTRACT

This document discusses the studies for the construction of a water harvesting structure with a visit to the Niger River near the village of Kabala, southern outskirts of the city of Bamako, 650 m from the bank of the right bank .

Our project is part of the construction of the project to produce drinking water in the city of Bamako from Kabala involving a drainage station, a treatment plant, two water towers and laying Pipelines .

The development is proposed here in a context of production and drinking water deficit which has known the city for several years to a deficiency of infrastructures of great importance and accentuated by a galloping urbanization which is currently the highest of Africa and the Sixth in the world.

The water tower is a 14.30 m high ant a reinforced concrete structure in the prism form which allows the capture of raw water in large quantities, thus serving as a source of supply for the distribution networks on the right bank of the river of Bamako and its peripheries. It is composed of two essential parts: a low part to collect water and a high part constituting the access platform where are stored cofferdams to close the openings in case of pollution. As for the dam, it is 650 m long by a homogeneous earth dam with a height of 4.5 m, a crest width of 19 m and a base width of 37 m. It also has two parts: a 650 m access dam and a water protection dam encircling the tower as a platform to facilitate the construction of the latter.

The various studies carried out in this work aim to carry out execution and complementary studies for the company SOGEA SATOM in order to start the work. These studies, which are the design and dimensioning of the water tower, the design and calculation of the stability of the provisional access dam and an economic analysis, have the following results:

Design studies show that the best variant is an independent multi-input water tower compared to the project objectives.

The stability studies lead to a modification of the basic solution consisting in increasing the weight upstream of the structure with filling materials of 2t / m³.

The modeling of the tower gives a displacement at the head of the structure of 4.6 mm and a stress applied to the ground of 0.21 Mpa which is less than the permissible stress of the soil in place. The justification of the sections of the external elements (lateral gable wall, long gable

wall, middle gable wall) was done manually and fixed at Ø16 the diameter of the main steels to respect crack opening constraints. The internal elements (tile niv328, tile niv324) were also sized by hand.

Studies on the provisional access dam show that its geometry promotes its stability and gives a safety factor to slope sliding of 1.91.

The water tower is estimated at 169,712,582 CFA francs, 44% of which is concrete formwork-concrete and the dike is estimated at 101,638,910 CFA francs.

The project is large-scale, the first of its kind in the subregion, it will undoubtedly contribute to the development of the city and contribute to improve the living environment of the populations.

Key words :

- 1- Water tower
- 2- access dyke
- 3- Structural design
- 4- Stability study
- 5- Dimensioning

SIGLES ET ABREVIATIONS

SIGLE	DEFINITION
2IE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
APD	Avant-Projet Détaillé
CCTG	Cahier des clauses techniques générales
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite Ultime
GR	Groupe
LP	Pignon Latéral
MEDD	Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable, France
MDDELCC	Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et de la lutte contre les Changements Climatiques, Québec
SOMAPEP	Société Malienne de Production d'Eau Potable
PBE	Plus Basses Eaux
PHE	Plus Hautes Eaux
TN	Terrain Naturel
WGS 84	World Geodetic System 1984

SOMMAIRE :

CITATION	II
REMERCIEMENTS	III
RESUME	IV
ABSTRACT	VI
SIGLES ET ABREVIATIONS	VIII
INTRODUCTION GENERALE	6
CHAPITRE I : PRESENTATION ET LOCALISATION DU SITE	9
I.-1. PRESENTATION DU SITE.....	9
I.-2. LOCALISATION DU SITE	11
CHAPITRE II : ETUDES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES	13
II-1. SUR LE TERRAIN	13
II.1.-1. BORNES DE RATTACHEMENT	13
II.1.-2. LA POLYGONALE	13
II.1.-3. SEGMENTATION DES LEVES (PIQUETS).....	13
II.1.-4. NIVELLEMENT	14
II-2. PHASE BUREAU	14
II-3. PIECES A TRANSMETTRE.....	14
Chapitre III : CONCEPTION GENERALE ET STRUCTURALE	15
III.-1. CONCEPTION GENERALE.....	15
III.1.-1. CARACTERISTIQUES DE LA SOURCE D’EAU :	15
III.1.-2. BESOINS ACTUELS ET FUTURS :	15
III.1.-3. VARIATION DE LA QUALITE/QUANTITE DE L’EAU :	16
III.1.-4. CONDITIONS CLIMATIQUES ET NAVIGATIONS :	16
III.1.-5. SOL DE FONDATION :	16
III.1.-6. DESCRIPTION DE LA SOLUTION DE BASE :	18
III.-2. CONCEPTION DE LA STRUCTURE BETON ARME.....	19
III.2.-1. JUSTIFICATION DU CHOIX DES ELEMENTS DE STRUCTURES :	19
III.2.-2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURES :	20

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA STABILITE.....	23
IV.-1. HYPOTHESE DE CALCUL :	24
IV.-2. RESULTAT DES CALCULS :	28
IV.-3. CALCUL DE LA STABILITE DE LA SOLUTION DE BASE MODIFIEE	34
Chapitre V : DIMENSIONNEMENT DE LA TOUR	35
V.-1. HYPOTHESE DE CALCUL	35
V.-2. METHODE DE DIMENSIONNEMENT :	39
V.-3. RESULTAT	39
V.3.-1. MODELISATION SUR EFFEL DES ELEMENTS EXTERNES- VOILES-RADIER	39
V.3.-2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS INTERNES -DALLES- :	41
Chapitre VI : ETUDES DE LA DIGUE DE PROTECTION ET D'ACCES	42
VI.-1. CONCEPTION GEOMETRIQUE	42
VI.-2. MATERIAUX	42
VI.-3. STABILITE.....	43
Chapitre VII : ETUDES ECONOMIQUES	46
VII.-1. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF de l'ouvrage de prise.....	46
VII.-2. INCIDENCE DE LA MODIFICATION DE LA SOLUTION base sur le coUt.....	48
VII.-3. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF de LA DIGUE	48
CONCLUSIONS :	49
BIBLIOGRAPHIE.....	50
ANNEXE I : DONNEES GENERALES DU PROJET	54
ANNEXE II.1 : PLAN D'ENSEMBLE (TOPO et BATHY).....	56
ANNEXE II.2 : PLAN TOPOGRAPHIQUE TOUR D'EAU	56
ANNEXE II.3 : PROFIL EN LONG DU FOND DU FLEUVE.....	56
ANNEXE III.1 : DOSSIER PLAN DE LA SOLUTION DE BASE	69
ANNEXE III.2 : PLAN DE DETAILS	69
ANNEXE IV.1 : DOSSIER PLAN SOLUTION MODIFIEE.....	74
ANNEXE IV.2 : PLAN DE DETAILS	74
ANNEXE V.1 : PLAN DE FERRAILLAGE	77

ANNEXE V.2 : NOTE DE CALCUL DES ELEMENTS EXTERNES	83
ANNEXE V.3 : NOTES DE CALCUL DES ELEMENTS INTERNES	94
ANNEXE V.4 : NOTE DE MODELISATION	97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Calepinage de l'ouvrage.....	24
Tableau 2 : Métré béton armé-Calcul du poids résistant	30
Tableau 3 : Calcul du moment stabilisant.....	31
Tableau 4 : Calcul du moment renversant latéral.....	31
Tableau 5 : Calcul du moment renversant inférieur	32
Tableau 6 : Calcul du moment stabilisant - Solution modifiée.....	34
Tableau 7 : Les éléments de structure externe	39
Tableau 8 : Les éléments de structure interne	41
Tableau 9 : Résultat des notes de calcul des éléments externes.....	41
Tableau 10 : Les éléments internes	41
Tableau 11 : Résultats des notes de calcul des éléments internes.....	41
Tableau 12 : DQE - Ouvrage de prise	46
Tableau 13 : Evaluation de l'incidence du cout de l'adaptation de la solution de base	48
Tableau 14 : DQE - DIGUE.....	48
Tableau 15 : Bamako-données climatiques pluriannuelles (1971 - 2000)	54
Tableau 16 : Débits et niveaux du fleuve Niger à Kabala	55

LISTE DES SCHEMAS

Schéma n° 1 : modèle de conception d'une tour indépendante.....	17
Schéma n° 2 : vue en perspective tour d'eau.....	18
Schéma n° 3 : Identification des éléments de structures	19
Schéma n° 4 : Fonctionnement-Batardeaux fermés	23
Schéma n° 5 : Fonctionnement - Batardeaux ouverts	23
Schéma n° 6 : Identification des éléments après calepinage.....	24
Schéma n° 7 : Poussée hydrodynamiques (Fascicule 62, Titre V)	25
Schéma n° 8 : Poussée hydrodynamique sur voile.....	26
Schéma n° 9 : Aperçu de la solution de base	32
Schéma n° 10 : Aperçue solution de base adaptée	33
Schéma n° 11: Modélisation de l'ouvrage sur EFFEL	39
Schéma n° 12 : Résultat de la modélisation-EFFEL STRUCTURE.....	40
Schéma n° 13 : Modélisation de la digue	45

Schéma n° 14 : Résultat de la modélisation de la digue - GEOSLOP45

LISTE DES CARTES

Carte n° 1 : Situation géographique de la ville de Bamako10
Carte n° 3 : Situation de la zone du projet12

LISTE DES FIGURES

Fig. n° 1 : Caractéristique du matériau35
Fig. n° 2 : Caractéristique du sol.....36
Fig. n° 3 : Débits et niveaux du fleuve niger à Kabala.....36
Fig. n° 4 : Typologie des sols sur le site de la station de traitement43

INTRODUCTION GENERALE

1. CONTEXTE GENERALE DU PROJET

Bamako est la capitale administrative et économique du Mali. Depuis plusieurs années, la ville de Bamako est confrontée à une situation quasi-permanente de déficit de production en eau potable pour satisfaire les besoins croissants des populations. La seule véritable station actuelle de production d'eau potable située à Djicoroni-Para, en rive gauche du fleuve Niger, a été construite en 1956, pour une population d'une toute autre dimension. Malgré les extensions subséquentes, cette station ne peut plus répondre à la demande croissante en eau potable de la ville actuelle de Bamako, en proie à une urbanisation galopante.

En effet, la ville comptait en 1960 à peine 100 000 âmes. De nos jours, cette population urbaine avoisine les 2 500 000 habitants. Une situation qui accentue les besoins en eau potable en créant un déséquilibre entre l'offre et la demande. Cette croissance démographique engendre un déficit structurel d'eau depuis 2002, affectant tous les quartiers de la capitale surtout les populations des quartiers situés en rive droite du fleuve Niger. Sur une demande de 350 000 m³ d'eau par jour, l'offre n'est que de 200 000 m³ par jour, soit un déficit de 150 000 m³ par jour.

Pour atténuer cette pénurie d'eau potable, le gouvernement du Mali a réalisé des actions d'urgence ayant consisté à installer des stations compactes de potabilisation le long du fleuve Niger, à Bacodjicroni, Magnambougou, Missabougou et Kalaban coro.

Pour résorber le déficit structurel d'alimentation en eau de la ville de Bamako, il fallait un projet structurant ayant une source d'eau capable d'alimenter les réseaux d'alimentation en eau potable de la rive droite de Bamako en grande quantité et qualité. D'où la naissance du projet d'alimentation en eau potable de la ville de Bamako à partir de la localité de Kabala dénommée projet Kabala situé en rive droite du Niger.

Pour se faire, il faut un ouvrage de prise d'eau de grande importance capable de capter de l'eau en très grande quantité pour augmenter la capacité de production d'eau potable de l'agglomération de Bamako et de couvrir l'accroissement de la demande en eau de la ville pendant une longue période. Il devra également résister de manière permanente aux chocs, intempéries et les périodes de crue du fleuve.

Le projet étant actuellement à sa phase d'exécution, les études d'avant-projet ont été déjà menées par la société SGI International et l'exécution est confiée à l'entreprise SOGEA SATOM où nous menons des études complémentaires, les études d'exécution et la préparation du chantier afin de commencer les travaux. Les études complémentaires concernent notamment une étude géotechnique de mission G3 et la réalisation du modèle physique hydraulique.

2. DESCRIPTION DU PROJET

Le projet objet du présent rapport comprend un ouvrage de prise d'eau avec une tour destiné à fournir en tout temps l'eau brute de la meilleure qualité possible et une digue de protection des eaux servant de plateforme de travail d'une part et de voie d'accès provisoire à la prise d'eau sur environ 650 mètres, d'autre part.

3. OBJET DU PRESENT RAPPORT

Le présent rapport a pour objet de présenter l'étude technique de la tour de prise d'eau dans le fleuve Niger et sa digue d'accès provisoire. Il expose les étapes des études d'exécution à partir de la solution de base et fait ressortir la nécessité d'une optimisation de la structure. Une analyse des incidences sur le coût de l'optimisation de la structure est également présentée.

Ce rapport contiendra en annexe, les documents complémentaires suivant : un dossier de plans, des avant-métrés, et des détails quantitatifs des ouvrages et des voies d'accès.

4. METHODOLOGIE DE L'ETUDE

Les études techniques de la tour de prise dans le fleuve Niger et sa digue d'accès seront menées comme suit :

- Analyse pertinente des données disponibles et recueillies relatives au site de l'ouvrage ;
- Conception et dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage ;
- Etablissement des plans, des devis et élaboration du mémoire d'étude.

Pour mener à bien cette étude, nous adopterons le plan suivant :

- Chapitre I : présentation et localisation du site
- Chapitre II : Etudes topographiques et bathymétriques
- Chapitre III : Conception générale et structurale
- Chapitre IV : Etudes de la stabilité
- Chapitre V : Dimensionnement de la tour

- Chapitre VI : Etudes de la digue d'accès provisoire
- Chapitre VII : Etudes économiques.

CHAPITRE I : PRESENTATION ET LOCALISATION DU SITE

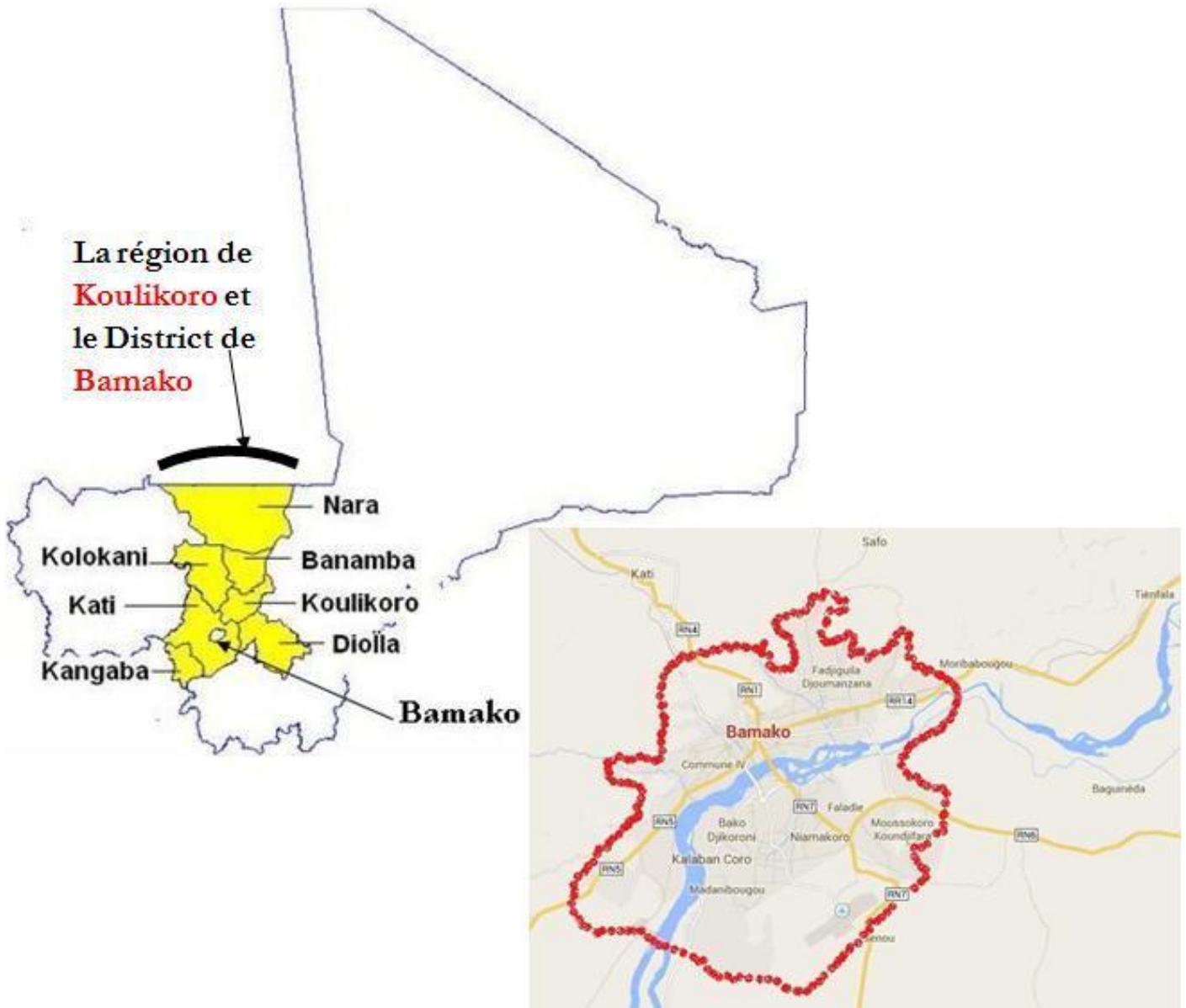
I.-1. PRESENTATION DU SITE

L'ouvrage projeté se situe dans localité de Kabala de la région de Koulikoro, périphéries Sud de la ville. Il permet de capter de l'eau pour les populations de la rive de droite de Bamako et ses périphéries.

