



ETUDE TECHNIQUE POUR LA CONSTRUCTION DE LA FOSSE DE POMPAGE DU PROJET d'AEP KABALA (Mali)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Présenté et soutenu publiquement le 21 Janvier 2019 par

Ibrahim Alassane TOURE (20131443)

Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant GCH, 2iE

Maître de Stage : Mathieu PIERREFITTE, Groupe Cabinet Merlin

Structure d'Accueil : Groupe Cabinet Merlin, Bamako, Mali

Jury d'évaluation du Stage :

Président : Kokouvi Edem N'TSOUKPOE

Membres et Correcteurs : Césaire HEMA
Arnaud OUEDRAOGO

Promotion [2018/2019]

DEDICACES

Au nom d'ALLAH, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce travail à mes parents qui n'ont pas cessé de nous inculquer le sens de la famille, ainsi que les valeurs de générosité, de droiture et d'intégrité.

- ✚ A mon frère Kola Diop qui nous a brusquement quitté, ainsi qu'à sa famille qui m'a adopté.*
- ✚ A mes frères Hamida et Mahamadou Toure pour avoir pris le relais des parents lorsque il le fallait, ainsi qu'à leurs épouses.*
- ✚ A Yassine MAÏGA et Oumou SIDIBE et à sa famille pour son l'hospitalité durant mon séjour au Mali.*
- ✚ A mes grands-parents, Ibrahim Zeti et Didi Diallo qui m'ont appris l'humilité et à tirer le meilleur des choses les plus simples.*
- ✚ A mes familles de Kotobabi au Ghana, au Sénégal et au Bénin.*
- ✚ A Alex Yaba et sa famille qui m'ont donnée une nouvelle famille au Bénin.*
- ✚ A Gladys Jodys Mboumbou pour corrections, sa disponibilité sans faille, son « food exploring », pour son affection indéfectible et son « chic » à tout épreuve.*
- ✚ A tous les enseignants de 2iE qui essaient tant bien que mal de transmettre efficacement leur connaissance.*
- ✚ A tous ceux qui m'ont prodigué un quelconque enseignement.*

CITATIONS

« Everybody is a genius. But if you judge a fish by its ability to climb a tree, it will live its whole life believing that it is stupid. The question I have for you at this part of our journey together is, what is your genius? »

Matthew Kelly

« Deux choses sont infinies : l'Univers et la bêtise humaine. Mais, en ce qui concerne l'Univers, je n'en ai pas encore acquis la certitude absolue. »

Albert Einstein



REMERCIEMENTS

Je rends grâce à Allah pour tous ses bienfaits.

Je remercie les différents acteurs administratifs et professoraux de 2iE.

Je remercie également Messieurs LO Moussa, PIERREFITTE Mathieu, STEIN Nicolas, Ismaëla BERTHE et Madame Fatoumata TANGARA pour leurs appuis et leurs précieux conseils tout au long de mon stage et pour la rédaction de ce mémoire ; ainsi que tous les membres de la mission de contrôle du projet Kabala.

Je remercie également Monsieur YONABA Roland et Professeur Mahamadou KOITA qui m'ont redonné l'amour des études en hydrauliques et hydrogéologie.

Toute ma gratitude va à ma mère Hindou SOULEYMANE et également à mon père Alassane TOURE pour leur soutien inconditionnel et pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, ainsi que à mes frères Mahamadou et Hamida TOURE.

Je remercie particulièrement Madame SANOU Germaine, sa fille Emilie BENON et Monsieur SAWADOGO Alassane qui m'ont démontré le vrai sens de l'hospitalité du Burkina Faso.

Mes sincères remerciements vont l'endroit de mes amis et collègues Hermann DJANNI, DIALLO Nouhoum, DOUMBIA Boubacar, NGANWA Gaëtan, ADAMOU Ben Oumar et Fatim SYLLA pour leurs conseils et leurs soutiens indéfectibles, ainsi que mes collègues de L3D/B 2014. Les amis sont la famille que l'on choisit.

Pour finir, je remercie tous ceux qui de prêt ou de loin m'ont aidé tout au long de mon parcours à grandir.



RESUME

Le présent mémoire porte sur l'étude technique pour la construction d'une fosse de pompage sur la rive droite du fleuve Niger à proximité de la localité de Kabala, en périphérie sud de la ville de Bamako (Mali).

Cette étude s'inscrit dans le cadre des travaux de construction du projet d'adduction en eau potable de la ville de Bamako à partir de la localité de Kabala. Le projet vise à renforcer les infrastructures d'adduction en eau potable de la ville de Bamako déficitaires depuis plusieurs années. Il comporte notamment la réalisation d'une station de traitement, deux châteaux d'eau, un réseau de canalisations primaires et d'une station d'exhaure.

La fosse de pompage est un ouvrage en béton armé de forme prismatique de 14,2 m x 19,2 m pour une hauteur de 21 m. Elle permet de pomper dans sa phase finale 604 800 m³/jr d'eaux brutes issues de deux (2) tours de prise situés à 685 m dans le lit du fleuve Niger, afin d'alimenter la station de traitement d'eau potable.

Notre mémoire a pour but de réaliser des études techniques pour le compte de l'entreprise CABINET MERLIN. Elles portent sur la conception et le dimensionnement de l'ouvrage, la vérification de la stabilité de l'ouvrage et l'impact environnemental et socio-économique en rapport avec les ouvrages exécutés à Kabala.

La stabilité de l'ouvrage est vérifiée avec le calcul de la stabilité au soulèvement. Grâce au poids élevé de la structure. Le quotient $P_{ouvrage}/P_{eau} = 1,43$ et est supérieur au coefficient de sécurité fixé à 1,05 par les clauses du cahier des charges. L'étude d'impact environnemental et socio-économique établit des mesures d'atténuations et de bonification de ces impacts en phase travaux et exploitation.

Les différentes parties de la fosse de pompage sont modélisées sur EFFEL STRUCTURE GRAITEC et ROBOT STUCTURAL ANALYSIS. Ces modélisations ont évalué la contrainte de sollicitation au sol à 2,27 bars qui est inférieure à la contrainte admissible du sol estimée à 5 bars. A l'exception du radier et de la dalle du canal de distribution, le calcul des éléments de structures ont été fait selon l'EUROCODE 2.

Le projet est financé par AFD (Agence Française de Développement), la Banque Mondiale et l'Etat Malien. Le Cout de réalisation de la fosse de pompage est estimé à 438 millions FCFA.

Mots Clés :

1. Conception structurale
2. Dimensionnement
3. Etude d'impact
4. Etude de stabilité
5. Fosse de pompage

ABSTRACT

This thesis concerns a study for the construction of a pumping well on the right bank of the Niger River near the town of Kabala, southern outskirts of the city of Bamako (Mali).

This study is part of the construction of the drinking water supply project of the city of Bamako from Kabala. The project aims to strengthen the drinking water supply infrastructure of the city of Bamako deficit. It includes a treatment plant, two water towers and a network of primary pipes and a dewatering station.

The pumping well is a 14.2m x 19.2m prismatic reinforced concrete structure with a height of 21m. It allows to pump in its final phase up to 604 800 m³ / day of raw water from two (2) water towers located at 685m in the bed of the Niger River, to supply the drinking water treatment plant.

The purpose of our thesis is to carry out additional technical studies on behalf of CABINET MERLIN. They will later validate or not, those performed by the executing company. These studies concern the design and sizing of the pumping well, a verification of the stability of the structure and the environmental and socio-economic impact related to the works executed in Kabala.

The stability of the structure is checked with the calculation of the uplift stability. Due to the high weight of the structure. The quotient $P_{ouvrage}/P_{eau} = 1,43$ which is higher than the safety coefficient set to 1.05 by the clauses of the specifications. The environmental and socio-economic impact study establishes measures to mitigate and relieve these impacts during the construction and operation phases.

The different parts of the pumping well are modeled on EFFEL STRUCTURE GRAITEC and ROBOT STUCTURAL ANALYSIS. These models established a ground stress of 2.27 bars which is lower than the admissible stress of the soil of 5 bars. With the exception of the concrete apron and the slab of the gutter, the calculation of the structural elements was done on Excel, according to the EUROCODE 2.

The project is funded by AFD (French Development Agency), the World Bank and the Malian State. The construction of the pumping pit is estimated at 438 million FCFA.

Keywords:

1. Impact study
2. Pumping pit
3. Sizing
4. Stability study
5. Structural design

LISTE DES ABREVIATIONS

SIGLE	DEFINITION
ZIE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
SOMAPEP	Société Malienne de Production d'Eau Potable
SOMAGEP	Société Malienne de Gestion d'Eau Potable
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
PBE	Plus Basses Eaux
PHE	Plus Hautes Eaux
TN	Terrain Naturel
WGS 84	World Geodetic System 1984
ELU	Etat limite Ultime
ELS	Etat limite de service
EC2	Eurocode 2
M_{ED}	Moment de Calcul
N_{ED}	Effort Normal de calcul

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
CITATIONS.....	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS.....	vi
TABLE DES MATIERES	1
LISTE DES TABLEAUX.....	5
LISTE DES FIGURES.....	7
LISTE DES EQUATIONS.....	8
INTRODUCTION GENERALE.....	9
I.1. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE	9
I.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE	10
Chapitre I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE.....	11
I.1. DOMAINES D'INTERVENTION	11
I.2. ORGANISATION.....	12
II. PRESENTATION DU PROJET	12
III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	13
III.1. CARACTERISTIQUES DU MILIEU PHYSIQUE.....	16
III.1.1. NATURE DU SOL.....	16
III.1.2. CONDITIONS CLIMATIMATIQUES.....	16
III.1.3. CARACTERISTIQUES DE LA SOURCE D'EAU.....	16
III.1.4. REGIME HYDROLOGIQUE	17
III.1.5. SISMICITE	17

III.2. PRESENTATION DU MILIEU SOCIO-ECONOMIQUE	18
Chapitre II : METHODOLOGIE	19
I. RECHERCHE DOCUMENTAIRE.....	19
II. ACQUISITION ET TRAITEMENT DES DONNEES	19
II.1. DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES.....	19
II.1.1. CHEMINEMENT ET IMPLANTATION DE BORNES	19
II.1.2. SEGMENTATION DES LEVEES ET BATHYMETRIE	20
II.1.3. TRAITEMENT.....	20
III. STABILITE DE L'OUVRAGE	21
III.1. HYPOTHESES DE FONCTIONNEMENT	21
III.2. CALCUL DE LA STABILITE	21
IV. MODELISATION ET CALCUL D'OUVRAGES.....	22
IV.1. MODELISATION.....	22
IV.2. CALCUL DE L'OUVRAGE.....	22
IV.2.1. ELEMENTS HORIZONTAUX.....	22
IV.2.2. ELEMENTS VERTICAUX.....	25
Chapitre III: ETUDE TECHNIQUE	28
I. CONCEPTION GENERALE	28
I.1. CAPACITES ACTUELLE ET FUTURE REQUISES.....	28
I.2. VARIATION DE LA HAUTEUR D'EAU DANS L'OUVRAGE	29
I.3. CHOIX DE LA DISPOSITION	29
I.4. GEOMETRIE ET PRESENTATION DU MODEL	29
II. CONCEPTION STRUCTURALE EN BETON ARME.....	33
II.1. ELEMENTS DE STRUCTURE	33
II.1.1. POUTRE.....	33
II.1.2. POTEAU	33
II.1.3. DALLE PLEINE	33

II.1.4.	VOILE	33
II.1.5.	FONDATION.....	34
II.2.	PREDIMENSIONNEMENT	34
II.2.1.	POUTRE.....	34
II.2.2.	POTEAU	35
II.2.3.	VOILE	36
II.2.4.	DALLE	36
II.2.4.1.	CANAL DE DISTRIBUTION	36
II.2.4.2.	BACHE DE POMPAGE.....	37
II.2.5.	RADIER	37
Chapitre IV: RESULTATS ET DISCUSSION.....		38
I.	HYPOTHES GENERALES DE CALCUL	38
I.1.	MATERIAUX.....	38
I.1.1.	BETON.....	38
I.1.2.	ACIER	38
I.2.	ENROBAGE ET FISSURATION	39
I.2.1.	ENROBAGE	39
I.2.2.	FISSURATION	39
I.3.	SOL ET NAPPE PHREATIQUE.....	39
I.4.	CHARGES	40
I.4.1.	CHARGES PERMANENTES	40
I.4.2.	CHARGE VARIABLES	40
II.	MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	41
II.1.	SUPERSTRUCTURE	41
II.2.	INFRASTRUCTURE.....	41
III.	RESULTATS ET FERRAILLAGE	46
III.1.	STABILITE	46

III.2.	ELEMENTS DE STRUCTURE.....	47
III.2.1.	SUPERSTRUCTURE.....	47
III.2.1.1.	POUTRES.....	47
III.2.1.2.	POTEAUX ET CORBEAUX.....	47
III.2.2.	INFRASTRUCTURE.....	48
III.2.2.1.	VOILES.....	48
III.2.2.2.	RADIER ET DALLE.....	49
Chapitre V: ETUDE DES COUTS.....		51
I.	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF.....	51
II.	REPARTITION DU DEVIS.....	52
Chapitre VI: ETUDE D'IMPACT SOCIAL ET ENVIRONNEMENTAL.....		54
I.	ETAT INTITIAL DU MILIEU BIOPHYSIQUE ET HUMAIN.....	54
I.1.	MILIEU BIOPHYSIQUE.....	54
I.2.	MILIEU HUMAIN ET SOCIO ECONOMIQUE.....	54
II.	ANALYSE ET EVALUTION DES IMPACTS.....	54
II.1.	SYNTHESE DES IMPACTS.....	55
II.2.	MESURE D'ATTENUATIONS ET DE BONIFICATIONS.....	55
II.2.1.	PHASE DES TRAVAUX.....	55
II.2.2.	PHASE EXPLOITATION.....	57
III.	CONCLUSION PARTIELLE.....	58
CONCLUSION.....		59
BIBLIOGRAPHIE.....		61
ANNEXES.....		63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Coupe du sol (CNREX-BTP).....	16
Tableau 2: Débits en fonction des niveaux sur fleuve Niger (DNH)	17
Tableau 3: Epaisseurs de voiles	36
Tableau 4: Béton d'élévation et de fondation en contact durable avec l'eau (CEN. EUROCODE 2, 2005).....	38
Tableau 5: Espacement maximal des barres.....	39
Tableau 6: Caractéristiques du sol (Mission G3)	40
Tableau 7: Différents Cas de charge	43
Tableau 8: Evaluation du poids de l'ouvrage	46
Tableau 9: Poussée de la nappe	46
Tableau 10: Sollicitations de calcul poutre N1-N3-N1.....	47
Tableau 11: Ferrailage poutre N1-N3-N1.....	47
Tableau 12: Sollicitations de calcul poutre N2	47
Tableau 13: Ferrailage Poutre N2	47
Tableau 14: Résultats de la 1ère itération du poteau P1	48
Tableau 15: Sollicitations des voiles	48
Tableau 16: Calcul de ferrailage des voiles	49
Tableau 17: Armatures mises en place	50
Tableau 18: DQE-Fosse de Pompage.....	51
Tableau 19: Grille d'évaluation des impacts (SGI CONSULTING S.A.)	55
Tableau 20: Mesures d'atténuations et de mitigations des impacts environnementaux et socio-économiques en phase travaux	56
Tableau 28: Mesures d'atténuations et de mitigations des impacts environnementaux et socio-économiques en phase travaux (suite)	57
Tableau 29 : Données climatologique de la ville de Bamako (1971-2000).....	64
Tableau 30: Débits moyens mensuel du fleuve	65
Tableau 31: Débit et niveaux du fleuve à Kabala	65
Tableau 32: Coupe du sol	65
Tableau 33: Caractéristiques du béton	81
Tableau 34: Caractéristiques de Poutres.....	81
Tableau 35: Moment avant distributions.....	82
Tableau 36: Moments après distribution	82
Tableau 37: Efforts tranchants.....	82
Tableau 38: Sollicitation de calcul RDM de la poutre N1	85
Tableau 39: Moments réduits poutre N1	85
Tableau 40: Section d'acier poutre N1	85
Tableau 41: Calcul des efforts tranchants poutre N1	85
Tableau 42: caractéristique de la poutre.	86
Tableau 43: Elancement de poteau itération 2.....	93

Tableau 44: Résultat itération 2.....	93
Tableau 45: Résultats des calculs itération 3	94
Tableau 46: Sollicitations maximum	97
Tableau 47: Moments de calcul et excentricités	97
Tableau 48: Différents cas de charge considérés pour la modélisation	101
Tableau 49: Caractéristiques du voile V2	104
Tableau 50: Sollicitation de base et excentricités	105
Tableau 51: Sollicitations corrigées.....	105
Tableau 52: Moments réduits	105
Tableau 53: Section d'armature	105
Tableau 54: Caractéristiques du voile V3	106
Tableau 55: Sollicitation de base et excentricités	106
Tableau 56: Sollicitations corrigées.....	106
Tableau 57: Moments réduits	106
Tableau 58: Section d'armature	106
Tableau 59: Caractéristiques du voile	107
Tableau 60: Sollicitation de base et excentricités	107
Tableau 61: Sollicitations corrigées.....	107
Tableau 62: Moments réduits	107
Tableau 63: Section d'armature	108
Tableau 64: Caractéristiques du voile	108
Tableau 65: Sollicitation de base et excentricités	108
Tableau 66: Sollicitations corrigées.....	108
Tableau 67: Moments réduits	109
Tableau 68: Section d'armature	109
Tableau 69: Aciers Calculés	109

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation des ouvrages du projet.....	13
Figure 2: Localisation de la ville de Bamako	14
Figure 3: Localisation du site projet	15
Figure 4: Diagramme d'interaction pour section rectangulaire $d/h=0,9$ (FEBELCEM. 2017)..	27
Figure 5: Superstructure : Vue en plan	30
Figure 6: Superstructure: Coupe.....	31
Figure 7: Infrastructure: Vue en plan	32
Figure 8: Infrastructure: Représentation 3.....	32
Figure 9: Section de poutre.....	35
Figure 10: Profil poteau P2.....	35
Figure 11: Section de poteau P2.....	35
Figure 12: Superstructure Modélisée sur Robot.....	41
Figure 13: Vue en perspective du modèle (maillage de 75 cm).....	42
Figure 14: Répérage des éléments	42
Figure 15: Cas de charge 3	44
Figure 16: Cas de charge 2	44
Figure 17: Cas de charge 5	44
Figure 18: Cas de charge 4	44
Figure 19: Cas de charge 7	45
Figure 20: Cas de charge 6	45
Figure 21: Cas de charges 9.....	45
Figure 22: Cas de charge 8	45
Figure 23: Contrainte au sol à l'ELS:	49
Figure 24: Schéma du modèle du poteau P2	95
Figure 25: Effort de due aux charge d'exploitation.....	96
Figure 26: Effort de roulement suivant l'axe X	96
Figure 27: Moment due à la charge d'exploitation suivant l'axe Y	97
Figure 28: Scémas du corbeau sous pont roulznt.....	99
Figure 29: Identification des éléments de structure.....	100
Figure 30: Modèle de calcul du logiciel GRAITEC	101

LISTE DES EQUATIONS

Équation 1: Coefficient de fluage effectif	25
Équation 2: Rigidité Nominale.....	26
Équation 3: Moment total.....	26
Équation 4: Section d'armatures	27
Équation 5: Vérification au flambement	27

INTRODUCTION GENERALE

I.1. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE

L'eau est une des ressources qui contribue au plus au développement des activités humaines. Sa rareté maintient des populations entières dans la pauvreté, notamment dans les pays en voie de développement. Cet accès à l'eau potable reste l'un des défis majeurs des Etats Africains aussi bien en zone rurale qu'en zone urbaine. Les zones urbaines doivent faire face à une augmentation exponentielle de leurs populations locales, ajoutée à une urbanisation galopante. Néanmoins, la majorité de ses villes ne disposent pas d'assez d'infrastructures capables de répondre à la demande en eau. Les infrastructures présentes sont pour la plupart vétustes et/ou ont été réalisées pour une population plus réduite.

Avec une population de 2.5 millions d'habitants, Bamako, la capitale administrative du Mali, fait également face à un important déficit en eau potable. La ville dispose d'une seule station de production d'eau potable. Construite en 1956, elle est située à Djicoroni-Para sur la rive gauche du fleuve Niger. En effet, cette dernière a été réalisée lorsque la ville comptait moins de 100 000 habitants. L'augmentation exponentielle de la population de la ville et la vétuesse de ses infrastructures ont créé un déséquilibre entre l'offre et la demande, engendrant ainsi un déficit en eau dans la ville dès 2002. Ce déficit touche particulièrement les quartiers situés sur la rive droite du fleuve Niger. La demande en eau de la ville de Bamako est aujourd'hui estimée à 350 000 m³. Néanmoins, seules 200 000 m³ sont disponibles, soit un déficit de 150 000 m³.

Afin d'augmenter la production en eau de la ville, l'Etat malien a mis en place l'installation de plusieurs stations compactes de traitement d'eau potable sur la rive droite du fleuve Niger dans les quartiers tels que Bacodjicoroni, Magnanbouyou, Kalabancoro et Missabougou. Nonobstant, cela reste des solutions d'urgence et elles ne couvrent pas la totalité de la demande en eau actuelle.

Ainsi, il fallait un projet d'envergure permettant de répondre efficacement au déficit en eau de la ville d'où la mise en place du projet « AEP Kabala », situé dans la localité de Kabala sur la rive droite. Ce projet dans son ensemble a pour objectifs d'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 durant une période longue.

Le projet consiste à la réalisation d'une station de traitement d'eau potable de 576 000 m³/jr, une station d'exhaure, des réservoirs d'eau, ainsi que la mise en place de conduite primaires et secondaires. C'est dans le souci de fournir des eaux brutes à ces ouvrages en aval, qu'il a fallu la réalisation d'une fosse de pompage de grande capacité en béton armé. Il s'agit ici de réaliser un ouvrage qui répond efficacement aux besoins d'exploitation de la station de traitement d'eau potable. Cette fosse de pompage devra également être capable de résister aux perturbations dûes aux variations du niveau du fleuve.

I.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE

Le projet AEP se trouve actuellement dans sa phase d'exécution. Le groupement Cabinet Merlin/CIRA est chargé de la validation des plans d'exécution de la fosse de pompage fournis après des études complémentaires à travers sa mission de contrôle. Les études d'avant-projet ont été réalisées par la société SGI International et l'exécution a été attribuée à SOGEA SATOM.

L'objectif général est la réalisation d'une étude technique détaillée pour exécution de l'ouvrage, afin de valider ou d'optimiser si nécessaire celui de l'entreprise d'exécution qui sera soumis ultérieurement.

Les objectifs spécifiques permettant d'atteindre l'objectif général sont définis comme suit :

- La conception et le dimensionnement de l'ouvrage ;
- L'élaboration d'une note de calcul détaillée ;
- L'établissement des plans, des devis et ainsi que des plans de ferrailage ;
- L'élaboration d'une notice étude d'impact environnementale et socio-économique.

En outre, cette étude devra fournir une analyse structurale de l'ouvrage, ainsi qu'un devis estimatif de l'ouvrage.

Chapitre I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL

Créé en 1922 par Marc Merlin, le groupe Cabinet Merlin est une société française d'ingénieurs conseils qui a participé au renforcement des infrastructures et de l'organisation des collectivités locales et territoriales, dans les domaines de l'environnement et des services publics. Le groupe Cabinet Merlin a développé son expertise technique et d'ingénierie successivement dans l'hydraulique et l'irrigation, le traitement et la distribution d'eau potable, les réseaux d'eaux usées et le traitement des effluents, la gestion des déchets solides, puis les routes et les aménagements urbains.

I.1. DOMAINES D'INTERVENTION

Les principales activités du groupe Cabinet Merlin se déclinent selon les thématiques suivantes :

- **Eau Potable** : gestion des ressources, infrastructures de production et de distribution, traitement des eaux ;
- **Assainissement**: réseaux d'assainissement, stockage des eaux pluviales, traitement des eaux usées et valorisation des boues ;
- **Déchets ménagers et industriels**: collecte, transfert, stockage, traitement, valorisation matière et énergétique ;
- **Aménagements hydrauliques**: protection contre les inondations, aménagements de rivières ;
- **Routes et transport** : aménagements urbains ou interurbains et ouvrages d'art.

Les missions du **Cabinet MERLIN** sont ordonnées selon la classification suivante :

- Etudes générales et stratégiques : diagnostics, schémas directeurs, études de faisabilité ;
- Maîtrise d'œuvre technique: études de conception, passation de marché, supervision des travaux ;
- Assistance technique: expertise d'installations ou de projets, suivi de programmation, audits de l'exploitation, formation.

I.2. ORGANISATION

Le groupe Cabinet Merlin dispose d'une équipe permanente de 650 collaborateurs, ingénieurs et techniciens travaillant sur des projets de toutes tailles tant en France qu'à l'international. Les équipes permanentes sont également complétées par des consultants externes, notamment des experts locaux, de manière à renforcer la prise en compte des spécificités locales.

Le stage de fin d'étude a été réalisé au sein de la mission de contrôle détachée sur site du groupement Cabinet Merlin/Cira.

II. PRESENTATION DU PROJET

Le projet AEP Kabala comprend dans son ensemble les ouvrages suivants :

- Deux tours de prise d'eau ($2 \times 302\,400 \text{ m}^3/\text{jr}$) ;
- Une station d'exhaure ($604\,800 \text{ m}^3/\text{jr}$) ;
- Une station de traitement d'eau potable ($2 \times 288\,000 \text{ m}^3/\text{jr}$) avec deux circuits de traitement indépendants).

La première phase du projet consiste en la réalisation de:

- Un circuit de traitement d'une capacité de $288\,000 \text{ m}^3/\text{jr}$ de la station de traitement d'eau potable située à 780 m.
- Une tour de prise d'eau située au milieu du fleuve et permettant de capter pour chaque tour $302\,400 \text{ m}^3/\text{jr}$ d'eau brute.
- Une station d'exhaure permettant capter de $604\,800 \text{ m}^3/\text{jr}$ d'eaux brutes grâce à deux canalisations de 685 mètres et de les refouler vers la station de traitement à travers deux conduites de 780 mètre vers la station de traitement.

Lors de la deuxième phase du projet, un second circuit de traitement, ainsi qu'une deuxième tour de prise d'eau et une canalisation de liaison identiques aux précédentes seront mis en place. Ces ouvrages sont ainsi reliés entre elles par deux canalisations parallèles. La fosse de pompage constitue l'ouvrage majeur de la station d'exhaure. La répartition des différents ouvrages est présentée sur la figure 3.

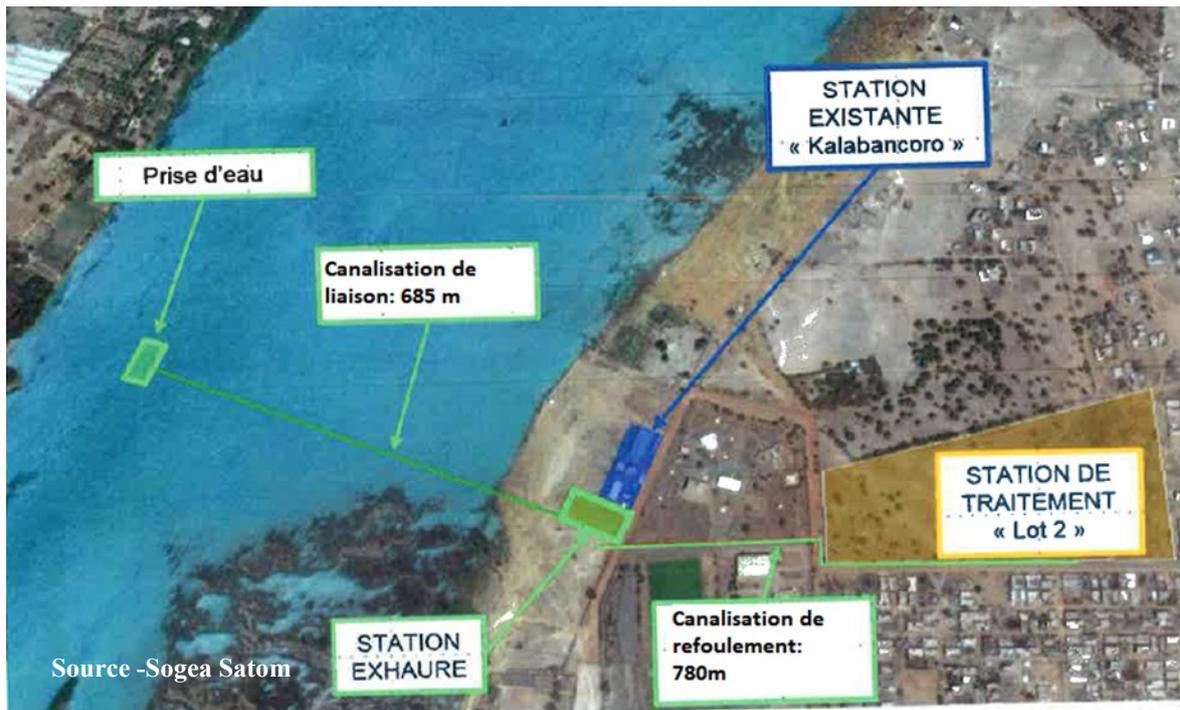


Figure 1: Localisation des ouvrages du projet

III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le site du projet est localisé sur les berges du fleuve Niger, dans la localité de Kabala. Kabala est une localité située à 7,5 Km au sud-ouest de la ville de Bamako. Cette zone est au cœur d'un quartier résidentiel. Elle est délimitée au nord par la station compacte de traitement d'eau potable, à l'Est par le Centre Sportif de Kabala et à l'ouest par le fleuve Niger. L'accès au site se fait par la route goudronnée nord-est /Sud-Ouest reliant Bamako à Kabala, puis une courte route revêtue. Sur la figure ci-dessous, nous avons la localisation de Bamako. La localisation de la ville de Bamako est exposée sur le fond de carte de la figure 2. La localisation du site du projet est exposée sur la figure 3.