Il existe déjà une station compacte à Kabala dans la zone du projet mais sa capacité de production reste assez faible ne desservant que les périphéries Sud en délaissant les quartiers proches de la ville.

Bamako étant la capitale administrative et économique du Mali avec un rythme de croissance urbaine actuellement le plus élevé d'Afrique (et le sixième au monde), la mise en place d'une station de production capable de fournir de l'eau en rive droite en quantité suffisante s'avère être une nécessité.

La ville de Bamako est localisée sur les rives du fleuve Niger dans une cuvette entourée de collines de latitude 12°40 Nord et longitude 7°59 Est (Voir figure ci-après-Situation géographique de la ville de Bamako), et à une altitude variant de 360 m NGM au pied des falaises de Koulouba en rive gauche et 390 m NGM à Bacodjikoroni en rive droite, à 320 m NGM en bordure du fleuve.



Carte n° 1 : Situation géographique de la ville de Bamako

I.-2. LOCALISATION DU SITE

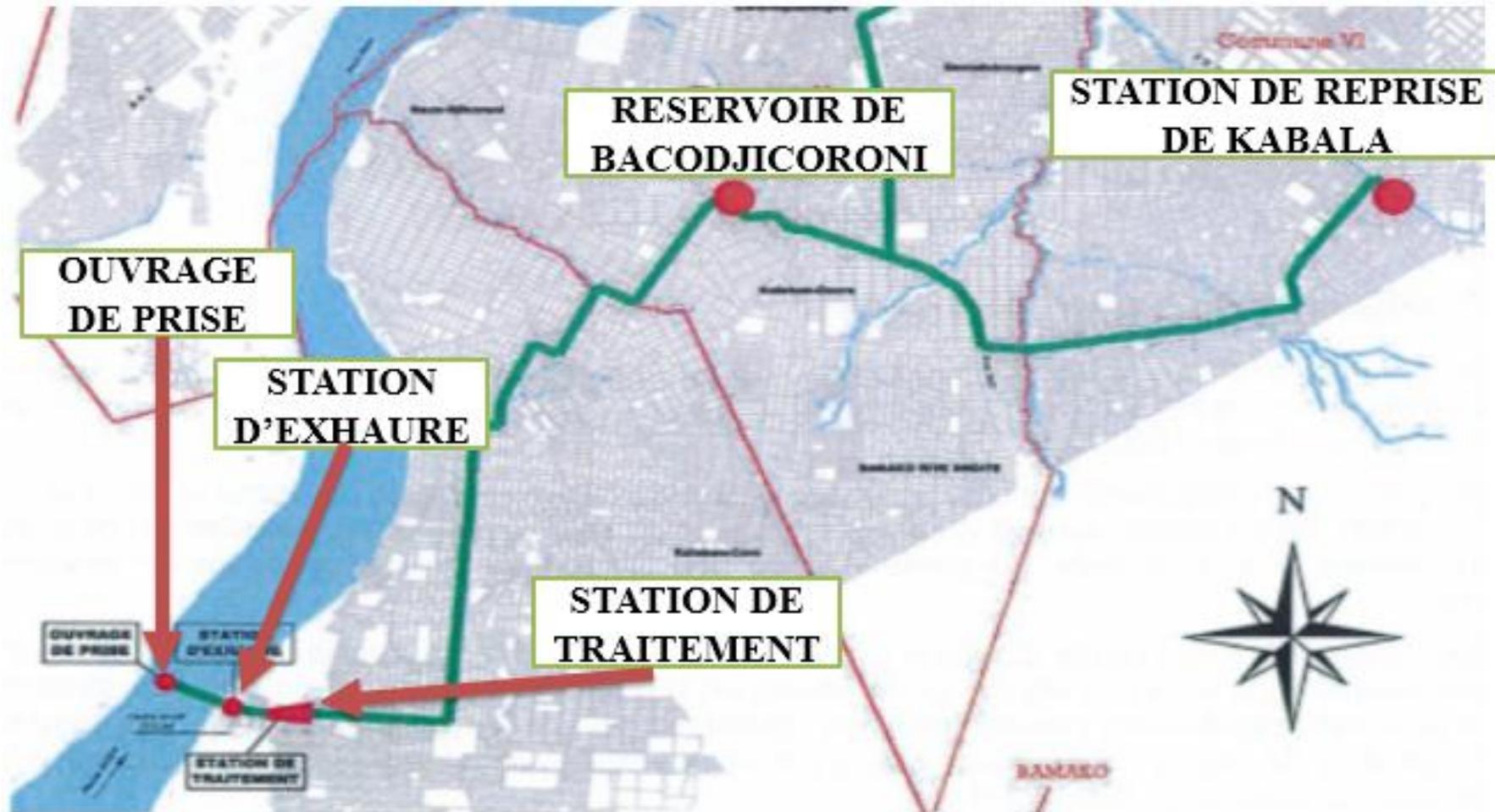
L'ouvrage projeté se situe dans le fleuve Niger, à proximité du village de Kabala, à une douzaine de kilomètres du centre de Bamako au point de coordonnées :

- X=602667
- Y=1385998

et à 650 mètres de la berge du côté de la rive droite. Il est situé dans une zone où le fond du lit se trouve à la cote 314.5 m d'altitude du NGM.

L'accès au site se fait par la route revêtue nord-est /Sud-Ouest reliant Bamako à Kabala, puis une courte route revêtue et les accès provisoires au chantier notamment la digue d'accès provisoire à la tour d'eau.

Le graphe ci-dessous donne un aperçu général des réseaux alimentés par la tour d'eau. Il commence au niveau de la prise, traverse les périphéries Sud de la ville jusqu'à la colline de Baco Djicoroni puis continue vers le réservoir de Daoudabougou et le point de reprise de Faladié, desservant ainsi les plus grandes communes de Bamako, la commune IV, commune V et commune VI.



Carte n° 2 : Situation de la zone du projet

CHAPITRE II : ETUDES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES

Des études topographiques s'avèrent nécessaire pour valider les données fournies par le maître d'ouvrage.

Pendant la phase d'avant-projet, une étude topographique a été menée sur une bande de 03 kilomètres sur le chenal du fleuve dans la zone de l'ancienne station compacte de potabilisation de Kabala a permis de fixer la position de la tour à proximité de la station.

Notre étude sera plus précise et s'orientera autour de la zone d'implantation proposée avec une bande d'étude de 100 m passant par le centre de la tour depuis la berge de la rive droite.

Pour se faire, le travail a été mené en deux phases : une phase sur le terrain et une phase au bureau.

II-1. SUR LE TERRAIN

II.1.-1.BORNES DE RATTACHEMENT

Deux (02) points de rattachement ont été implantés et observés au GPS à partir de la borne de rattachement de Bacodjicoroni A0 (602667, 1385998). Le système de coordonnées utilisé est le WGS 84 et les coordonnées connues en UTM.

II.1.-2.LA POLYGONALE

Le cheminement ou polygonation pour le Niger a été mise en place par un filet droit traversant le fleuve et passant par les deux points de rattachements. Sur terrain, les bornes de la polygonale ont été rattachées à 7 points d'appui. Toutes ces bornes ont été matérialisées à l'aide de piquets métalliques et leurs observations ont été faites à l'aide d'une barque, d'un GPS différentiel et d'une sonde mini d'une station à GPS différentiel.

II.1.-3.SEGMENTATION DES LEVES (PIQUETS)

Sur le fleuve, d'autres axes ont été implantés à partir de l'axe de la polygonation d'abord à 5m de l'axe puis un pas de 10 m jusqu'à 50 m.

Sur le terrain des piquets ont été mis en place selon la visibilité et l'inter visibilité entre les bornes à chaque 10 m (Echelle Bathymétrique : 1/500) au droit de l'ouvrage suivant le profil en long et chaque 20 m (Echelle : 1/1000) suivant le profil en travers.

II.1.-4. NIVELLEMENT

Un nivellement direct et indirect a été effectué suivant le canevas planimétrique sur les sommets de tous les profils en travers et des bornes au moyen d'une sonde équipée de GPS différentiel sur le fleuve et d'une station totale 1200 sur le terrain.

II-2. PHASE BUREAU

Cette phase consiste aux traitements des données recueillis sur le terrain par les calculs de compensations et d'interprétation grâce au logiciel Covadis. Les points de levés ont été compensés suivant la précision ci-après :

a) établissement de la polygonale d'appui :

- altimétrie : ± 1 cm au kilomètre
- planimétrie : ± 2 cm au kilomètre

b) levé des points de détails :

- altimétrie : ± 2 cm
- planimétrie : ± 2 cm

Après le traitement des données, nous obtenons les courbes de niveau avec une équidistance de 0,10 mètre et de 01 mètre pour les courbes maitresses, et certains points particuliers de l'aire d'étude (voir plan annexe II).

Les fonds en plan comporte le quadrillage, le tableau de coordonnées (X, Y, Z) de toutes les bornes de la polygonale, les esquisses et l'orientation du nord.

II-3. PIECES A TRANSMETTRE

Les données et plans fournis à l'issue de cette étude sont :

- Les fichiers en format ASCII et .txt de tous les points, les listings des coordonnées de l'axe, les éléments de calcul avec les compensations avec les précisions et les tolérances sur support magnétiques
- Les fichiers au format autocad dits .dwg, le plan topographique du site et les plans de situation bathymétrique (voir annexe II.2).

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE ET STRUCTURALE

III.-1. CONCEPTION GENERALE

La conception générale détaillée d'un ouvrage hydraulique tient compte en grande partie des contraintes hydrauliques dues au choix des équipements hydrauliques. Ces questions ne seront pas étudiées dans le présent mémoire mais nous aborderons les raisons qui imposent le choix d'une prise d'eau de type indépendante.

Une prise d'eau permet de fournir en tout temps l'eau brute de la meilleure qualité possible. D'après le guide de conception des installations d'eau potable du MDDEP Canada (2002), Le choix du type de prise d'eau et de ses composantes dépend de nombreux facteurs tels que : les caractéristiques de la source d'eau, les besoins actuels et futurs, la variation de la qualité/quantité de l'eau brute, les conditions climatiques, la navigation, les fondations et les considérations économiques.

Il existe trois types de prise : une prise flottante, une prise submergée et une tour d'eau. Les différents facteurs de choix étudiés ici sont :

III.1.-1. CARACTERISTIQUES DE LA SOURCE D'EAU :

Le rapport de la Direction Nationale de l'hydraulique sur le régime hydraulique (2002), présente le Niger, ainsi que pour la plupart des fleuves, comme ayant les caractéristiques qui suivent :

- Présence de flottants, pendant tout ou partie de l'année
- Présence d'un débit solide de fond, pendant tout ou partie de l'année
- Forte différence entre les niveaux d'étiage et de crue extrêmes

Les caractéristiques de la source d'eau montrent qu'il faut prélever l'eau en dessous de la surface d'influence des flottants et au-dessus des débits solides. De plus cette zone de prélèvement peut varier avec le niveau du plan d'eau au cours de l'année.

Les prises flottantes et submergées étant fixes ne sont pas indiquées pour cette situation.

III.1.-2. BESOINS ACTUELS ET FUTURS :

Les besoins en eau pour les quatre tranches projetées sont de quatre fois 144 000 m³ d'eau traitée par jour. Une telle quantité d'eau demande en générale un espace important pour capter et acheminer l'eau.

III.1.-3. VARIATION DE LA QUALITE/QUANTITE DE L'EAU :

La variation qualité/quantité est d'abord étroitement liée au niveau d'eau et de sa vitesse, au type de profil du lit et des berges.

Nous constatons une forte variation du niveau d'eau avec un PHE de 325 m, un PBE de 316.5 m et 317 m en étiage (voir détails en annexe II.3)

Pour s'adapter aux variations de la zone de prélèvement, nous convenons d'utiliser la solution d'une tour d'eau à entrées multiples.

III.1.-4. CONDITIONS CLIMATIQUES ET NAVIGATIONS :

Les moyennes climatologiques pluriannuelles enregistrées à Bamako, pour les années 1971 à 2000 montrent que la prise et ses équipements doivent supporter une température moyenne de 40,2° et de résister à un vent d'une vitesse 2.5 m/s sans compter les phénomènes d'averses et de crues.

La partie du Niger où est positionnée l'ouvrage est naviguée par des barques, souvent chargées de sables et graviers.

Ces conditions indiquent le choix d'un ouvrage résistant aux chocs et intempéries. Nous optons pour le béton armé.

III.1.-5. SOL DE FONDATION :

Dans le lit du fleuve du Niger, le sol est entaillé jusqu'au substratum rocheux avec faible couverture alluvionnaire (sable et graviers).

CONCLUSION :

A l'analyse des facteurs cités ci-haut, les caractéristiques de la source d'eau écartent la possibilité de faire le choix des prises flottantes et des prises submergées. D'où la nécessité de faire le choix d'une tour d'eau.

Il existe deux types de tour d'eau ayant chacune leurs critères de conception spécifiques : une tour de rive et tour d'eau indépendante.

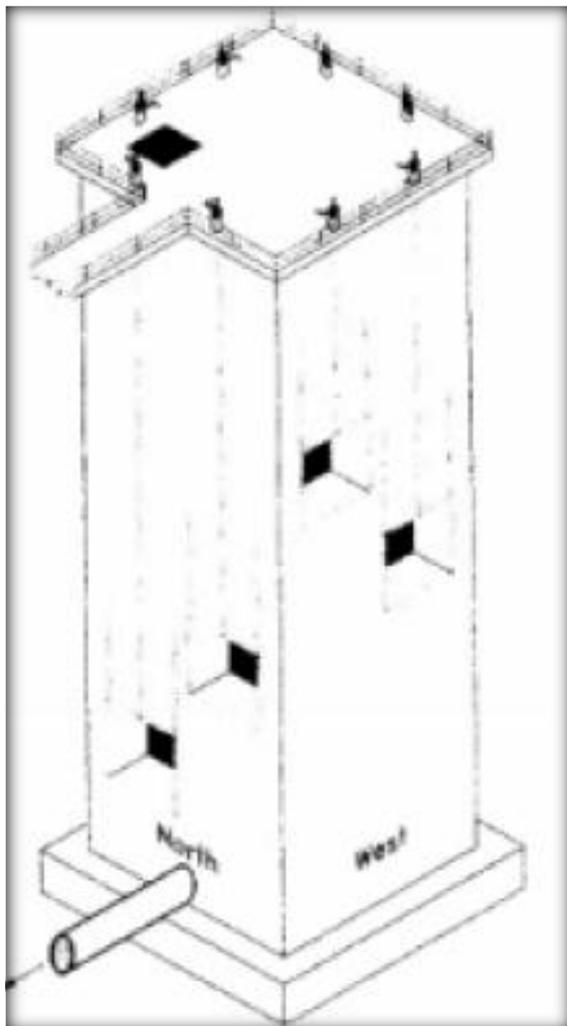


Schéma n° 1 : modèle de conception d'une tour indépendante

Les autres caractéristiques avec comme facteur dominant les besoins actuels et futurs, nous indiquent le choix d'une **tour de prise d'eau indépendante à entrée multiple** comme la meilleure solution envisageable

La tour aura donc plusieurs entrées pour augmenter la qualité de l'eau (fig. de gauche)

La détermination des dimensions est étroitement liée à l'espace occupé par les équipements utilisés.

Les dimensions de cette conception seront donc conformes à celui de la solution de base (voir ci-après) à cause des gammes très variées des équipements sur le marché.

III.1.-6. DESCRIPTION DE LA SOLUTION DE BASE :

L'ouvrage projeté est en béton armé ayant la forme d'un prisme. (voir plan en annexe III)



Schéma n° 2 : vue en perspective tour d'eau

Il est composé :

- D'une partie basse constituant la chambre de mise en charge des canalisations de liaison. L'eau du fleuve y pénètre par des pertuis ouverts dans les faces latérales de cette chambre, puis descend à l'intérieur de la chambre et ressort par la canalisation relié à la station d'exhaure situé sur la berge. Cette partie basse possède les dimensions suivantes :
 - ✓ Largeur 4.80 m
 - ✓ Longueur 5.5 m
 - ✓ Hauteur 10.80 m
- D'une partie haute constituant la plateforme d'accès sur laquelle sont notamment entreposés les batardeaux pour fermer la tour en cas de pollution. Cette partie est clôturée pour éviter l'accès des personnes non autorisées et possède les dimensions suivantes :
 - ✓ Largeur 6.40 m
 - ✓ Longueur 8.95 m
 - ✓ Hauteur 3.50 m

III.-2. CONCEPTION DE LA STRUCTURE BETON ARME

Elle consiste aux choix des éléments de structure adaptés au projet et en leur pré-dimensionnement. Au terme de l'analyse des plans nous identifions les éléments de structures suivantes : un radier en fondation, des voiles en élévation, des poteaux, des poutres, des dalles et un massif à amont de l'ouvrage.