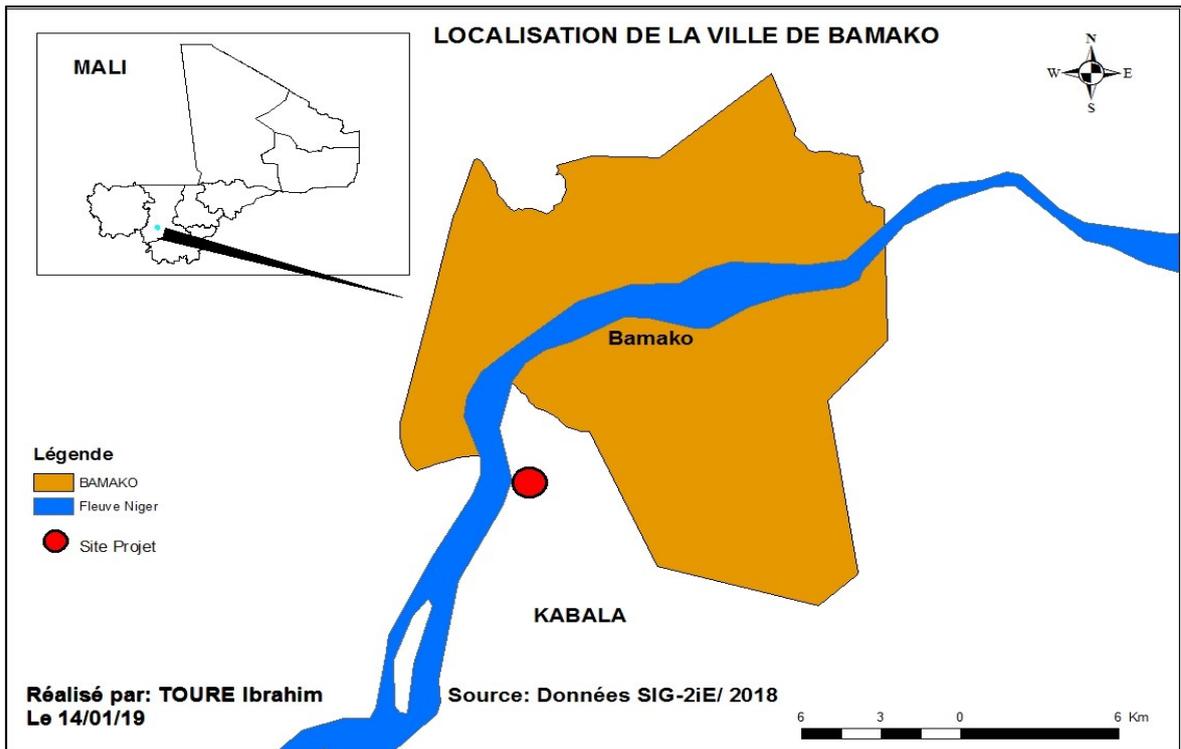


Figure 2: Localisation de la ville de Bamako

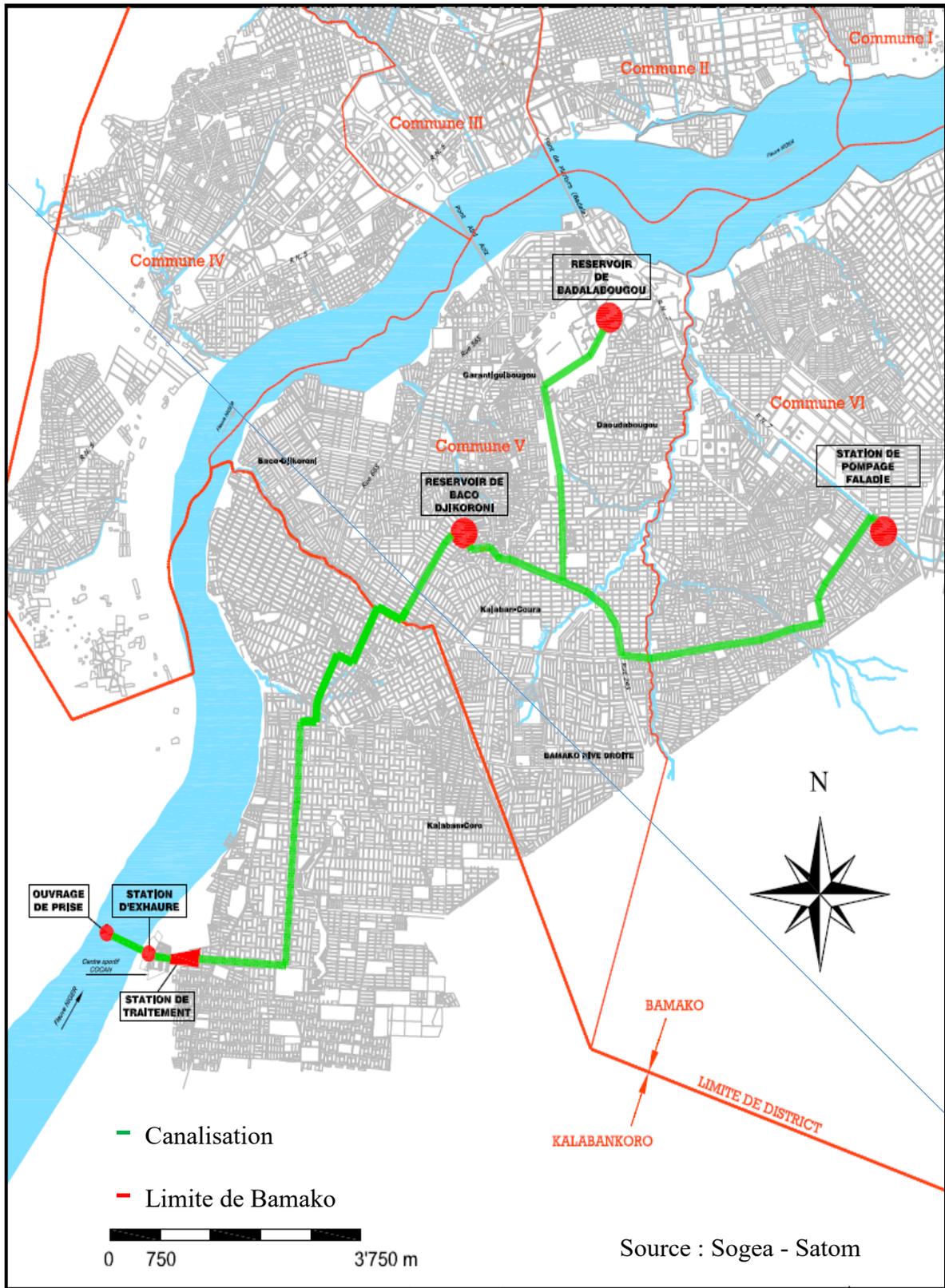


Figure 3: Localisation du site projet

III.1. CARACTERISTIQUES DU MILIEU PHYSIQUE

III.1.1. NATURE DU SOL

Une campagne géotechnique de la zone avait été réalisée par le Centre national de recherche et d'expérimentation en bâtiment et travaux publics, (CNREX-BTP) en 2012. Elle consistait à la réalisation de sondages carottés, ainsi que la réalisation de dix(10) essais de pénétration dynamique lourds.

La mission géotechnique G3 dépêchée en 2016 dans le cadre du projet AEP Kabala, a permis de confirmer les résultats de la campagne de 2012 du CNREX-BTP.

Les sondages carottés de la mission géotechnique G3 nous ont permis d'avoir la coupe du sol dans le tableau 1 (Annexe 1, 65) :

Tableau 1: Coupe du sol (CNREX-BTP)

Côte TN	Prof. (m)	Nature	Epaisseur (m)
318.40-318.00	0.00-0.40	Terre végétale	0.40
318.00-317.80	0.40-0.60	Grès altérés	0.20
317.80-316.40	0.60-2.00	Grès sain avec fracture horizontale	1.40
316.40-312.40	2.00-6.00	Grès sain	4.00

Ainsi, le sol du site du projet est essentiellement constitué de :

- Un substratum rocheux est constitué de grès hétéro-granulaire à stratification horizontale dont le toit est situé à 4 m sous le TN ;
- une couverture sédimentaire de nature latéritique.

Cette campagne a également permis de confirmer la valeur de la contrainte admissible du sol au niveau du substratum rocheux qui est de 0,5 MPa.

III.1.2. CONDITIONS CLIMATIMATIQUES

Bamako est situé 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, avec 75 jours environ de précipitation par an. Les moyennes climatologiques pluriannuelles enregistrées à Bamako, pour les années 1971 à 2000 montrent que la fosse de pompage et ses équipements doivent supporter une température maximale moyenne de 40,2° et résister à un vent d'une vitesse 2,5 m/s. (Annexe 1, 64)

III.1.3. CARACTERISTIQUES DE LA SOURCE D'EAU

La fosse de pompage est alimentée par le fleuve Niger dont le lit mineur se trouve à environ 685 m de la berge.

Le rapport de la Direction Nationale de l'hydraulique sur le régime hydraulique (2002) présente le fleuve Niger avec les caractéristiques suivantes :

- Présence de corps flottants durant la majeure partie de l'année ;
- Présence de débit solide de fond durant une partie de l'année ;
- Fortes variations des niveaux de plan d'eau du fleuve entre les périodes d'étiages et celles de crues.

Les caractéristiques suppose qu'il faut prélever l'eau en dessous de la surface d'influence des flottants et au-dessus des débits solides.

III.1.4. REGIME HYDROLOGIQUE

Le site du projet est situé dans une zone inondable, les variations importantes du niveau du fleuve impactent directement le fonctionnement des ouvrages. Ces variations régissent donc le choix des dispositions constructives prises pour la réalisation de ces ouvrages.

Les crues du fleuve ont généralement lieu en septembre, et les étiages pendant les mois de mars et d'avril. Le régime hydrologique du fleuve Niger est directement lié au régime des précipitations. Néanmoins, la mise en service du barrage de Sélingué en 1980, situé dans le cours supérieur du fleuve Niger, en amont de Bamako a modifié le régime du fleuve en apportant un soutien important aux étiages annuels

Tableau 2: Débits en fonction des niveaux sur fleuve Niger (DNH)

	Q(m ³ /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

III.1.5. SISMICITE

En Afrique de l'Ouest, aucun séisme de magnitude à 5 n'a été recensé. Ceci s'explique par l'absence de zone de subduction (chevauchement de deux plaques tectoniques). Aucun règlement parasismique n'étant en vigueur au Mali, nous ne tiendrons donc pas compte de dispositions parasismiques dans le calcul structurel et la stabilité d l'ouvrage.

III.2. PRESENTATION DU MILIEU SOCIO-ECONOMIQUE

Sur l'aire du projet, les activités économiques tournent principalement autour de l'extraction et de la vente de sable pour les constructions, et quelque peu de l'agriculture et de la pêche. Des camions sont chargés du transport à destination des sites de construction de la ville. Durant l'hivernage la culture de céréales notamment de mil et de maïs y est également pratiquée. La figure suivante présente un site d'extraction de sable.



Photo 1:Extraction et chargement de sable et gravier sur le site.

La zone autour du site du projet présente également un déficit en eau potable. Les riverains utilisent pour la plupart des puits ou des forages afin de pallier aux multiples coupures d'eau sur le réseau existant. Toutefois, la nappe est sujette à des contaminations provenant de latrines, de puisards ou de fosses septiques. Le projet AEP Kabala apparait donc comme une nécessité pour la localité.

Chapitre II : METHODOLOGIE

La méthodologie utilisée s'articule principalement autour des points suivants :

- ❖ Analyse de l'ensemble du projet AEP Kabala à travers les cahiers des charges ;
- ❖ Visites de terrain pour la reconnaissance du site des ouvrages et de ses environs ;
- ❖ Recherche documentaire et d'études réalisées ;
- ❖ Collecte et traitement de données complémentaires ;
- ❖ Conception et Analyse structurale de l'ouvrage ;
- ❖ Vérification des paramètres d'entrées et modélisation des ouvrages ;

I. RECHERCHE DOCUMENTAIRE

Les différents documents collectés concernent essentiellement les études sommaires réalisées en amont, ainsi que celles relatives à la conception et au dimensionnement des ouvrages en béton armé selon l'Eurocode 2 (AFNOR 2003b).

II. ACQUISITION ET TRAITEMENT DES DONNEES

Il s'agit ici de collecter les données servant à l'analyse structurale et à leur utilisation lors de la modélisation. Les données concernant la modélisation et le calcul de l'ouvrage sont traitées avec les logiciels EFFEL STRUCTURE GRAITEC (infrastructure) et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (superstructure) et Excel. Celles topographiques et bathymétriques sont traitées par Covadis.

II.1. DONNEES TOPOGRAPHIQUES ET BATHYMETRIQUES

Les études topographiques et bathymétriques, réalisées durant la phase d'avant-projet, ont permis de situer l'emplacement de la station d'exhaure et la tour de prise d'eau. L'étude bathymétrique a été effectuée sur le fleuve, le long d'une bande de 3 kilomètres. Une étude topographique complémentaire a également été menée en début de phase d'exécution sur une zone plus réduite. Elle a été réalisée sur une bande de 100 mètres de large et dont l'axe principale passe par le centre de la tour et par l'extrémité Nord-Est de la station d'exhaure (Annexe 2, Page 70)

II.1.1. CHEMINEMENT ET IMPLANTATION DE BORNES

Deux (02) points ont été observés au GPS, le premier correspond au centre de la tour de prise d'eau sur le fleuve, le second a été observé sur le site abritant la future station de traitement. Le système de coordonnées géodésiques utilisé est le WGS 84 et le système de projection utilisé est l'UTM

Le second point a été implanté par cheminement à partir de la borne de rattachement A0 (6026667, 1385998) situé à Bacodjicoroni. A partir de la borne implantée sur le site de

la station de traitement, plusieurs autres bornes ont été implantées sur le site de la station d'exhaure.

II.1.2.SEGMENTATION DES LEVEES ET BATHYMETRIE

Les levées sur le fleuve Niger ont été réalisées avec un sondeur bathymétrique à GPS différentiel placé sur barque.

Un axe de polygonation a été matérialisé grâce à un filet reliant l'embarcation située au-dessus du site de la tour de prise d'eau et un piquet situé sur un des sommets de la station d'exhaure. Cet axe passe par le centre de la tour de prise d'eau et un sommet de la station d'exhaure. De part et d'autre de cet axe de polygonation, d'autres axes ont été implantés sur le fleuve d'abord à 5m, puis chaque 10 m jusqu'à 50m de l'axe de départ (Annexe 2, Page 69).

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

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 de la sonde bathymétrique sur le fleuve et à l'aide d'une station Totale 1200 sur la berge (Annexe 2, page69).

II.1.3.TRAITEMENT

Les données recueillies sur le terrain ont été traitées grâce au logiciel Covadis en tenant compte des calculs de compensation. Afin d'obtenir une représentation topographique de la zone sur Covadis, les données de levées ont été fournies en format ASCII et .txt. Le rendu final sous format .dwg, montre l'ensemble du site de la prise d'eau à la station d'exhaure (Annexe 2, page 69)

Les points levés ont été compensés suivant les précisions suivant :

- ❖ Etablissement de la polygonale d'appui :
 - Altimétrie : ± 1 cm pour 1 Km
 - Planimétrie : ± 2 cm pour 1 Km
- ❖ Levé des points de détails
 - Altimétrie : ± 2 cm
 - Planimétrie : ± 2 cm

Le traitement des données a permis d'obtenir des courbes de niveau équidistantes de 0,1 m, avec des courbes maitresses équidistantes de 1 m, ainsi que certain point particulier de la zone d'étude (Annexe 2, Page79)

III. STABILITE DE L'OUVRAGE

La fosse de pompage est un ouvrage semi-enterré qui est localisé dans une zone inondable.

Il convient de procéder d'abord à la vérification de sa stabilité au soulèvement, compte tenue de la présence de l'eau. Ce dernier est un facteur qui peut modifier fortement les dimensions de l'ouvrage. Ce calcul de la stabilité tiens compte des différentes hypothèses de fonctionnement.

III.1. HYPOTHESES DE FONCTIONNEMENT

La stabilité est vérifiée pour différente situation dépendante du fonctionnement de l'ouvrage. Pour des raisons de maintenance, la station de pompage peut être vidée et les entrées fermées grâce aux batardeaux en amont.

Ainsi, on distingue deux cas de figure :

- **Cas de l'ouvrage vide :**

Ce cas correspond au cas où les ouvertures sont fermées. L'ouvrage est exposé au soulèvement dû à la poussée d'Archimède. La situation la plus défavorable intervient lorsque que la colonne d'eau est la plus élevée.

- **Cas de l'ouvrage plein :**

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

La fosse de pompage est située sur une zone inondable sur la berge, la stabilité sera donc vérifiée au soulèvement lorsque l'ouvrage est vide.

III.2. CALCUL DE LA STABILITE

La stabilité au soulèvement d'un ouvrage en site aquatique est vérifiée par le rapport du poids résistant au soulèvement sous l'effet de la poussée de l'eau. C'est le rapport du poids de l'ouvrage sur celui de l'eau. Ce rapport est comparé à un coefficient de sécurité déterminé.

$$P_{ouvrage}/P_{eau}$$

La stabilité est assurée principalement par le poids propre de l'ouvrage et par les terres au-dessus du débord créé à cet effet. Ce calcul de stabilité de la fosse de pompage est étudié en tenant compte des différents niveaux caractéristiques de l'eau.

Le niveau de la nappe considérée dans les calculs est le Niveau des plus hautes eaux exceptionnelles **PHEE** = 325,5 m NGM, il correspond au niveau de la crue centennale.

Aucun coefficient de sécurité n'étant exigé dans le marché, nous prendrons 1,05 qui est un coefficient sécuritaire (N. Diallo 2017) .

Les poids volumiques considérés sont :

- *Poids propre (Béton armé) : 2,5 t/m³*
- *Poids terres déjaugé : $\gamma_{\text{déjaugé}} = 1,1 \text{ t/m}^3$*
- *Poids terres hors de l'eau : $\gamma_{\text{ter}} = 1,8 \text{ t/m}^3$*

IV. MODELISATION ET CALCUL D'OUVRAGES

IV.1. MODELISATION

Le dimensionnement est réalisé en partie, grâce à une modélisation de l'ouvrage sur EFFEL STRUCTURE GRAITEC (infrastructure) et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (superstructure). La modélisation de l'infrastructure nous permet d'obtenir une évaluation des efforts et moments plus précis. Les notes de calcul sont obtenues manuellement suivant la norme EUROCODE 2. Les ferraillements des éléments de structures ont été calculé, manuellement, grâce à Excel par la méthode probabiliste d'EUROCODE 2, Par contre les ferraillements du radier nous ont été fourni le logiciel EFFEL STRUCTURE GRAITEC.

IV.2. CALCUL DE L'OUVRAGE

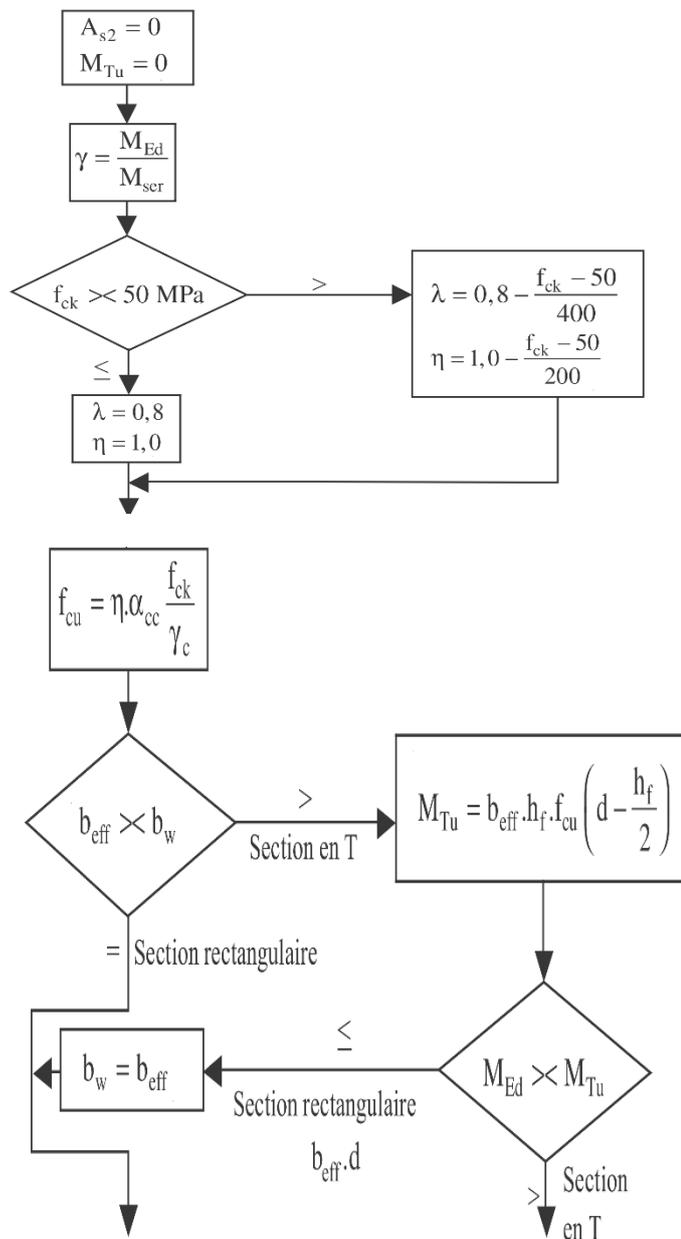
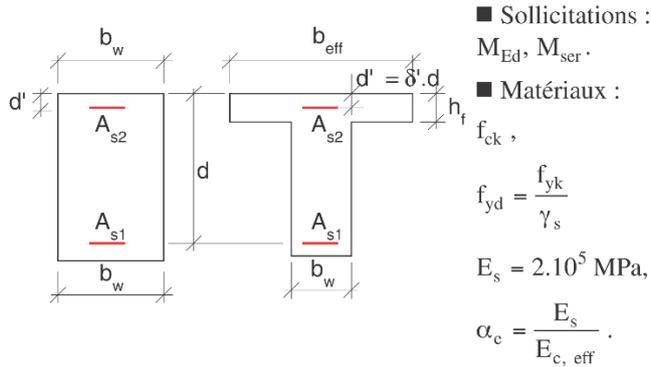
La fosse de pompage est un ouvrage de contenance semblable à un réservoir semi-enterré. Il est constitué d'éléments de structure verticaux (Voiles et poteaux) et des éléments de structure horizontaux (Dalles, poutres et radier).

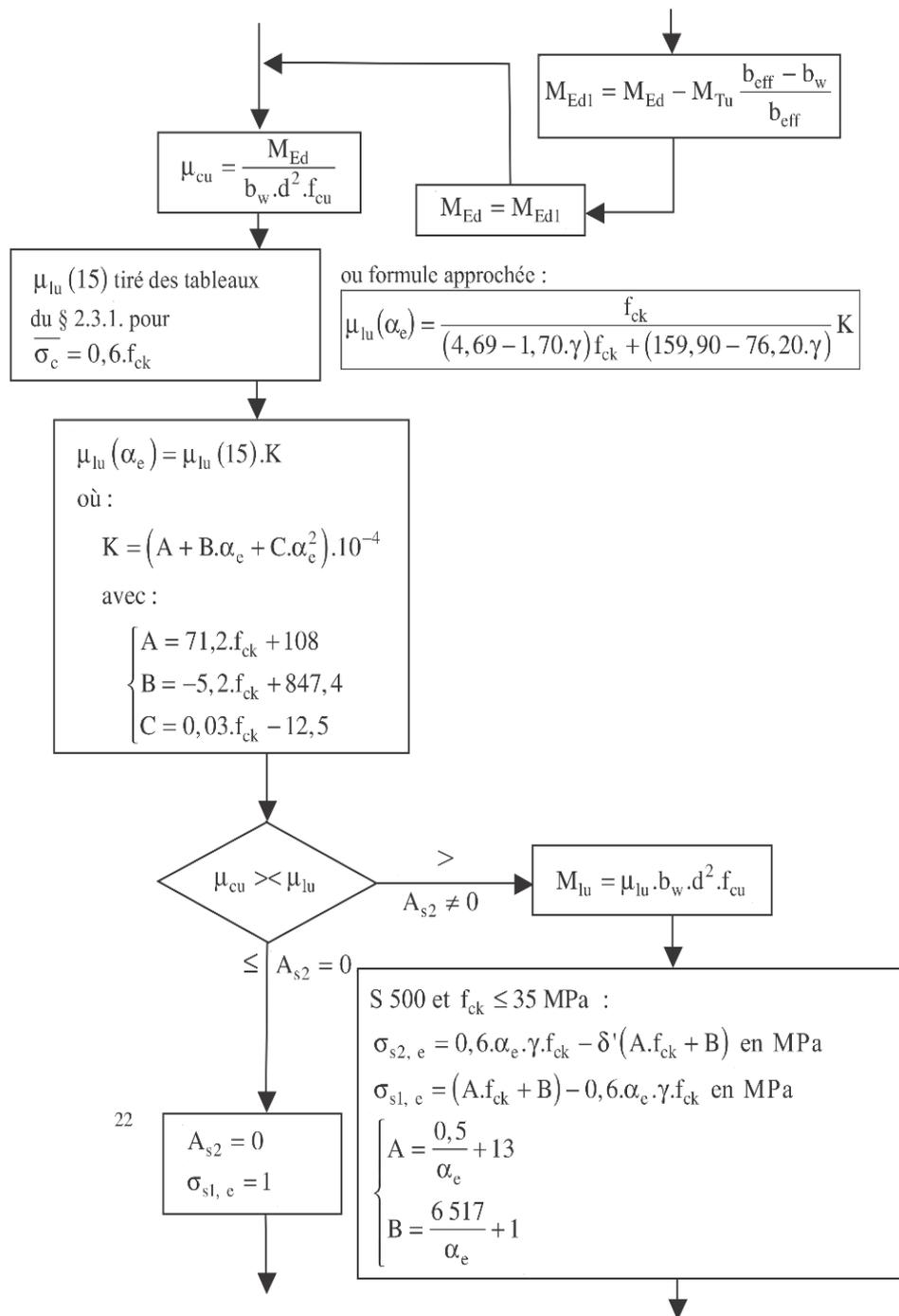
L'ouvrage est calculé à l'ELU. L'évaluation des charges et le calcul des éléments de structure ont été réalisé selon les normes Eurocode. La méthode de la rigidité nominale (Jean Roux 2009) est notamment utilisée pour le calcul des éléments de structures verticaux, afin de tenir compte des effets du second ordre.

IV.2.1. ELEMENTS HORIZONTAUX

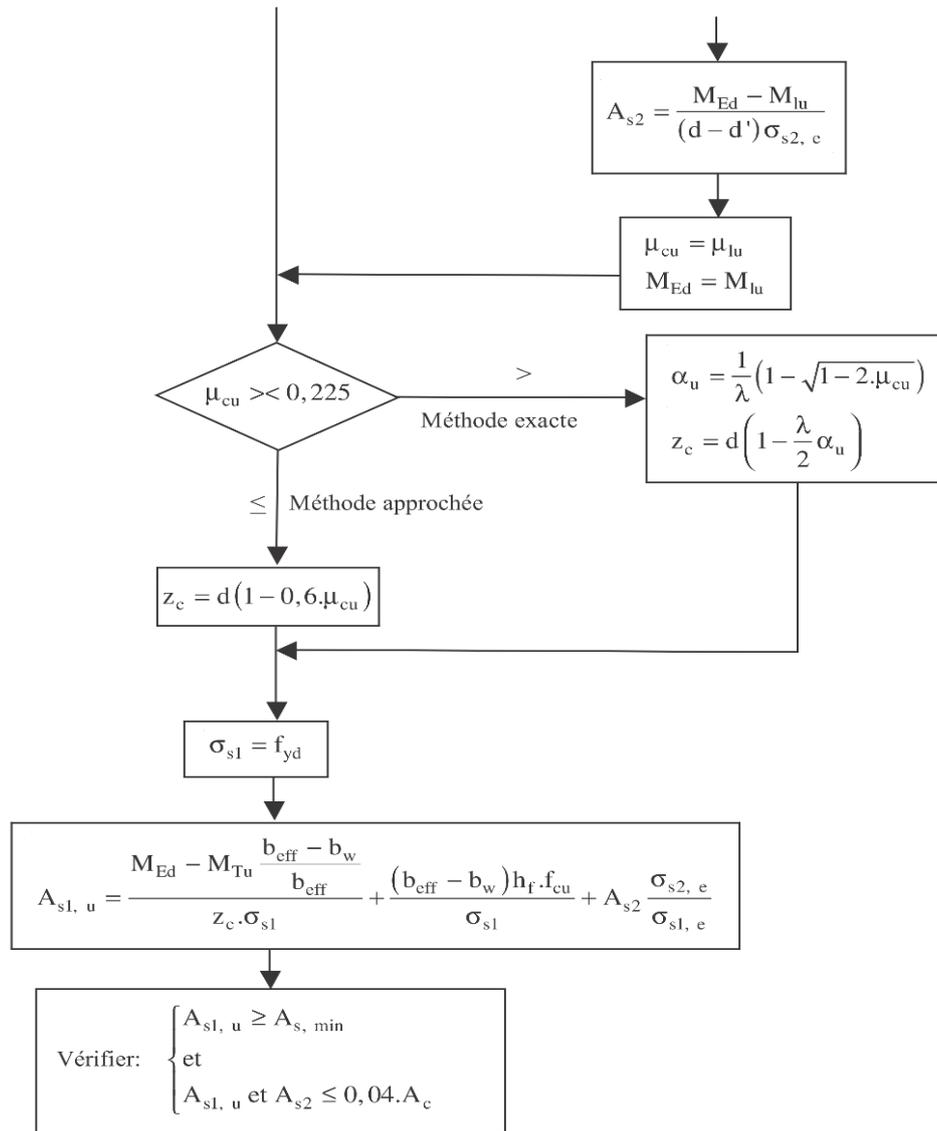
L'évaluation des efforts des éléments de structures horizontaux sont obtenues grâce à la méthode des trois moments avec redistribution des moments aux appuis (H. Thonier 1995a) (Annexe 4, page81). Le calcul des ferraillements est fait grâce aux méthodes classiques en fonction du type de sollicitation : flexion simple ou composée (Jean Roux 2009), selon l'organigramme suivant :

Organigramme 1: Calcul de poutre et dalle





21. Dans le cas des ponts, si α_{cc} est différent de 1, prendre μ_{lu} (15) correspondant à la classe de résistance fictive $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}$.



22. $\sigma_{s1, e} \neq 0$ pour éviter une division par 0 dans la formule finale donnant $A_{s1, u}$.

IV.2.2. ELEMENTS VERTICAUX

Les éléments verticaux ont été calculés par la méthode de la rigidité nominale. C'est un calcul itératif qui consiste à tenir compte des effets du second ordre par amplification du moment du premier ordre. Le processus d'application est le suivant (J. Roux 2009):

- 1) Calculer le coefficient de fluage effectif :

$$\varphi_{eff} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{oeqp}}{M_{oed}}$$

Équation 1: Coefficient de fluage effectif

φ_{eff} : Coefficient de fluage effectif ;

$\varphi(\infty, t_o)$: Coefficient final de fluage

M_{oEqp} : moment de service du 1er ordre sous la combinaison des charges quasi permanentes (ELS) ;

M_{oEd} : moment ultime du 1er ordre tenant compte des imperfections géométriques.

- 2) Fixer la section d'aciers : $A_s = 0$ ou estimer à priori si armatures inconnues,

$$A_s = A_{s,prov} \text{ si armatures connue ;}$$

- 3) Calculer l'élanement de l'élément et vérifier si il nécessaire de prendre en compte les effets du 2nd ordre, pour un élément isolé:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} , \quad \lambda < \lambda_{lim} = \frac{20 \cdot ABC}{\sqrt{n}}$$

- 4) Evaluer les sollicitations ultimes corrigées des imperfections géométriques : M_{oED}

- 5) Calculer la rigidité nominale de l'élément :

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

Équation 2: Rigidité Nominale

K_c = coefficient tenant compte de la fissuration et du fluage ;

E_{cd} : module d'élasticité de calcul du béton ;

I_c : moment d'inertie de la section transversale ;

E_s = valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier,

I_s = moment d'inertie de la section des armatures par rapport au centre de gravité de la section de béton seul

K_s = coefficient tenant compte de la contribution des armatures

- 6) En déduire le moment ultime de calcul total (premier + second ordre) par rapport au centre de gravité de la section de béton seul :

$$M_{ED} = M_{oED} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ED}} - 1} \right)$$

Équation 3: Moment total

7) Calculer les armatures équilibrant ce moment en flexion composée :

$$A_s = \begin{cases} A_{s1} \\ A_{s2} \end{cases} \text{ avec } A_{s1} = A_{s2} = \varpi_{tot} b a \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Équation 4: Section d'armatures

L'obtention de la valeur de ϖ_{tot} passe par la lecture sur le diagramme des interactions de la figure ci-dessous.

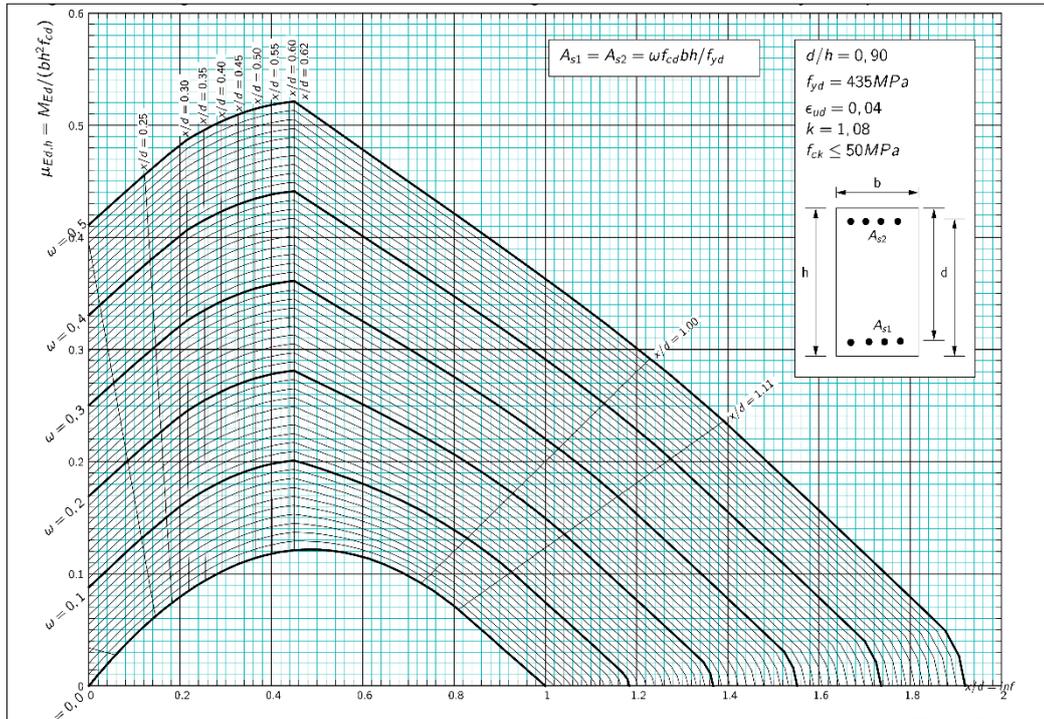


Figure 4: Diagramme d'interaction pour section rectangulaire d/h=0,9 (FEBELCEM. 2017)

8) Si l'on cherche à déterminer la section d'armatures : recalculer à l'aide des étapes 3) à 6) et compte tenu de la section d'aciers déterminée à l'étape 7) le moment ultime de calcul total (premier + second ordre) par rapport au centre de gravité de la section de béton seul :

$$M'_{ED} = M_{0ED} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ED}} - 1} \right)$$

et recommencer les étapes 3) à 7) jusqu'à ce que $M'_{ED} \simeq M_{ED}$

9) Faire la vérification au flambement de l'élément avec les armatures calculées, il est vérifié si avec:

$$A_s = \begin{cases} A_{s1} \\ A_{s2} \end{cases} \leq A_{s,prov} = \begin{cases} A_{s1,prov} \\ A_{s2,prov} \end{cases}$$

Équation 5: Vérification au flambement

Chapitre III: ETUDE TECHNIQUE

I. CONCEPTION GENERALE

La conception d'un ouvrage hydraulique telle qu'une fosse de pompage tient compte de plusieurs contraintes. Ces dernières sont liées, notamment, au site d'implantation de l'ouvrage, la nature de la source d'eau, les différents équipements hydrauliques, ainsi que le type des autres ouvrages hydrauliques situés en amont.

D'après le guide de conception des installations d'eau potable du Canada (MDDELCC 2001), le poste de pompage d'eau brute pourra être localisé près de la source d'eau de surface ou du réservoir d'emmagasinement ou encore à même l'installation de traitement. Les chambres de pompage souterraines ou autres installations difficiles d'accès doivent être évitées. Dans notre cas, la fosse de pompage est située à 780 m de la station de traitement d'eau potable.

Les stations de pompage et de surpression doivent être conçues pour assurer une quantité d'eau et une pression adéquates sur la partie du réseau qu'elles desservent. De plus, leurs différents équipements doivent conserver les qualités sanitaires de l'eau pompée. La structuration des fosses ou bâches de pompage reste principalement liée à la disposition générale de la station de pompage. Cette disposition générale détermine la manière dont la fosse de pompage est installée par rapport à la source.

Il existe plusieurs dispositions générales dont la disposition tour, estacade, en aspiration, en charge, exhaure-reprise et flottante. Ces questions ne seront pas étudiées en profondeur dans le présent mémoire mais nous aborderons les raisons qui justifient le choix d'une station d'exhaure en disposition tour, et donc du design de la fosse de pompage.

Ainsi le choix de la structuration de la station de pompage dépend de plusieurs éléments:

- La nature de la source d'eau et de ses caractéristiques ;
- Les besoins actuels et futurs ;
- La variation de la qualité et de la quantité d'eau brute ;
- Les conditions climatiques ;
- Le sol de fondation ;
- Les considérations économiques.

I.1. CAPACITES ACTUELLE ET FUTURE REQUISES

La fosse de pompage devra répondre à la demande en eau présente et future de la station de traitement. La réalisation actuelle de la première phase du projet AEP Kabala prévoit une demande en eau brute de 302 400 m³/Jr. Cela permettra de résorber le déficit actuel en eau de la ville de Bamako qui s'élève à 150 000m³/jr. La deuxième phase du projet qui permettra

la réalisation du second circuit de traitement prévoit également une demande en eau brute de 302 400m³/jr. La fosse de pompage devra produire à long terme 604 800 m³/ Jr.

I.2. VARIATION DE LA HAUTEUR D'EAU DANS L'OUVRAGE

La fosse de pompage est localisée dans une zone inondable qui connaît une forte variation du niveau de l'eau. Cette variation impacte directement la quantité et la qualité d'eau brute reçue par la fosse de pompage tout le long de l'année.

Lors de la PHEE et de la PBE (avec le barrage Sélingué), les niveaux d'eau sont situés respectivement à la côte 325,05 m et 317,50 m. Avec un étiage, sans le barrage de Sélingué, la PBE est à la côte 317 m. Cela représente une variation maximal de 8,05 m.

I.3. CHOIX DE LA DISPOSITION

Aux regards des différentes contraintes liées au site, nous pouvons écarter les dispositions en charge, en aspiration et flottante sur les six (6) dispositions générales citées. Les dispositions Tour, Estacade et Exhaure- Reprise semblent être les dispositions adaptées à notre projet.

En outre, en tenant compte des besoins en eaux actuels et futurs du projet, ainsi que l'exigence d'une sécurité de fonctionnement élevée et une maintenance réduite nous permet déduire que la disposition Tour est la solution la mieux adaptée au projet. De plus cette dernière ne requiert pas de dispositions spéciales vis-à-vis des différentes contraintes ou facteurs cités précédemment.

La fosse de pompage sera donc alimentée à travers deux tours de prise d'eau indépendantes. L'eau transite vers la fosse de pompage grâce à deux canalisations âme-tôle de 685 m de long disposé en siphon.

Néanmoins, afin de limiter la maintenance loin de la berge imposée par le cahier de charge, on a opté lors de la conception, de grilles d'entrée assez larges au niveau de la tour de prise pour limiter l'accumulation de débris et autres corps flottants. De plus, la disposition en siphon des canalisations de liaisons âmes-tôles génère à l'arrivée, de nombreuses turbulences qu'il importe de réduire avant tout équipement hydromécanique. Face à ces contraintes des ouvrages de protections sont requis en amont de la fosse de pompage :

- Une bache d'arrivée et de dissipation du siphon ;
- Une bache dégrillage pouvant accueillir trois (3) dégrilleurs automatiques ;
- Un dalot de distribution de l'eau vers les baches d'aspirations.

I.4. GEOMETRIE ET PRESENTATION DU MODEL

La géométrie retenue pour la fosse de pompage est également liée à l'espace occupé par les équipements hydrauliques prévus pour répondre à la demande, ainsi qu'à d'autres

contraintes techniques. C'est un ouvrage semi-enterré qui est subdivisé verticalement en trois(3) compartiments hydrauliquement indépendants. (Annexe 3, page 73)

❖ **Superstructure**

La superstructure est utilisée pour la manutention des équipements hydrauliques tels que les pompes. Elle est constituée essentiellement de poutres et de poteaux permettant l'utilisation d'un pont rouleau. Les dimensions de la superstructure sont les suivantes :

- Hauteur: 7,2 m
- Longueur: 17,4 m
- Largeur: 9,7 m

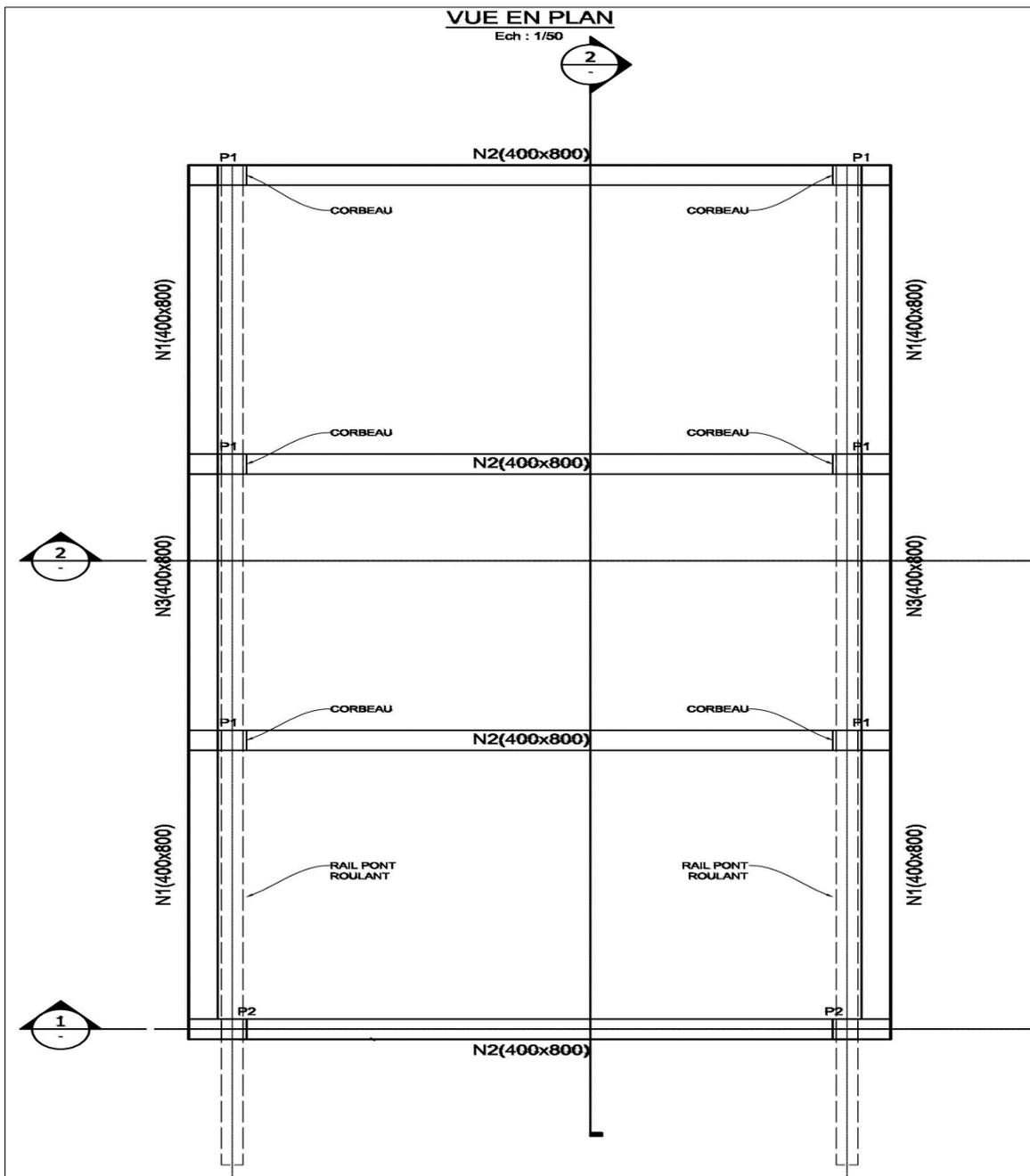


Figure 5: Superstructure : Vue en plan

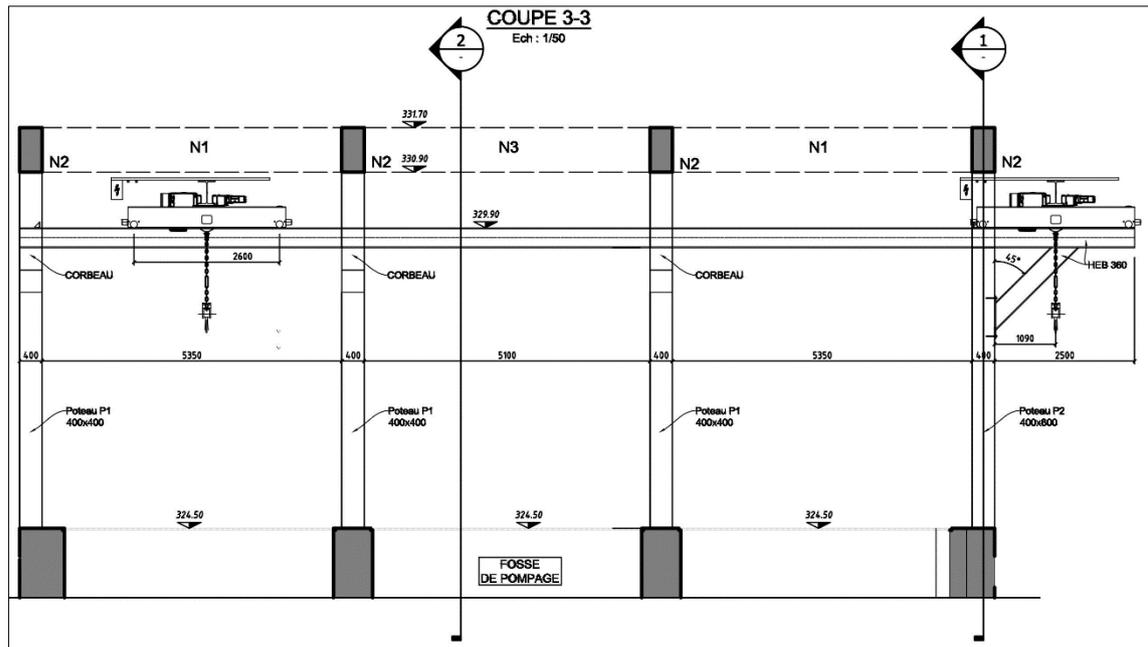


Figure 6: Superstructure: Coupe

❖ Infrastructure

L'infrastructure constitue la partie enterrée de la fosse de pompage. Elle comprend essentiellement:

- Un dalot de distribution d'une longueur de 18.2 mètre et juxtaposé aux bâches de pompage pour une distribution latérale de l'eau brute. Ce dalot a une forme de baïonnette (section variable), ce qui permet d'obtenir une vitesse similaire le long du canal et de limiter les dépôts. Il dispose également d'orifices de transition avec les bâches de pompage. Les dimensions de ce dalot sont les suivantes :
 - Section 1: 2,5 * 3,5 m²
 - Section 2: 2,5*2,75 m²
 - Section 3: 2,5*2 m²
- Trois (3) bâches de pompage adjacentes et hydrauliquement indépendantes, dont les dimensions identiques sont les suivantes :
 - Hauteur: 13 m
 - Longueur: 8,30 m
 - Largeur: 4,8 m

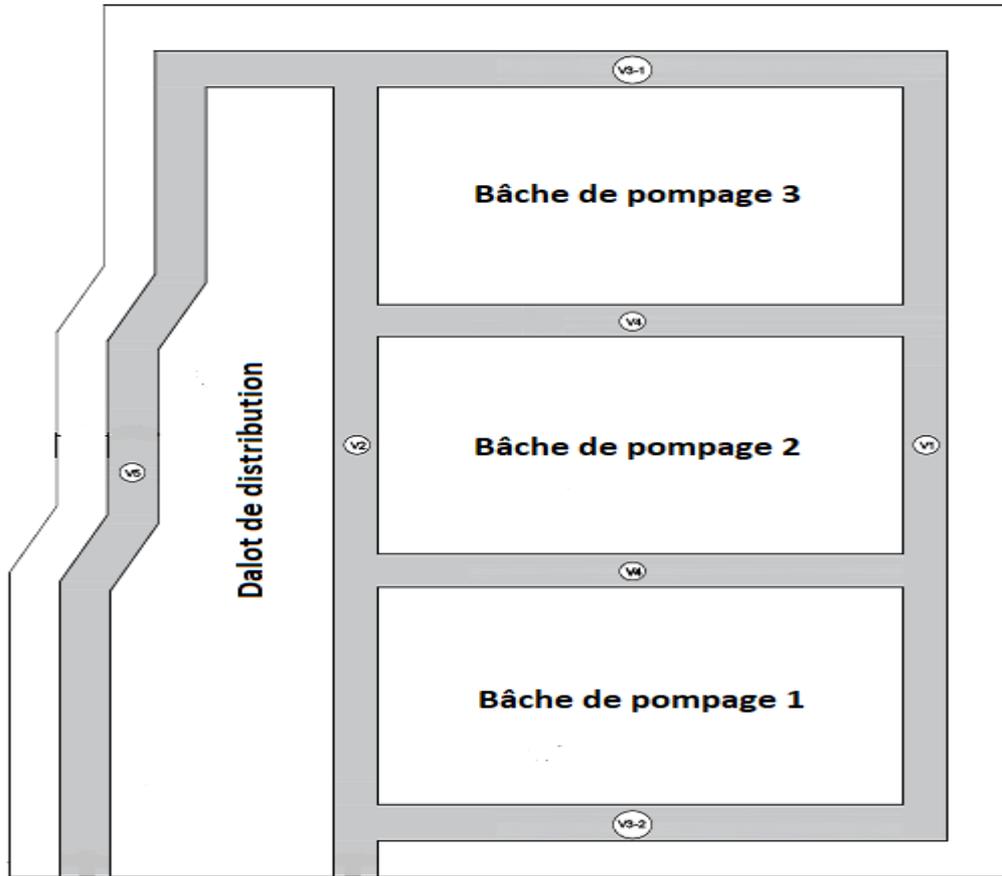


Figure 7: Infrastructure: Vue en plan

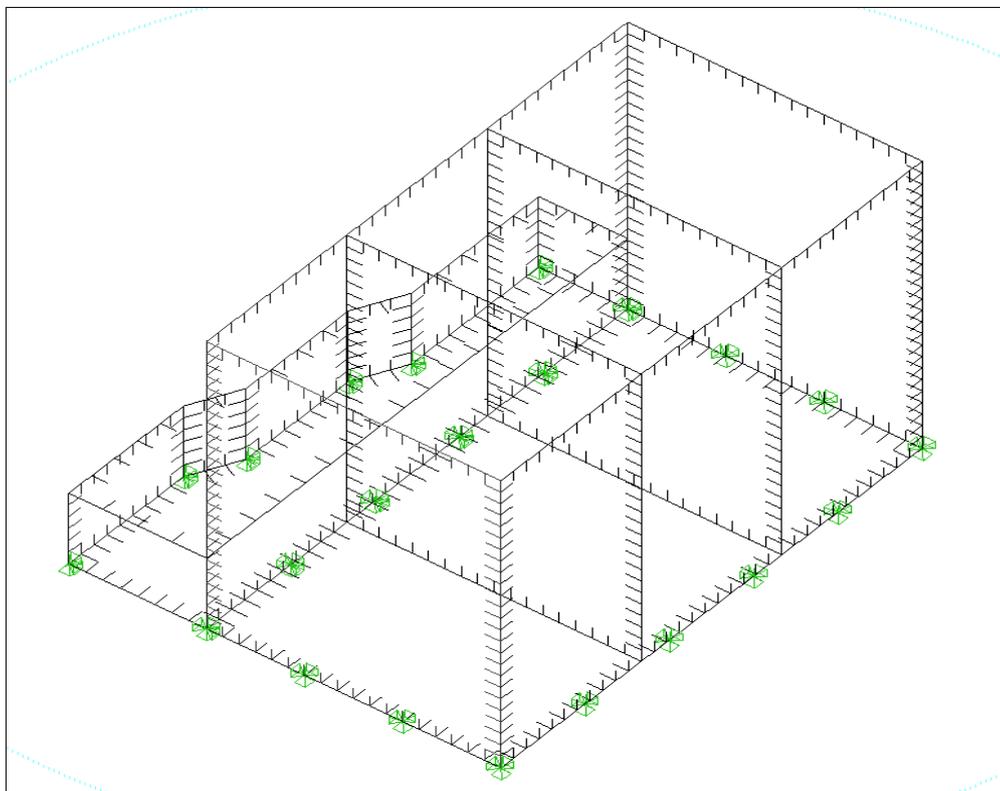


Figure 8: Infrastructure: Représentation 3

II. CONCEPTION STRUCTURALE EN BETON ARME

La fosse de pompage est une structure en béton armé, la construction de cette dernière passe par une identification des éléments de structure adaptés au projet ainsi que de leurs pré-dimensionnements. On retrouve donc, sur l'ouvrage, un radier en fondation, des voiles enterrés et des dalles pour l'infrastructure, ainsi que des poutres et poteaux pour la superstructure.

II.1. ELEMENTS DE STRUCTURE

II.1.1.POUTRE

Les poutres de la fosse de pompage sont localisées dans la superstructure qui en compte dix (10) et sont de trois(3) types dénommés N1, N2 et N3. Elles reprennent en générale les charges du pont roulant utilisé pour la manutention des pompes et divers équipements, qu'elles transmettent aux poteaux.

II.1.2.POTEAU

Les poteaux sont localisés dans la superstructure, ils permettent de transmettre aux voiles, grâce à des corbeaux, les charges dues à la manutention des pompes, ainsi que celles des poutres. Ils sont au nombre de huit (8) et sont de deux types **P1** et **P2**.

II.1.3.DALLE PLEINE

Une dalle pleine est un élément de structure, disposée horizontalement, dont l'épaisseur est très faible par rapport à ses autres dimensions. La fosse de pompage en comporte deux types:

- Une enterrée qui sert de dalle de couverture au canal de distribution à la côte 324,50 m ;
- Une autre d'épaisseur plus faible qui couvre en partie des bâches de pompage à la cote 314,80 m.

La dalle permet grâce à sa rigidité et à une répartition des charges de résister à la poussée verticale exercée par le sol.

II.1.4.VOILE

C'est un élément de structure disposé verticalement et se définit comme un poteau dont la longueur (L) est supérieure ou égale à quatre fois son épaisseur (e) d'où $C \geq 4a$. Leur grande résistance et leur rigidité leur permettent de supporter des forces horizontales telles que la poussée exercée par le sol saturé ou non saturé en période d'étiage. L'utilisation de voiles permet également de réaliser un cuvelage facile avec le radier et d'ainsi répondre aux conditions de sécurité élevées du cahier de charge.

La fosse de pompage dispose de cinq (5) voiles (V1, V2, V3-1, V3-2, V4 et V5 ou V_{Canal}) dont les dimensions diffèrent. (Annexe 3, page 73)

II.1.5. FONDATION

Etant donné les charges importantes et la nature du sol de fondation, nous avons choisie un radier général comme type de fondation.

C'est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature. Elle est soumise à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier de la fosse de pompage, permet de répondre aux conditions de sécurité du cahier de charges grâce à :

- La rigidité comme fondation qui transmet une meilleure répartition des charges;
- Une réalisation facile d'un cuvelage avec les voiles en place;
- La facilité de coffrage et d'exécution de la structure ;
- Résistance plus efficace face aux désordres ultérieurs créés par des tassements éventuels.

L'épaisseur du radier est choisie afin d'avoir un ensemble rigide, ce qui évite les problèmes de tassement, de poinçonnement des poteaux sur le radier ainsi que le soulèvement éventuel de certaines parties.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT

Plusieurs essais ont été menés pour aboutir à un bon compromis entre volume de béton et quantité d'armatures à mettre en œuvre.

II.2.1.POUTRE

Les poutres de la superstructure ont toutes une même section rectangulaire, mais leurs portées sont différentes. Pour un prédimensionnement nous utiliserons la poutre **N2** de plus grande portée **L=9,30m**.

Selon l'Eurocode, pour une poutre de portée **L**, on a:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad b = 0,45h$$

L : Portée de la poutre ; **h** : hauteur de la poutre ; **b** : largeur de la poutre

On obtient : $h = 800$ mm et $b = 400$ mm

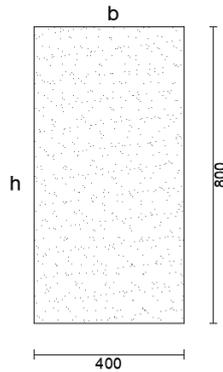


Figure 9: Section de poutre

II.2.2.POTEAU

Selon l'Eurocode 2 (5.3.1), un élément peut être considéré comme un poteau si ses dimensions remplissent les conditions suivantes :

$$l \geq 3h \quad \text{et} \quad h \leq 4b$$

l : Longueur du poteau ; h : Plus grand coté ; b : Plus petit coté

Ainsi pour les différents poteaux, on obtient :

- Poteau **P1** : Afin d'homogénéiser la structure, nous prendrons une section de poteau carré ($b=a$) pour le poteau **P1**. Les dimensions de la section de ce poteau seront identiques à celui de la largeur de la poutre **N3**, et vérifie les conditions énoncées précédemment.

$l = 7200$ mm et $b = 400$ mm

- Poteau **P2** : Ce type poteau doit porter non seulement le poids de différentes poutres, mais aussi des charges du pont roulant dont une partie est placée en porte-à-faux. Nous opterons pour un poteau à section variable.

$l = 7200$ mm et $b = 400$ mm

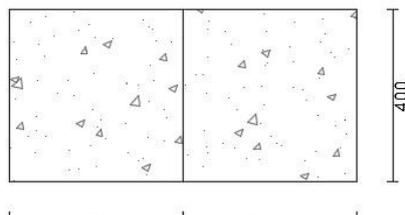


Figure 11: Section de poteau P2



Figure 10: Profil poteau P2

II.2.3. VOILE

Selon l’Eurocode, pour un voile de longueur **c** et une épaisseur **a** données on a : **c ≥ 4a**. Cette seule donnée ne nous permet pas d’obtenir un prédimensionnement précis. Le prédimensionnement des voiles tiendra également compte des efforts élevés auxquels sont soumises les sections des voiles. Nous tiendrons donc compte du flambement.

Les dimensions d’un voile doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Longueur du voile : **c ≥ 4a** ;
- Élancement : **λ ≤ 80** avec $\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$;
- Longueur de flambement : **L_f = L** ;
- Excentricité initiale : **e ≤ max (2cm; L_f/300)**

L : Hauteur du voile ; c : Longueur du voile ; a : Epaisseur du voile

λ : Elancement du voile ; L_f: Longueur de flambement ; e : Excentricité

Les épaisseurs obtenues, qui vérifient les conditions précédentes sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 3:Epaisseurs de voiles

Prédimesionnement de voiles					
	V1	V2	V3	V4	V _{Canal}
Longueur de voile c (m)	16,6	16,6	8,3	8,3	4,715
Hauteur libre L (m)	13	13	13	13	3,3
Longueur de flambement L_f(m)	13	13	13	13	3,3
Excentricité e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Epaisseur calculée (m)	0,56	0,56	0,56	0,56	0,14
Epaisseur choisie a (m)	0,7	0,7	0,8	0,7	0,8

II.2.4.DALLE

II.2.4.1. CANAL DE DISTRIBUTION

La section du canal de distribution étant variable, la portée entre les appuis de ce canal est également variable. L’épaisseur de la dalle est calculée en tenant compte de la plus grande portée.

La dalle repose sur deux appuis, elle doit satisfaire aux conditions suivantes (J.-M. Husson 2012) :

$$e > \frac{L}{25} \quad \text{et} \quad L \geq 4h$$

L : Portée de la dalle ; e : Epaisseur de la dalle

L'épaisseur choisie devra également remplir la condition suivante, relative aux normes d'incendie pour un feu de 3h au moins (Condition de sécurité maximale) : $e \geq 25 \text{ cm}$

Ainsi pour une portée $L=3,5\text{m}$, on a $e > 0,14$

Afin d'homogénéiser avec le voile, et d'obtenir une résistance maximale à la charge due à la terre, nous prendrons pour la dalle du canal une épaisseur $e = 80 \text{ cm}$.

II.2.4.2. BACHE DE POMPAGE

Le calcul est le même que celui de la dalle du canal de distribution, néanmoins avec $L= 4,8$. Nous prendrons ainsi une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

II.2.5. RADIER

L'épaisseur du radier est choisie afin d'avoir un ensemble rigide, ce qui évite les problèmes de tassement, de poinçonnement des poteaux sur le radier ainsi que le soulèvement éventuel de certaines parties.

Notre radier étant de type cuvelage, son épaisseur e_r doit respecter les conditions suivantes :

- Conditions d'épaisseur minimale $e_r \geq 25 \text{ cm}$
- Conditions forfaitaire sous voiles : $46 \text{ cm} \leq e_r \leq 122 \text{ cm}$

Nous prendrons pour le radier, une épaisseur $e_r = 80 \text{ cm}$.

Chapitre IV: RESULTATS ET DISCUSSION

I. HYPOTHES GENERALES DE CALCUL

La fosse de pompage est un ouvrage enterré d'environ 13 m, dont 2/3 de la hauteur se trouve en dessous du socle rocheux. Il est prévu de mettre des remblais autour de l'ouvrage après l'exécution. L'ouvrage étant dans une zone inondable, les éléments de structures seront soumis aux efforts dues aux charges d'exploitation et à leurs poids propre, ainsi qu'à la poussé du remblais saturé ou sec. Les caractéristiques des matériaux utilisés devront prendre en compte ces paramètres.

Les hypothèses de calcul reprennent en partie celle du CCTP. Elles ont été établies à partir de la norme Eurocode 0 et Eurocode 2 en relation avec les différentes actions environnementales liées à l'ouvrage étudié.

I.1. MATERIAUX

I.1.1. BETON

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

Tableau 4: Béton d'élévation et de fondation en contact durable avec l'eau (CEN. EUROCODE 2, 2005)

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

En l'absence d'une analyse précise des eaux souterraines et des effluents, on retiendra pour tous les ouvrages la classe XA1 conformément au CCTP.

Un béton étanche dans la masse sera requis pour l'infrastructure de la fosse de pompage.

I.1.2. ACIER

L'acier utilisé est un acier haute adhérence $f_y = 500 \text{ MPa}$.

I.2. ENROBAGE ET FISSURATION

I.2.1. ENROBAGE

L'enrobage est définie à partir de la classe structurelle recommandée, combinée à la classe d'exposition. La durée indicative d'utilisation du projet étant de 100, en tenant compte de la classe d'exposition précité, la classe structurelle considérée, sera la classe 6. Ceci nous conduit à un enrobage nominal $C_{nom} = 4 \text{ cm}$ pour l'infrastructure et $C_{nom} = 4,5 \text{ cm}$ pour les la superstructure. Afin de faciliter l'exécution, nous prendrons un enrobage de 5 cm pour l'ensemble de l'ouvrage.

I.2.2. FISSURATION

L'infrastructure est considérée comme un ouvrage de classe 1 selon la classification de l'étanchéité de l'EC2 – Partie 3 chapitre 7, l'ouverture des fissures admissible est $w_{max} = 0,20 \text{ mm}$. Pour la superstructure, la fissure admissible est limité à $w_{max} = 0,30 \text{ mm}$.

Selon la clause 7.3.3 de l'annexe nationale EC2-2(CEN. EUROCODE 2, 2005),

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 fléchies, la contrainte maximale à prendre en compte est 200 Mpa, dans les aciers en contact avec les effluents et la terre.

L'espacement maximal des barres est donné en tenant compte de l'enrobage et du diamètre de barres.

Tableau 5: Espacement maximal des barres

ϕ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
e_{max} (mm)	265	270	275	280	285	290	300	312,5	330	350

Cependant pour les parties immergées de l'ouvrage, nous tiendrons compte des recommandations du fascicule 74, qui dans la pratique limite l'espacement entre aciers pour les ouvrages de contenance à 200 mm (METL-France 1998).

I.3. SOL ET NAPPE PHREATIQUE

Le sol possède les caractéristiques suivantes :

Tableau 6: Caractéristiques du sol (Mission G3)

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

Pour le dimensionnement des ouvrages nous prendrons la côte $325,05 \text{ m}$ de la crue centennale préconisée par le CCTP du marché.