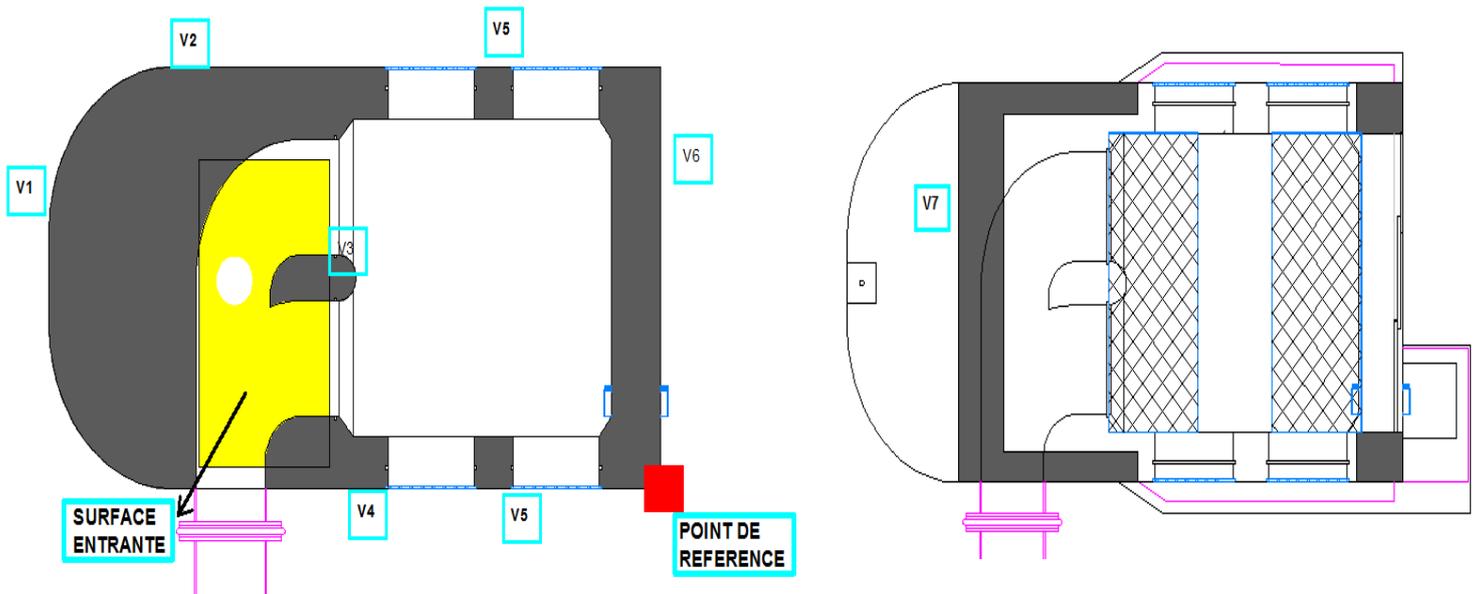


Schéma n° 3 : Identification des éléments de structures

III.2.-1. JUSTIFICATION DU CHOIX DES ELEMENTS DE STRUCTURES :

1. Dalle pleine en béton armé :

La dalle est une plaque horizontale dont l'épaisseur est faible par rapport à ses autres dimensions. Les dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau 328 m et 324 m.

La dalle pleine se justifie par :

- La présence de grande portée ;
- Sa bonne tenue au feu ;
- Sa facilité d'exécution.

2. Poteaux

Le poteau est une pièce verticale en béton armé qui sert généralement de support à tout élément de structure horizontale d'un ouvrage. Les poteaux sont prévus au niveau des ouvertures et identifiés par V5 sur le plan.

3. Voiles en élévation :

Le voile en béton armé peut être définie comme un poteau dont la longueur (L) est supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur (e) d'où $L \geq 4 e$. le voile est prévu pour les murs de façades aussi bien en sous-sol qu'en élévation. Ils sont identifiés par V1, V2, V3, V4, V6 et V7 sur le plan.

Le voile se justifie dans le projet par :

- Sa grande résistance et sa grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales dues à la présence des eaux et les remblais;
- La réalisation de cuvelage avec le radier afin de rendre la fondation plus étanche ;

4. Radier

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminués du poids propre du radier.

Le choix du radier se justifie par :

- La rigidité du radier comme fondation qui transmet une meilleure répartition des charges ;
- La présence d'eau dans le sol ce qui nécessite la réalisation d'un cuvelage;
- La facilité de coffrage et d'exécution de la structure
- L'efficacité du radier à mieux résister aux désordres ultérieurs créés par des tassements éventuels.

III.2.-2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURES :

1. Dalle pleine en béton armé :

- **Dalle niveau 328 m :**

Portée L : Plus grande distance entre nus des appuis ; L= 8.95 m

Hauteur h :

$$h = \left(\frac{1}{45} \dots \frac{1}{25} \right) L \quad ; h = (0.198 \dots 0.358)$$

Nous prendrons h= 0,2 m

- **Dalle niveau 324 m :**

Portée L : Plus grande distance entre nus des appuis ; L= 4.5 m

Hauteur h :

$$h = \left(\frac{1}{45} \dots \frac{1}{25} \right) L \quad ; \quad h = (0.1 \dots 0.18)$$

Nous prendrons $h = 0,3$ m ; pour homogénéiser la section avec le débord des voiles (voir plan en annexe III).

2. Voiles en élévation :

L'épaisseur a des murs varie, en général de 10 cm pour les voiles simples faiblement chargés jusqu'à 150 cm pour les parois de très grande hauteur travaillant en compression excentrée.

Les autres dimensions du mur sont telles que :

- la longueur L est au moins égale à cinq (5) fois l'épaisseur du mur ($L \geq 5a$);
- la hauteur H du mur est telle que l'élançement mécanique λ ne doit pas dépasser 80 ($\lambda \leq 80$).

On notera :

a - l'épaisseur du mur;

e_0 - l'excentricité initiale;

L - la longueur du mur;

L_f - la longueur de flambement du mur;

λ - l'élançement mécanique du mur;

H - la hauteur libre du mur.

L'élançement mécanique du mur est déterminé par l'expression :

$$\lambda = \frac{2L_f \sqrt{3}}{a}$$

La longueur de flambement d'un mur armé *dans le cas d'un mur encastré en tête et en pieds avec un plancher de part et d'autre* :

$$L_f = 0,8H$$

(schema coupe en long)

$$\text{Pour } \lambda \leq 80, a \leq \frac{2L_f \sqrt{3}}{\lambda} ; H = 15.30 \text{ m}$$

$a \leq 0,66$ m

L'épaisseur compétitive varie de 10cm à 65cm. Il faut noter que la partie basse sera soumise à des efforts supplémentaires dues aux charges de la partie haute.

Nous prendrons une épaisseur des voiles de 50 cm.

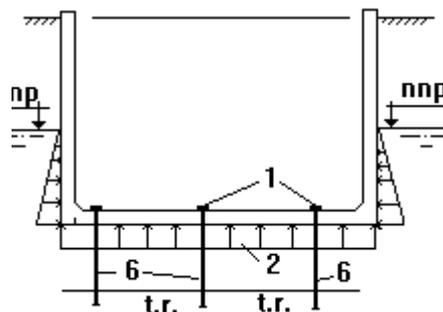
3. Radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

Selon la condition forfaitaire • Sous voiles

$$46 \text{ cm} \leq h \leq 122 \text{ cm} \Rightarrow$$

Notre radier est de type cuvelage étanche. Nous prendrons : $h = 50 \text{ cm}$



CHAPITRE IV : ETUDE DE LA STABILITE

Avant de dimensionner un ouvrage d'art de grande importance, il convient de procéder d'abord à la vérification de sa stabilité externe. Ce dernier est un facteur qui peut modifier fortement les dimensions de l'ouvrage.

La stabilité est vérifiée pour différente situation dépendante du fonctionnement de l'ouvrage.

On distingue deux cas de figure :

1- Cas ouvrage vide :

Ce cas correspond au cas où les ouvertures sont fermées. L'ouvrage est exposé à l'instabilité globale par renversement dû aux poussées latérales et inférieures, au soulèvement dû à la poussée d'Archimède, et au glissement longitudinal. La situation la plus défavorable intervient lorsque que la colonne d'eau est la plus élevée et une collision sur l'ouvrage engendrant un effort de choc additionnel.

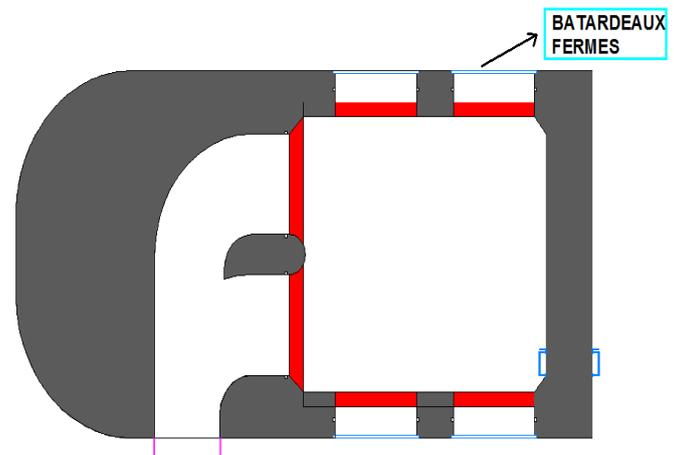


Schéma n° 4 : Fonctionnement-Batardeaux fermés

2- Cas ouvrage plein :

Ce cas correspond au cas où les ouvertures ne sont pas fermées, le niveau des eaux intérieures est ainsi celui des eaux extérieures et l'ouvrage est donc à l'équilibre niveau poussé d'Archimède. Cet équilibre fait que le cas où l'ouvrage est vide est plus défavorable que le cas où l'ouvrage est plein.

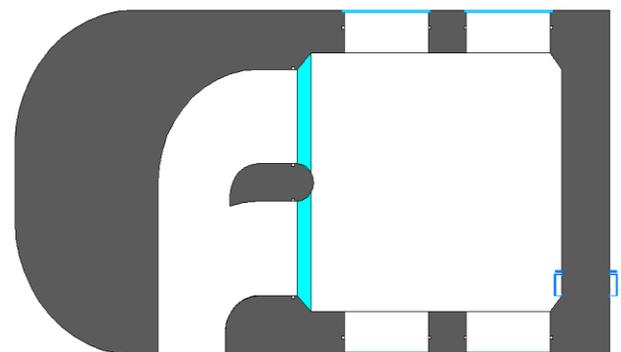


Schéma n° 5 : Fonctionnement - Batardeaux ouverts

La stabilité sera donc vérifiée lorsque l'ouvrage est vide au soulèvement, au renversement et au glissement longitudinal.

IV.-1. HYPOTHESE DE CALCUL :

Les hypothèses de calcul doivent prendre en compte les conditions extrêmes.

1. Conditions extrêmes :

Crue centennale : **325m** soit une hauteur de 13,5 m colonne d'eau.

Vitesse maximum : **2,5 m/s**

2. Densité des matériaux :

Béton et Béton armé **2.5t/m³**

Eau fluviale **1t/m³**

Matériaux de remplissage **2t/m³**

3. Stabilités :

Pour faciliter le calcul, Nous définissons ainsi un calepinage des entités en séparant les voiles et les surfaces.

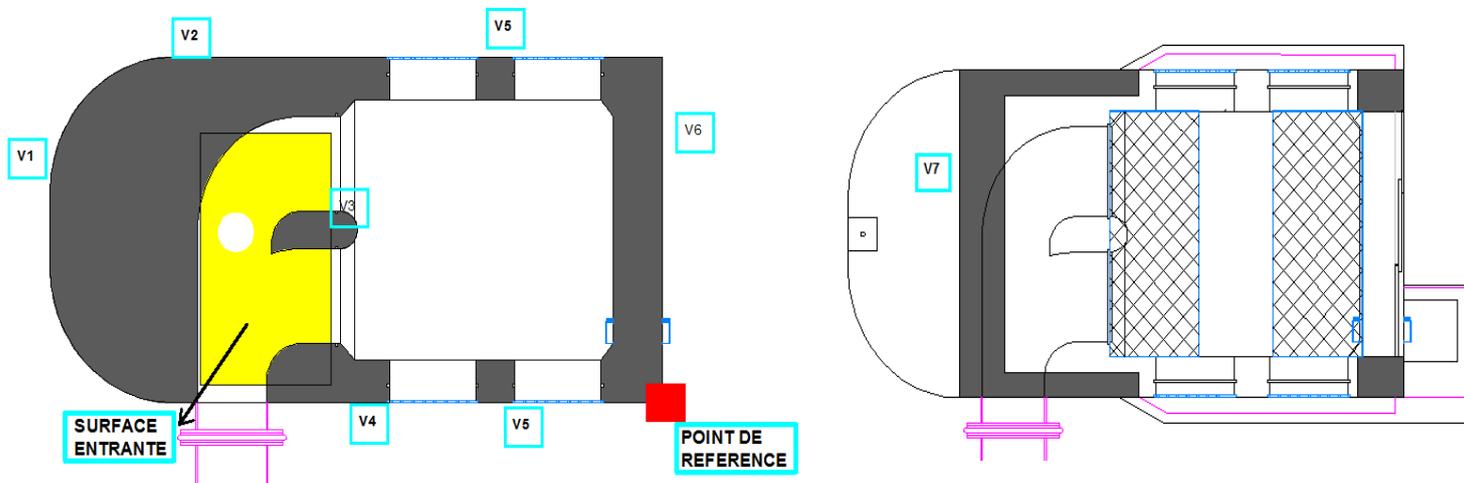


Schéma n° 6 : Identification des éléments après calepinage

Tableau 1 : Calepinage de l'ouvrage

	Long(m)	Larg(m)	Surface(m ²)	Ep ou H (m)
RADIER Niv			77.00	0.50
Voiles				
V1			50.53	7.30
V2			37.21	2.50
V3			37.21	0.70
V4			9.40	3.50
A DEDUIRE (ouvertures)			11.96	1.50
	1.75	1.50	2.63	0.80
POTEAUX				
V5	1.05	0.80	0.84	3.50
DALLE Niv 324				
		0,02	76.63	0.30
A DEDUIRE	4.80	2.00	9.60	0.30
	1.20	1.20	1.44	0.30
DALLE Niv 328				
			138.90	0.50

3.1 Stabilité globale :

La stabilité globale s'appuie sur les moments induits par les forces agissantes sur l'ouvrage. Les forces agissantes sur la tour sont le poids propre, les actions hydrodynamiques, les actions dues à la poussée d'Archimède et l'effort de choc.

1. Le poids propre de la tour

Action favorable à la stabilité de l'ouvrage, elle induit un moment stabilisant.

Le moment stabilisant $= \sum v_i \cdot D_i \cdot X_{gi}$ (t.m)

Avec :

v_i = volume des entités formant l'ouvrage en m³ et D_i = densité

X_{gi} = La distance du centre de gravité de l'entité par rapport à un point de référence le plus défavorable pour l'ouvrage en m.

2. Actions hydrodynamiques :

Selon le Fascicule 62 Titre V, l'effort F engendré sur les voiles par l'eau est une charge triangulaire dont le maximum :

$$F = k \cdot \rho_w \cdot h \cdot B \cdot v^2$$

h et B sont exprimés en m, v en m/s et F en Newtons.

ρ_w représente la masse volumique de l'eau, qu'il est admis de prendre égale à 1 000 kg/m³ dans tous les cas.

k prend les valeurs suivantes :

- 0,72 si la section plane de l'obstacle est carrée ou rectangulaire,
- 0,35 si la section plane de l'obstacle est circulaire.

La hauteur h tient compte de l'affouillement général éventuel correspondant au niveau d'eau considéré mais n'intègre pas la hauteur d'affouillement local.