I.4. CHARGES

I.4.1. CHARGES PERMANENTES

- *Poids propre (Béton armé) : Densité : $2,5 \text{ t/m}^3$*
- *Poussée du remblai :*
 - $\gamma_{ter} = 1,8 \text{ t/m}^3$; $\gamma_{déjaugé} = 1,1 \text{ t/m}^3$
 - $K = 0,33$ et K_0 pour remblais sec
 - $K = 1$ pour remblais saturé
- *Etanchéité : 25 Kg/m^2*

I.4.2. CHARGE VARIABLES

- *Poussée des eaux : Densité : 1 t/m^3*
- *Charges d'exploitation : Pont roulant et pompe : $14,4 \text{ t}$ ($7,2 \text{ t}$ sur un poteau)*

II. MODELISATION DE LA STRUCTURE

II.1. SUPERSTRUCTURE

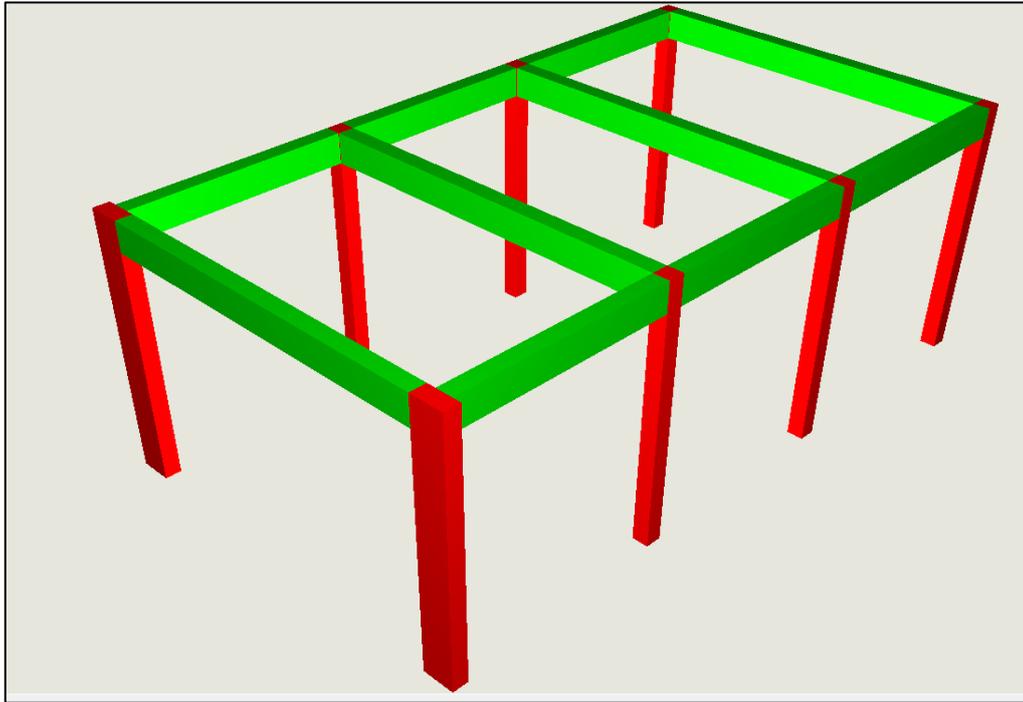


Figure 12: Superstructure Modélisée sur Robot

Contrairement au modèle réel, les poteaux ne disposent pas de corbeaux. Les charges ont été considérées appliquées au sommet des poteaux.

Les poteaux sont considérés encastrés dans les voiles. Le poteau **P2** est pris comme un poteau à section non variable de section **0,40 × 0,8 m²**.

II.2. INFRASTRUCTURE

Les éléments de structure de l'infrastructure sont considérés comme des coques pour la modélisation. Elle est modélisée dans EFFEL STRUCTURE GRAITEC telle que représenté sur la figure ci-dessus :

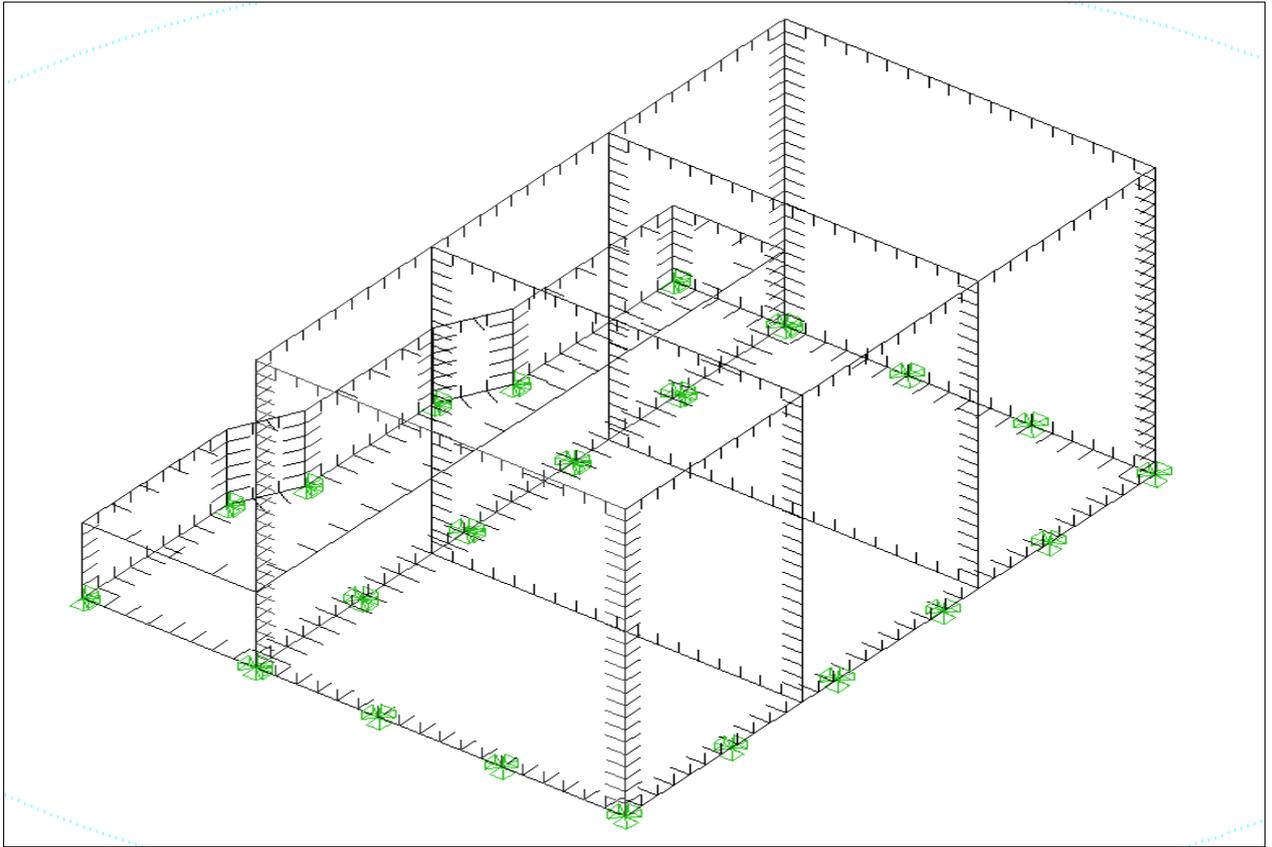


Figure 13: Vue en perspective du modèle (maillage de 75 cm)

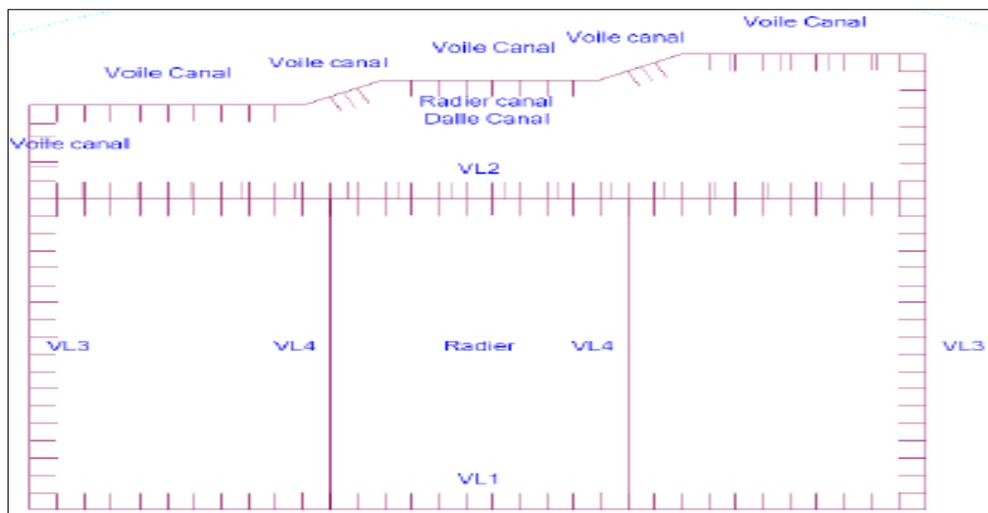


Figure 14: Répérage des éléments

L'évaluation des efforts est réalisée en considérant neuf (9) cas de charges décrits dans le tableau 7 :

Tableau 7: Différents Cas de charge

Cas de charge	Descriptions	Elements	Charge max considérée t/m²
1	Poids propre	/	/
2	Poussée de la nappe	Voiles Fosse de pompage	13
		Radier Fosse	13,8
		Dalle canal	9,7
		Voile canal	13
		Radier canal	13,8
3	Poussé des terres déjaugées	Radier Fosse	5,68
		Dalle canal	10,12
		Voile canal	6,87
4	Poussé des terres Non déjaugées	Radier Fosse	7,96
		Dalle canal	10,12
		Voile canal	11,25
5	Poussée des eaux intérieures (compartiments extrêmes remplis)	radier	4,49
6	Poussée des eaux intérieures (compartiment central remplis)	radier	4,49
7	Surcharge de circulation	Canal et fosse	1
8	Niveau des eaux intérieures exceptionnelles (compartiment extrême)	Voile fosse	11,25
9	Niveau des eaux intérieures exceptionnelles (compartiment central)	Voile Fosse	11,25

Les différents cas de charges sont représentés sur les figures suivantes :

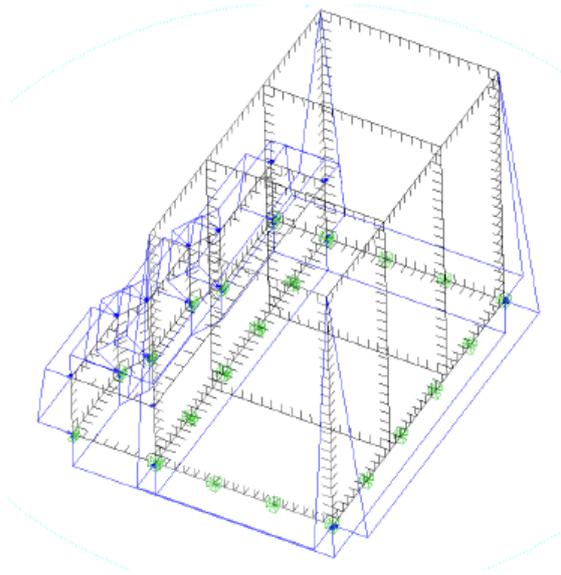


Figure 16: Cas de charge 2

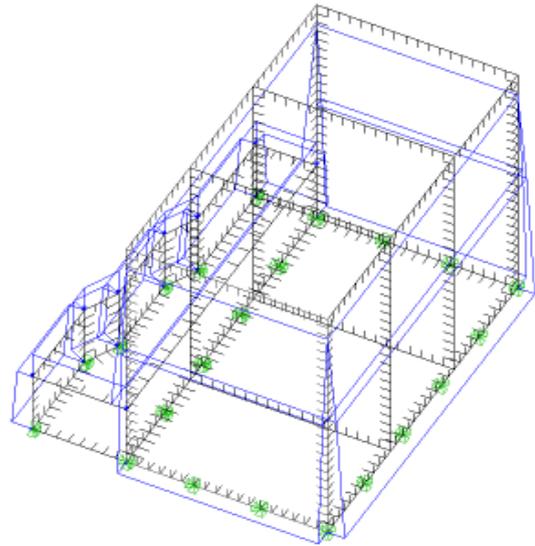


Figure 15: Cas de charge 3

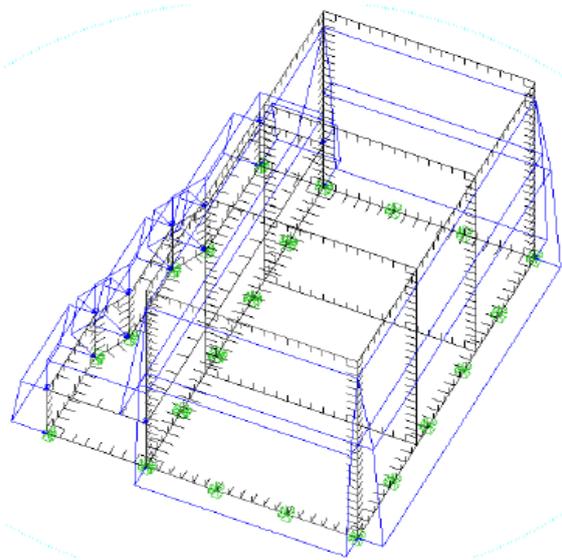


Figure 18: Cas de charge 4

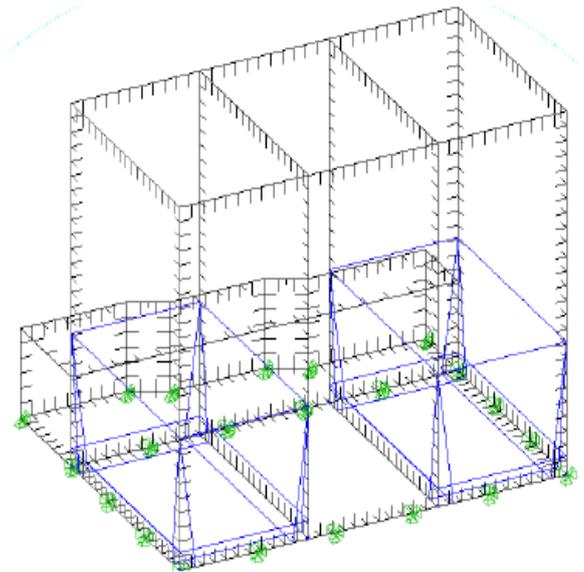


Figure 17: Cas de charge 5

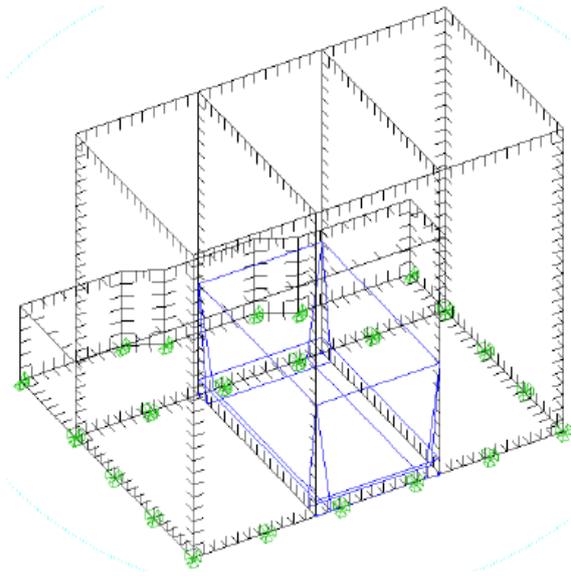


Figure 20: Cas de charge 6

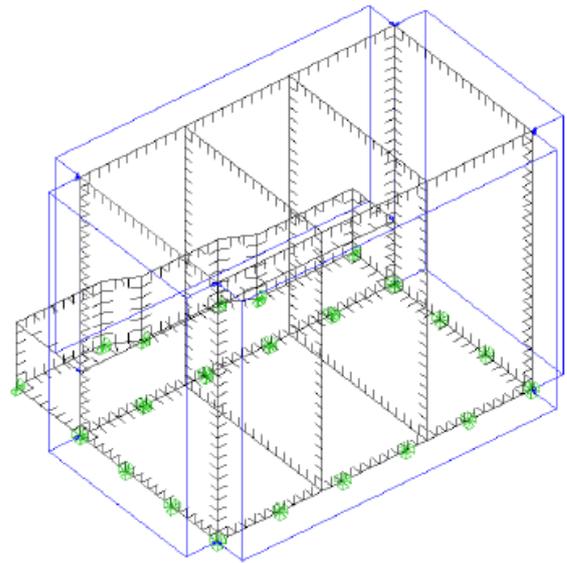


Figure 19: Cas de charge 7

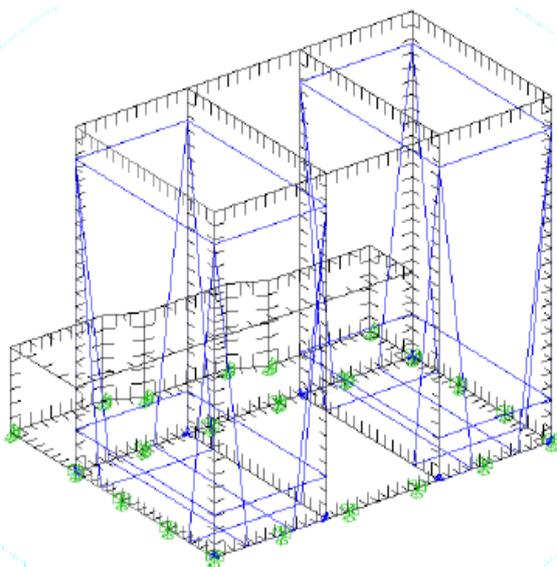


Figure 22: Cas de charge 8

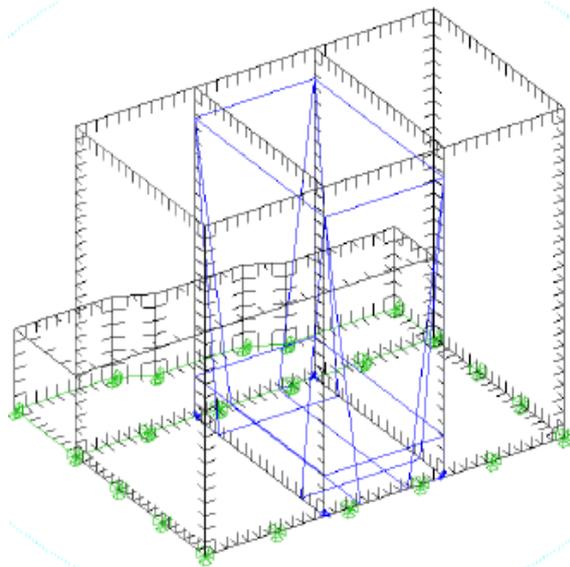


Figure 21: Cas de charges 9

III. RESULTATS ET FERRAILLAGE

III.1. STABILITE

Le calcul de la stabilité passe par l'évaluation du poids de l'ouvrage et la poussée de l'eau tels qu'exposés respectivement dans le tableau 8 et 9 :

Tableau 8: Evaluation du poids de l'ouvrage

Voiles		L(m)	H(m)	e(m)	Volume(m3)	P(MN)
Bâche	V1	17,4	13	0,7	158,34	3,96
	V2	17,4	13	0,7	158,34	3,96
	V3-1	8,3	13	0,8	86,32	2,16
	V3-2	8,3	13	0,8	86,32	2,16
	V4-1	8,3	13	0,7	75,53	1,89
	V4-2	8,3	13	0,7	75,53	1,89
Canal	V5(Vcanal)	20,15	3,3	0,8	53,20	1,33
Total						17,34
Element Horizontal et remblais						
		L(m)	l(m)	e(m)	Volume(m3)	P(MN)
Bâche	Radier sans débord	17,4	9,7	0,8	135,024	3,38
	Débord	38,6	1	0,8	31,28	0,78
	Remblais débord	38,6	1	13	508,3	8,98
Canal	Radier sans débord	17,8	2,75	0,8	39,16	0,98
	Débord	22,3	0,8	0,8	14,96	0,37
	Remblais-débord	22,3	0,8	13	243,1	2,62
	Dalle	17,8	2,75	0,8	39,16	0,98
	Remblais-Dalle	17,8	2,75	13	636,35	6,86
Total						24,95
Totaux						42,29

Tableau 9: Poussée de la nappe

Zone	Niv radier (NMG)	Epaisseur(m)	Aire (m²)	Poussée Nappe(MN)
Bache	311,5	0,8	168,8	22,83
Canal	311,5	0,8	49	6,74
Total				29,57

$$P_{\text{ouvrage}}/P_{\text{eau}} = 42,29/29,57$$

$$P_{\text{ouvrage}}/P_{\text{eau}} = 1,43 > 1,05$$

Le quotient étant supérieur au coefficient de sécurité, la stabilité au soulèvement de la structure est vérifiée.

III.2. ELEMENTS DE STRUCTURE

III.2.1. SUPERSTRUCTURE

III.2.1.1. POUTRES

Les efforts sur les poutres N2 et N3 sont obtenus avec la méthode des trois moments de Clapeyron avec redistribution, avec le coefficient $\delta = 0,85$. La poutre N1 est calculée comme une poutre isostatique ; l'Eurocode 2 conseille de prendre 25% du moment en travée pour le calcul des aciers sur appuis de rive. Nous n'appliquerons pas cela à notre étude, la poutre N1, reprendra même ferrailages que les poutres N2 et N3 sur ses appuis. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 10: Sollicitations de calcul poutre N1-N3-N1

Moments redistribués (MN.m)										
	Appuis				Isostatique		Mi-travé $M_{0,5}$		Max	
	M1	M2	M3	M4	N2	N3	N2	N3	N2	N3
ELS	0	-0,0216	-0,0216	0	0,0331	0,0303	0,0222	0,0208	0,0231	0,0208
ELU	0	-0,0292	-0,0292	0	0,0446	0,0408	0,0300	0,0280	0,0312	0,0280

Tableau 11: Ferrailage poutre N1-N3-N1

As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As calculé (cm ²)	As (cm ²)	As, prov (cm ²)	Ferrailage
4,34	128	2,00	4,34	11,18	4HA16+4HA10

Tableau 12: Sollicitations de calcul poutre N2

	Moments aux nus (MN.m)			Efforts tranchants MN		
	Appuis		Mi- Travée	Appuis		Mi-Travée
	M1	M2	N1	M1	M2	N1
ELS	0	0	0,0723	0,0340	-0,0340	0
ELU	0	0	0,0975	0,0459	-0,0459	0

Tableau 13: Ferrailage Poutre N2

As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As calculé (cm ²)	As (cm ²)	As, prov (cm ²)	Ferrailage
4,34	128	6,33	6,33	11,18	4HA16+4HA10

III.2.1.2. POTEAUX ET CORBEAUX

Les poteaux sont calculés selon la méthode de rigidité nominale. Elle permet de tenir compte des effets du second ordre et passe par des calculs itératifs réalisés sur Excel. Les ferrailages sont obtenus après trois (3) itérations dont les résultats sont consignés dans le tableau 14.

Tableau 14: Résultats de la 1ère itération du poteau P1

Itération 1						
Ned	MedG0(MN.m)	Md(MN.m)	μ	ν	ω_{tot}	As (m ²)
0,2598	0,1211	0,1263	0,11	0,09	0,08	5,30E-04
EI (MN.m ²)	Kc	Ecd	lc	Ks	Es	ls
3,86	0,025	27363,81	2,13E-03	1	200000	1,19E-05
NB	β	Med(MN.m)	e0 (m)	eA(m)	MEDA(MN.m)	
0,7350	0,8225	0,1756	0,68	0,84	0,2171	
μ_{BC}	μ_{cu}	Md (MN.m)	μ	ω_{tot}	Asprov (m ²)	
0,49	0,23	0,1756	0,15	0,135	8,94E-04	

❖ **Ferraillage Poteau P1**

- Armatures longitudinales : $A_{s,prov} = 16,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8HA16$
- Armatures transversales : HA8 espacé de 15 cm.

❖ **Ferraillage Poteau P2**

- Armatures longitudinales : $A_{s,prov} = 16,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14HA16$
- Armatures transversales : HA8 espacé de 15 cm.

❖ **Ferraillage Poteau Corbeau**

$A_{s,prov} = 4,62 \Rightarrow 3HA14$

III.2.2. INFRASTRUCTURE

III.2.2.1. VOILES

Les sollicitations des voiles sont obtenues sur EFFEL STRUCTURE GRAITEC. Les sollicitations obtenues sont dans le tableau 15 suivant :

Tableau 15: Sollicitations des voiles

Elements	b(m)	h(m)	L(m)	lo(m)	ELU				
					Fx (MN)	Fy (MN)	Fz(MN)	Mx (MN.m)	My (MN.m)
Voile V1	0,8	1	3,3	3,3	0,43	1,01	0,80	0,36	0,08
Voile V2	0,7	1	13	13	1,00	1,03	2,23	0,24	0,57
Voile V3	0,8	1	13	13	0,76	0,65	2,58	0,60	0,68
Voile V4	0,7	1	13	13	1,89	0,92	2,23	0,12	0,07
Voile Canal	0,8	1	3,3	3,3	0,43	1,01	0,80	0,36	0,08

Les charges non permanentes verticales permettent d'équilibrer le système soumis à des efforts qui sont exercés dans toutes les directions. Ainsi, au niveau des poteaux, elles ne sont pas prises en compte dans l'évaluation de la charge maximale en pied de voile pour les ferraillements des voiles.

Les ferrailrages qui sont mis en place sont identiques dans toutes les directions pour faciliter l'exécution.

Tableau 16: Calcul de ferraillage des voiles

	Voile V1	Voile V2	Voile V3	Voile V4	Voile Canal
Amax (cm²)	280	280	320	280	320
Amin (cm²)	14	14	16	14	16
As,calculé (cm²)	12,58	10,81	14,72	-28,44	0,58
As,prov (cm²)	26,88	26,88	32,24	26,88	26,88
Ferrailage	3HA20 + 2HA16	3HA20 + 2HA16	3HA216 + 2HA25	3HA20 + 2HA16	3HA20 + 2HA16
Espacement (cm)	20	20	20	20	20

III.2.2.2. RADIER ET DALLE

Les résultats de calculs sont obtenus grâce à la modélisation sur EFFEL STRUCTURE. Ces résultats montrent que la contrainte maximale au sol qui est de 0,227 MN/m² (2,27 bar), est inférieure à la contrainte admissible du sol $Q_{adm} = 0,5 \text{ MN/m}^2$ (5 bar). La figure 23 expose les différentes contraintes qui agissent sur le radier.

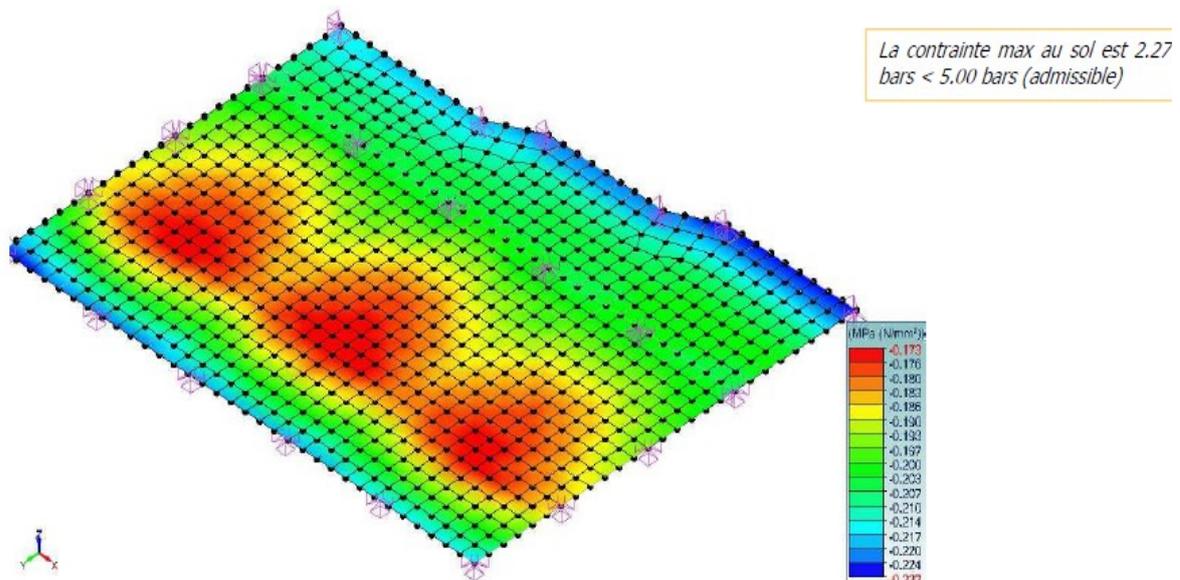


Figure 23: Contrainte au sol à l'ELS:

Les sollicitations les plus fortes sont localisées aux abords du radier. Les armatures obtenues sont tous espacées de 20 cm comme préconisées dans le fascicule 74 (METL-France 1998).

Les armatures choisies sont consignées dans le tableau 17.

Tableau 17: Armatures mises en place

Aciers Mis place								
	Axs (cm ² /m ²)	Ferraillage	Ays (cm ² /m ²)	Ferraillage	Axi (cm ² /m ²)	Ferraillage	Ayi (cm ² /m ²)	Ferraillage
Dalle canal	10,05	5 HA16	7,7	5 HA14	10,05	5 HA16	29,45	5 HA25
Radier Canal	10,05	5 HA16	15,71	5 HA20	10,05	5 HA16	15,71	5 HA20
Radier Bâche	29,45	5 HA25	15,71	5 HA20	29,45	5 HA25	15,71	5 HA20

Chapitre V: ETUDE DES COUTS

I. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

La fosse de pompage fait partie des plus gros œuvres du Lot 1. Les prix généraux et l'installation du chantier sont pris en compte dans le coût de réalisation de ce dernier. Ces prix sont exposés dans le tableau 18

Tableau 18: DQE-Fosse de Pompage

N°	Rubrique	Unités	Quantités	Prix Unitaire	Prix total
1	Prix généraux				
1.1	Organisation générale du chantier				
1.1.1	Installation générale	Fft	1	143 073 134 CFA	143 073 134 CFA
1.1.2	Plan d'assurance qualité	Fft	1	5 762 762 CFA	5 762 762 CFA
1.1.3	Plan de sécurité de d'hygiène	Fft	1	7 405 416 CFA	7 405 416 CFA
1.1.4	Plan de gestion environnemental	Fft	1	5 762 762 CFA	5 762 762 CFA
1.1.5	Topographie et Bathymétrie	Fft	1	18 378 929 CFA	18 378 929 CFA
1.1.6	Etude Géotechnique complémentaire	Fft	1	5 462 718 CFA	5 462 718 CFA
1.1.7	Epuisement et maintient à sec des ouvrages	Fft	1	2 462 409 CFA	2 462 409 CFA
1.2	Divers				
1.2.1	Assurance chantier	Fft	1	15 419 420 CFA	15 419 420 CFA
1.2.2	Protection des eaux sur berges	Fft	1	631 603 CFA	631 603 CFA
	Total				204 359 153 CFA
2	Génie Civil				
2.1	Terrassement				
2.1.1	Terrassement terrain meuble	m3	5 539,2	1 409 CFA	7 804 733 CFA
2.1.2	Terrassement terrain rocheux	m3	4 963,2	4 262 CFA	21 153 158 CFA
2.1.3	Remblais fouilles	m3	1 386,0	2 440 CFA	3 381 840 CFA
2.1.4	Protection des talus	m ²	643,2	5 743 CFA	3 693 898 CFA
2.2	Coffrage-Armatures-Béton				
2.2.1	Coffrage lisse et soigné	m ²	1 281,5	2 429 CFA	3 112 764 CFA
2.2.2	Acier HA de nuance Fe 500	Kg	207 360	182 CFA	37 739 520 CFA
2.2.3	Aciers ronds lisses de nuance Fe 235	Kg	23 040	166 CFA	3 824 640 CFA
2.2.4	Béton de propreté	m3	100	49 908 CFA	4 990 800 CFA
2.2.5	Béton de structure	m3	948,38	66 545 CFA	63 109 681 CFA
2.2.6	Joint Waterstop	ml	32	2 666 CFA	85 312 CFA
	Total				148 896 345 CFA

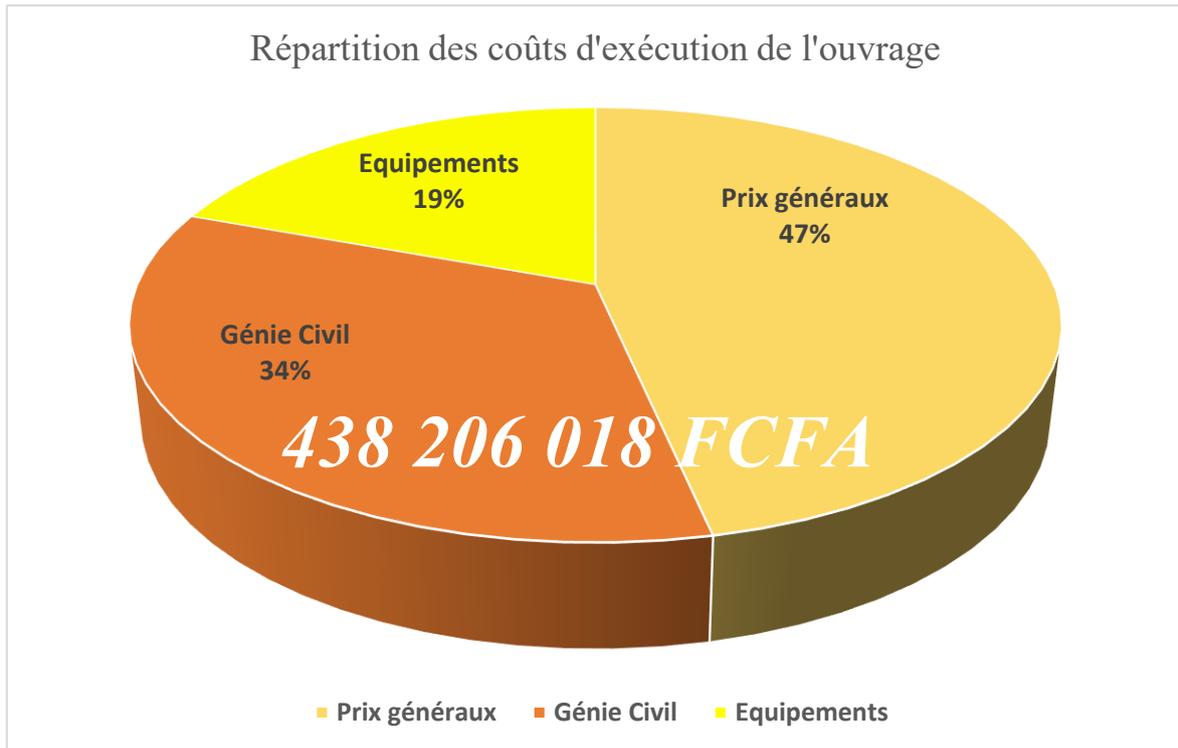
3	Equipement s				
3.1	Equipements Hydrauliques				
3.1.1	Installation de vide	Fft	1	9 431 366 CFA	9 431 366 CFA
3.1.2	Batardeaux	m ²	22	1 009 380 CFA	22 206 360 CFA
3.1.3	Vanne murales	Fft	8	1 944 338 CFA	15 554 704 CFA
3.1.4	Mesure de niveau	Fft	3	318 255 CFA	954 765 CFA
3.1.5	Détection de Niveau	Fft	10	48 874 CFA	488 740 CFA
3.1.6	Conduites de refoulement	Fft	6	803 946 CFA	4 823 676 CFA
3.1.7	Clapets anti-retour	Fft	6	1 837 729 CFA	11 026 374 CFA
3.1.8	Vannes individuelles	Fft	6	724 298 CFA	4 345 788 CFA
3.1.9	Joint de démontage	Fft	5	144 505 CFA	722 525 CFA
3.1.10	Pièce de rechange pour 2 ans d'exploitation	Fft	1	2 680 757 CFA	2 680 757 CFA
3.2	Equipement Divers				
3.2.1	Pont Roulant	Fft	1	6 389 773 CFA	6 389 773 CFA
3.2.2	Montage pont roulant	Fft	1	529 098 CFA	529 098 CFA
3.2.3	Echelle verticales en acier inox	ml	40	14 100 CFA	564 000 CFA
3.2.4	Caillebotis	m ²	77	11 688 CFA	899 976 CFA
3.2.5	Bennes	Fft	2	2 166 309 CFA	4 332 618 CFA
	Total				84 950 520 CFA
Totaux					438 206 018 CFA

Les coûts des équipements électriques utilisés pour le fonctionnement des différents équipements hydrauliques sont inclus dans les prix total des équipements hydrauliques énumérés.

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 du Lot 2 (Station de traitement) 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.

II. REPARTITION DU DEVIS

Le coût de réalisation de l'ouvrage s'élève à 438 206 018 F CFA. L'installation de chantier regroupe les coûts les plus importants.



Chapitre VI: ETUDE D'IMPACT SOCIAL ET ENVIRONNEMENTAL

La réalisation et l'exploitation de la fosse de pompage étant liées à ceux de la station de traitement et au vue de leur proximité géographique, cette étude d'impact prendra en compte les deux ensembles d'ouvrages du Lot 1 (Station d'exhaure + Prise) et du Lot 2 (Station de traitement).

I. ETAT INTITIAL DU MILIEU BIOPHYSIQUE ET HUMAIN

I.1. MILIEU BIOPHYSIQUE

Située sur la berge du fleuve Niger, l'emprise de la station d'exhaure est nue. Les activités menées sur ce site sont essentiellement l'extraction et le chargement de sable et de gravier destinés à la construction sur des camions. Le site de l'usine de traitement d'eau qui dépend d'elle, est situé sur un terrain familial non mis en valeur. Ce site compte 67 arbres de karités et est occupé durant l'hivernage par des cultures de céréales.

Le site de l'usine de traitement, en vertu du droit coutumier restes la propriété de la famille qui la met à la disposition de l'EDM (Energie Du Mali) car jugé d'utilité publique.

Les sites n'abritent généralement pas d'espèces naturelles ou forestières présentant un intérêt écologique majeur. Néanmoins, le karité étant un arbre protégé au Mali, des dispositions pratiques seront prises pour sauver les pieds de karité chaque fois que cela s'avérerait possible. Aussi après les travaux, d'autres plantes seront plantées pour compenser les pieds d'arbre abattus.

I.2. MILIEU HUMAIN ET SOCIO ECONOMIQUE

Le site est caractérisé par une population jeune et une démographie galopante. Cette population comporte majoritairement des ouvriers ou artisans dont le revenu mensuel varie entre 30 000 FCFA et 50 000 FCFA.

Les activités économiques tournent principalement autour de l'extraction et la vente de sable pour la construction, et quelque peu de l'agriculture et de la pêche. Cette extraction-vente mobilise des piroguiers et des chauffeurs chargé du transport, des plongeurs pour l'extraction et des ouvriers qui chargent le sable dans les camions. La vente du sable extrait s'élève en moyenne à **5000 FCFA/ m³**. Les revenus des acteurs de cette filaire sont compris entre 1 000 FCFA et 15 000 FCFA par jour.

II. ANALYSE ET EVALUTION DES IMPACTS

L'analyse des différents impacts est faite en tenant compte des différentes phases du projet :

- Phase des travaux d'exécution
- Phase d'exploitation

L'évaluation des impacts est approchée qualitativement, quantitativement (évaluation de certains paramètres sur la base de comparaison technico-économique), ainsi que financièrement (évaluation des coûts d'action et d'inactions). Cette évaluation est faite à l'aide de la grille d'appréciation suivante du tableau 19.

Tableau 19: Grille d'évaluation des impacts (SGI CONSULTING S.A.)

Qualification	Sans impact	Impact faible	Impact élevé	Impact très élevé
Impacts Positifs	0	1	2	3
Impacts Négatifs	0	-1	-2	-3

II.1. SYNTHÈSE DES IMPACTS

Après analyse, les principaux impacts pris en compte sont les suivants :

- **Impacts environnemental :**
 - Impacts liés à l'arrêt de l'activité de l'exploitation du sable sur le fleuve Niger aussi bien en phase travaux qu'en phase exploitation ;
 - Impacts liés aux pollutions accidentelles des rejets de chantiers (huiles, liquides de lavage et d'entretien) en phase exploitation ;
 - Impacts liés aux pollutions accidentelles de rejets de produits chimiques en phase exploitation ;
 - Impacts liés aux pollutions accidentelles dues aux des boues de la station de traitement en phase exploitation ;
 - Impacts liés à la perturbation de l'écosystème du fleuve Niger en phase travaux.
- **Impacts socio-économique**
 - Dotation en eau potable de la ville de Bamako, soit près de 1.5 millions d'habitants sur la rive droite de Bamako ;
 - Redynamisation du secteur de l'emploi, par la création d'emplois directs et indirects ;
 - Amélioration des conditions et du cadre de vie des citoyens ;
 - Diminution des maladies hydriques et de la mortalité infantile ;
 - Développement des commerces alentour en phase de projet ;
 - Augmentation de la scolarisation des enfants et vacations des femmes à d'autres activités journalières.

II.2. MESURE D'ATTENUATIONS ET DE BONIFICATIONS

II.2.1. PHASE DES TRAVAUX

Dans cette phase des travaux, les mesures proposées prennent la forme d'un manuel de suivi des chantiers et d'un guide des bonnes pratiques à mettre en œuvre en phase travaux. Ces mesures sont consignés dans les tableaux 27 et 28.

Tableau 20: Mesures d'atténuation et de mitigations des impacts environnementaux et socio-économiques en phase travaux

Impacts environnementaux et sociaux identifiés	Mesures d'atténuation possibles pour les impacts né	Structure responsable de la mise en oeuvre des mesures d'atténuation
<ul style="list-style-type: none"> • Altération de la qualité des eaux de surface et souterraines par les huiles des engins et autres déchets de constructions 	<ul style="list-style-type: none"> • Recueillir, stocker et évacuer régulièrement les huiles et autres déchets contaminants 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> • Perturbation de l'équilibre actuel du sol (remaniement des couches et exposition à l'érosion) et modification du drainage naturel 	<ul style="list-style-type: none"> • Stabiliser les sols par compactage • Planter les herbes et arbustes de soutien des sols là où cela s'impose • Les entrepreneurs devront utiliser les superficies strictement nécessaires 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> • Perturbation des sols et érosion suite à l'exploitation des carrières de roches et sables pour les travaux de construction 	<ul style="list-style-type: none"> • Approvisionnement sur des sites autorisés • Remettre les sites en état après utilisation 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> • Emission des poussières de terre pendant les travaux de construction 	<ul style="list-style-type: none"> • Contrôler la poussière par l'arrosage • Choisir les moments appropriés pour les activités de construction (éviter les temps de vents forts) 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> • Accidents sur terrain lors des travaux de construction (chantiers) 	<ul style="list-style-type: none"> • Exiger de l'entreprise un document assurance qualité à faire valider avant le début des travaux • Former et éduquer les ouvriers aux règles de l'assurance qualité sur les chantiers avant le démarrage des travaux • Respecter les règles de sécurité au travail (évacuation des objets dangereux, signalisation, balisage, etc.) • Appliquer un bon règlement interne du personnel de chantier • Equiper les ouvriers par les accessoires de sécurité (casques, bleu de travail, etc) • Assurer obligatoirement le chantier pour l'entrepreneur • Disposer sur chantier du matériel des soins de premiers secours • Bureau de contrôle de la conformité des mesures de sécurité prises par l'Entreprise • Interdire l'accès aux chantiers de toutes personnes ne possédant pas de badge d'identification au chantier • Afficher un panneau de signalisation des travaux et informer la population riveraine et les utilisateurs des axes routiers (piétons, automobilistes, cyclistes, etc.) • Prévoir les plans de déviations nécessaires et autres passages alternés pour garantir la circulation (panneaux de signalisation et pistes d'accès appropriés) • Informer les utilisateurs des axes routiers (piétons, automobilistes, cyclistes, etc.) • Fluidifier le trafic par mobilisation des agents de la circulation • Minimiser les déplacements des gros camions et semiremorques dans les horaires de pointe journalière 	Entreprise

Tableau 21: Mesures d'atténuation et de mitigations des impacts environnementaux et socio-économiques en phase travaux (suite)

Impacts environnementaux et sociaux identifiés	Mesures d'atténuation possibles pour les impacts né	Structure responsable de la mise en oeuvre des mesures d'atténuation
<ul style="list-style-type: none"> Contamination du sol par les excréments des ouvriers et les déchets de restauration 	<ul style="list-style-type: none"> Installer sur la zone de chantier, des latrines et une fosse sceptique Installer sur le chantier une borne fontaine pour l'accès à l'eau Spécifier un endroit de repos et de restauration des ouvriers 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> Extraction de sable 	<ul style="list-style-type: none"> Identification des populations concernées Sensibilisation des objectifs du projet de la station de Kabala Identification d'autres sites d'extraction en amont et en aval de Kabala et les y reloger Redéploiement dans les chantiers du projet et formation aux métiers des travaux publics des jeunes intéressés par l'activité Accompagnement social et psychologique 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> Activité Agricole sur le terrain de la station de traitement 	<ul style="list-style-type: none"> Identification et sensibilisation des personnes concernées Dédommagement des familles affectées Accompagnement social et mesures de réinsertion sociale à d'autres niveaux d'activité 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> Gêne de la population et trafic 	<ul style="list-style-type: none"> Sensibilisation de la population aux travaux Education des enfants et des parents des risques d'accidents 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> Destruction de l'habitat naturel au droit de la parcelle de la station de traitement 	<ul style="list-style-type: none"> Reboisement et intégration paysagère du site de la station et sur les sites des autres ouvrages 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> Problématiques sanitaires et liées à la santé causées lors de la construction 	<ul style="list-style-type: none"> Information et sensibilisation des travailleurs sur les risques sanitaires (SIDA et d'autres maladies transmissibles...) et les accidents Disposer sur chantier du matériel des soins de premiers secours 	Entreprise
<ul style="list-style-type: none"> Déplacement des personnes vivant dans la zone: relocalisation des personnes dans une nouvelle zone, compensation pour les ressources perdues, fourniture de service de santé 	<ul style="list-style-type: none"> Indemnisation financière 	SOMAPEP SA

II.2.2.PHASE EXPLOITATION

En phase exploitation, deux niveaux de mesures sont proposées, celles relatives à l'exploitation de la station et de la gestion de ses produits :

- Mesures d'exploitation de la station ;
- Mesures relatives à relocalisation de l'activité d'extraction de sable ;
- Mesures relatives à la gestion des boues produites ;
- Mesures relatives aux eaux usées produites.

Impacts environnementaux et sociaux identifiés	Mesures d'atténuation possibles pour les impacts négatifs potentiels et Moyens(Outils) de Mise en Œuvre	Structure responsable de la mise en oeuvre des mesures d'atténuation
<ul style="list-style-type: none"> • Risque d'accidents ou pollution au sein de la station de traitement 	<ul style="list-style-type: none"> • Exiger de l'entreprise en charge des travaux de la mise en oeuvre d'un manuel qualité et de gestion des risques en vue de l'exploitation • Former et éduquer les, exploitants, techniciens et laborantins ouvriers aux règles de l'assurance qualité lors de la phase exploitation • Respecter les règles de sécurité au travail (évacuation des objets dangereux, signalisation, balisage, etc.) • Equiper les ouvriers par les accessoires de sécurité (casques, bleu de travail, etc) • Interdire l'accès aux sites d'exploitation de toutes personnes ne possédant pas de badge d'identification 	SOMPAGEP
<ul style="list-style-type: none"> • Gestion des Boues 	<ul style="list-style-type: none"> • Stockage des boues sur le site de la station de traitement • Les déplacer vers des sites de stockages réglementaires, comme les décharges contrôlées 	SOMPAGEP
<ul style="list-style-type: none"> • Gestion des Eaux usées 	<ul style="list-style-type: none"> • Une mise en cohérence et une actualisation des schémas actuels de raccordement et d'évacuation des eaux usées • Densification du réseau de collecte des eaux usées actuels (études détaillées et travaux) • Actualisation du schéma directeur de gestion des eaux usées et des boues 	SOMPAGEP
<ul style="list-style-type: none"> • Extraction de sable 	<ul style="list-style-type: none"> • Délimitation d'un périmètre de protection autour de la prise d'eau soit, le respect d'une emprise en amont et en aval de la prise d'eau en interdiction totale d'extraction de sable • Réorganisation et planification d'évolution et de réorganisation de l'activité exploitation des carrières de sable 	SOMPAGEP, Syndicat extraction sable

III. CONCLUSION PARTIELLE

En conclusion finale, il est important de noter que le projet d'AEP Kabala, de par sa nature, soit l'extension de l'alimentation en eau potable pour près de 1,5 millions d'habitants, constitue un projet essentiel et fondamental pour la ville de Bamako. Son acceptation sociale et ses implications socio-économiques sont donc largement positives et primordiales pour la ville.

Les impacts collatéraux du projet, identifiés dans cette étude d'Etude d'impact environnementale et socio-économique, ne remettent en aucun cas le projet en cause, mais serviront à la mise en place de mesure de mitigations, œuvrant au renforcement des retombées positives du projet.

CONCLUSION

Le projet AEP Kabala s'inscrit dans le cadre d'une politique étatique qui vise à développer les infrastructures afin de répondre aux besoins de base de la population de la ville de Bamako.

Les études de conception montrent que la disposition en tour proposée est la plus adaptée au vu des exigences du projet. Cette disposition nous a permis de proposer un modèle de fosse de pompage indépendante de la tour de prise avec trois bâches hydrauliquement indépendantes et un dalot de distribution à section variable permettant d'obtenir une vitesse similaire le long du canal et de limiter les dépôts.

L'ouvrage étant sur la berge et assis sur un sol rocheux, la stabilité de l'ouvrage a été étudiée vis-à-vis du soulèvement. Le calcul du coefficient de sécurité de l'ouvrage (1,43) est largement supérieur au coefficient de sécurité défini (1,05), la stabilité au soulèvement est vérifiée.

Les hypothèses de calcul retenues ont permis de définir l'ouvrage comme étant de classe 1 et fixer les limites d'ouvertures des fissures, permettant ainsi le calcul à l'ELU sous EUROCODE 2. Les calculs réalisés sur fosse de pompage étant jugés « complexes », une modélisation sur EFFEL STRUCTURE GRAITEC, nous a permis d'évaluer efficacement les sollicitations auxquelles est soumis l'infrastructure de l'ouvrage, d'obtenir des ferraillements théoriques. Ces ferraillements minimaux issus de la modélisation sont également calculés sous Excel afin de les réduire 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 quantités ferraillements issus de la modélisation pour les éléments de structure verticaux sont restés supérieurs à ceux du calcul Excel. Les ferraillements choisis pour la dalle du canal, ainsi que des radiers sont issus de la modélisation. Ceux des voiles et de la superstructure sont issus du calcul Excel car jugés plus rentables et efficaces. Pour les voiles grands épaisseurs, il est donc souhaitable de refaire les calculs sous Excel par étape, afin de réduire la quantité d'armature en ce qui concerne le logiciel EFFEL STRUCTURE. Les recommandations du fascicule 74 prises également en compte, permettent de définir des espacements minimaux, qui limitent également la fissuration, et les diamètres des aciers. Les diamètres des aciers sont compris entre 10 à 16 mm au niveau de la superstructure, de 16 à 25 mm au niveau de l'infrastructure.

Bien que les impacts socio-économiques et environnementaux ne remettent pas en question la réalisation du projet face aux enjeux liés au développement de la ville de Bamako. Cependant il convient de mettre en place des mesures de mitigations afin de renforcer les retombées positives du projet.

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.

Ainsi le projet Kabala, au vu de son envergure, permettra de résorber de manière considérable, le problème d'accès à l'eau potable de la ville de Bamako.

BIBLIOGRAPHIE

- A. Diarra. 2016. « “Mémoire de fin d’étude : ETUDES TECHNIQUES POUR LA CONSTRUCTION DU PONT DE BETTIE SUR LA COMOIE EN COTE D’IVOIRE,” ».
- A. Messan. 2016. « Cours de Béton Armé ».
- A. Simal. 2014. « Cours de Topographie ».
- Afnor. 2003a. « Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures ». Afnor.
- . 2003b. « Eurocode 2 : Calcul des structures en béton ». Afnor.
- B. Doumbia. 2017. « “ETUDES COMPARATIVES DE DEUX VARIANTES DE PONT EN BETON ARME POUR LE FRANCHISSEMENT DU MONO A BOUGOUNI” ».
- CEN. EUROCODE 2. 2005. *Calcul Des Structures En Béton-Partie 1-1 : Règles Générales et Règles Pour Les Bâtiments*.
- FEBELCEM. 2017. *Comment calculer avec l’Eurocode 2*.
- H. Thonier. 1995a. *Conception et Calcul Des Structures de Bâtiment - Tome 1*.
- . 1995b. *Conception et Calcul Des Structures de Bâtiment - Tome 1*.
- . 1995c. *Conception et Calcul Des Structures de Bâtiment - Tome 3*.
- J. Roux. 2005. *Maîtrise de l’eurocode 2 - Tome 1*. Eyrolles. Eyrolles.
- . 2009. *Maîtrise de l’eurocode 2 - Tome 2*. Afnor. Eyrolles.
- Jean Roux. 2009. *Pratique de l’eurocode 2*. Eyrolles. Eyrolles.
- J.-M. Husson. 2012. *Etude des structures en béton aux Eurocodes*. Casteilla. Casteilla.
- J.-M. Paillé. 2012. *Calcul des structures en béton*. Eyrolles. Eyrolles.
- M. Dierkens. 2011. « Construire des Ouvrages d’Art en Béton - Durabilité du béton armé ».
- MDDELCC. 2001. « Guide de Conception Des Installations de Production D’eau Potable. Vol. 1. 2 vols ».
- METL-France. 1998. « FASCICULE 74 - CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS EN BÉTON ». Afnor.
- N. Diallo. 2017. « Mémoire de fin d’étude : ETUDES TECHNIQUES POUR LA CONSTRUCTION DE LA TOUR DE PRISE D’EAU DE KABALA DANS LE FLEUVE NIGER” ».
- S. Multon. 2012. *Béton arme Eurocode 2*.

ANNEXES

ANNEXE 1: DONNEES GENERALES DU PROJET

Ces données sont celles issues du dossier de soumission.

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.

Les données suivantes donnent une moyenne climatologique enregistrée à Bamako entre 1971 et 2000.

Tableau 22 : Données climatologique de la ville de Bamako (1971-2000)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	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	35,6	33,7
Temp. Min. moy. (°C)	17,6	20,4	23,5	25,7	25,8	23,8	22,4	22	21,8	21,4	18,5	17,2
Pluv. Moy. (mm)	1	1	1,5	19,3	53,1	122	216	283	184	63	2,5	0
Evap. Moy. (mm)	6,8	8,3	9,1	8,1	6,2	3,9	2,3	1,7	1,8	2,7	5,1	6,4
Vent moy.(m/s)	2,4	2,4	2,5	2,1	2,1	2	1,7	1,3	1,2	1,3	1,5	1

A signaler que la période de pointe de la consommation d'eau se situe à Bamako au cours des mois d'avril/mai, qui correspondent aux mois de températures les plus élevées. Pour le fonctionnement des équipements électriques, on ne considérera que la température maximale ambiante de l'air sera de 45°C.

2. *REGIME HYDROLOGIQUE DU FLEUVE*

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.

Tableau 23: Débits moyens mensuel du fleuve

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
Débit (m3/s)	170	130	110	120	130	190	420	1 060	2 690	1 830	710	300

Tableau 24: Débit et niveaux du fleuve 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

3. NAVIGATION FLUVIALE

La partie du Niger où est positionné l'ouvrage est naviguée par des barques, souvent chargées de sables et graviers, avec un poids moyen de 45 tonnes et une vitesse de navigation moyenne de 2,5m/s.

4. DONNEES GEOTECHNIQUES

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).

Une mission géotechnique G3 a été réalisée afin de valider ou de compléter les données géotechniques existantes.

Les résultats des investigations géotechniques effectuées par la mission géotechnique G3 sont présentés ci-dessous.

Tableau 25: Coupe du sol

Côte TN (m)	Prof. (m)	Nature	Epaisseur(m)
318.40-318.00	0.00-0.40	Terre végétale	0.40
318.00-317.80	0.40-0.60	Grès altérés	0.20
317.80-316.40	0.60-2.00	Grès sain avec fracture horizontale	1.40
316.40-312.40	2.00-6.00	Grès sain	4.00

Etude technique pour la construction de la station de pompage du projet AEP Kabala (Mali)

LABOGE/SOGEA-SATOM

SOGEA SATOM KABALA_TESTS IN SITU-19092016.xlsx

Coupe SC 04



www.malipages.com/labogec
Rue 33 Porte 21 Kalaban Coura
Bamako Mali

Chantier: KABALA

Client: SOGEA SATOM

Objet: sondage Carotté

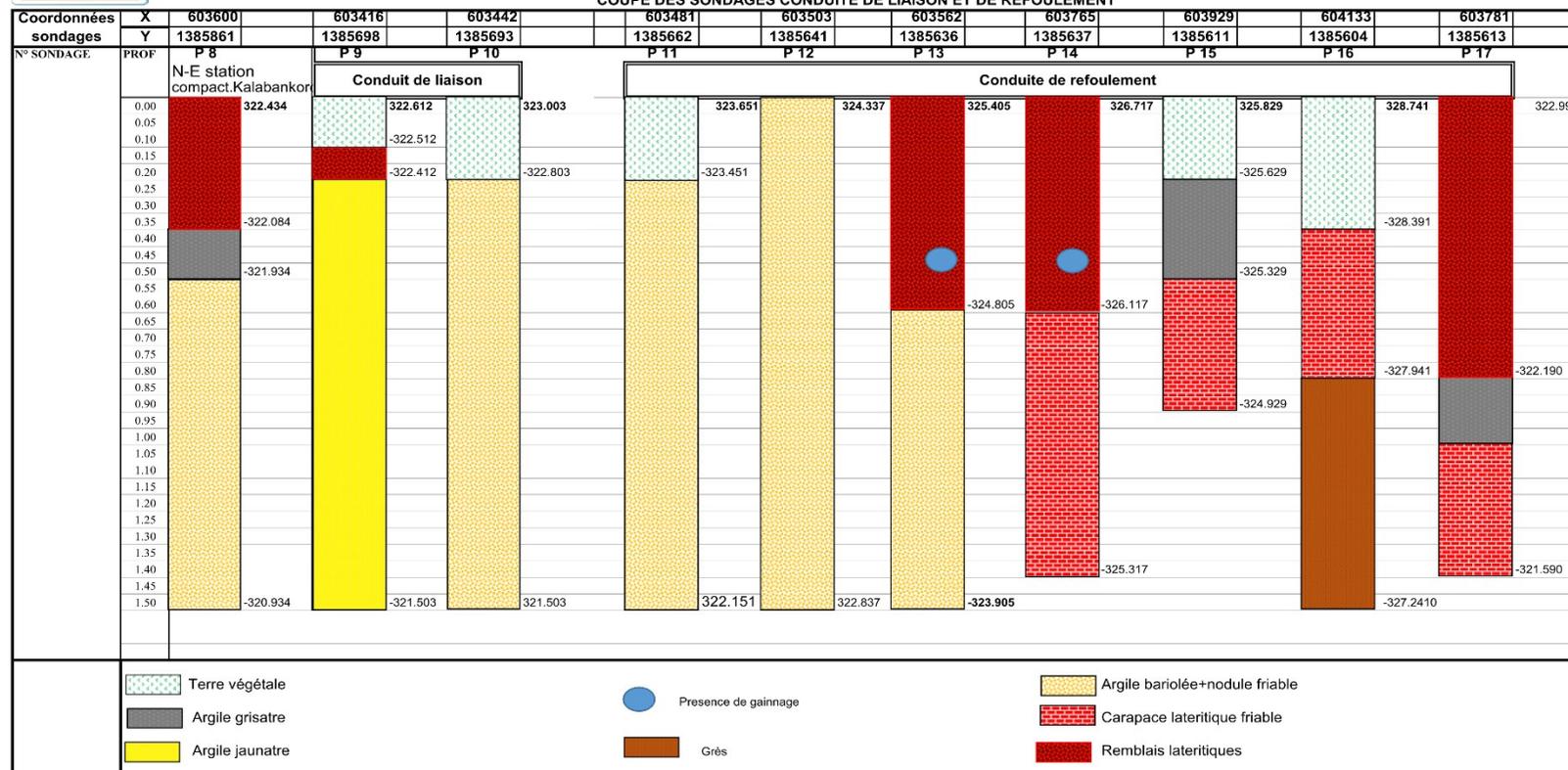
SONDAGE CAROTTE : Sond.04

MACHINE UTILISEE: EMCI 450 DE FORDIA				Coordonnées		Localisation			
Niveau de l'eau : 4.30m				X	Y	Ouvrage de pompage			
Date: 23-24/06/2016				603474	1385674				
Côte TN	Coupe	Prof. (m)		Diamètre	Outil et carottier	Carottage et échantillon	%	RQD	Observation
323.064		0.00		F101	HQ	100%			
-322.864		-0.20					100%		
			Argile bariolée+ nodules friable				100%		
							100%		
-320.464		-2.60							
			Sable limoneux				100%		
-319.264		-3.80							
			Sable limoneux+Gravier roule						
-318.664		4.30							
			Grès sain				100%	100%	
-318.064		-5.00							
			Grès sain avec des fractures horizontales				100%	88%	
							100%	87%	
							100%	70%	
							100%	95%	
							100%	100%	
							100%	100%	
							100%	82%	
-310.864		-12.20							

LABOGE BP E2027 Tél./Fax (223) 2020 31 79 Portable +66 74 41 14/75342505 Bamako Mali E Mail: labogec@afribonemali.net