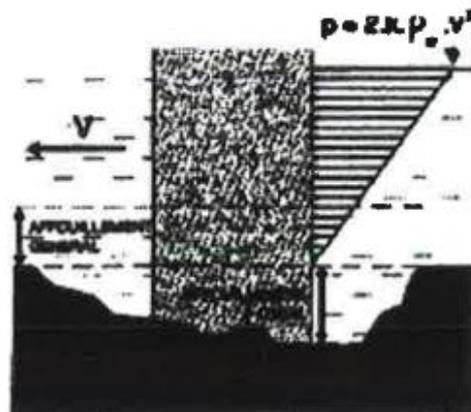


Schéma n° 7 : Poussée hydrodynamiques (Fascicule 62, Titre V)

Notre cas se présente comme la figure qui suit :

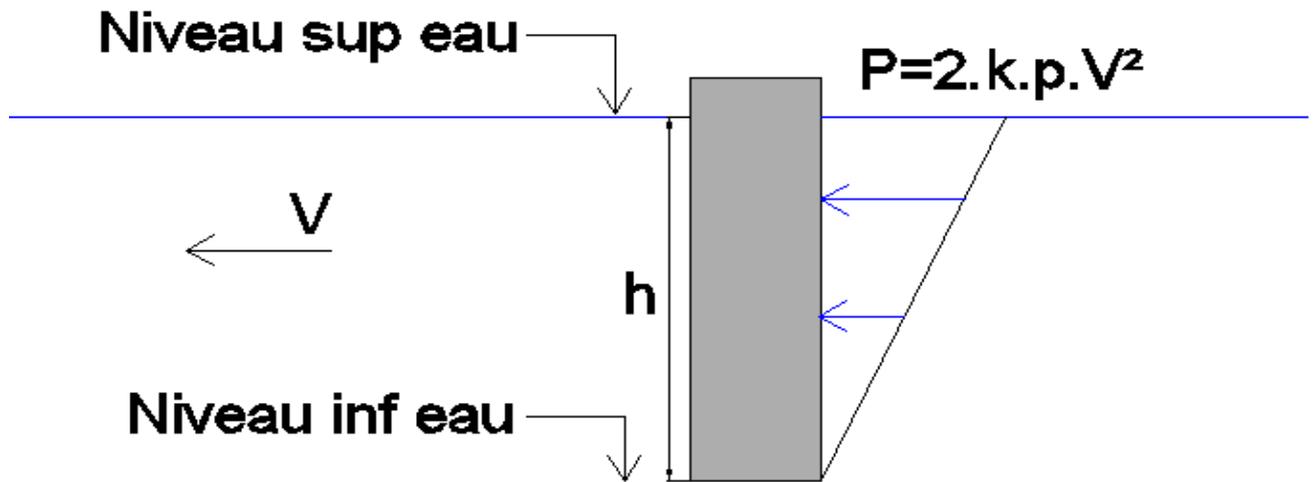


Schéma n° 8 : Poussée hydrodynamique sur voile

$$F = k * \rho_w * h * b * v^2 \text{ en(t)}$$

Avec

K : Coefficient de forme

ρ_w : densité de l'eau en(Vm^3)

h : Hauteur de la colonne d'eau en (m)

b : Largeur de contact en (m)

V : Vitesse découlement en (m/s)

- La résultante F obtenue à $2/3h$ en (t)

$$F = P * h * b / 2$$

- Le moment résultant en pied du voile

$$M_{\text{renv latéral}} = 2xF * h / 3 \text{ (t.m)}$$

3. Actions dues à la poussée d'Archimède :

La poussée d'Archimède crée une pression hydrostatique rectangulaire et est donnée par l'expression suivante :

$$P_{\text{eau}} = S * h * \rho_w \text{ (t)}$$

Cette force est exercée au centre de gravité du radier

Avec

S= surface du radier (m^2)

H= Hauteur de la colonne d'eau(m)

ρ_w = densité de l'eau en m³

- Cette poussée de l'eau induit un moment de renversement inférieur

$$M \text{ renv inf} = P_{\text{eau}} * (X_{\text{ref}} - X_{\text{gradier}}) \text{ (t.m)}$$

Avec

Xref= coordonnée du point de référence le plus défavorable pour le renversement (m)

Xgradier= Coordonnée du centre de gravité du radier (m)

4. Effort de choc :

EFFORT DE CHOC :

Poids	m	40 t
Vitesse	v	2,5 m.s-1
Temps choc	dt	0,1 s (Fraction de seconde : estimation de temps de choc)

Effort de choc $F_c = m * dv/dt$

La Force $F_c = 100 \text{ t}$

Un coefficient de sécurité de 1,2 est à prendre en compte

La structure sera vérifiée avec un effort supplémentaire de 120 t.

Le moment résultant en pied du voile **$M \text{ renv choc} = F.h \text{ (t.m)}$**

Avec

h= hauteur de la colonne d'eau en (m)

La stabilité globale est vérifiée lorsque le rapport des moments stabilisants sur les moments renversants est supérieur ou égal au facteur de sécurité. Le facteur de sécurité indiqué est de 1,2 dans le fascicule 62, Titre 5.

Nous prendrons un facteur de sécurité de 1,5.

3.2 Stabilité au soulèvement :

La stabilité au soulèvement d'un ouvrage en site aquatique est vérifiée par le rapport du poids résistant au soulèvement par rapport à la poussée d'Archimède.

Le poids résistant est le poids propre de l'ouvrage noté Pstr. Il est calculé à partir du métré du béton.

Le rapport Pstr/Peau doit être supérieur à 1.

3.3 Glissement longitudinal :

Les forces horizontales (ΣF), telles que la poussée de l'eau et des terres, qui s'exercent sur la tour tendent à le déplacer vers l'aval.

La résistance à ces forces horizontales (résistance au cisaillement) est offerte par la fondation grâce à leur cohésion (c) et à leur coefficient de frottement ($\tan\varphi$).

Si on désigne par :

P = forces verticales dues au poids de la tour,

ΣF = somme des forces horizontales de poussée,

U = forces sous pressions dues à la poussée d'Archimède.

La stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\Sigma F}{\Sigma(P - U)} \leq \tan\varphi$$

Le coefficient de sécurité au glissement F_G est alors :

$$F_G = \frac{(P - Peau)\tan\varphi}{F + F_c}$$

Avec

F_c = Effort de choc additionnel

$\tan\varphi = 0,75$; valeur caractéristique pour le coefficient de frottement béton sur roche.

IV.-2. RESULTAT DES CALCULS :

1. Stabilité au soulèvement :

Métré béton :

Tableau 2 : Métré béton armé-Calcul du poids résistant

	Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Ep ou H (m)	Nbr	Volume 1 (m ³)	Volume 2(m ³) A déduire
RADIER Niv			77.00	0.50	1	38.50	
VOILES			45.40	7.30	1	331,42	
			35.71	2.50	1	89,275	
			35.71	0.70	1	24,997	
			9.40	3.50	1	32.90	
A DEDUIRE (ouvertures)			11.96	1.50	1		17.94
	1.75	1.50	2.63	0.80	8		16.80

POTEAUX	1.05	0.50		3.50	2		
DALLE Niv 324		0,02	76.63	0.30	1	22.99	
A DEDUIRE	4.80	2.00	9.60	0.30	2		5.76
	1.20	1.20	1.44	0.30	1		0.43
DALLE Niv 328			138.90	0.50	1	69.45	
						609,532	40.93
TOTAL VOLUME BETON en m3						568,602	

Niveau crue centennale	325.05 m
Niveau inf Radier	312.7 m
Hauteur d'eau	13.5 m
Poussée d'eau	Peau =1039.5 t
Poids Béton armé	Pstr =1421,505 t
Pstr/Peau	1.38

La stabilité de la structure à vide est assurée sous la poussée d'Archimède.

2. Stabilité globale :

Tous les moments sont calculés par rapport au point critique de l'ouvrage.

2.1. Calcul du moment de stabilisation :

Le moment du au poids de l'ouvrage :

Tableau 3 : Calcul du moment stabilisant

CALCUL DU MOMENT STABILISANT					
	Surface Si (m2)	hauteur hi (m)	volume vi (m3)	xgi (m)	Mi (t.m)
V1	15.62	7.3	114,026	10	2850.65
V2	3.98	10	39.8	7	696.5
V3	1.14	10	11.4	7	199.5
V4	2.39	10	23.9	7	418.25
V5	3.8	10	38	3.4	323
V6	4.4	10	44	0.5	55
V7	4.4	3.5	15.4	8	308
RADIER	77	0.5	38.5	6.2	596.75
Surface entrante	11.96	8.5	101.66	7.5	1906.1
Moment stabilisant $\sum vi \cdot Di \cdot xgi$					7353,775

2.2. Calcul du moment de renversement :

Le moment du à la force latérale de l'eau :

Tableau 4 : Calcul du moment renversant latéral

Libellé	K	b	h	F	Yi	Mrenf lateral
Mrenv Latéral	0.35	6.40 m	13.5 m	6.36 t/ml	2/3h	57.22 t.m

Le moment du à la pousse de l'eau sur le radier

Tableau 5 : Calcul du moment renversant inférieur

Libellé	S	Qw	h	Peau	Xgi	Mrenf Inf
Mrenv Latéral	77 m ²	10 t/m ³	13.5 m	1039,5 t	6,2 m	6444,9 t.m

Moment renv total Mrenf lateral + Mrenf inf

$$M \text{ renf} = 6502,12 \text{ t.m}$$

Rapport de stabilité global $MS/M \text{ renf} = 1,13 < 1,5$

La stabilité au renversement n'est pas assurée

Nous allons augmenter la taille des voiles pour renforcer la stabilité de la structure.

Nous prendrons donc une épaisseur de 0.8 m pour les voiles de la partie basse et 0.5 m pour les voiles de la partie haute. Les murs avant et arrière (suivant le sens d'écoulement du cours d'eau) feront exception avec respectivement 0.8m et de 1 m.

3. Stabilité au soulèvement après élargissement des épaisseurs des voiles:

Métré béton :

Tableau 6 : Métré béton armé-Calcul du poids résistant

	Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Ep ou H (m)	Nbr	Volume 1 (m ³)	Volume 2(m ³) A déduire
RADIER Niv			77.00	0.50	1	38.50	
VOILES			50.53	7.30	1	368.87	
			37.21	2.50	1	93.03	
			37.21	0.70	1	26.05	
			9.40	3.50	1	32.90	
A DEDUIRE (ouvertures)			11.96	1.50	1		17.94
	1.75	1.50	2.63	0.80	8		16.80
POTEAUX	1.05	0.80	0.84	3.50	2	5.88	
DALLE Niv 324		0,02	76.63	0.30	1	22.99	
A DEDUIRE	4.80	2.00	9.60	0.30	2		5.76

	1.20	1.20	1.44	0.30	1		0.43
DALLE Niv 328			138.90	0.50	1	69.45	
						657.66	40.93
TOTAL VOLUME BETON en m3						616.73	

Niveau crue centennale	325.05 m
Niveau inf radier	312.7 m
Hauteur d'eau	13.5 m
Poussée d'eau	Peau =1039.5 t
Poids béton armé	Pstr =1541.82 t
Pstr/Peau	1.48

La stabilité de la structure à vide est assurée sous la poussée d'Archimède.

4. Stabilité globale après élargissement des épaisseurs des voiles:

Tous les moments sont calculés par rapport au point critique de l'ouvrage.

4.1. Calcul du moment de stabilisation :

Le moment du au poids de l'ouvrage :

Tableau 7 : Calcul du moment stabilisant

CALCUL DU MOMENT STABILISANT					
	Surface Si (m2)	hauteur hi (m)	volume vi (m3)	xgi (m)	Mi (t.m)
V1	16.52	7.3	120.596	10	3014.9
V2	4.98	10	49.8	7	871.5
V3	1.14	10	11.4	7	199.5
V4	2.39	10	23.9	7	418.25
V5	5.2	10	52	3.4	442
V6	6.88	10	68.8	0.5	86
V7	4.8	3.5	16.8	8	336
RADIER	77	0.5	38.5	6.2	596.75
Surface entrante	11.96	8.5	101.66	7.5	1906.1
Moment stabilisant $\sum vi \cdot Di \cdot xgi$					7871

4.2. Calcul du moment de renversement :

Le moment du à la force latérale de l'eau :

Tableau 8 : Calcul du moment renversent latéral

Libellé	K	b	h	F	Yi	Mrenf lateral
Mrenv Latéral	0.35	6.40 m	13.5 m	6.36 t/ml	2/3h	57.22 t.m

Le moment du à la pousse de l'eau sur le radier

Tableau 9 : Calcul du moment renversant inférieur

Libellé	S	Qw	h	Peau	Xgi	Mrenf Inf
Mrenv Latéral	77 m ²	10 t/m ³	13.5 m	1039,5 t	6,2 m	6444,9 t.m

Moment renv total Mrenf lateral + Mrenf inf

$$M \text{ renf} = 6502,12 \text{ t.m}$$

La stabilité au renversement n'est pas assurée

Manque à compenser $MS/Mrenv > 1,5$

$$MC = 1,5 \text{ Mrenv} - Ms$$

$$MC = 1882,16 \text{ t.m}$$

Ci-dessous une coupe verticale de la solution de base :

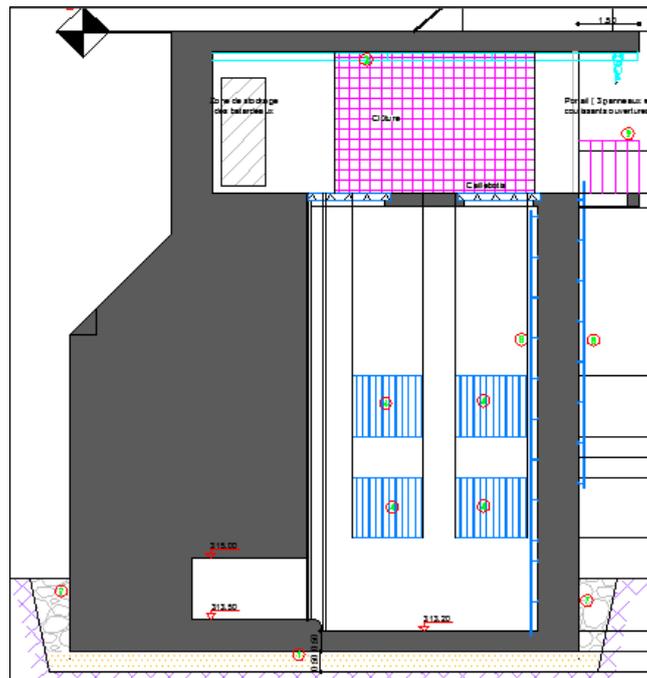


Schéma n° 9 : Aperçu de la solution de base

La solution de base (voir Annexe III) n'est pas stable, nous proposons une solution alternative. Cette solution consiste à augmenter la surface du voile pavé circulaire V1 avec une partie en béton armé de densité 2.5t/m³ et une partie en remplissage avec un matériau de densité 2.00t/m³ Garder cette surface en hauteur jusqu'à la dalle de couverture niveau +328,00.

L'image ci-dessous montre en rouge la partie de l'ouvrage qui a subi des modifications.

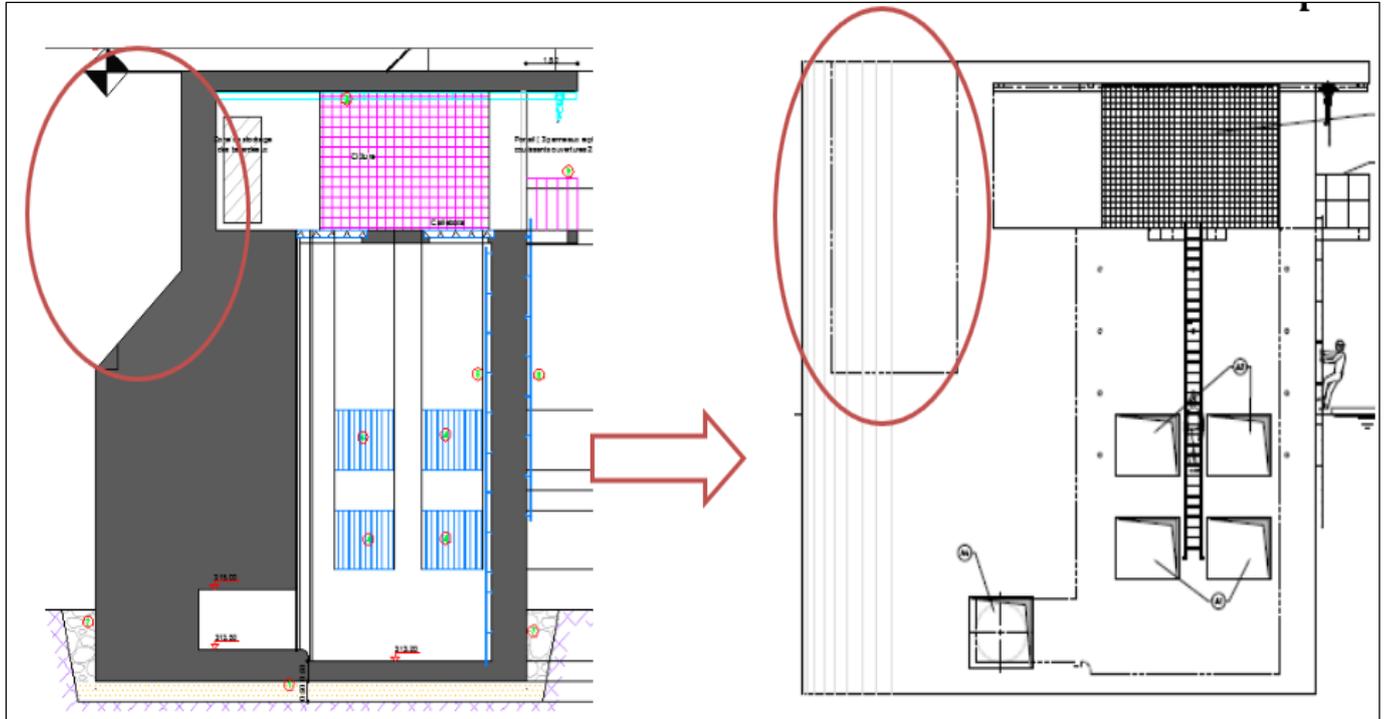


Schéma n° 10 : Aperçue solution de base adaptée

Pour les détails des plans de la solution modifiée voir annexe IV.