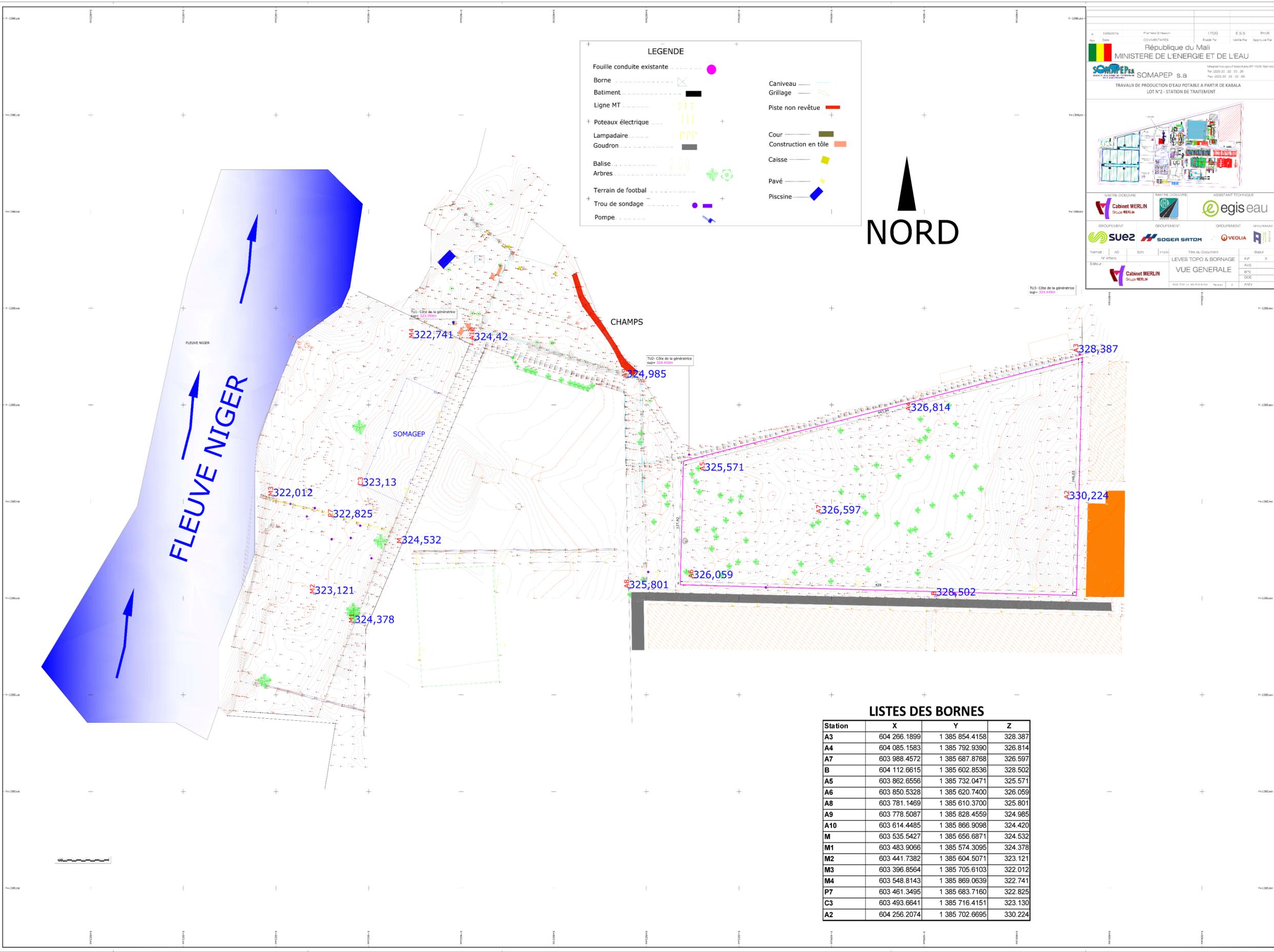


ETUDE GEOTECHNIQUE PROJET DE PRODUCTION D'EAU POTABLE A KABALA
COUPE DES SONDAGES CONDUITE DE LIAISON ET DE REFOULEMENT



ANNEXE 2: TOPOGRAPHIE ET BATHYMETRIE

- 1. PLAN D'ENSEMBLE (LEVEES TOPO ET BORNAGES SUR LA BERGE)**
- 2. PLAN TOPOGRAPHIE ET BATHYMETRIQUE**



LEGENDE

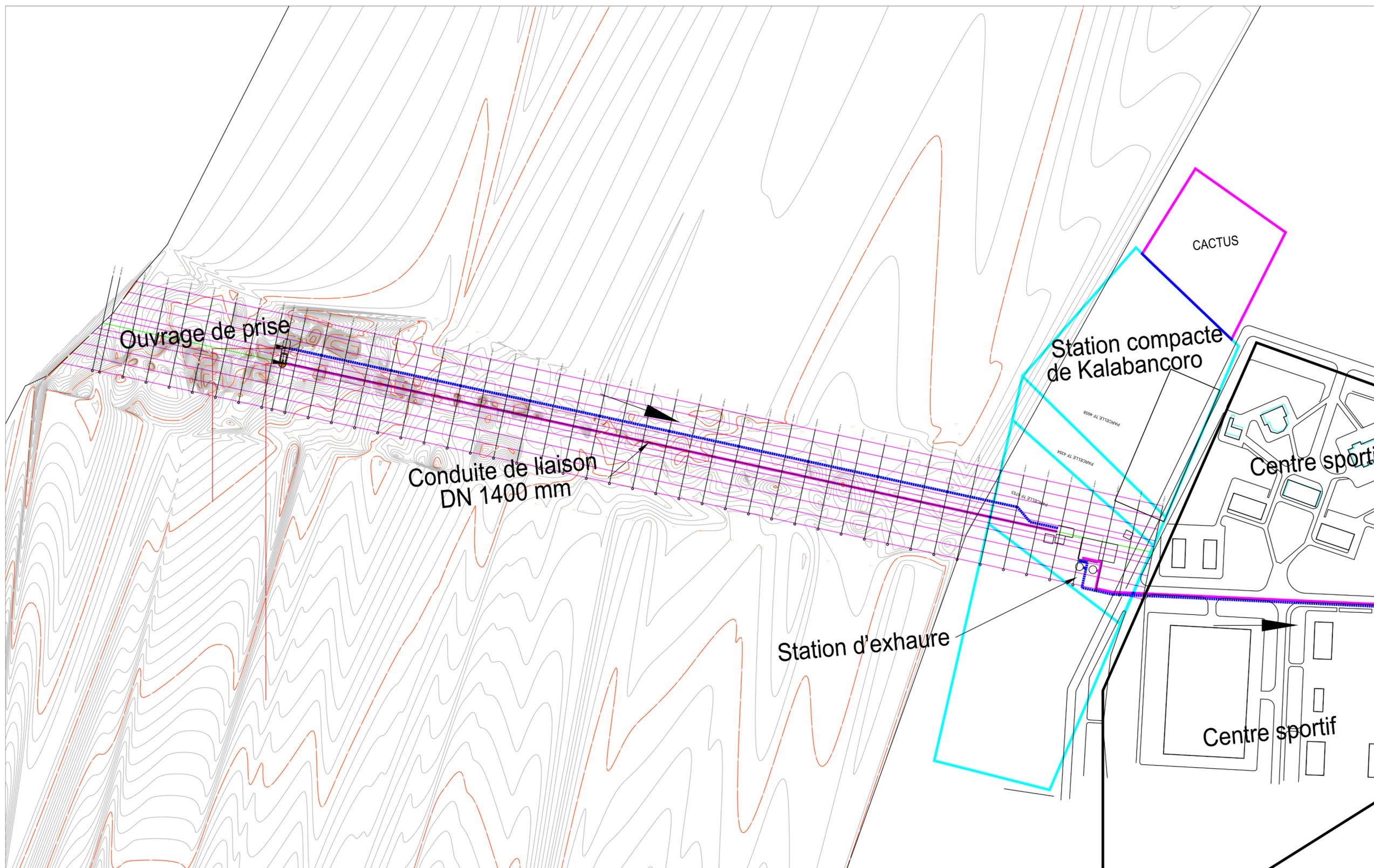
Fouille conduite existante	●	Caniveau	—
Borne	⊗	Grillage	▨
Batiment	■	Piste non revêtu	—
Ligne MT	⋮	Cour	■
Poteaux électrique	⋮	Construction en tôle	■
Lampadaire	⋮	Caisse	■
Goudron	▨	Pavé	■
Balise	⊕	Piscine	■
Arbres	🌳		
Terrain de football	⬢		
Trou de sondage	⊕		
Pompe	⊕		



A 18/05/2016		Purifier d'eau		LTOG		E.S.S		P.H.R	
COVENANTES		Etabli Par		Validé Par		Approuvé Par			
<p>République du Mali MINISTÈRE DE L'ÉNERGIE ET DE L'EAU</p> <p>SOMAPEP s.a Travaux de production d'eau potable à partir de Kabala LOT N°2 - STATION DE TRAITEMENT</p>									
MAÎTRE D'ŒUVRE			MAÎTRE D'ŒUVRE			ASSISTANT TECHNIQUE			
Cabinet MERLIN			Cabinet MERLIN			egis eau			
GROUPEMENT		GROUPEMENT		GROUPEMENT		GROUPEMENT			
suez		SOGEA SATOM		VEOLIA		AQUA			
Format		Échelle		Titre du Document		Statut			
M.A.18/05		1:500		LEVÉS TOPO & BORNAGE		A.U.T. X			
Éditeur				VUE GÉNÉRALE		A.V.S. X			
Cabinet MERLIN						B.P.E. X			
						E.C.C. X			
						A.S.P. X			

LISTES DES BORNES

Station	X	Y	Z
A3	604 266.1899	1 385 854.4158	328.387
A4	604 085.1583	1 385 792.9390	326.814
A7	603 988.4572	1 385 687.8768	326.597
B	604 112.8615	1 385 602.8536	328.502
A5	603 862.6556	1 385 732.0471	325.571
A6	603 850.5328	1 385 620.7400	326.059
A8	603 781.1469	1 385 610.3700	325.801
A9	603 778.5087	1 385 828.4559	324.985
A10	603 614.4485	1 385 866.9098	324.420
M	603 535.5427	1 385 656.6871	324.532
M1	603 483.9066	1 385 574.3095	324.378
M2	603 441.7382	1 385 604.5071	323.121
M3	603 396.8564	1 385 705.6103	322.012
M4	603 548.8143	1 385 869.0639	322.741
P7	603 461.3495	1 385 683.7160	322.825
C3	603 493.6641	1 385 716.4151	323.130
A2	604 256.2074	1 385 702.6695	330.224



**ANNEXE 3 : PLAN DE CONCEPTION ET DE FERRAILLAGE DE LA
STRUCTURE ET**

1. PLAN DE CONCEPTION

1.1. VUE EN PLAN STATION D'EXHAURE

**1.2. VUE EN PLAN ET COUPES FOSSE DE POMPAGE :
SUPERSTRUCTURE**

1.3. VUE EN PLAN FOSSE DE POMPAGE : INFRASTRUCTURE

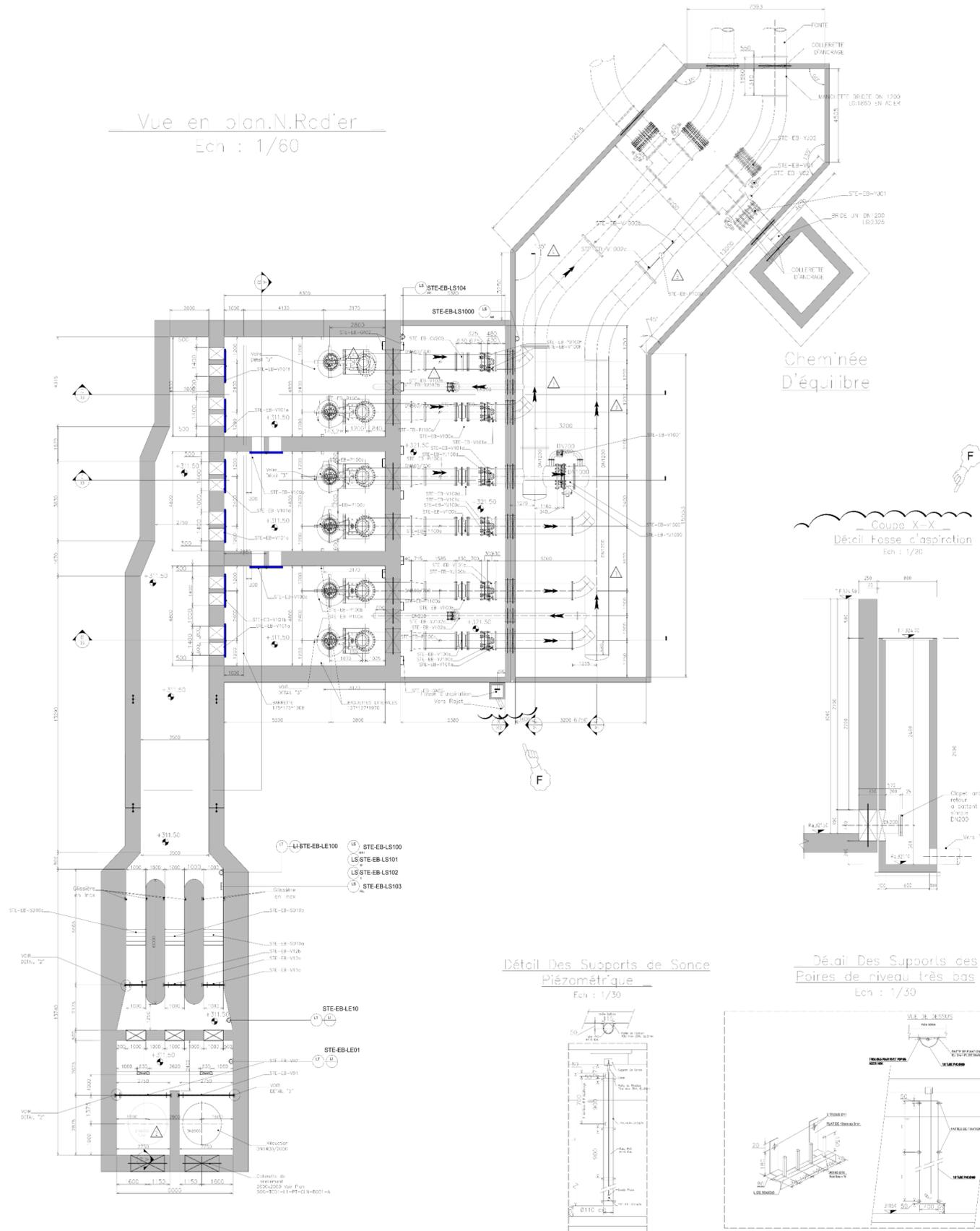
1.4. COUPES ET DETAILS : INFRASTRUCTURE

2. PLAN DE FERRAILLAGE

2.1. SUPERSTRUCTURE

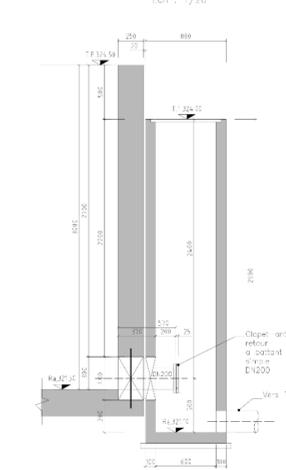
2.2. VOILES

2.3. RADIER

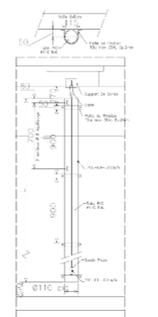


Vue en plan N.Rcd'ier
Ech : 1/60

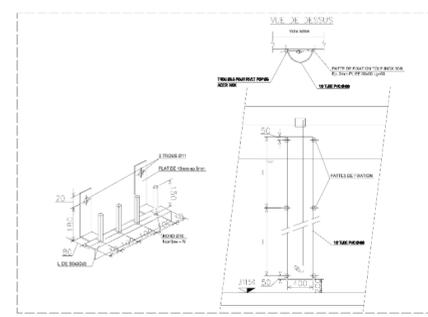
Coupe X-X
Détail Fosse aspiration
Ech : 1/20



Détail Des Supports de Sonde
Piézométrique
Ech : 1/30

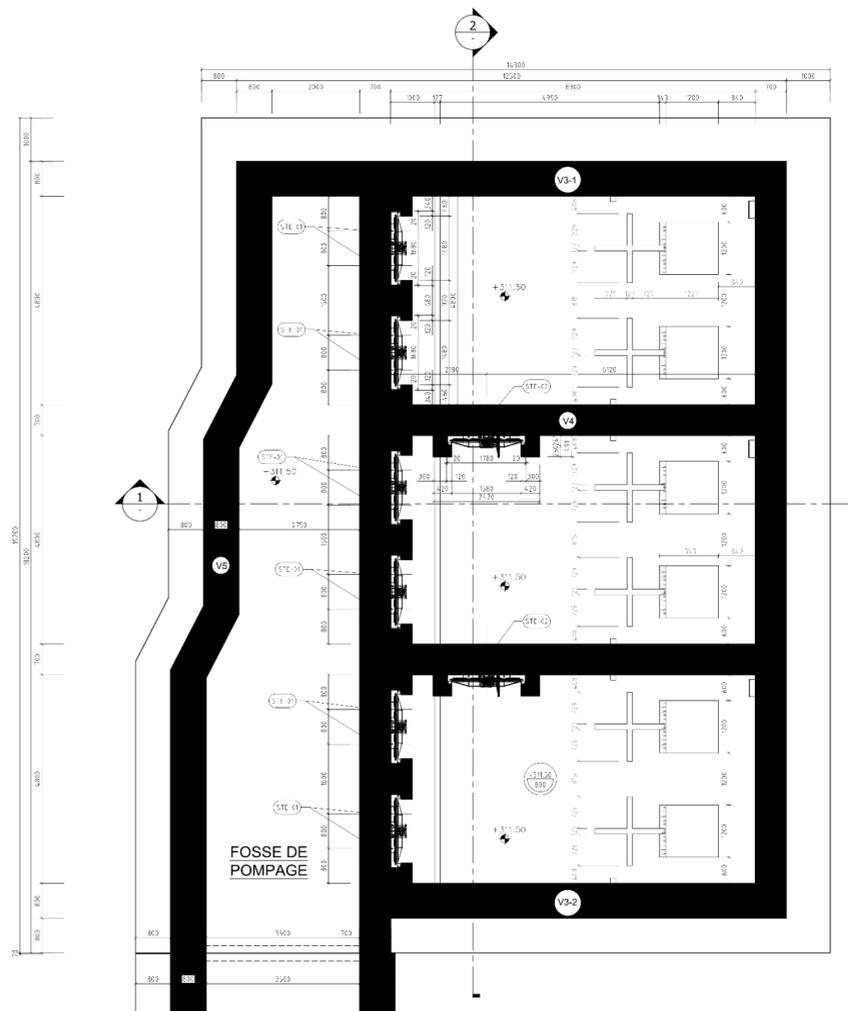


Détail Des Supports des
Paires de niveau très bas
Ech : 1/30

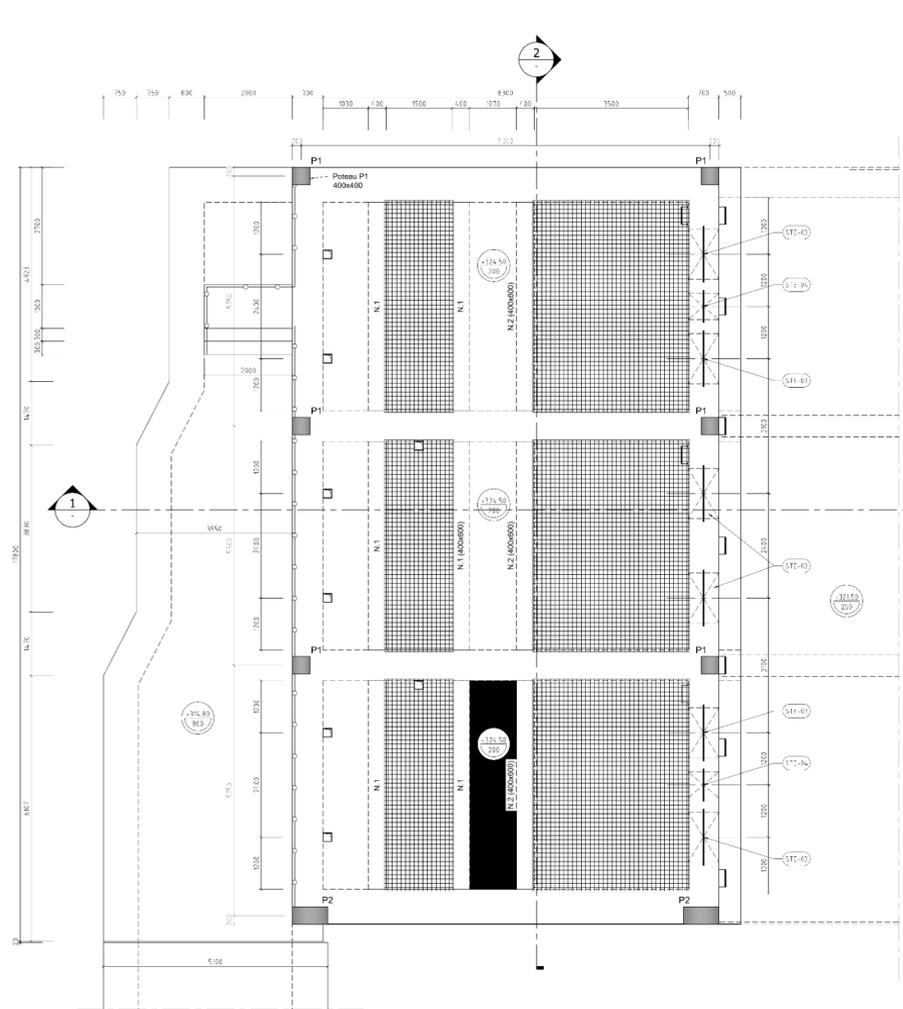


REP	PROFIL	QTY	UN	DESIGNATION
STE-EB-V1001	1	1	U	Centres submersibles (type de fonctionnement selon les résultats de l'étude hydrologique définitive, leur utilisation et leur montage avec leurs de parking rigide de venant de l'épave)
STE-EB-V1002	1	1	U	Pompe submersible (type de fonctionnement selon les résultats de l'étude hydrologique définitive) équipée des sondes de pression (Coulter Channel et Centre de traitement d'eau)
STE-EB-V1003	2	2	U	Vanne manuelle avec SOL 150x150 à commande manuelle par volant en aluminium anodisé (montage en cote 324,5, montage en applique avec tige montante et y compris les vannes en acier inoxydable et leurs pièces de liaison de réglage sur la CC)
STE-EB-V1004	6	6	U	Vanne manuelle avec SOL 150x150 à commande manuelle par volant en aluminium anodisé (montage en cote 324,5, montage en applique avec tige montante et y compris les vannes en acier inoxydable et leurs pièces de liaison de réglage sur la CC)
STE-EB-V1005	1	1	U	Ballon d'eau en aluminium (L=2700mm et Ø=800mm) équipé de projecteurs supérieurs y compris les planches en acier (L=2700mm et Ø=1200mm)
STE-EB-V1006	1	1	U	Ballon d'eau en aluminium (L=2700mm et Ø=800mm) équipé de projecteurs supérieurs y compris les planches en acier (L=2700mm et Ø=1200mm)
STE-EB-V1007	1	1	U	Ballon d'eau en aluminium (L=2700mm et Ø=800mm) équipé de projecteurs supérieurs y compris les planches en acier (L=2700mm et Ø=1200mm)
STE-EB-V1008	2	2	U	Ballon d'eau en aluminium (L=2700mm et Ø=800mm) équipé de projecteurs supérieurs y compris les planches en acier (L=2700mm et Ø=1200mm)
STE-EB-V1009	3	3	U	Digiplex grand et petit section à réglage automatique par l'usine, commandé par horloge avec un bouton de reset, à montage automatique sur l'usine, équipé de coffret électrique de commande avec dispositif de sécurité (détection par choc de câble, ruban thermique de protection à l'ouverture de l'effort, avec fusible de court-circuit) - construction en acier 304L
STE-EB-V1010	1	1	U	Van de transfert des eaux de drainage avec respecté l'axe en site construction en acier 304L, (P=1000) avec dispositif anti-éclaboussure et arrêt coup de pompe sur site
STE-EB-V1011	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1012	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1013	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1014	2	2	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1015	5	5	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1016	5	5	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1017	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1018	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1019	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1020	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1021	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1022	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1023	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1024	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1025	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1026	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1027	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1028	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1029	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1030	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1031	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1032	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1033	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1034	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1035	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1036	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1037	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1038	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1039	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1040	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1041	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1042	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1043	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1044	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1045	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1046	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1047	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1048	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1049	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1050	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1051	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1052	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1053	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1054	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1055	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1056	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1057	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1058	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1059	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1060	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1061	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1062	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1063	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1064	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1065	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1066	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1067	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1068	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1069	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1070	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1071	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1072	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1073	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1074	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1075	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1076	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1077	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1078	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1079	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1080	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1081	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1082	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1083	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1084	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1085	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1086	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1087	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1088	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1089	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1090	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1091	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1092	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1093	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1094	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1095	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1096	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1097	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1098	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1099	1	1	U	Clou fixation réglable
STE-EB-V1100	1	1	U	Clou fixation réglable

RADIER
VUE EN PLAN
Ech : 1/50



COUVERTURE
VUE EN PLAN
Ech : 1/50



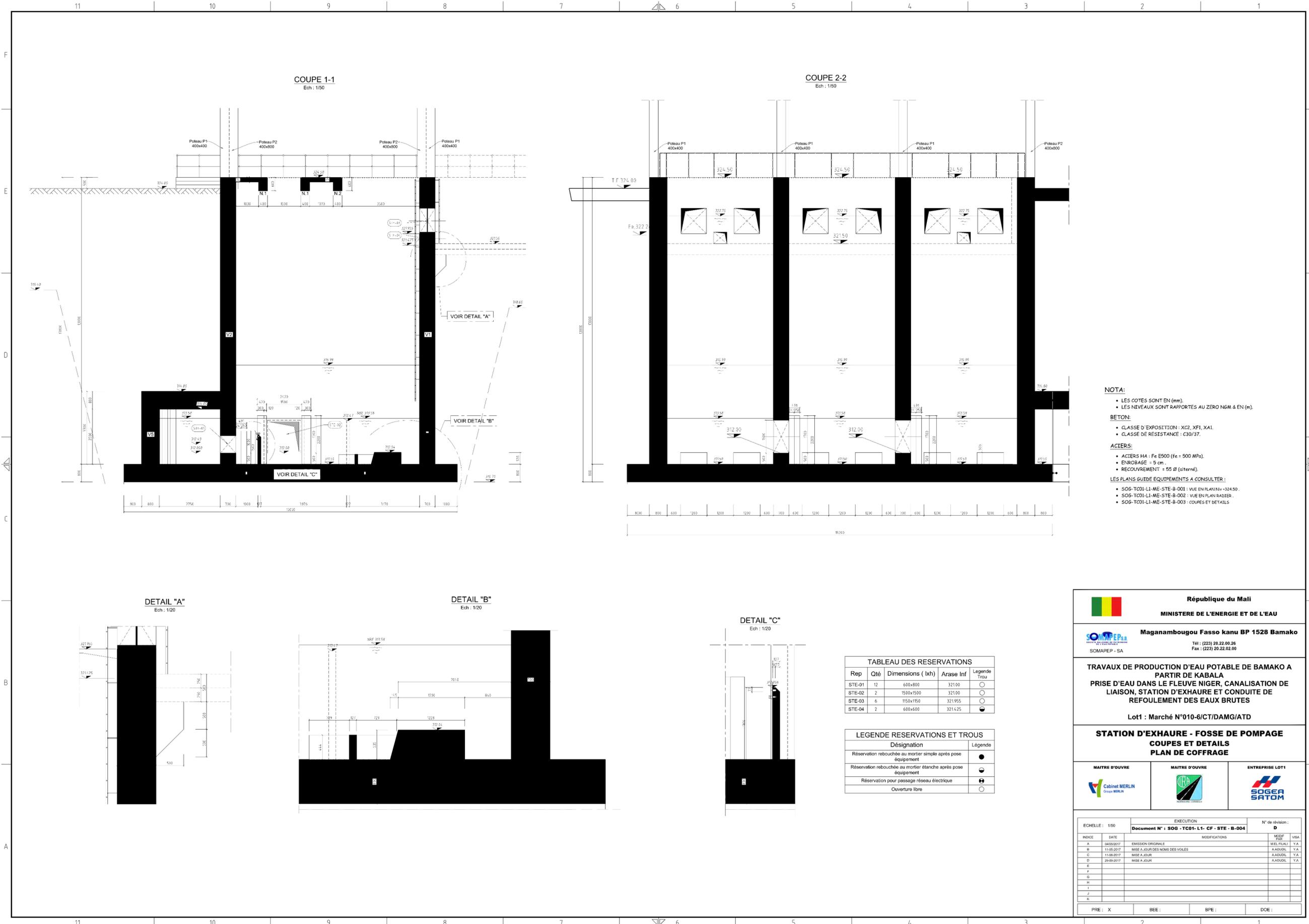
- NOTA:**
- LES COTES SONT EN (mm).
 - LES NIVEAUX SONT RAPPORTES AU ZERO NGM & EN (m).
- BETON:**
- CLASSE D'EXPOSITION : XC2, XF1, XA1.
 - CLASSE DE RESISTANCE : C30/37.
- ACIERS:**
- ACIERS HA : Fe E500 (fe = 500 MPa).
 - ENROBAGE = 5 cm.
 - RECouvreMENT + 55 Ø (alterné).
- LES PLANS GUIDE EQUIPEMENTS A CONSULTER :**
- SOG-TCOI-LI-ME-STE-B-001 : VUE EN PLAN NIVEAU +324.50.
 - SOG-TCOI-LI-ME-STE-B-002 : VUE EN PLAN RADIER.
 - SOG-TCOI-LI-ME-STE-B-003 : COUPES ET DETAILS.

TABLEAU DES RESERVATIONS

Rep	Qté	Dimensions (l x h)	Arase Inf	Légende
STE-01	12	600x800	321.00	○
STE-02	2	1500x1500	321.00	○
STE-03	6	1150x1150	321.955	○
STE-04	2	600x600	321.425	○

LEGENDE RESERVATIONS ET TROUS

Désignation	Légende
Réservation rebouchée au mortier simple après pose équipement	●
Réservation rebouchée au mortier étanche après pose équipement	○
Réservation pour passage réseau électrique	⊕
Couverture libre	○



- NOTA:**
- LES COTES SONT EN (mm).
 - LES NIVEAUX SONT RAPPORTES AU ZERO NGM & EN (m).
- BETON:**
- CLASSE D'EXPOSITION : XC2, XF1, XA1.
 - CLASSE DE RESISTANCE : C30/37.
- ACIERS:**
- ACIERS HA : Fe E500 (fe = 500 MPa).
 - ENROBAGE = 5 cm.
 - RECOUVREMENT = 95 Ø (alterné).
- LES PLANS GUIDE EQUIPEMENTS A CONSULTER :**
- SO6-TC01-LI-ME-STE-B-001 : VUE EN PLAN Niv +324.50
 - SO6-TC01-LI-ME-STE-B-002 : VUE EN PLAN RADIER
 - SO6-TC01-LI-ME-STE-B-003 : COUPES ET DETAILS

TABEAU DES RESERVATIONS

Rep	Qté	Dimensions (l x h)	Arase Inf	Légende
STE-01	12	600x800	32100	○
STE-02	2	1500x1500	32100	○
STE-03	6	1150x1150	321955	○
STE-04	2	600x600	321425	●

LEGENDE RESERVATIONS ET TROUS

Désignation	Légende
Réservation rebouchée au mortier simple après pose équipement	●
Réservation rebouchée au mortier étanche après pose équipement	◐
Réservation pour passage réseau électrique	⊕
Couverture libre	○

République du Mali
MINISTERE DE L'ENERGIE ET DE L'EAU

Maganambougou Fasso kanu BP 1528 Bamako

Tél : (223) 20.22.00.26
 Fax : (223) 20.22.02.00

TRAVAUX DE PRODUCTION D'EAU POTABLE DE BAMAKO A PARTIR DE KABALA
PRISE D'EAU DANS LE FLEUVE NIGER, CANALISATION DE LIAISON, STATION D'EXHAURE ET CONDUITE DE REFOULEMENT DES EAUX BRUTES

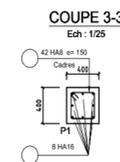
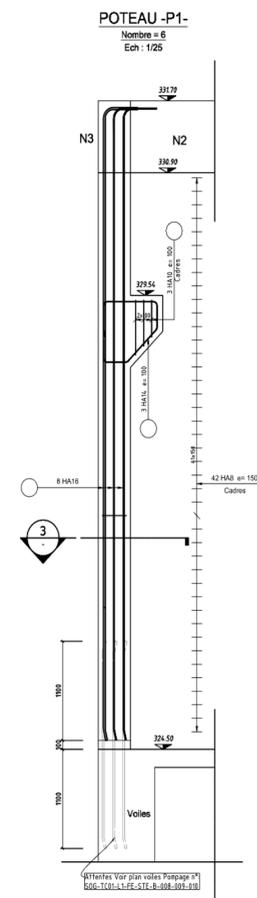
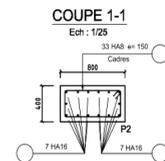
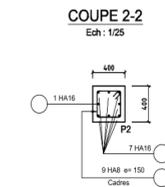
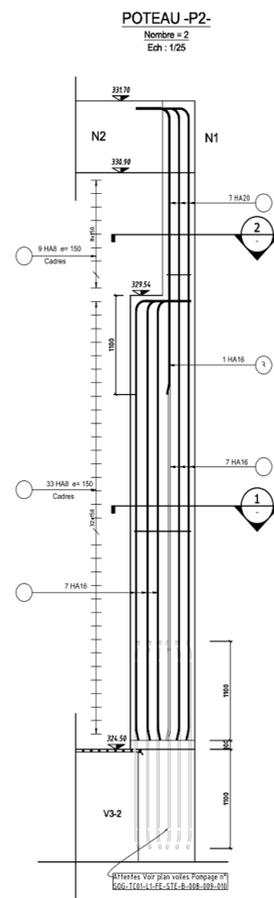
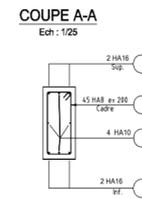
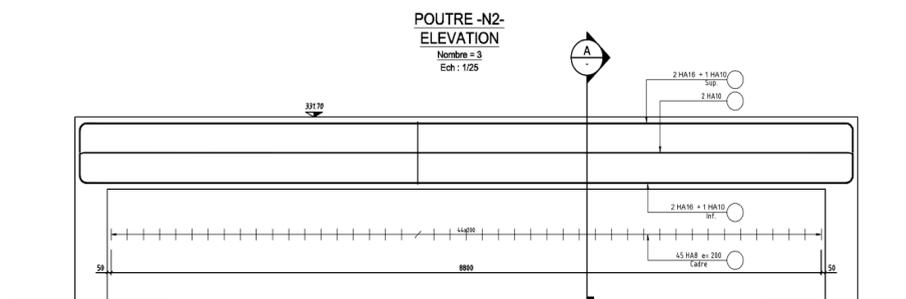
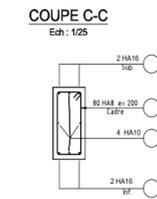
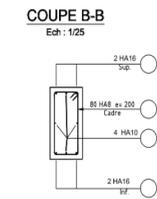
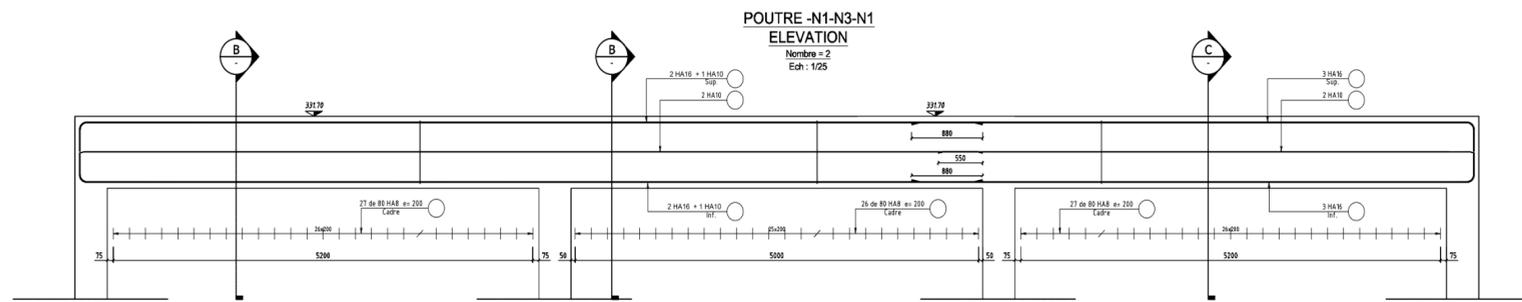
Lot1 : Marché N°010-6/CT/DAMG/ATD

STATION D'EXHAURE - FOSSE DE POMPAGE
COUPES ET DETAILS
PLAN DE COFFRAGE

MAITRE D'OUVRE Cabinet MERLIN	MAITRE D'OUVRE SOGEP	ENTREPRISE LOT1 SOGEP
---	--------------------------------	---------------------------------

ECHELLE : 1/50		EXECUTION		N° de révision :	
		Document N° : SOG - TC01- L1- CF - STE - B-004		D	
INDICE	DATE	MODIFICATIONS	MODIF	DATE	VISA
A	04/05/2017	EMISSON ORIGINALE			M.EL.FIALI Y.A
B	11-05-2017	MISE A JOUR DES NOMS DES VOIES			A.AOUIDI Y.A
C	13-08-2017	MISE A JOUR			A.AOUIDI Y.A
D	29-09-2017	MISE A JOUR			A.AOUIDI Y.A
E					
F					
G					
H					
I					
J					
K					

PRE : X BEE : BPE : DOE :



NOTA:

- LES COTES SONT EN (mm).
- LES NIVEAUX SONT RAPPORTES AU ZERO NGM & EN (m).

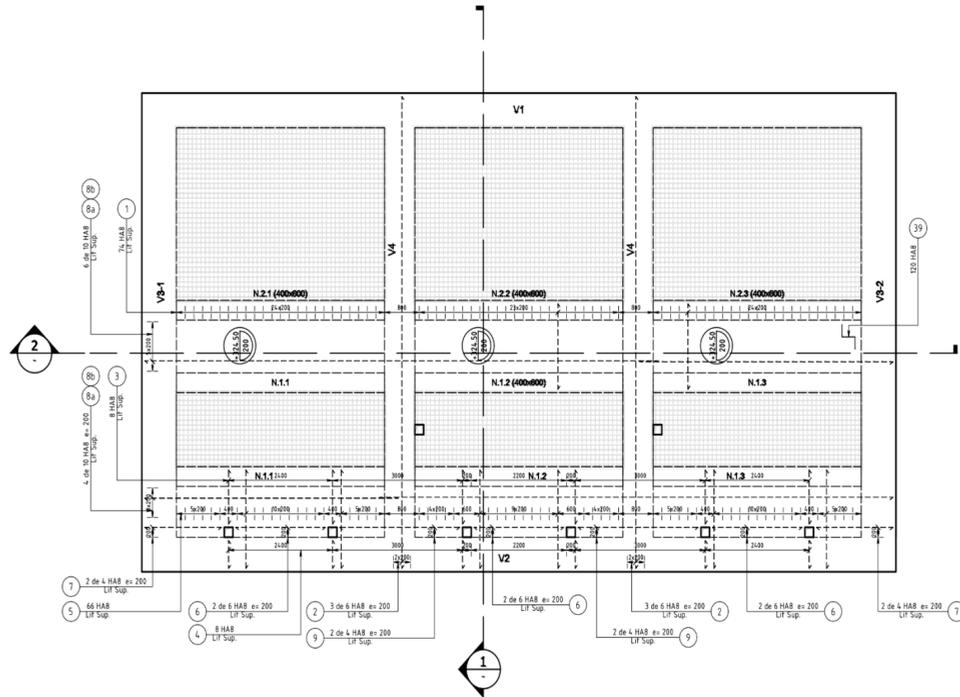
BETON:

- CLASSE D'EXPOSITION : XC2, XF1, XA1.
- CLASSE DE RESISTANCE : C30/37.

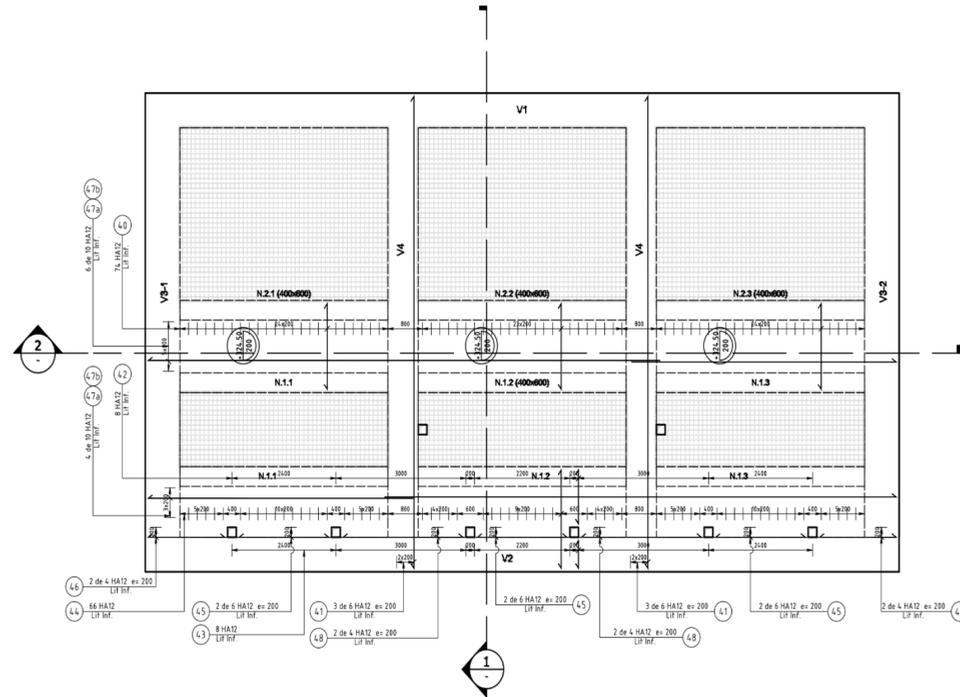
ACIERS:

- ACIERS HA : Fe E500 (fe = 500 MPa).
- ENROBAGE = 5 cm .
- RECOUVREMENT = 55 Ø (alterné).

DALLE
VUE EN PLAN
NAPPE SUP.
Ech : 1/50



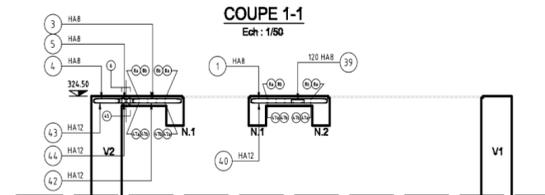
DALLE
VUE EN PLAN
NAPPE INF.
Ech : 1/50



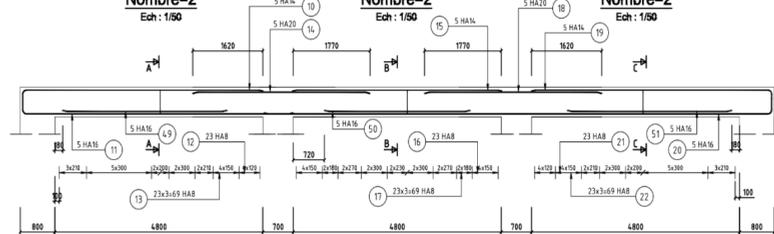
COUPE 2-2
Ech : 1/50



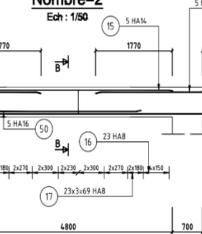
COUPE 1-1
Ech : 1/50



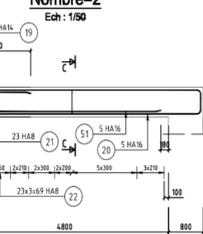
POUTRE N1.1
ELEVATION
Nombre=2
Ech : 1/50



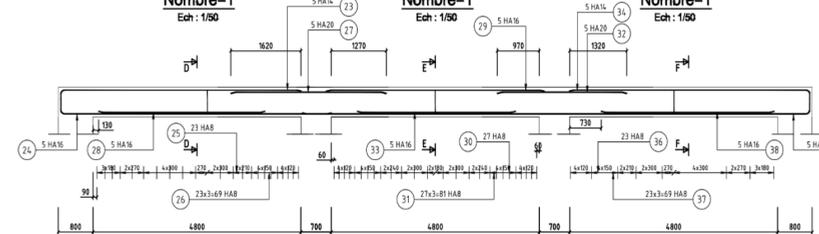
POUTRE N1.2
ELEVATION
Nombre=2
Ech : 1/50



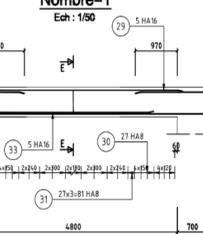
POUTRE N1.3
ELEVATION
Nombre=2
Ech : 1/50



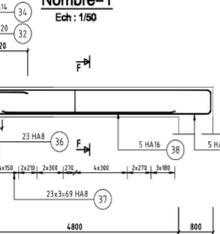
POUTRE N2.1
ELEVATION
Nombre=1
Ech : 1/50



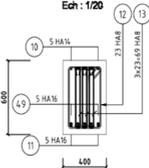
POUTRE N2.2
ELEVATION
Nombre=1
Ech : 1/50



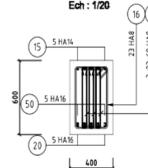
POUTRE N2.3
ELEVATION
Nombre=1
Ech : 1/50



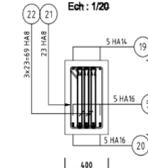
COUPE A-A"
Ech : 1/20



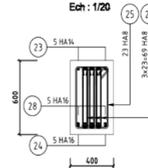
COUPE B-B"
Ech : 1/20



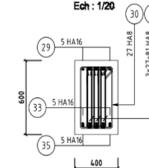
COUPE C-C"
Ech : 1/20



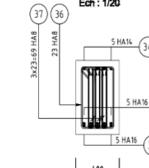
COUPE D-D"
Ech : 1/20

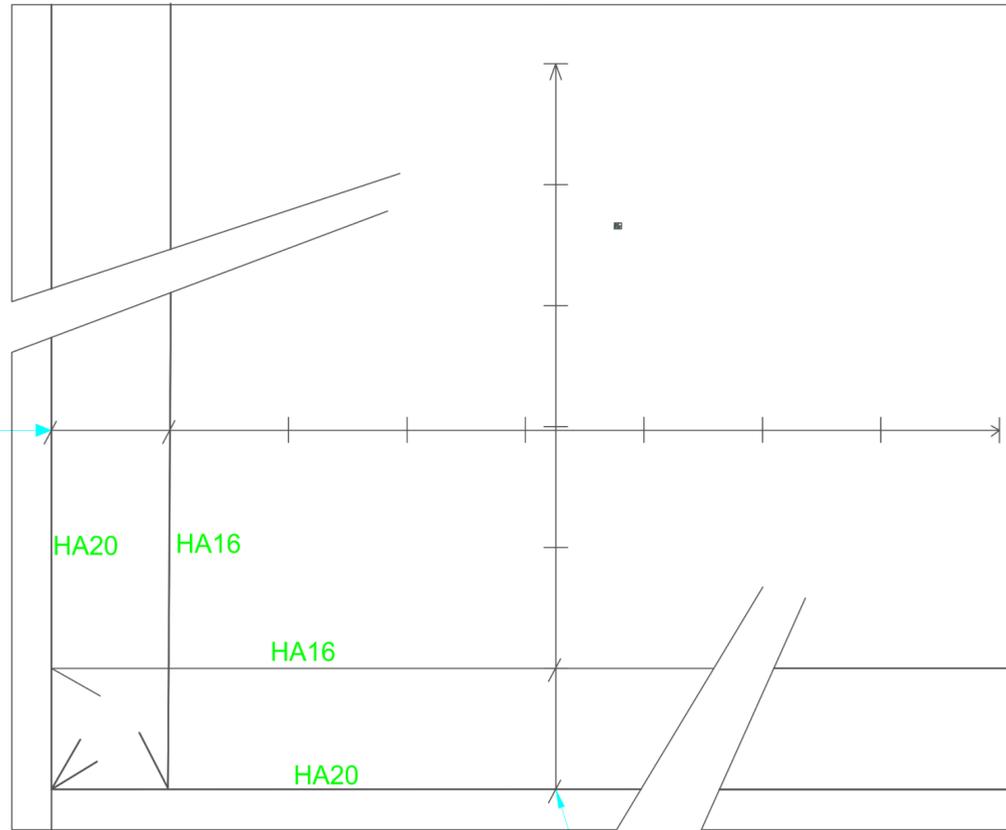


COUPE E-E"
Ech : 1/20



COUPE F-F"
Ech : 1/20

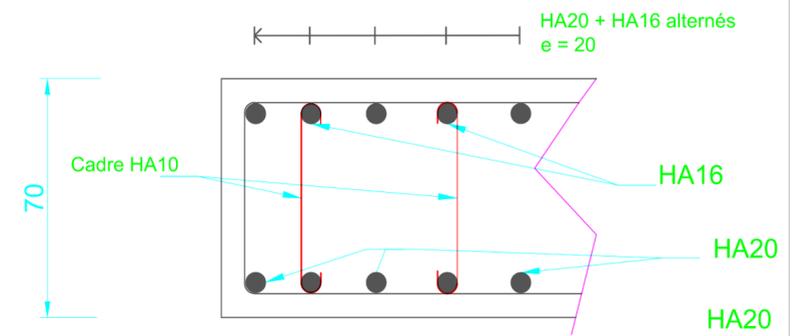




HA20 + HA16 Alternés
e = 200

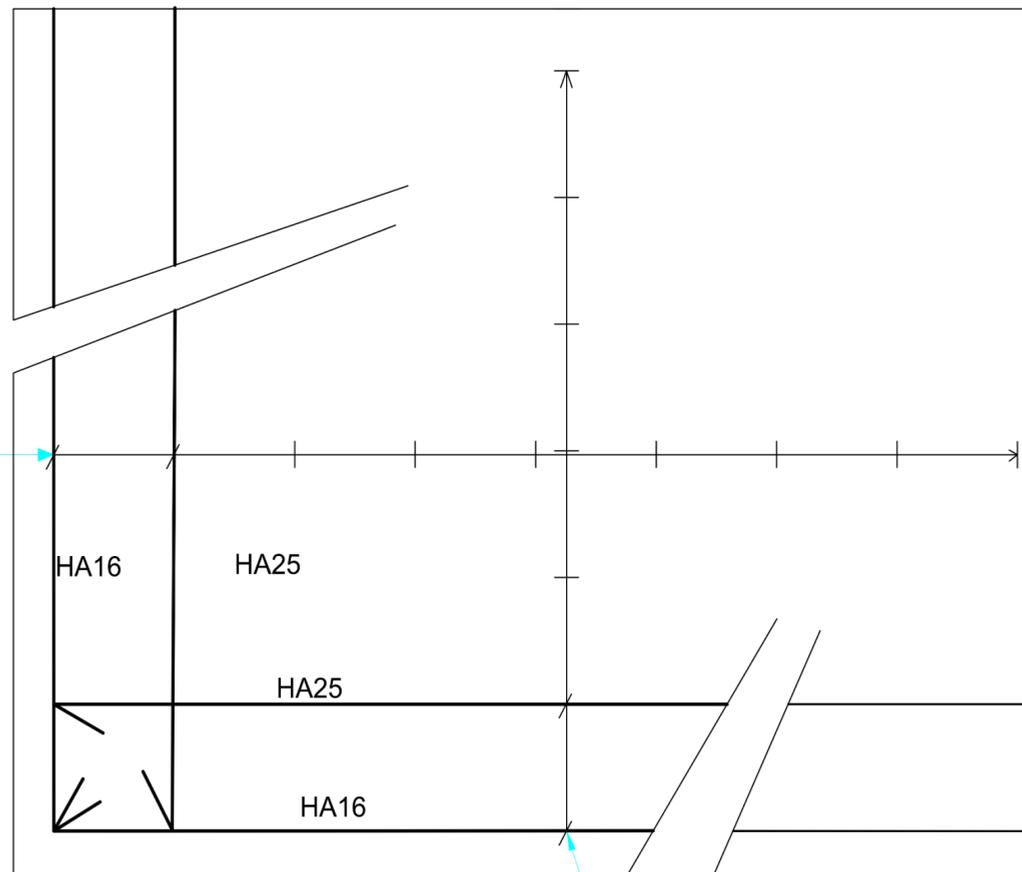
HA20 + HA16 Alternés
e = 200

VUE DE FACE VOILE V1 - V2 - V4



COUPE TRANSVERSALE VOILES V1 - V2 - V3

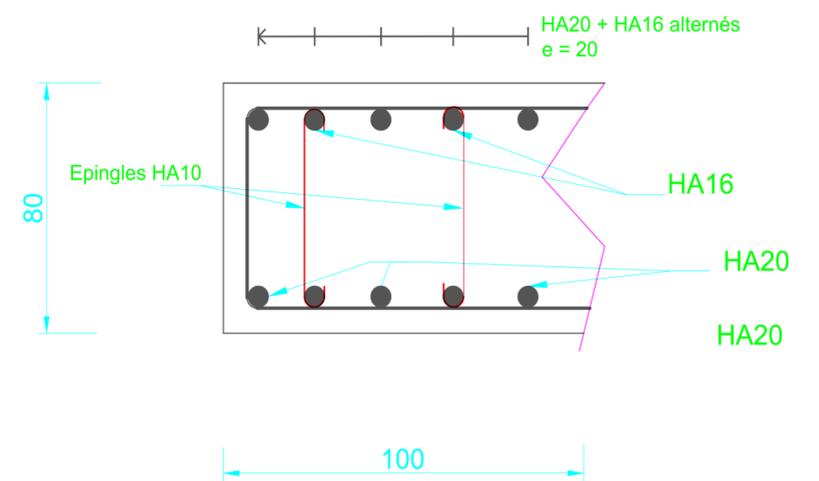




HA16 + HA25 Alternés
e = 200

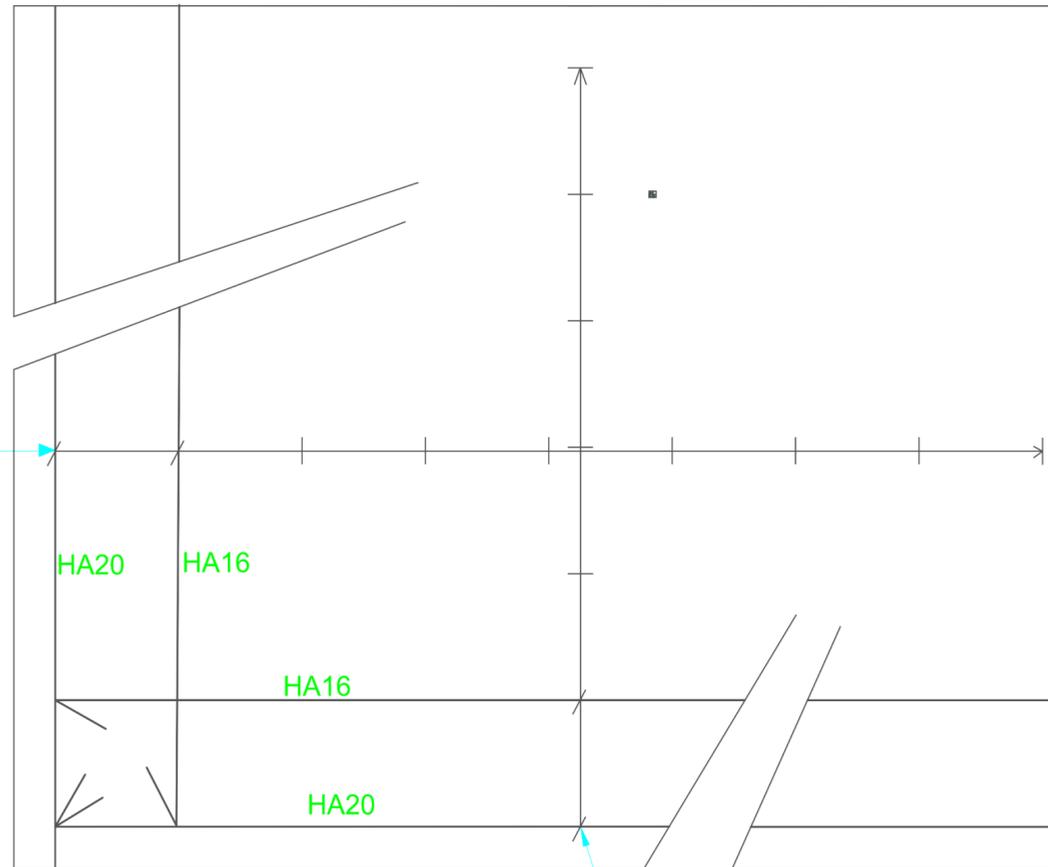
HA16 + HA25 Alternés
e = 200

VUE DE FACE VOILE V3



COUPE TRANSVERSALE VOILE V3

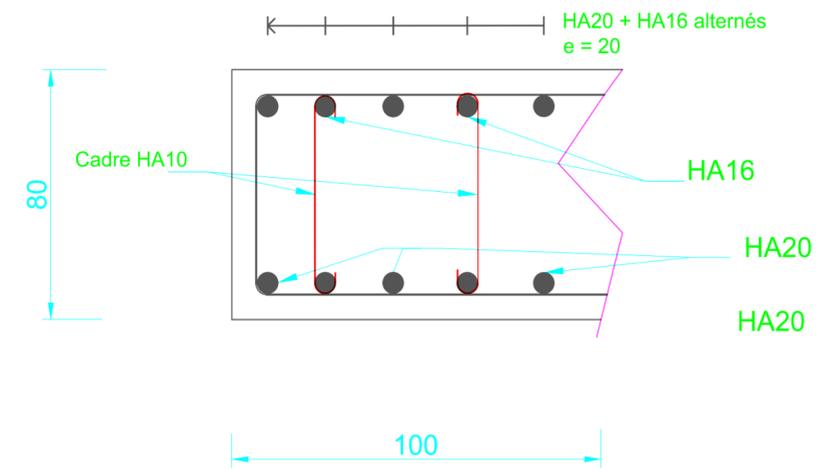




HA20 + HA16 Alternés
e = 200

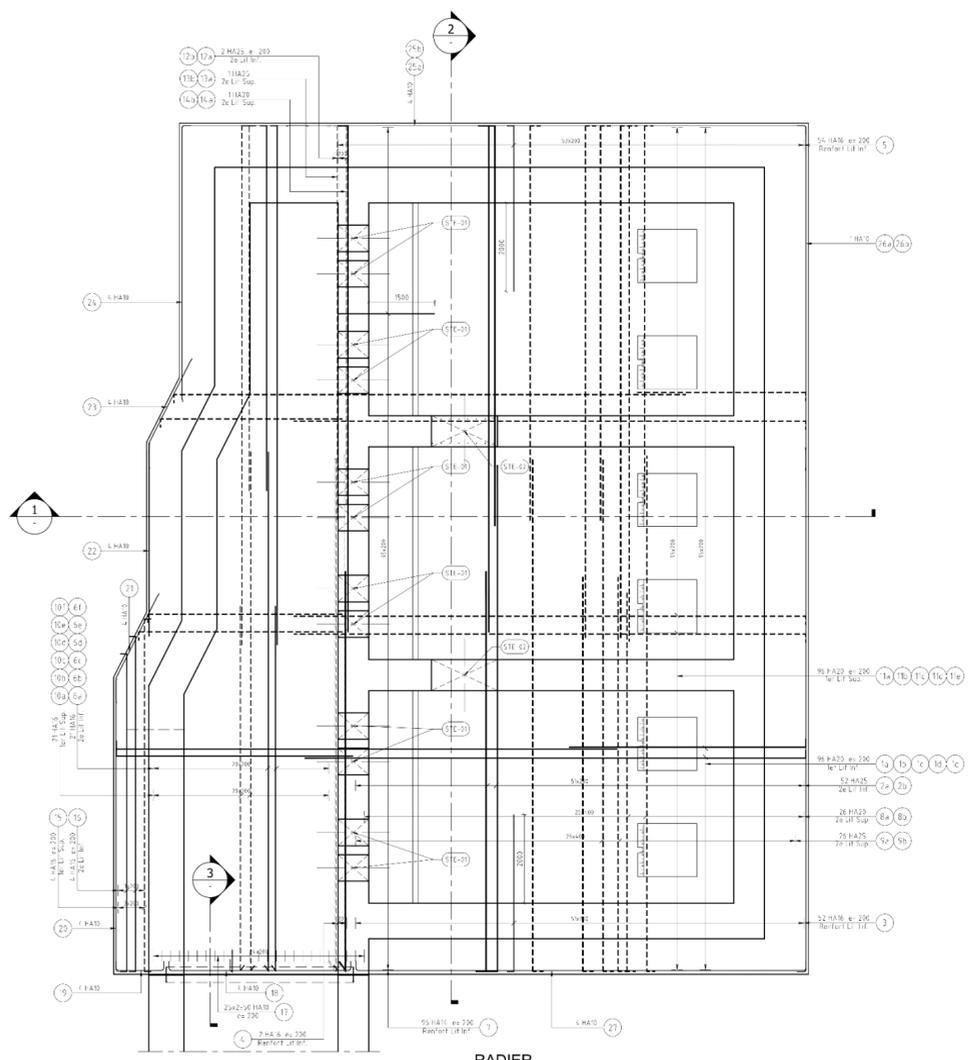
HA20 + HA16 Alternés
e = 200

VUE DE FACE VOILE CANAL

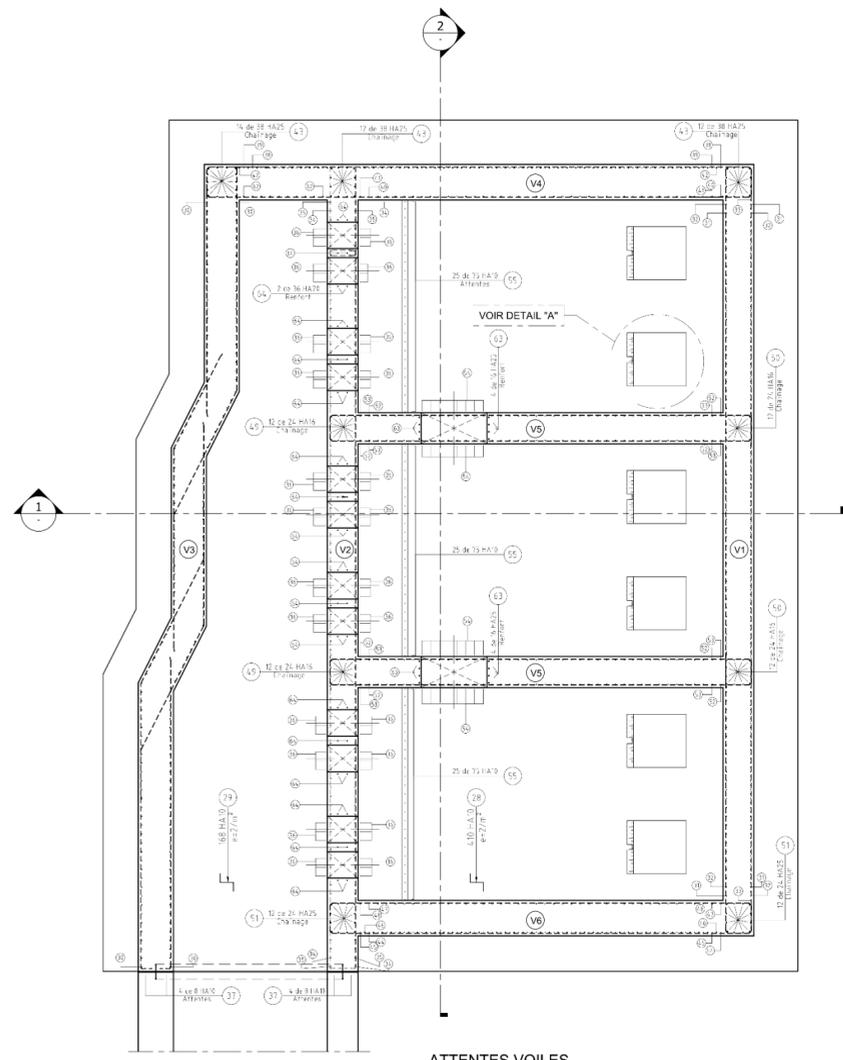


COUPE TRANSVERSALE VOILE CANAL

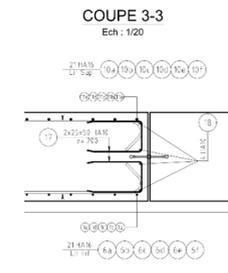




RADIERS
VUE EN PLAN
Ech: 1/50

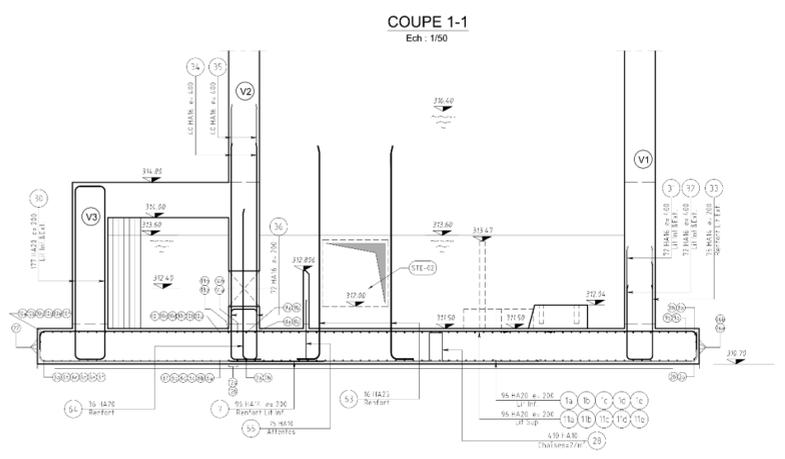


ATTENTES VOILES
VUE EN PLAN
Ech: 1/50

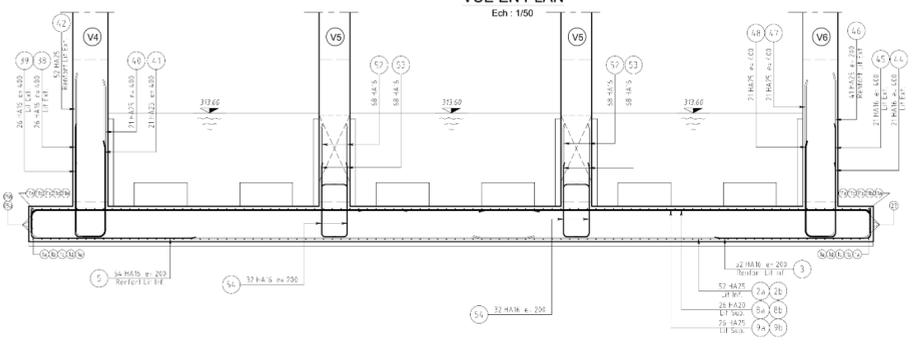


COUPE 3-3
Ech: 1/20

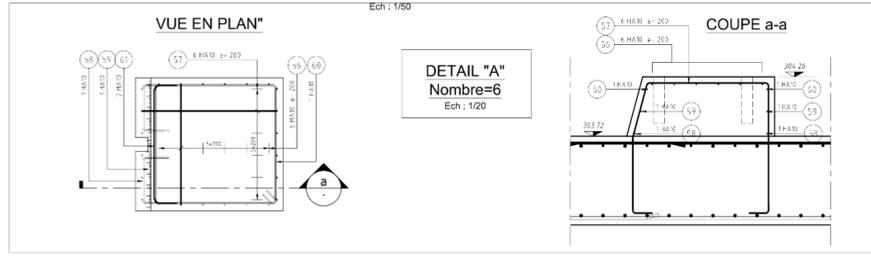
- NOTA:**
- LES COTES SONT EN (mm).
 - LES NIVEAUX SONT RAPPORTES AU ZERO NGM & EN (m).
- BETON:**
- CLASSE D'EXPOSITION: XC2, XF1, XA1.
 - CLASSE DE RESISTANCE: C30/37.
- ACIERS:**
- ACIERS HA: Fe E500 (fe = 500 MPa).
 - ENROBAGE = 5 cm.
 - RECOUVREMENT = 55 Ø (alterné).
- LES PLANS D'EXECUTION A CONSULTER:**
- SOG-TC01-L1-CF-STE-B-003: VUE EN PLAN, COFFRAGE
 - SOG-TC01-L1-CF-STE-B-004: COUPES ET DETAILS, COFFRAGE



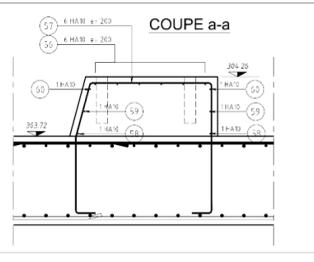
COUPE 1-1
Ech: 1/50



COUPE 2-2
Ech: 1/50



DETAIL "A"
Nombre=6
Ech: 1/20



COUPE a-a
Ech: 1/20

ANNEXE 4: CALCUL DES ELEMENTS DE STRUCTURE

1. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1.1. Béton

Tableau 26:Caractéristiques du béton

Elements	Coef de sécurité	α_{cc}	fck (Mpa)	fcd (Mpa)	fcu (Mpa)	fctm (Mpa)	fcm(Mpa)	Ecm (Mpa)	$\varphi(\infty,t0)$
Béton γ_c	1,5	0,9	30	18	18	2,90	38	32836,57	2,27

1.2. Acier

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

2. SUPERSTRUCTURE

Le dimensionnement des poteaux se fera selon la méthode de la rigidité et l'évaluation des moments aux appuis des poutres se fera grâce au théorème des trois moments. Les calculs seront faits à l'ELU.