IV.-3. CALCUL DE LA STABILITE DE LA SOLUTION DE BASE MODIFIEE

Surface du matériau de remplissage	15,68 m ²
Volume	117,6 m ³
Poids apport matériau	Pa = 294 t
Poids Béton armé	Pb = 1541.82 t
Poids ouvrage	Pstr = 1835.82 t
Pstr/Peau	1.76

➤ Calcul moment stabilisant :

Tableau 10 : Calcul du moment stabilisant - Solution modifiée

CALCUL DU MOMENT STABILISANT					
	Surface Si m ²	hauteur hi (m)	volumé vi (m ³)	xgi (m)	Mi (t.m)
V1	16.52	7.3	120.596	10	3014.9
V2	4.98	10	49.8	7	871.5
V3	1.14	10	11.4	7	199.5
V4	2.39	10	23.9	7	418.25
V5	5.2	10	52	3.4	442
V6	6.88	10	68.8	0.5	86
V7	4.8	3.5	16.8	8	336
RADIER	77	0.5	38.5	6.2	596.75
Surface entrante	11.96	8.5	101.66	7.5	1906.125
Apport matériaux	15.68	7.5	117.6	10	2352
Moment stabilisant $\sum vi \cdot Di \cdot xgi$					10223.03

M renv 6727.35 t.m
MS/Mrenv 1,57

La stabilité globale est assurée.

➤ Calcul de la stabilité au glissement longitudinal

$$F_G = \frac{(1835.8 - 1039.5) \cdot 0,75}{5,43 + 120} = 4,75$$

$F_G = 4,75$; la stabilité au glissement est assurée

Conclusion

L'ouvrage de prise respecte les critères de stabilités exigées dans le marché.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA TOUR

Pour rappel, L'ouvrage de prise est un ouvrage de forme rectangulaire en plan, arrondi dans la partie face à l'écoulement pour diminuer son effet. L'ouvrage en partie basse (sous le Niv 324.00) est composé de radier et de voile, avec quatre (4) réservations de chaque côté pour l'alimentation en eau. La partie face à l'écoulement est une partie massive. Au-dessus du niveau 324.00 dans la partie face à l'écoulement, la structure est composée toujours de voile avec un remplissage de gros béton pour assurer le lestage (voir les détails en annexe IV).

V.-1. HYPOTHESE DE CALCUL

La définition des hypothèses de calcul a été une étape très importante faisant l'objet de l'établissement d'un document de référence à partir de la norme Eurocode 2 partie 1-1 à partie 1-7. Notre document de référence d'hypothèse reprend textuellement le contenu de la norme et chapitre par chapitre, nous validons les hypothèses applicables à notre cas d'étude et fixons données qui y sont liées et contrairement nous effaçons les hypothèses non applicables.

Les résultats de ces travaux sont présentés ici :

1. MATERIAUX

Pour un béton de fondation superficielle et élévation en contact durable avec l'eau pour une catégorie RSI II, les caractéristiques sont les suivantes :

Fig. n° 1 : Caractéristique du matériau

Parties d'ouvrage	Classes d'exposition	Classe de résistance	Teneur minimale en liant équivalent vis-à-vis de la durabilité (1) (2)	Nature du ciment vis-à-vis de la durabilité	Caractéristiques complémentaires du ciment vis-à-vis de la durabilité	Eeff/Leq vis-à-vis de la durabilité (8)	Caractéristiques complémentaires (3)
Béton de propreté			250kg				
Radier, béton de blocage sous radier	XC2 XF1 XA1	C30/37	330kg CEMI ou CEMII 42.5		PM ou ES (10)	0,50	RAG B, Bs, Cs

Béton et béton armé		2.5t/m ³
Eau fluviale		1t/m ³
Matériaux de remplissage		2t/m ³
Béton	fc28 =	30 MPa
	ft28 =	0,6 + 0,06 . fc28
	ft28 =	2,40 MPa
	σ_b limite=	18 Mpa

Acier $f_y = 500 \text{ Mpa}$

2. SOL ET NAPPE PHREATIQUE :

- Sol

Les sondages effectués au niveau de la prise indiquent que le substratum rocheux est rencontré à partir de -1 m par rapport au fond du fleuve, la couverture alluvionnaire étant de 0,60 à 1.00 m

Fig. n° 2 : Caractéristique du sol

<i>Taux de travail support de fondations</i>	<i>Contrainte admissible (ELS) $q_a = 5 \text{ bar}$, assise sur grès suivant rapport géotechnique</i>
<i>Poids volumique sec</i>	$\gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ KN/m}^3$
<i>Angle de frottement remblais sableux</i>	$\varphi = 26^\circ$
<i>Talus des remblais</i>	30°

- Niveau d'eau :

Le fleuve Niger à Kabala a des débits et niveaux du fleuve résumés dans le tableau extrait de la note R112g11 établie par SGI en décembre 2011 sur les ouvrages amont.

Fig. n° 3 : Débits et niveaux du fleuve niger à Kabala

	Q (m3/s)	Niveau (m NGM)
Etiage sévère sans Sélingué	15	317.00
Etiage sévère avec Sélingué	70	317.50
Crue T=10 ans	7'200	323.65
Crue T=20 ans	8'100	324.08
Crue T=50 ans	9'300	324.64
Crue T=100 ans	10'200	325.05
Crue de 2001	7'300	323.71
Crue de 1967	9'300	324.64

Débits et niveaux du fleuve Niger à Kabala

Pour le dimensionnement hydraulique des ouvrages la cote maxi considérée est la cote de crue centennale, soit 325.05 m

5. ENROBAGE ET LIMITE DE FISSURATION

3.1 Enrobage

Pour les ouvrages de contenance et soumis aux embruns, l'enrobage est de 5 cm aux parois intérieures et extérieures exposées.

3.2 Maitrise de la fissuration

Selon EUROCODE 2-PARTIE 3 Chapitre 7, l'ouvrage étant considéré de classe 1

Tableau 7.105 — Classification de l'étanchéité

Classe d'étanchéité	Exigences en matière de fuite
0	Un certain débit de fuite admissible, ou fuite de liquides sans conséquence.
1	Fuites limitées à une faible quantité. Quelques taches ou plaques d'humidité en surface admises.
2	Fuites minimales. Aspect non altéré par des taches.
3	Aucune fuite admise.

Ainsi l'ouverture des fissures est la suivante soit $w_{max} = 0,2$ mm.

Selon l'annexe nationale EC2-2, il convient de prendre

Clause 7.3.3 (101) Note

La méthode simplifiée visant à la maîtrise de la fissuration sans calcul à utiliser est la suivante :
 Il convient de vérifier que l'espacement des armatures est inférieur à $5(c + \phi/2)$ et que la contrainte dans les aciers passifs ne dépasse pas les valeurs suivantes sous la combinaison d'action considérée :

$\sigma_s < 1\,000 w_{max}$ pour des éléments ou parties d'éléments fléchis (c'est-à-dire ayant une face comprimée et une face tendue) ;

$\sigma_s < 600 w_{max}$ pour des éléments ou parties d'éléments entièrement tendus.

Dans ces expressions, σ_s est en MPa et w_{max} en mm. Lorsque la maîtrise de la fissuration est assurée essentiellement par des armatures de pré-tension, il convient de remplacer σ_s par $\Delta\sigma_p$.

Conformément au 7.3.1 (9), cette méthode dispense du calcul d'ouverture de fissure.

Les parois étant fléchis la contrainte maximale à prendre en compte est 200 MPa dans les aciers en contact avec les effluents et la terre.

Les espacements sont donc les suivants :

Enrobage mm	50								
Diamètre mm	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Espacement maximal mm	270	275	280	285	290	300	312,5	330	350

4. CAS DE CHARGES :

4.1. Charges permanentes :

- . Poids propre : densité béton $2,5 \text{ t/m}^3$
- . Poussée du remblai sec avec $K=0,33$ et $K_0=0,5$
- . Poussée des remblais saturés $K=1$

4.2. Charges variables :

4.2-1 Poussée des eaux

- . Densité = 1.00 t/m^3

4.2-2 poids des équipements

$E_q = 1 \text{ t/m}^2$

V.-2. METHODE DE DIMENSIONNEMENT :

Le dimensionnement est fait en deux étapes d'abord la modélisation des éléments externes voiles et radier sur EFFEL STRUCTURE, puis la note de calcul et plan du ferrailage à la main suivant la norme EUROCODE 2 sauf le radier qui est fournie directement par la modélisation en raison la bonne portance du sol . Ensuite le dimensionnement des éléments internes dalles, poteaux sont calculés manuellement par la méthode probabiliste suivant l'EUROCODE 2.

V.-3. RESULTAT

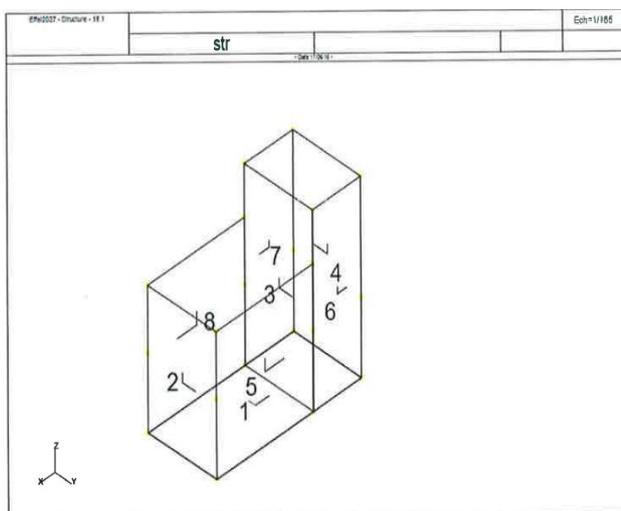
V.3.-1. MODELISATION SUR EFFEL DES ELEMENTS EXTERNES- VOILES-RADIER

Les éléments externes l'ouvrage est constitué de voiles et sont identifiés de la manière suivante :

Tableau 11 : Les éléments de structure externe

ELEMENT	DESIGNATION SUR L'OUVRAGE
RADIER	Radier
PIGNON COURT	Voile latéral limité à 11.30m
PIGNON MILIEU	Voile séparation de la chambre de mise en charge aux massifs
PIGNON LONG	Façade arrière suivant le sens de l'écoulement
LP	Voile latéral à 11,30 m + voile latéral à 14,30 m

La modélisation de l'ouvrage est effectuée sur le logiciel Effel Structure suivant le modèle ci-joint.



Les mailles sont prises égales à 50cm.

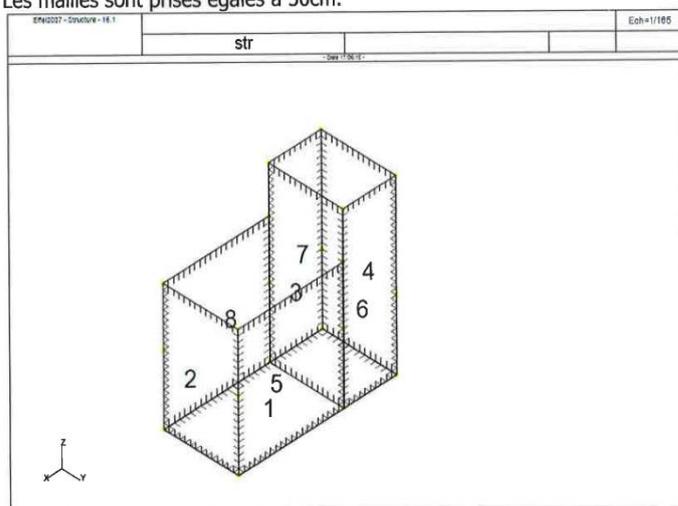


Schéma n° 11: Modélisation de l'ouvrage sur EFFEL

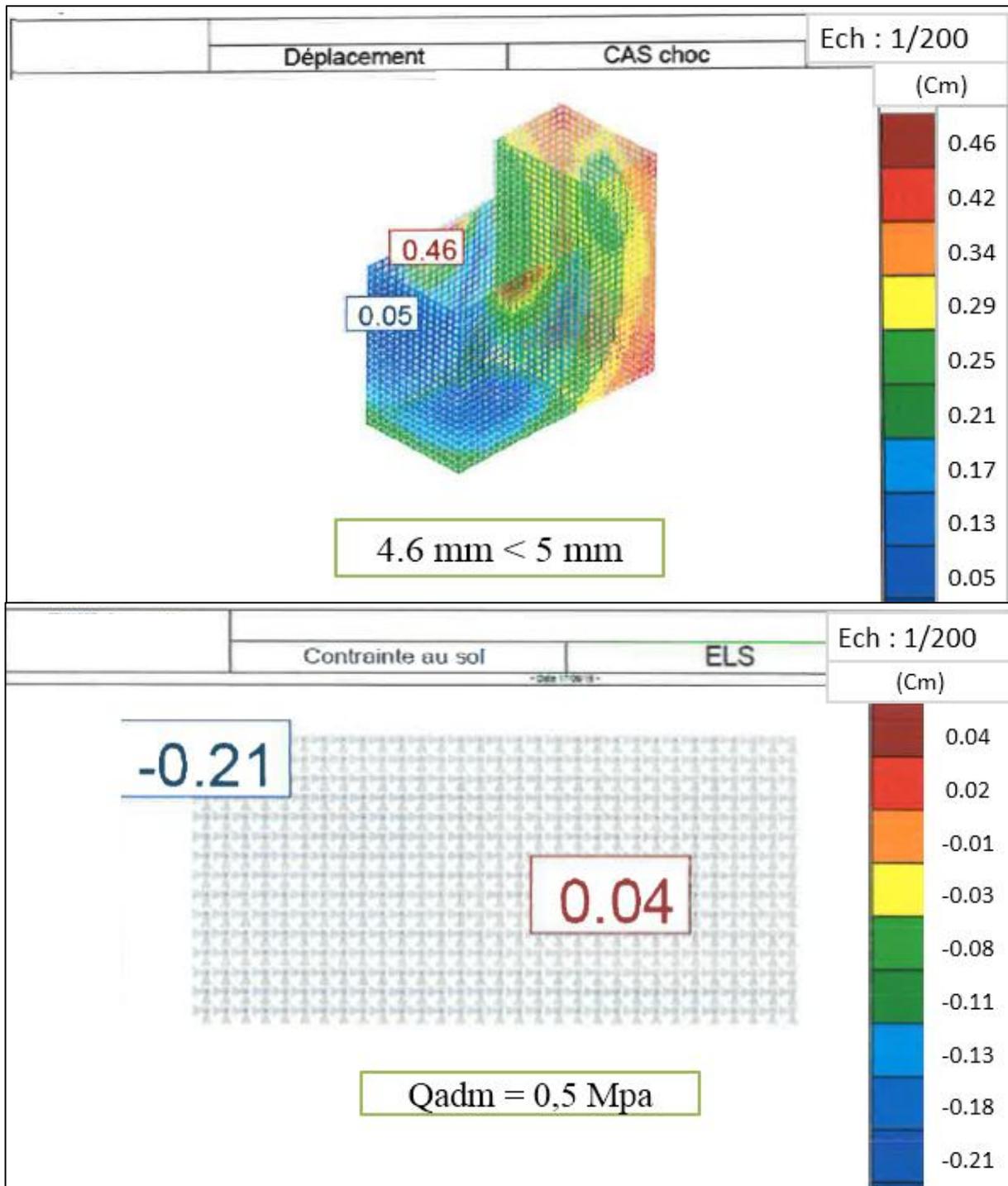


Schéma n° 12 : Résultat de la modélisation-EFFEL STRUCTURE

Les résultats de modélisation montrent que la contrainte au sol est de 0,21 MPa qui est inférieure à la contrainte admissible pour les sols de type grès $Q_{adm} = 0,5$ Mpa.

Le déplacement en tête d'ouvrage est de 4.6 mm qui reste inférieure à 5 mm, valeur maximale préconisée dans le CCTP.

Les efforts obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Les éléments de structure interne

ELEMENT	F _x	F _y	F _{moy}	M _x	M _y
RADIER	57.51 t	45.63 t	73.41 t	0.29 MN.m	0.22 MN.m
PIGNON COURT	33.76 t	47.12	57.97 t	0.23 MN.m	0.28 MN.m
PIGNON MILIEU	58.74 t	94.03 t	110.87 t	0.18 MN.m	17 MN.m
PIGNON LONG	46.42 t	41.34 t	62.16 t	0.15 MN.m	0.24 MN.m
LP	53.76 t	54.56 t	76.60 t	0.33 MN.m	0.26 MN.m

Les résultats des notes de calcul (détails en annexe V) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Résultat des notes de calcul des éléments externes

ELT	M _u	N _u	M _{ser}	N _{ser}	e	φ1	μ _u	μ _l	z	A _x	A _y
LP	0,445 MN.m	8,064 MN	0,33MN.m	5,376MN	0,188m	0,39	0,4287	0,459	0,579	17,67cm ²	17,67cm ²
PL	0,324 MN.m	6,963 MN	0,24MN.m	4,64MN	0,231m	0,41	0,32	0,518	0,513	14,52cm ²	14,52cm ²
PM	0,243 MN.m	8,811 MN	0,18MN.m	5,874MN	0,015m	0,82				8,94 cm ²	8,94 cm ²

Avec :

ELT : élément

PL : Pignon long

PM : Pignon milieu

Le ferrailage de l'élément pignon latéral sera appliqué au voile en avant de l'ouvrage sur le massif.

V.3.-2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS INTERNES -DALLES- :

Les éléments internes de l'ouvrage sont constitués des dalles suivantes :

Tableau 14 : Les éléments internes

ELEMENT	DESIGNATION SUR L'OUVRAGE
Dalle niv 238 m	Dalle pleine en BA de couverture de l'ouvrage
Dalle niv 324	Dalle pleine en BA du plancher à la cote 234

Les résultats des notes de calcul (détails en annexe V) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Résultats des notes de calcul des éléments internes

ELT	α	P _u	P _{ser}	μ _x	μ _y	M _{ox}	M _{oy}	M _{int}	M _{tx}	M _{ty}	A _x en travée	A _y en travée	A _x en appui	A _y en appui
Dalle nv238	1,657	15,87 KN	11,20 KN	0,0572	0,578	51,31 KN.m	29,66 KN.m	0,53 KN.m	47,72 KN.m	32,624 KN.m	29,14 cm ²	18,52 cm ²	33,88 cm ²	23,16 cm ²
Dalle nv234	1,657	15,87 KN	11,20 KN	0,0572	0,578	51,31 KN.m	29,66 KN.m	0,53 KN.m	47,72 KN.m	32,624 KN.m	29,14 cm ²	18,52 cm ²	33,88 cm ²	23,16 cm ²

CHAPITRE VI : ETUDES DE LA DIGUE DE PROTECTION ET D'ACCES

L'accès depuis la berge aux parties d'ouvrages situées dans le lit mineur, est réalisé par la création d'une piste sur remblai en gabion longeant le tracé de la conduite et contournant l'implantation de l'ouvrage de prise d'eau.

La digue est en barrage en terre homogène et comportent une digue d'accès de 650 m de long et une digue de protection des eaux encerclant la tour servant de plateforme pour faciliter la construction de ce dernier.

VI.-1. CONCEPTION GEOMETRIQUE

- Hauteur de la digue :

Cote de la crête : Cote étiage + revanche = 319,00 m

Cote de fond : 314.5 m

Hauteur maximale de la digue = 4.5 m

- *Largeur en crête* : 19m pour prendre en compte l'espacement nécessaire pour l'approvisionnement et la pose des canalisations.
- *Largeur en base* :
 - Talus amont = talus aval : $m=2$
 - Largeur en base $Lb = lc + (m_{amont} + m_{aval}) * Ht = 37m$

VI.-2. MATERIAUX

La digue est en barrage homogène dont les matériaux proviennent du site de la station de traitement. Les missions d'investigation sur le site de lot de station de traitement montrent qu'il en ressort 5 types de sol. Ces 5 types de sol ont été caractérisés dans le tableau récapitulatif ci-dessous :

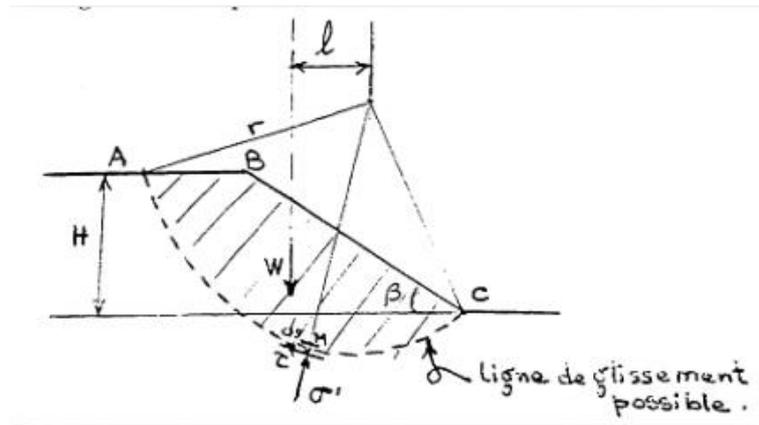
Fig. n° 4 : Typologie des sols sur le site de la station de traitement

	Type 1 Grès en formation : (Grès en formation ; Grès sain consolidé; Dalle de grès ; Grès fin altéré)	Type 2 Grès sain : (Grès sain avec fractures horizontales ; Grès sain avec fractures verticales ; Grès sain avec fractures horizontales jointes d'argile)	Type 3 Grès altéré : (Grès altéré ; Grès altéré colmaté d'argile)	Type 4 Argile graveleuse (Argile graveleuse ; Plaquette de grès colmatée d'argile)	Type 5 Carapace latéritique colmatée d'argile
γ_h (KPa)	18.3	-	21.2	19.3	22.49
γ_d (KPa)	15.8	-	18.2	18.3	21.7
Φ (°)	23	-	25	21	22
C (KPa)	6	-	7	10	9
PI (MPa)	-	-	-	0.59	1.40
Em (MPa)	-	-	-	4.9	25.96
α	-	-	-	2/3	2/3
Rc (compression)	-	16.28 MPa	-	-	
Compressibilité	σ_c (Kg/cm ²)		1.98	1.00	1.00
	Cc		0.16	0.10	0.12
	Cs		0.03	0.05	0.05

Pour les calculs nous prendrons le matériau le plus défavorable soit le Type 1, Grès en formation.

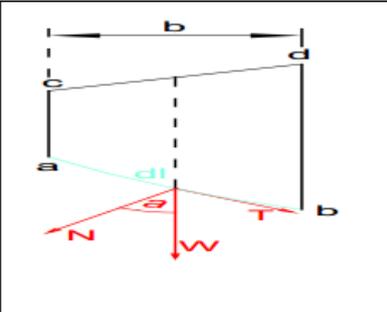
VI.-3. STABILITE

La digue étant homogène, en terre, les sollicitations extérieures ne sont pas susceptibles d'entraîner un renversement ou un glissement d'ensemble. Le phénomène le plus à craindre est le glissement des talus. L'étude de la stabilité sera donc conduite sur la méthode des cercles de glissement.

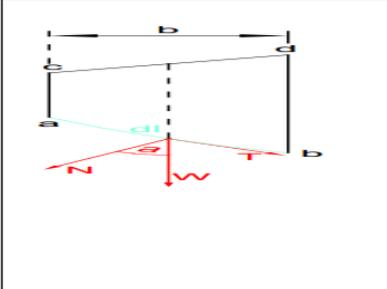


Le facteur de sécurité peut être évalué par deux méthodes : la méthode de FELLENIUS et la méthode de BISHOP. Cette dernière requiert plusieurs itérations et a tendance à surestimer ce facteur de sécurité. Afin d’alléger les calculs, nous évaluons un premier facteur de sécurité par la méthode FELLENIUS. Ce valeur sert alors de graine pour démarrer les itérations par la méthode BISHOP, jusqu’à une valeur convergente. Si cette valeur reste supérieure au résultat obtenu par la méthode FELLENIUS, la stabilité est vérifiée et nous retenons le facteur le plus faible, celui de FELLENIUS.

Le facteur de sécurité au sens de FELLENIUS :

	$F_s = \frac{\sum(N \cdot \tan \varphi_i + C_i dl)}{\sum T}$ <p>Avec $N = W \cos(\phi)$ C_i : cohésion du matériau de remblai $T = W \sin(\varphi_i)$</p>
---	--

Le facteur de sécurité au sens de BISHOP :

	$F_s = \frac{\sum (W - Pb) \cdot \tan \varphi' + C' b}{\sum T m_x}$ <p>Avec $m_x = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \varphi'}{F_s}\right)$ On définit : $N = W \cos(\phi)$ C_i : cohésion du matériau de remblai $T = W \sin(\varphi_i)$</p>
---	---

Les calculs sont faites partir du logiciel GEOSLOP.

Modélisation :

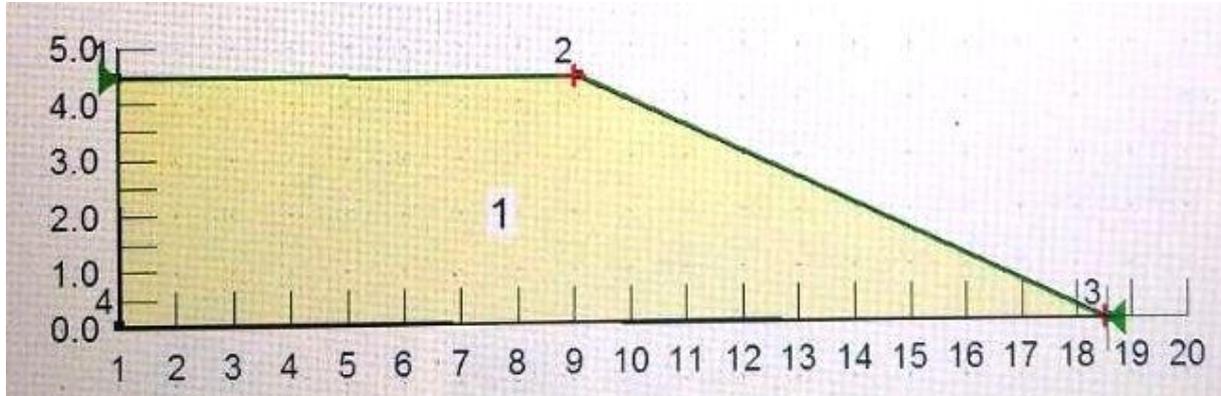


Schéma n° 13 : Modélisation de la digue

Les résultats des calculs donnent :

Facteur de sécurité	Valeur
FELLENIOUS	1.92
BISHOP	1.91

Nous prendrons $F_s = 1.91$. L'ouvrage est assuré vis-à-vis du glissement.

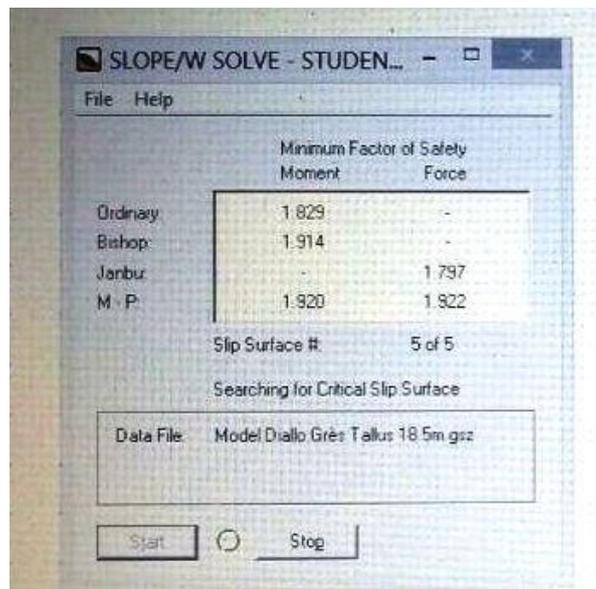


Schéma n° 14 : Résultat de la modélisation de la digue - GEOSLOP

La stabilité de la digue satisfait donc aux exigences aux fascicules.

CHAPITRE VII : ETUDES ECONOMIQUES

VII.-1. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE L'OUVRAGE DE PRISE

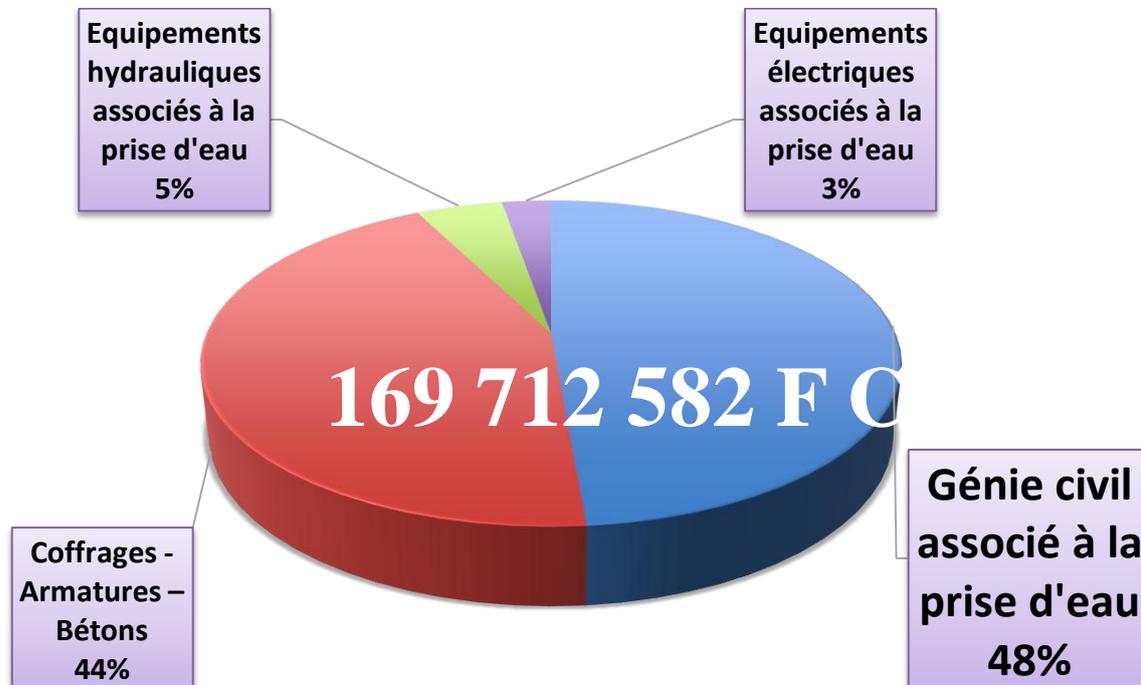
Ce projet a nécessité l'installation d'une centrale à béton dont le cout est pris en compte dans les frais généraux d'installation de chantier s'élevant à 204 390 191 FCFA. Lorsqu'on installe une centrale à béton, on utilise le cout réduit du béton dans l'estimation du cout du projet qui est ici de 66 545 F CFA pour le béton C30/37. Le tableau suivant donne le devis quantitatif et estimatif de la tour d'eau.

Tableau 16 : DQE - Ouvrage de prise

N°	Rubriques	Unités	Quantités	Prix unitaire	Prix total
1	Génie civil associé à la prise d'eau				
	<i>Terrassements</i>				
1.1	Excavation de souille	m3	570	12628	7197960
1.2	Enrochements 5-20kg	m3	110	831	91410
	<i>Coffrages - Armatures – Bétons</i>				
1.3	Coffrage lisse et soigné				
1.4	Coffrage lisse et soigné des surfaces planes	m2	842	1664	1 401 088
1.5	coffrage lisse et soigné des surfaces courbes	m2	138	2495	344 310
1.6	Armatures pour béton armé				
1.7	Aciers à haute adhérence HA de nuance fe 500	kg	545400	166	90 536 400
1.8	Aciers ronds lisses de nuance Fe 235	kg	6006	166	996 996
1.9	Bétons				
1.1	Béton pour réglage du fond de fouille	m3	86	49908	4 292 088
1.1	Béton de structure C30/37	m3	606	66545	40 326 270
2	<i>Equipements hydrauliques associés à la prise d'eau</i>				
2.1	Grilles de protection des pertuis	m2	21	30444	639 324
2.2	Batardeaux d'obturation des pertuis	m2	35	267341	9 356 935
2.3	Complexe de manutention palans	Fft	1	1996327	1 996 327
2.4	Système de mesure du niveau d'eau amont/aval	Fft	1	249541	249 541
2.5	Grilles anti-intrusion de la plateforme d'accès	m2	67.2	2495	167 664
2.6	Echelles verticales	ml	20.4	53236	1 086 014.4
2.7	Caillebotis	m2	30	36599	1 097 970
2.8	Portail plateforme d'accès	Fft	1	499082	499 082
2.9	Anneau d'amarage	U	10	10980	109 800
2.1	Fourniture d'un bateau à moteur avec sa remorque	Fft	1	831803	831 803
3	<i>Equipements électriques associés à la prise d'eau</i>				
3.1	Panneaux solaires	Fft	1	116453	116 453
3.1	Alarme anti-intrusion	U	1	249541	249 541
3.1	Communication radio	Fft	1	6827993	6 827 993
3.1	Ensemble de signaux lumineux de repérage	Fft	1	332722	332 722
3.1	Ensemble de signalisation fluviale définitive	Fft	1	964891	964 891
TOTAL					169 712 582

Le projet de construction de la tour d'eau s'élève à cent soixante-neuf milliard sept cent douze mille cinq cent quatre-vingt-deux (169 712 582 F CFA) F CFA.

Le graphe ci-dessous donne la répartition des coûts par poste.



VII.-2. INCIDENCE DE LA MODIFICATION DE LA SOLUTION BASE SUR LE COUT

Tableau 17 : Evaluation de l'incidence du cout de l'adaptation de la solution de base

N°	Rubriques	Unités	Quantités	Prix unitaire	Prix total
	<i>Apport matériaux</i>				
1	Déblais matériaux de remplissage	m3	92,78	2453,68	227 653
	<i>Coffrages – Armatures – Bétons</i>				
2.1	Coffrage lisse et soigneux des surfaces courbes	m2	105,5	1664	175552
2.2	Acier à haute adhérence HA de nuance fe 500	kg	278,35	166	46206
2.3	Béton de structure C30/37	m3	92,78	66545	6174046
				Total	6 395 804

Il ressort de cette étude que la modification de la solution de base coûtera en plus 6 395 804 F CFA à l'entreprise.

VII.-3. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA DIGUE

Tableau 18 : DQE - DIGUE

N°	Rubriques	Unités	Quantités	Prix unitaire	Prix total
1	Ouvrage d'accès provisoire				
	<i>Terrassements</i>				
1.1	Apport matériaux	m3	81 900	1 126,84	92 288 196
1.2	Ouvrage d'isolement pour la prise d'eau	m3	7560	1 126,84	8 518 911
1.3	Protection des eaux sur les berges	m3	Fft	831 803	831 803
	TOTAL				101 638 910

La digue de protection et d'accès provisoire s'élève cent un million six cent trente-huit mille neuf cent dix (101 638 910) F CFA.

CONCLUSIONS :

Le gouvernement malien a mis en place une politique de développement des infrastructures hydrauliques en vue d'assurer l'alimentation en eau potable des populations de la ville de Bamako et ses périphéries. C'est dans ce cadre que s'inscrit la naissance du projet de production d'eau potable de Bamako à partir de Kabala.

Les études de conception montrent que l'ouvrage proposé, une tour d'eau indépendante à entrées multiples placée dans le lit mineur du fleuve, est la meilleure variante par rapport à celle d'une prise flottante, submergée ainsi qu'une tour de rive.

Les études de stabilité conduisent à une adaptation de la solution de base pour répondre aux exigences de stabilité dues au renversement latéral. Cette adaptation consistant à augmenter le poids par apport de matériaux de remplissage sur le massif en amont de l'ouvrage.

Pour le calcul d'ouvrage, la définition des hypothèses de calcul a été une étape très importante. Elle définit l'ouvrage comme étant de classe 1 et fixe les limites d'ouvertures des fissures, permettant ainsi le calcul à l'ELU et la vérification à l'ELS. Les calculs réalisés sur la tour d'eau jugées « complexes » nous ont permis d'obtenir des ferraillements théoriques mais le choix du ferraillement à utiliser pour la réalisation de plans d'exécution revient à l'ingénieur. Ce choix a pris en compte aussi bien les aspects techniques que financiers ainsi que le délai d'exécution de l'ouvrage.

Les études de la digue d'accès nous indiquent que sa géométrie favorise sa stabilité. D'autres études complémentaires sont recommandées pour prendre en compte les effets de renards.

Il convient de préciser que ses résultats présentés ici dépendent de certains paramètres hydrauliques liés au comportement du fleuve et peuvent connaître une évolution lorsque les études du modèle physique hydraulique montrent un dysfonctionnement du régime du fleuve.

Le projet est de grande envergure, 1^{er} du genre dans la sous-région ouest africaine, il favorisera sans doute le développement de la ville et contribuera à donner un meilleur cadre de vie aux populations.

BIBLIOGRAPHIE

Amadou SIMAL, (2014). *Cours de Topographie 2iE*

MDDELCC. *Guide de Conception Des Installations de Production D'eau Potable*. Vol. 1. 2 vols., 2001.

Adamah Messan, (2016). *Cours de Béton Armé 2iE*.

Henry Thonier. *Conception et Calcul Des Structures de Bâtiment - Tome 4*. Tome 3, 1995.

CEN. *EUROCODE 2 : Calcul Des Structures En Béton-Partie 1-1 : Règles Générales et Règles Pour Les Bâtiments*, 2005.

MEDD. *Fascicule 62, Titre 5. Règles Techniques de Conception et de Calcul Des Fondations Des Ouvrages de Génie Civil*, 2012.

Adamah Messan, (2015). *Cours d'Ouvrages d'Art 2iE*.

Ismaila Gueye, (2014). *Cours de Mécanique Des Sols 2iE*.

Ismaila Gueye, (2014). *Cours de Barrages 2iE*.

Adama Dioni (2015). *Cours de Stabilité Des Pentes 2iE*.

Moussa Diop. "Mémoire de fin d'étude : ETUDE STRUCTURALE D'UN BATIMENT R+7 AVEC SOUS SOL A USAGE D'HOTEL 3*** A OUAGADOUGOU," 2011.

Arouna DIARRA. "Mémoire de fin d'étude : ETUDES TECHNIQUES POUR LA CONSTRUCTION DU PONT DE BETTIE SUR LA COMOIE EN COTE D'IVOIRE," 2016.

ANNEXE

SOMMAIRE :

ANNEXE I : DONNEES GENERALES DU PROJET	54
ANNEXE II.1 : PLAN D'ENSEMBLE (TOPO et BATHY).....	56
ANNEXE II.2 : PLAN TOPOGRAPHIQUE TOUR D'EAU	56
ANNEXE II.3 : PROFIL EN LONG DU FOND DU FLEUVE	56
ANNEXE III.1 : DOSSIER PLAN DE LA SOLUTION DE BASE	69
ANNEXE III.2 : PLAN DE DETAILS.....	69
ANNEXE IV.1 : DOSSIER PLAN SOLUTION MODIFIEE	74
ANNEXE IV.2 : PLAN DE DETAILS.....	74
ANNEXE V.1 : PLAN DE FERRAILLAGE.....	77
ANNEXE V.2 : NOTE DE CALCUL DES ELEMENTS EXTERNES	83
ANNEXE V.3 : NOTES DE CALCUL DES ELEMENTS INTERNES	94
ANNEXE V.4 : NOTE DE MODELISATION.....	97

ANNEXE I

ANNEXE I.1 : DONNEES GENERALES DU PROJET

ANNEXE I : DONNEES GENERALES DU PROJET

I.1. DONNEES DU PROJET

Les données présentées ici sont celles fournies par dossier d'appel d'offre.

I.3.1 DONNEES CLIMATIQUES

La ville de Bamako se situe en zone nord-soudanienne caractérisée par un hivernage (saison des pluies) d'environ quatre mois (de juin à septembre) apportant de l'ordre de 700 à 1000 mm de hauteur de pluie, pour environ 75 jours de précipitation par an.

Le tableau ci-après indique les moyennes climatologiques pluriannuelles enregistrées à Bamako, pour les années 1971 à 2000.

Tableau 19 : Bamako-données climatologiques pluriannuelles (1971 - 2000)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Temp. max. .moy (°C)	33.4	36.4	38.8	40.2	38.9	35.6	32.5	31.6	32.7	35.0	35.6	33.7
Temp. min. .moy (°C)	17.6	20.4	23.5	25.7	25.8	23.8	22.4	22.0	21.8	21.4	18.5	17.2
Pluv. Moy. (mm)	1.0	1.0	1.5	19.3	53.1					63	2.5	0.0
Evap. Moy. (mm)	6.8	8.3	9.1	8.1	6.2	3.9	2.3	1.7	1.8	2.7		
Vent moy. (m/s)	2.4	2.4	2.5	2.1	2.1	2.0	1.7	1.3	1.2	1.3		

I.3.2 APERÇU GEOLOGIQUE DU SITE DES TRAVAUX

D'une manière générale, en rive droite du Niger, à Kabala, au niveau du projet, le sol est essentiellement constitué de :

- un substratum rocheux constitué de grès hétéro-granulaires à stratification horizontale, à dater du précambrien supérieur,
- des sédiments de couverture quaternaires, de nature latéritique.

Dans le lit du fleuve du Niger, le sol est entaillé jusqu'au substratum rocheux avec faible couverture alluvionnaire (sable et graviers).

I.3.3 REGIME HYDROLOGIQUE DU NIGER

Le régime hydrologique du fleuve Niger est directement lié au régime des précipitations traduit par le Tableau ci-avant.

La mise en service en 1980, du barrage de Sélingué, situé sur le cours supérieur du fleuve Niger en amont de Bamako, a modifié le régime du fleuve de Bamako, spécialement par le

soutien aux étiages qu'apporte cet ouvrage destiné à la production d'électricité et au soutien des étiages.

A Kabala et Bamako, les crues du fleuve ont généralement lieu en septembre, et les étiages pendant les mois de mars et d'avril.

Le régime du Niger, sont fournis ci-après :

- Fleuve Niger à Kabala – Débits et niveaux du fleuve, tableau extrait de la note R112g11 établie par SGI en décembre 2011 sur les ouvrages amont.

Tableau 20 : Débits et niveaux du fleuve Niger à Kabala

	Q (m ³ /s)	Niveau (m NGM)
Etiage sévère sans Sélingué	75	317.00
Etiage sévère avec Sélingué	70	317.50
Crue T=10 ans	7200	323.65
Crue T=20 ans	8100	324.08
Crue T=50 ans	9300	324.64
Crue T=100 ans	10200	325.05
Crue de 2001	7300	323.71
Crue de 1967	9300	324.64

I.3.4 NAVIGATION FLUVIALE

La partie du Niger où est positionné l'ouvrage est navigué par des barques, souvent chargées de sables et graviers.

ANNEXE II

TOPOGRAPHIQUE

ANNEXE II.1 : PLAN D'ENSEMBLE (TOPO ET BATHY)

ANNEXE II.2 : PLAN TOPOGRAPHIQUE TOUR D'EAU

ANNEXE II.3 : PROFIL EN LONG DU FOND DU FLEUVE

ANNEXE III

DOSSIER PLAN DE BASE

ANNEXE III.1 : DOSSIER PLAN DE LA SOLUTION DE BASE

ANNEXE III.2 : PLAN DE DETAILS

ANNEXE IV

DOSSIER PLAN MODIFIE

ANNEXE IV.1 : DOSSIER PLAN SOLUTION MODIFIEE

ANNEXE IV.2 : PLAN DE DETAILS

ANNEXE V

DIMENSIONNEMENT

ANNEXE V.1 : PLAN DE FERRAILLAGE

ANNEXE V.2 : NOTE DE CALCUL ELEMENTS EXTERNES

ANNEXE V.3 : NOTE DE CALCUL ELEMENTS INTERNES

ANNEXE V.4 : NOTE DE MODELISATION

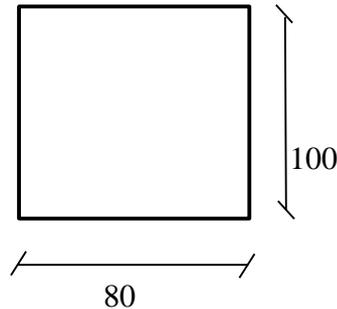
ANNEXE V.2 : NOTE DE CALCUL DES ELEMENTS EXTERNES

I. Mur Pignon Latéral

ELEMENT	Fx	Fy	Fmoy	Mx	My
LP	53.76 t	54.56 t	76.60 t	0.33 MN	0.26 MN

Nous prenons en considération les efforts maximum. Les efforts dans le sens xx sera également appliquée à celui de yy

1. Mur Pignon latéral à hauteur de 11,30 m



Section 80 x 100 cm, B 30 HAFé 500, FTP C = 5 cm L = 11,3 m

$$NG = 53,76t = 5376KN = 5,376MN$$

$$MG = 0,33MN$$

- Calculons à l'ELU les sections d'acier nécessaires:

$$Mu = 1,35MG = 0,4455MN.m \quad MSER = 0,33MN.m$$

$$Nu = 1,5NG = 8,064MN \quad NSER = 5,376MN$$

- Calcul de l'excentricité totale:

- L'excentricité de 1^e ordre e_1

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,4455}{8,064} = 0,05518 \text{ m}$$

- L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique

$$E_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{1130}{250} \right\}$$

$$E_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, 4,52 \text{ cm} \right\} = 4,52 \text{ cm}$$

- L'excentricité due aux efforts du second degré e_2

$$E_2 = \frac{3Lf^2}{10.000h} (2 + \alpha \vartheta)$$

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg + Nq} = \frac{0,33}{0,33 + 5,376} = \frac{0,33}{5,706} = 0,0578$$

$$e_\alpha = \frac{3 \times 11,8^2}{10.000 \times 1} [2 + 0,0578 \times 2]$$

$$e_2 = 0,0883 \text{ m}$$

- L'excentricité totale est

$$e_{totale} = 0,188 \text{ m}$$

Calculons de l'effort de compression centré non supportable par le béton

$$Nb_{max} = bnfbre = bh \times \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \sigma_b}$$

$$Nb_{max} = 13,6 \text{ MN}$$

Calcul du coefficient de remplissage du diagramme des contraintes :

$$\varphi_1 = \frac{Nu}{Nb_{max}} = 0,395$$

$$\varphi_1 = 0,39 < 0,81$$

Calcul de l'excentricité non comprimé

$$e_{NC} = \varepsilon \times h \text{ . lire le coefficient } \varepsilon \text{ en fonction de } \varphi_1 \text{ sur l'abaque. } \varepsilon = 0,1559$$

$$e_{NC} = 0,1559 \text{ m}$$

$e > e_{NC}$; On a une section partiellement comprimée

Calcul du Moment fictif

$$M_{fictif} = Nu \times e_A = Nu \times (e + (d - 0,5h))$$

$$M_{fictif} = 4,7416 \text{ MN}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_{fictif}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,7416}{11,06} = 0,4287$$

$$\mu_u > \mu_{AB}$$

Calcul de μ_l

$$\mu_l = 10^{-4} \left(3220 \times \theta \times \delta + \frac{51 \times f_{c28}}{\theta} - 3100 \right)$$

Calcul de δ

$$\delta = \frac{M_{fictif}}{M_{serfictif}}, \text{ or } M_{serfictif} = e_{A'} \times N_{ser}$$

$$e_{A'} = e_{1ser} + (d - 0,5h)$$

$$e_{1ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,33}{5,376} = 0,06138 \text{ m}$$

$$eA' = 0,4631 + (0,9 - 0,5) = 0,4613 \text{ m}$$

$$M_{serfictif} = 2,478 \text{ MN.m}$$

Alors

$$\delta = \frac{4,7416}{2,478} = 2,478$$

$$\mu_l = 0,459$$

On a $\mu_u < \mu_l$, donc il n'y a pas d'acier comprimé

Calcul des sections d'acier

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_l})$$

$$\alpha_u = 0,89$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - 0,4 \times 0,89) = 0,579$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z f_{bu}} = \frac{0,44}{0,579 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)}$$

$$A_{st} = 17,67 \text{ cm}^2$$

Les limites de fissuration limitent le choix des aciers à HA 16.

Choix : 9HA16 soit 18,10 cm²

Vérification au flambement

Nous allons considérer une section de base 1 m et de hauteur 0,8 m soumise à $M_u = M_{ser} = 0$ et $N_u = 8,064 \text{ MN}$ et $N_{ser} = 5,376 \text{ MN}$.

Calcul de l'excentricité total :

- L'excentricité du 1^{er} ordre est nulle car $M_u = 0$
- L'excentricité additionnelle :

$$E_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{1130}{250} \right\}$$

$$E_a = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}, 4,52 \text{ cm} \} = 4,52 \text{ cm}$$

- L'excentricité due aux efforts du second degré e_2

$$E_2 = \frac{3Lf^2}{10.000h} (2 + \alpha \vartheta)$$

$$\alpha = 0,5 \text{ car } M_i = 0 ; L_f = 11,30 \text{ m}$$

$$e_\alpha = \frac{3 \times 11,3^2}{10.000 \times 1} [2 + 0,5 \times 2]$$

$$e_2 = 0,115 \text{ m}$$

- L'excentricité totale est

$$e_{\text{totale}} = 0,1601 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité non comprimé

$$e_{NC} = \varepsilon \times h \quad \varepsilon = 0,163$$

$$e_{NC} = 0,163 \text{ m}$$

$e < e_{NC}$; On a une section entièrement comprimée avec ELU non atteint

$$A = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre}$$

$$A = 4 \times (2 + 1,6) = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A = 14,4 \text{ cm}^2$$

Cette section étant inférieure à $A_{st} = 17,67 \text{ cm}^2$ du sens yy ; il n'ya donc pas de risque de flambement.

2. Mur Pignon latéral à hauteur de 14,30 m

Même procédure de calcul, la hauteur étant plus grande l'excentricité additionnelle et second degré augmente

$$E_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{14,30}{250} \right\}$$

$$E_a = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}, 4,52 \text{ cm} \} = 5,72 \text{ cm}$$

- L'excentricité due aux efforts du second degré e_2

$$E_2 = \frac{3Lf^2}{10.000h} (2 + \alpha \vartheta)$$

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg + Nq} = \frac{0,33}{0,33 + 5,376} = \frac{0,33}{5,706} = 0,0578$$

$$e_\alpha = \frac{3 \times 14,3^2}{10.000 \times 1} [2 + 0,0578 \times 2]$$

$$e_2 = 0,129 \text{ m}$$

L'excentricité totale devient

$$e = 0,241 \text{ m}$$

Calcul du Moment fictif

$$M_{\text{fictif}} = N_u \times e_A = N_u \times (e + (d - 0,5h))$$

$$M_{\text{fictif}} = 5,172 \text{ MN}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_{\text{fictif}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,172}{13,77} = 0,375$$

$$\mu_u > \mu_{AB}$$

Calcul de μ_l

$$\mu_l = 10^{-4} \left(3220 \times \theta \times \delta + \frac{51 \times f_{c28}}{\theta} - 3100 \right)$$

Calcul de δ

$$\delta = \frac{M_{\text{fictif}}}{M_{\text{serfictif}}}, \text{ or } M_{\text{serfictif}} = e_A' \times N_{\text{ser}}$$

$$e_A' = e_{1\text{ser}} + (d - 0,5h)$$

$$e_{1\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,33}{5,376} = 0,06138 \text{ m}$$

$$e_A' = 0,4631 + (0,9 - 0,5) = 0,4613 \text{ m}$$

$$M_{\text{serfictif}} = 2,478 \text{ MN.m}$$

Alors

$$\delta = \frac{5,172}{2,478} = 2,01$$

$$\mu_l = 0,487$$

On a $\mu_u < \mu_l$, donc il n'y a pas d'acier comprimé

Calcul des sections d'acier

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_l})$$

$$\alpha_u = 0,354$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - 0,4 \times 0,354) = 0,77$$

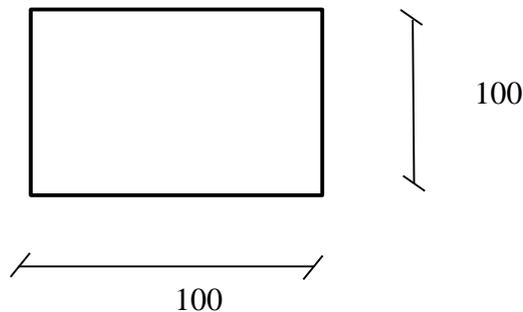
$$A_{st} = \frac{Mu}{zfbu} = \frac{0,44}{0,77 * (\frac{500}{1,15})}$$

$$A_{st} = 13,29 \text{ cm}^2$$

Les aciers du pignon latéral à hauteur 11,30 m étant supérieur. Nous retiendrons le même ferrailage pour le pignon latéral à hauteur 14,30 m.

II. Mur Pignon Long

ELEMENT	Fx	Fy	Fmoy	Mx	My
PIGNON LONG	46.42 t	41.34 t	62.16 t	0.15 MN	0.24 MN



Section 100 x 100 cm, B 30 HAFé 500, FTP C = 5 cm L = 11,3 m

$$NG = 46,42 \text{ t} = 464,2 \text{ KN} = 4,642 \text{ MN}$$

$$MG = 0,24 \text{ MN}$$

- Calculons à l'ELU les sections d'acier nécessaires:

$$M_u = 1,35MG = 0,324 \text{ MN.m} \quad M_{SER} = 0,24 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 1,5NG = 6,963 \text{ MN} \quad N_{SER} = 4,642 \text{ MN}$$

- Calcul de l'excentricité totale:

- L'excentricité de 1^e ordre e_1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,324}{6,963} = 0,0465 \text{ m}$$

- L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique

$$E_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{1430}{250} \right\}$$

$$E_a = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}, 4,52 \text{ cm} \} = 5,72 \text{ cm}$$

- L'excentricité due aux efforts du second degré e_2

$$E_2 = \frac{3Lf^2}{10.000h} (2 + \alpha \vartheta)$$

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg+Nq} = \frac{0,324}{0,324+6,963} = 0,0445$$

$$e_{\alpha} = \frac{3 \times 14,3^2}{10.000 \times 1} [2 + 0,0445 \times 2]$$

$$e_2 = 0,128 \text{ m}$$

L'excentricité totale est :

$$e_{totale} = 0,2317 \text{ m}$$

Calculons de l'effort de compression centré non supportable par le béton

$$Nb_{max} = bnfbre = bh \times \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \sigma_b}$$

$$Nb_{max} = 17 \text{ MN}$$

Calcul du coefficient de remplissage du diagramme des contraintes :

$$\varphi_1 = \frac{Nu}{Nb_{max}} = 0,41$$

$$\varphi_1 = 0,41 < 0,81$$

Calcul de l'excentricité non comprimé

$$e_{NC} = \varepsilon \times h \text{ . lire le coefficient } \varepsilon \text{ en fonction de } \varphi_1 \text{ sur l'abaque. } \varepsilon = 0,1559$$

$$e_{NC} = 0,1504 \text{ m}$$

$e > e_{NC}$; On a une section partiellement comprimée

Calcul du Moment fictif

$$M_{fictif} = Nu \times e_A = Nu \times (e + (d-0,5h))$$

$$M_{fictif} = 4,40 \text{ MN}$$

Calcul du moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_{fictif}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,40}{13,77} = 0,32$$

$$\mu_u > \mu_{AB}$$

Calcul de μ_l

$$\mu_l = 10^{-4} \left(3220 \times \theta \times \delta + \frac{51 \times f_{c28}}{\theta} - 3100 \right)$$

Calcul de δ

$$\delta = \frac{M_{\text{fictif}}}{M_{\text{serfictif}}}, \text{ or } M_{\text{serfictif}} = e_{A'} N_{\text{ser}}$$

$$e_{A'} = e_{1\text{ser}} + (d - 0,5 h)$$

$$e_{1\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,24}{4,642} = 0,0517 \text{ m}$$

$$e_{A'} = 0,0517 + (0,9 - 0,5) = 0,4517 \text{ m}$$

$$M_{\text{serfictif}} = 2,478 \text{ MN.m}$$

Alors

$$\delta = \frac{4,7416}{2,478} = 2,01$$

$$\mu_l = 0,518$$

On a $\mu_u < \mu_l$, donc il n'y a pas d'acier comprimé

Calcul des sections d'acier tendues

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_l})$$

$$\alpha_u = 1,075$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - 0,4 \times 0,89) = 0,513$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z f_{bu}} = \frac{0,324}{0,513 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)}$$

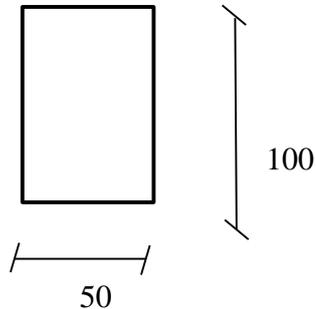
$$A_{st} = 14,52 \text{ cm}^2$$

Les limites de fissuration limitent le choix des aciers à HA 16.

Choix : 8HA16 soit 16,02 cm²

III. Mur Pignon milieu

ELEMENT	F _x	F _y	F _{moy}	M _x	M _y
PIGNON MILIEU	58.74 t	94.03 t	110.87 t	0.18 MN	0,17 MN



Section 50 x 100 cm, B 30 HAFé 500, FTP C = 5 cm L = 3,5 m

$$NG = 58,74 \text{ t} = 587,4 \text{ kN} = 5,874 \text{ MN}$$

$$MG = 0,18 \text{ MN}$$

- Calculons à l'ELU les sections d'acier nécessaires:

$$Mu = 1,35MG = 0,243 \text{ MN.m} \quad MSER = 0,18 \text{ MN.m}$$

$$Nu = 1,5NG = 8,811 \text{ MN} \quad NSER = 5,874 \text{ MN}$$

- Calcul de l'excentricité totale:

- L'excentricité de 1^e ordre e_1

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,243}{8,811} = 0,0275 \text{ m}$$

- L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique

$$E_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, L/250 \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}, 3,5/250 \right\}$$

$$E_a = \text{Max} \{ 2 \text{ cm}, 1,4 \text{ cm} \} = 0,014 \text{ m}$$

- L'excentricité due aux efforts du second degré e_2

$$E_2 = \frac{3Lf^2}{10.000h} (2 + \alpha \vartheta)$$

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg + Nq} = \frac{0,18}{0,18 + 5,874} = 0,03$$

$$e_\alpha = \frac{3 \times 3,5^2}{10.000 \times 1} [2 + 0,03 \times 2]$$

$$e_2 = 0,015 \text{ m}$$

L'excentricité totale est :

$$e_{\text{totale}} = 0,0565 \text{ m}$$

Calculons l'effort de compression centré non supportable par le béton

$$Nb_{max} = bh \times \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \sigma_b}$$

$$Nb_{max} = 8,5 \text{ MN}$$

Calcul du coefficient de remplissage du diagramme des contraintes :

$$\varphi_1 = \frac{Nu}{Nb_{max}} = 0,82$$

$$\varphi_1 = 0,82 > 0,81$$

Calcul du coefficient de remplissage du diagramme des contraintes \aleph

$$\aleph = 1,32[0,4 - (0,4 - \epsilon) \times \varphi_1]$$

$$\epsilon = \frac{e}{h} = \frac{0,0565}{1} = 0,0565$$

$$\aleph = 1,32 [0,4 - (0,4 - 0,0565) \times 0,82]$$

$$\aleph = 0,156 > 0,19; \text{ La section est entièrement comprimée}$$

Calcul de la section d'acier comprimée :

$$A_{sc} = \frac{Mu}{(d-d') \times \sigma_{sc}}$$

Calcul de σ_{sc}

$$\sigma_{sc} = 9\delta f_{c28} - \delta'(13f_{c28} + 4,5) \times K$$

Calcul de δ

$$\delta = \frac{M_{fictif}}{M_{serfictif}}, \text{ or } M_{ersfictif} = e_{A'} N_{ser}$$

$$M_{fictif} = Nu \times ea$$

$$M_{fictif} = Nu \times (e + (d - 0,5h)) = 8,811 (0,0565 + (0,9 - 0,5)) = 4,022$$

$$M_{fictif} = 4,022 \text{ MN.m}$$

$$e_{A'} = e_{1ser} + (d - 0,5h)$$

$$e_{1ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,18}{5,874} = 0,03064 \text{ m}$$

$$e_{A'} = 0,0364 + (0,9 - 0,5) = 0,430 \text{ m}$$

$$M_{serfictif} = 2,53 \text{ MN.m}$$

Alors

$$\delta = \frac{4,022}{2,53} = 1,589$$

$$\text{Ainsi, } \sigma_{sc} = 9\delta fc28 - \delta'(13fc28 + 415)x K$$

$$\sigma_{sc} = 9x1,589x30 - \frac{0,1}{0,9}(13 \times 30 + 415) \times 1$$

$$\sigma_{sc} = 339,586$$

$$Asc = \frac{0,243}{(0,9-0,1)x339,586} = 8,94 \text{ cm}^2$$

$$Asc = 8,94 \text{ cm}^2$$

Choix

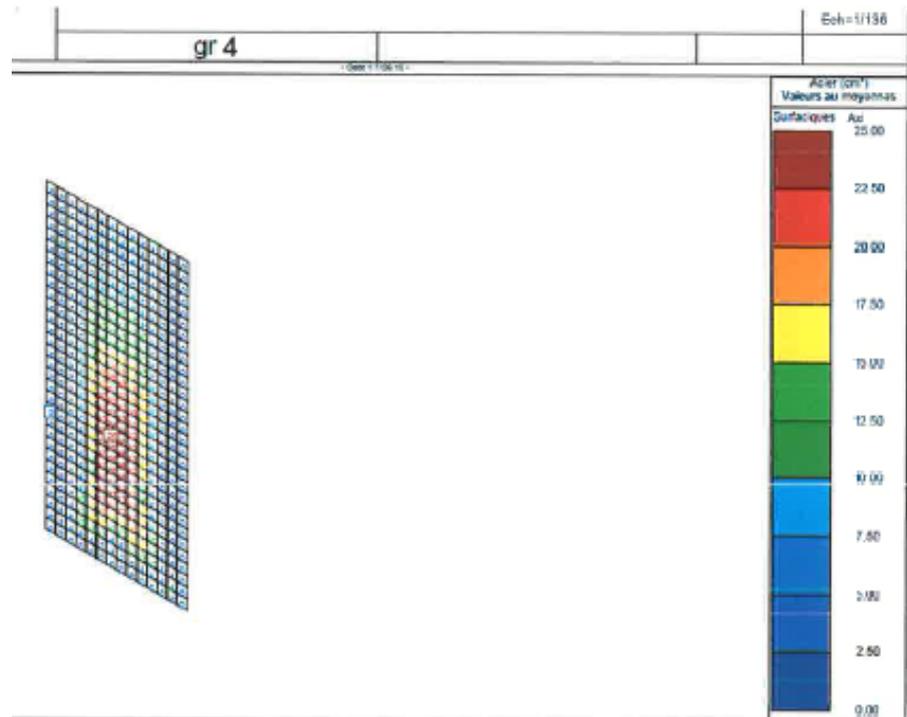
6HA 14 soit 9,24 cm²

IV. Radier

Calcul d'armature effectué par le logiciel EFFEL BA.

$$Ax=25 \text{ cm}^2$$

$$Ay=25 \text{ cm}^2$$



ANNEXE V.3 : NOTES DE CALCUL DES ELEMENTS INTERNES

I. Dalle niv 328

- Données :

$$L_x = 8,950 \text{ m} ; L_y = 5,40 \text{ m} , h = 0,2 \text{ m}$$

- Déterminons le sens de portée de la dalle

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{8,950}{5,40} = 1,657 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, elle repose sur 4 cotés.

- Calcul des efforts

- Charges permanentes (G)

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Dalle pleine en béton armé	($e_p = 20\text{cm}$).....	5 KN /m ²
4-Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²

$$\mathbf{G = 6,20 \text{ KN /m}^2}$$

- Charges permanente (Q) : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ compte tenu du fait qu'on a des palans accrochés à la dalle

- Charges reprises par le plancher par ml :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 6,20 + 1,5 \times 5 = 15,87 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q$$

$$P_u = 6,20 + 5 = 11,20 \text{ KN/m}$$

- Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\alpha = 0,79 \Rightarrow \mu_x = 0,0572 ; \mu_y = 0,578$$

- Calcul des moments isostatiques

$$\begin{aligned} \text{Sens } l_x : \quad M_{0x} &= \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_{0x} &= 0,0572 \times 11,20 \times 8,95^2 \\ M_{0x} &= 51,31 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sens } l_y : \quad M_{0y} &= \mu_y \times M_{0x} \\ M_{0y} &= 0,578 \times 51,31 \\ M_{0y} &= 29,66 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Appui voisin de rive

$$M_e = 0,50 \times M_{0x}$$

$$M_e = 25,655 \text{ KN.m}$$

Appui intermédiaire

$$M_{int} = 0,40 \times M_{0x}$$

$$M_{int} = 0,53 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur travées

Coefficient de majoration $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$

Travée de rive

$$M_{tx} = 0,93 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 47,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 1,1 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 32,624 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire

$$M_{intx} = 0,80 \times M_{0x}$$

$$M_{intx} = 41,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{inty} = 0,80 \times M_{0y}$$

$$M_{inty} = 26,1 \text{ KN.m}$$

- Calcul d'armature

Le calcul de ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de (0,1) m de largeur suivant les formules ci-dessous :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 \cdot \sigma_{bc}}$
- $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$
- $z = d(1 - 0,4x\alpha)$
- $A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_u}$
- $A_{min} = \beta_0 \times \frac{3-\alpha}{2} \times S$ suivant XX
- $A_{min} = \beta_0 \times S$ suivant YY

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

β_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

- **Vérifications à L'ELU :**

- Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]

En travée:

- $A_x = 29,14 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (vérifiée)
- $A_y = 18,52 \text{ cm}^2 > A_{min}$ (vérifiée)

En appuis :

- $A_x = 33,88 \text{ cm}^2 > A_{min}$
- $A_y = 23,16 \text{ cm}^2 > A_{min}$

- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que:

$$\phi_{max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement

Les efforts tranchants sont maximums le long de l_y , donc on a :

$$V_{\max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

$$V_{\max} = \frac{15,87 \times 8,950 \times 4,5}{2 \times 4,5 + 8,950} = 35,60 \text{ KN}$$

Contrainte tangentielle de travail τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u}{ab} \Rightarrow \tau_u = \frac{35,60 \times 10^{-3}}{0,18 \times 1} = 0,197 \text{ MPa}$$

Contrainte tangentielle de travail admissible t_u

$$t_u = 0,07 \frac{30}{1,5} = 1,4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,197 < t_u = 1,4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II. Dalle niv 324

- Données :

$$L_x = 1,65 \text{ m} ; L_y = 5,4 \text{ m} , h = 0,3 \text{ m}$$

- Déterminons le sens de portée de la dalle

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{5,40} = 0,305 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens, elle repose sur 4 cotés.}$$

- Calcul d'armature

Pour mieux sécuriser les calculs, prenons le calcul d'armature de la dalle niv 328 pour servir d'appui aux dalles caillebotis.

En travée:

- $A_x = 29,14 \text{ cm}^2$
- $A_y = 18,52 \text{ cm}^2$

En appuis :

- $A_x = 33,88 \text{ cm}^2$
- $A_y = 23,16 \text{ cm}^2$

ANNEXE V.4 : NOTE DE MODELISATION