Tableau 27: Caractéristiques de Poutres

Nom	Porté	h	b	d	b.h
N1	8,9	0,8	0,4	0,72	0,32
N2	5,75	0,8	0,4	0,72	0,32
N3	5,5	0,8	0,4	0,72	0,32

2.1. Poutre N2-N3-N2

Cette partie de la superstructure est calculée comme une poutre continue avec pour travées N2-N3-N2.

Les sollicitations ont été obtenues grâce au théorème des trois moments avec redistributions des moments. Le coefficient de redistribution des moments aux appuis est $\delta = 0,85$

Tableau 28: Moment avant distributions

Moments RDM (MN.m)										
	Appuis				Isostatique		Mi-travé Mo,5		Max	
	M1	M2	M3	M4	N2	N3	N2	N3	N2	N3
ELS	0	-0,0255	-0,0255	0	0,0331	0,0303	0,0203	0,0175	0,0216	0,0175
ELU	0	-0,0344	-0,0344	0	0,0446	0,0408	0,0274	0,0236	0,0291	0,0236

Tableau 29: Moments après distribution

Moments redistribués (MN.m)										
	Appuis				Isostatique		Mi-travé Mo,5		Max	
	M1	M2	M3	M4	N2	N3	N2	N3	N2	N3
ELS	0	-0,0216	-0,0216	0	0,0331	0,0303	0,0222	0,0208	0,0231	0,0208
ELU	0	-0,0292	-0,0292	0	0,0446	0,0408	0,0300	0,0280	0,0312	0,0280

Tableau 30: Efforts tranchants

Effort tranchant MN								
	Isostatique		Appuis					
	N2	N3	M1	M2.1	M2.2	M3.1	M3.2	M4
ELS	0,0230	0,0220	0,0192	-0,0268	0,0220	0,0220	-0,0268	0,0192
ELU	0,0311	0,0297	0,0260	-0,0361	0,0297	0,0297	-0,0361	0,0260

2.1.1. Sollicitation de base

Afin de faciliter la mise en œuvre, nous travaillerons avec le moment maximum calculé, puis nous uniformiserons la section d'acier sur les appuis et les travées.

$$M_u = 0,0312 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0,231 \text{ MN.m}$$

$$M_{ED} = M_u = 0,0312 \text{ MN.m}$$

2.1.2. Moments réduit

- **Moment réduit de référence μ_{BC}**

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{h}{d} \right)$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{0,8}{0,72} \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{0,8}{0,72} \right) = 0,49$$

▪ **Moment réduit agissant μ_{cu}**

$$\mu_{cu} = \frac{M_{ED}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cu}} \qquad \mu_{cu} = \frac{0,0312}{0,4 * 0,72^2 * 18} = 0,0084$$

$\mu_{BC} > \mu_{cu} \Rightarrow$ La section partiellement tendue

▪ **Moment fléchissant limite ultime réduit μ_{lu}**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,0312}{0,0231} \qquad \gamma = 1,35$$

$$\mu_{lu} = \frac{f_{ck}}{(4,62 - 1,66\gamma)f_{ck} + (165,69 - 79,62\gamma)K} \qquad \mu_{lu} = 0,235$$

$\mu_{lu} > \mu_{cu} \Rightarrow$ Aciers comprimés non nécessaires, $A_{S2}=0$

▪ **Moment fléchissant limite ultime réduit μ_{AB}**

Classe de ductilité A $\Rightarrow \mu_{AB} = 0,1019$

$\mu_{AB} < \mu_{CU} \Rightarrow$ **Pivot A**

2.1.3. α_u et z_c

▪ **Hauteur relative à l'axe neutre α_u**

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}}) \qquad \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,11}) = 0,0084$$

$$\alpha_u = 0,0084$$

▪ **Bras de levier z_c**

$$\mu_{AB} < 0,225 \qquad \Rightarrow \qquad z_c = d(1 - 0,6\mu_{cu})$$

$$z_c = 0,72(\sqrt{1 - 0,6 * 0,0084}) = 0,72 \text{ m}$$

2.1.4. Armatures longitudinales

$$\triangleright A_{s,calculé} = \frac{M_{ED}}{z_c \cdot f_{yd}} * 2$$

$$A_{s,calculé} = \frac{0,0312}{0,72 * 435} * 2 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_{s,min} = \frac{0,26 f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yd}}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,26 * 2,90 * 0,8 * 0,72}{435} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_{s,max} = 0,04 A_c$$

$$A_{s,max} = 0,04 * 0,8 * 0,4 = 128 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,calculé} < A_{s,min} \Rightarrow A_s = A_{s,min} = 4,35 \text{ cm}^2$$

Afin de limiter la fissuration, le diamètre des aciers reprenant les principales sollicitations doit être $\phi \geq 16\text{mm}$.

Nous prendrons comme acier à mettre en place :

$$A_{s,prov} = 11,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{H16} + 4\text{HA10}$$

2.1.5. Armatures transversale

▪ Efforts tranchants de référence

$$\triangleright V_{Rd,max} = 12,31\text{MN}$$

$$\triangleright V_{Rd,c1} = 0,095 \text{ MN}$$

$$\triangleright V_{Rd,c2} = 0,074 \text{ MN}$$

$$\triangleright V_{Rd,c} = 0,0949$$

$$\triangleright V_{ED} = 0,026$$

$$V_{ED} < V_{Rd,c2} < V_{Rd,c1} < V_{Rd,max} \Rightarrow \text{Armature d'efforts tranchant non requis}$$

On prendra une section d'armature minimale pour les armatures transversales

▪ Section d'acier transversale A_{sw}

$$A_{sw} \geq s \cdot b \cdot \sin\alpha \cdot 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$A_{sw} \geq 20 * 40 * \sin 90 * 0,08 \frac{\sqrt{30}}{500} = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,prov} = 1,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Cadre HA8, espacement } s = 20\text{cm}$$

2.2. Poutre N1

Tableau 31: Sollicitation de calcul RDM de la poutre N1

	Moments aux nus (MN.m)			Efforts tranchants MN		
	Appuis		Mi- Travée	Appuis		Mi-Travée
	M1	M2	N1	M1	M2	N1
ELS	0	0	0,0723	0,0340	-0,0340	0
ELU	0	0	0,0975	0,0459	-0,0459	0

2.2.1. Sollicitation de base

$$M_u = 0,0975 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0,0723 \text{ MN.m}$$

$$M_{ED} = M_u = 0,0975 \text{ MN.m}$$

2.2.2. Armatures longitudinales

En procédant comme ci-dessus, on obtient les résultats suivants.

Tableau 32: Moments réduits poutre N1

Moments réduits						
μ_{BC}	μ_{cu}	μ_u	μ_{AB}	γ	α_u	z_c
0,49	0,0261	0,225	0,1019	1,35	0,033	0,71
$\mu_{cu} < \mu_{BC}$		$\mu_{cu} < \mu_u$	$\mu_{cu} < \mu_{AB}$	ϵ_{s1}	σ_{s1} , calculé	σ_{s1}
Section Partiellement tendue		As2=0	Pivot A	0,0225	454,13855	434,78261

Tableau 33: Section d'acier poutre N1

As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As calculé (cm ²)	As (cm ²)	As, prov (cm ²)	Ferraillage
4,34	128	6,33	6,33	11,18	4HA16+4HA10

On prendra **4HA16+4HA10**

2.2.3. Armatures transversales

Tableau 34: Calcul des efforts tranchants poutre N1

Efforts tranchant(MN)				
VED	VRd,max	VRd,c	VRd,c1	VRd,c2
0,0459	12,3172	0,0949	0,0949	0,0739

$$V_{ED} < V_{Rd,c2} < V_{Rd,c1} < V_{Rd,max} \Rightarrow \text{Armature d'efforts tranchant non requis}$$

On prendra une section d'acier minimale :

$$A_{sw} \geq s.b.\sin\alpha.0,08\frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad A_{sw} \geq 20 * 40 * \sin 90 * 0,08\frac{\sqrt{30}}{500} = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,prov} = 1,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Cadre HA8, espacement } s = 20 \text{ cm}$$

2.3. Poteau P1

Tableau 35: caractéristique de la poutre.

Element	L (m)	a(m)	b(m)	lo(m)	a.b (m ²)	P _{corb} (MN)	P _{droit} (MN)	P _p (MN)
P1	7,2	0,4	0,4	7,2	0,16	0,00024	0,0288	0,0290

Le poteau est soumis aux charges des poutres N1, N2, N3 et à celui du pont roulant.

2.3.1. Sollicitations de base

$$G = P_p + \text{Charge des poutres} \qquad G = 0,0290 + 0,0774 = 0,1064 \text{ MN}$$

$$Q = \text{Poids du pont roulant} \qquad Q = 0,0774 \text{ MN}$$

$$N_{ED} = N_u 1.35 * G + 1.5 * Q \qquad N_{ED} = 1.35 * 0,1064 + 1.5 * 0,0774 = 0,2597 \text{ MN}$$

$$N_{ser} = G + Q \qquad N_{ser} = 0,1064 + 0,0774 = 0,2598 \text{ MN}$$

Les moments sont engendrés par le pont roulant et le corbeau.

$$\triangleright M_{ser} = \sum \gamma d_i N_{ser,i} \qquad M_{ser} = 0,4 * 0,0774 + 0,4 * 0,00024$$

$$M_{ser} = 0,0311 \text{ Mpa.m}$$

$$\triangleright M_u = \sum d_i N_{u,i} \qquad M_u = 0,4 * 0,0774 * 1,5 + 0,4 * 0,00024 * 1,35$$

$$M_u = 0,1164 \text{ Mpa.m}$$

2.3.2. Excentricités

- *Excentricité dû aux imperfections géométriques e_i*

$$e_i = l_0/400$$

$$e_i = 7,2/400 = 0,018m$$

- *Excentricité du 1^{er} ordre e_1*

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.1164}{0.2598}$$

$$e_1 = 0.49 m$$

- *Supplément d'excentricité Δe_0*

Une section d'acier symétrique étant envisagée, il convient selon l'Eurocode, de prendre en compte le supplément d'excentricité.

$$\Delta e_0 = \text{Max} \left\{ \frac{20 \text{ mm}}{b/30} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{20 \text{ mm}}{400/30} \right\}$$

$$\Delta e_0 = 0,02 m$$

2.3.3. Fluage

$$\varphi_{eff} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{oeqp}}{M_{oed}}$$

φ_{eff} : Coefficient de fluage effectif ;

$\varphi(\infty, t_0)$: Coefficient final de fluage

M_{oeqp} : moment de service du 1er ordre sous la combinaison des charges quasi permanentes (ELS) ;

M_{oEd} : moment ultime du 1er ordre tenant compte des imperfections géométriques.

▪ *Moeqp et Moed*

➤ $M_{oeqp} = M_{ser} = 0,0311 \text{ Mpa.m}$

➤ $M_{oed} = \Sigma \gamma_i (d_i + e_i) N_{u,i} = 1,35 (0,0024 * 0,4 + 0,0288 * 0,018) + 0,04 * 0,0774$

$M_{oed} = 0,1169 \text{ Mpa.m}$

▪ φ_{ef}

$\varphi_{ef} = 2 * \frac{0,0311}{0,1169}$

$\varphi_{ef} = 0.6$

2.3.4. Elancement

▪ λ

$\lambda = \frac{L_f}{i}$

$\lambda = \frac{7,2\sqrt{12}}{a} = 62.35$

$\lambda = 62.35$

▪ λ_{lim}

$\lambda_{lim} = \frac{20 * ABC}{\sqrt{n}}$

$A : A = \frac{1}{1+0,2.\varphi_{ef}} ;$

$C : C = 1.7 - r_m$ avec $C=0.7$ si r_m inconnu ;

$B : B = \sqrt{1 + 2.\omega} = 1.1$ si ω inconnu, avec $\omega = \frac{A_s.f_{cd}}{A_c.f_{cd}} ;$

$n : n = \frac{N_{ED}}{A_c.f_{cd}}$ avec $N_{ED}=N_U$

$$\triangleright A = \frac{1}{1+0.2*0.6} = 0.89$$

$$\triangleright n = \frac{0,2797}{0,16*18} = 0,09$$

$$\triangleright \lambda_{lim} = \frac{20*0,89*1,1*0,7}{\sqrt{0,09}} = 45,75$$

$\lambda > \lambda_{lim}$ Il sera nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre.

2.3.5. Sollicitations du 1^{er} ordre au centre de gravité du béton seul : M_{EDG_0}

$$M_{EDG_0} = N_{ED} * (e_1 + e_i) = 0,2597 * (0,49 + 0,018)$$

$$M_{EDG_0} = 0,1211 \text{ MPa.m}$$

2.3.6. Sollicitations du 2nd ordre par la méthode de rigidité nominale

Cette méthode demande de procéder à des itérations avec utilisation des diagrammes d'interaction. Ces diagrammes requièrent des données d'entrée telles que les efforts normaux réduits ν , les moments réduits μ et le pourcentage d'armatures.

2.3.6.1. Itération 1

2.3.6.1.1. Arguments d'entrée et de sortie d'abaque

- ***Moment total du 1^{er} ordre tenant compte du supplément d'excentricité M_d***

$$M_d = M_{EDG_0} + N_{ED} * \Delta e_0 = 0,1211 + 0,2598 * 0.02$$

$$M_d = 0,1263 \text{ MPa}$$

- ***Moment réduit μ***

$$\mu = \frac{M_d}{a.b^2.f_{cd}} = \frac{0,1263}{0,4.0,4^2*18}$$

$$\mu = 0.1096$$

▪ **Effort normal réduit**

$$\nu = \frac{N_{ED}}{a \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{0,2597}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 18} \quad \nu = 0,09$$

▪ **Pourcentage d'armature ϖ_{tot}**

Suivant l'abaque on obtient $\varpi_{tot} = 0.08$

▪ **Section d'acier A_s**

$$A_s = \varpi_{tot} * b * a * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,08 * 0,4 * 0,4 * \frac{18}{435}$$

$$A_s = 5,30 \text{ cm}^2$$

2.3.6.1.2. Rigidité nominal correspondante

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$$

K_c = coefficient tenant compte de la fissuration et du fluage ;

E_{cd} : module d'élasticité de calcul du béton ;

I_c : moment d'inertie de la section transversale ;

E_s = valeur de calcul du module d'élasticité de l'acier,

I_s = moment d'inertie de la section des armatures par rapport au centre de gravité de la section de béton seul,

K_s = coefficient tenant compte de la contribution des armatures

$$\text{➤ } E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}} = \frac{32836,57}{1,2} \quad E_{cd} = 27363,81$$

$$\text{➤ } I_c = 21,33 \cdot 10^{-4}$$

$$\triangleright K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1,22 * 0,033}{1 + 0,6} \quad K_c = 0,025$$

$$\triangleright E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$$

$$\triangleright K_s = 1$$

$$\triangleright I_s = 2 \frac{A_s}{2} \left(\frac{b}{2} - c \right)^2 = 2 \frac{5,30 \cdot 10^{-4}}{2} \left(\frac{0,40}{2} - 0,05 \right)^2 \quad I_s = 1,19 \cdot 10^{-5}$$

$$EI = 0,025 * 27363,81 * 21,33 \cdot 10^{-4} + 1 * 200000 * 1,19 \cdot 10^{-5}$$

$$EI = 3,86 \text{ MNm}^2$$

2.3.6.1.3. Moment de calcul total (1^{er} + 2nd ordre)

$$M_{ED} = M_{0ED} \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ED}} - 1} \right)$$

N_B : charge de flambement :

β : coefficient relatif à la distribution des moments du premier et du second ordre

▪ Charge de flambement N_B

$$N_B = \pi^2 \frac{EI}{l_f^2} = \pi^2 \frac{3,86}{7,2^2} \quad N_B = 0,74 \text{ MN}$$

▪ Coefficient β

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{12} \quad \beta = 0,82$$

On prendra le moment prendra pour la 1^{ère} itération $M_{0ED}=M_{EDG0}$

$$M_{ED} = 0,1211 \left(1 + \frac{0,82}{\frac{0,1345}{0,74} - 1} \right) \quad M_{ED} = 0,1756 \text{ MN.m}$$

2.3.6.1.4. Moment de calcul par rapport aux aciers tendus M_{EDA}

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{0ED}}{N_{ED}} \\ e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) \\ M_{EDA} = N_{ED} \cdot e_A \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{0,1756}{0,1345} = 0,68 \text{ m} \\ e_A = 0,68 + \left(0,35 - \frac{0,4}{2} \right) = 0,84 \text{ m} \\ M_{EDA} = 0,2598 * 0,84 = 0,217 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

2.3.6.1.5. Calcul des armatures

- *Moment réduit de référence μ_{BC} et Moment réduit agissant*

$$\text{➤ } \mu_{BC} = 0,8 \frac{b}{d} \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{b}{d} \right) \quad \mu_{BC} = 0,8 \frac{0,4}{0,35} \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{0,4}{0,35} \right) = 0,49$$

$$\text{➤ } \mu_{cu} = \frac{M_{EDA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cu}} \quad \mu_{cu} = \frac{0,217}{0,4 * 0,35^2 * 18} = 0,23$$

$\mu_{BC} > \mu_{cu} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

- *Armatures*

$$\text{➤ } M_d = M_{ED} = 0,1756 \text{ MN.m}$$

$$\text{➤ } \mu = \frac{M_d}{a \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,1756}{0,4 \cdot 0,4^2 \cdot 18} \quad \mu = 0,15$$

$$\text{➤ } \nu = \frac{N_D}{a \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{0,2597}{0,4 * 0,4 * 18} \quad \nu = 0,09$$

- En regardant le diagramme on obtient $\varpi_{tot} = 0,135$
- $A_{s,it\acute{e} 1} = \varpi_{tot} * b * a * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,135 * 0,4 * 0,4 * \frac{18}{435}$

$$A_{s,it\acute{e} 1} = 8,94 \text{ cm}^2$$

2.3.7. Itération 2

Nous répétons les mêmes étapes que celles de la 1^{ère} itération, mais en prenant $A_s = A_{s,it\acute{e} 1} = 8,94 \text{ cm}^2$ comme section de départ, on obtient les résultats suivant :

Tableau 36: Elancement de poteau itération 2

Elancement de poteau itération 2	
A	0,892394519
B	1,126942767
C	0,7
n	0,09020625
λ_{lim}	46,87793534
λ	62,35382907

Poteau élançé

Tableau 37: Résultat itération 2

Itération 2						
Ned (MN)	MedG0(MN.m)	MOED(MN,m)	As (m ²)			
0,260	0,1263	0,1263	8,94 ^E -04			
EI (MN.m ²)	Kc	Ecd	Ic	Ks	Es	Is
5,500	0,025	27363,81	2,13 ^E -03	1	200000	2,01 ^E -05
NB	β	Med(MN.m)	e0 (m)	eA(m)	MEDA(MN.m)	
1,05	0,822	0,161	0,62	0,78	0,202	
μBC	μcu	Md (MN.m)	μ	ωtot	As,it\acute{e} 2 (m ²)	
0,49	0,22	0,161	0,1394	0,125	8,28 ^E -04	

$A_{s,it\acute{e} 1} = 8,94 \text{ cm}^2 \geq A_{s,it\acute{e} 2} = 8,28 \text{ cm}^2$ On procède à une 3^e itération afin de voir si l'on peut affiner les aciers $A_{s,it\acute{e} 1}$

2.3.8. Itération 3

Tableau 38: Résultats des calculs itération 3

Itération 3						
Ned (MN)	MedG0(MN.m)	MOED (MN,m)	As (m ²)			
0,260	0,1263	0,1263	8,28 ^E -04			
EI (MN.m ²)	Kc	Ecd	lc	Ks	Es	Is
5,053	0,025	27363,81	2,13 ^E -03	1	200000	1,79 ^E -05
NB	β	Med(MN.m)	e0 (m)	eA(m)	MEDA(MN.m)	
0,96	0,822	0,165	0,63	0,79	0,206	
μBC	μcu	Md (MN.m)	μ	ωtot	As,ité3 (m ²)	
0,49	0,22	0,165	0,1417	0,12	7,95 ^E -04	

$A_{s,ité 2} = 8,28 \text{ cm}^2 \geq A_{s,ité 2} = 7,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La stabilité du poteau est vérifiée avec $A_s, \text{ité } 2 = 8,28 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{s,calculé} = A_{s,ité 2} = 8,28 \text{ cm}^2$

$$A_{s,min} = 0,002A_c = 0,002 * 0,4 * 0,4$$

$$A_{s,min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 * 0,4 * 0,4$$

$$A_{s,max} = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} < A_{s,calculé} < A_{s,max}$$

On donc $A_s = A_{s,calculé} = 8,28 \text{ cm}^2$

2.3.9. Armature mis en place $A_{s,prov}$

$$A_{s,prov} = 16,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8HA16$$

2.3.10. Armatures transversales (diamètre ϕ_t et espacement s_t)

$$\triangleright \phi_t \geq \max \begin{cases} 6\text{mm} \\ \phi_l/4 \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \max \begin{cases} 6\text{mm} \\ 16/4 \end{cases} = 6\text{mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ cm}$$

$$\triangleright s_t \leq \max \begin{cases} 15\phi_l \\ b \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_t \leq \max \begin{cases} 15 * 1,6 \\ 40 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 15 \text{ cm}$$

Nous prendrons des cadres **HA8** espacé de **15cm**.

2.4. Poteau P2

Le poteau P2 sera dimensionné comme un poteau à section non variable de $0,4 \times 0,8 \text{ m}^2$ avec la méthode précédemment utilisée pour le poteau P2.

Le poteau P2 supporte le porte-à-faux de la poutre de roulement qui exerce sur ce dernier un moment et un effort horizontal. Le calcul des efforts a été réalisé avec le logiciel **ROBOT SRTUCTURAL ANALYSIS 2016**.

Le schéma ci-dessous illustre le modèle du Poteau où le chemin du roulement repose et sort en porte-à-faux (représentation des charges d'exploitation).

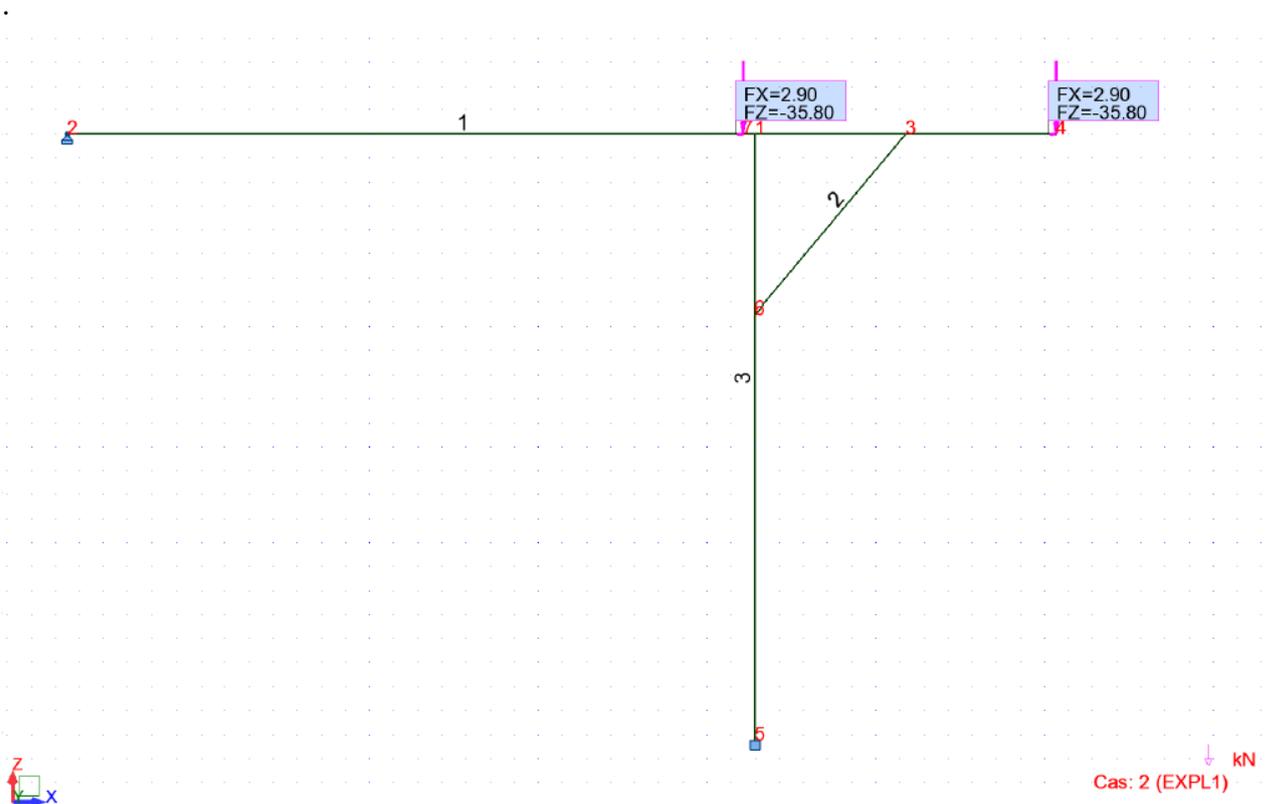


Figure 24: Schéma du modèle du poteau P2

La modélisation sur **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** nous a permis d'obtenir les résultats suivant pour les charges d'exploitation.

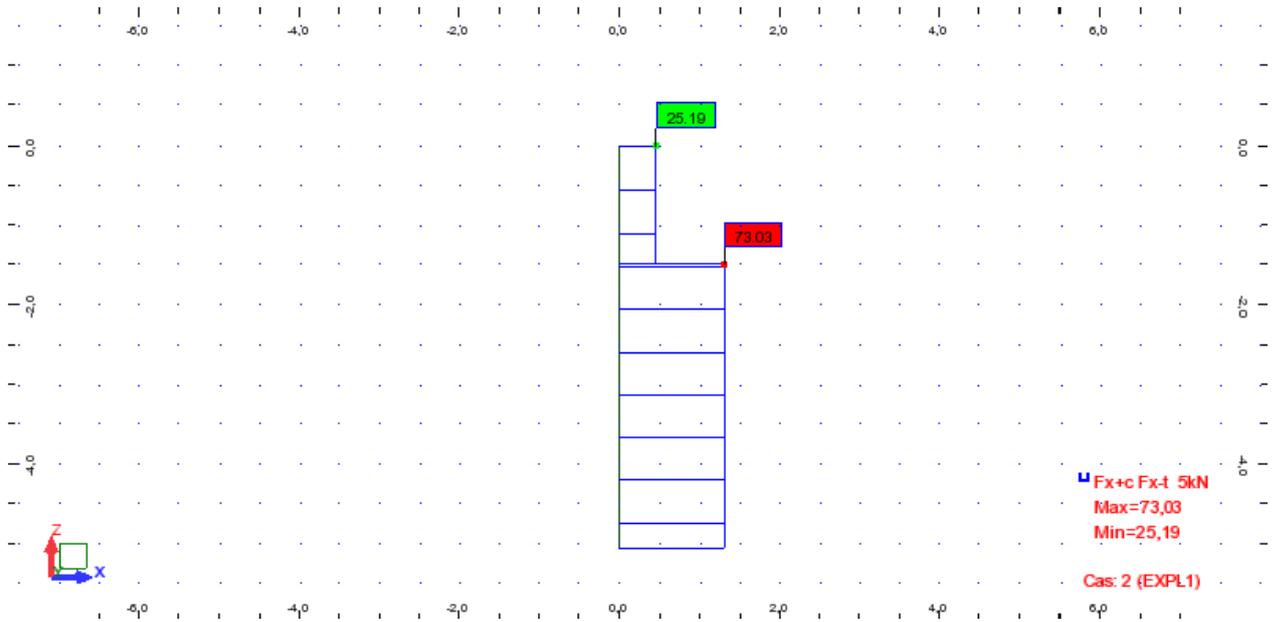


Figure 25: Effort de due aux charge d'exploitation
 $F_z=0,07303$ MN

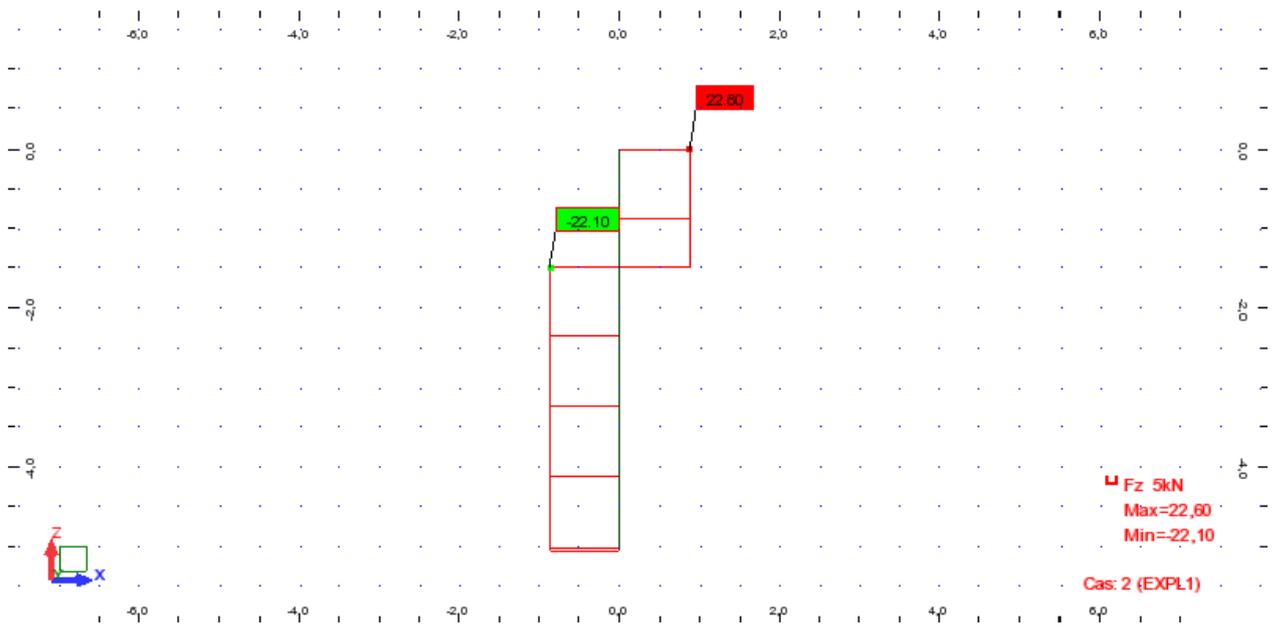


Figure 26: Effort de roulement suivant l'axe X
 $F_x=0,0226$ MN

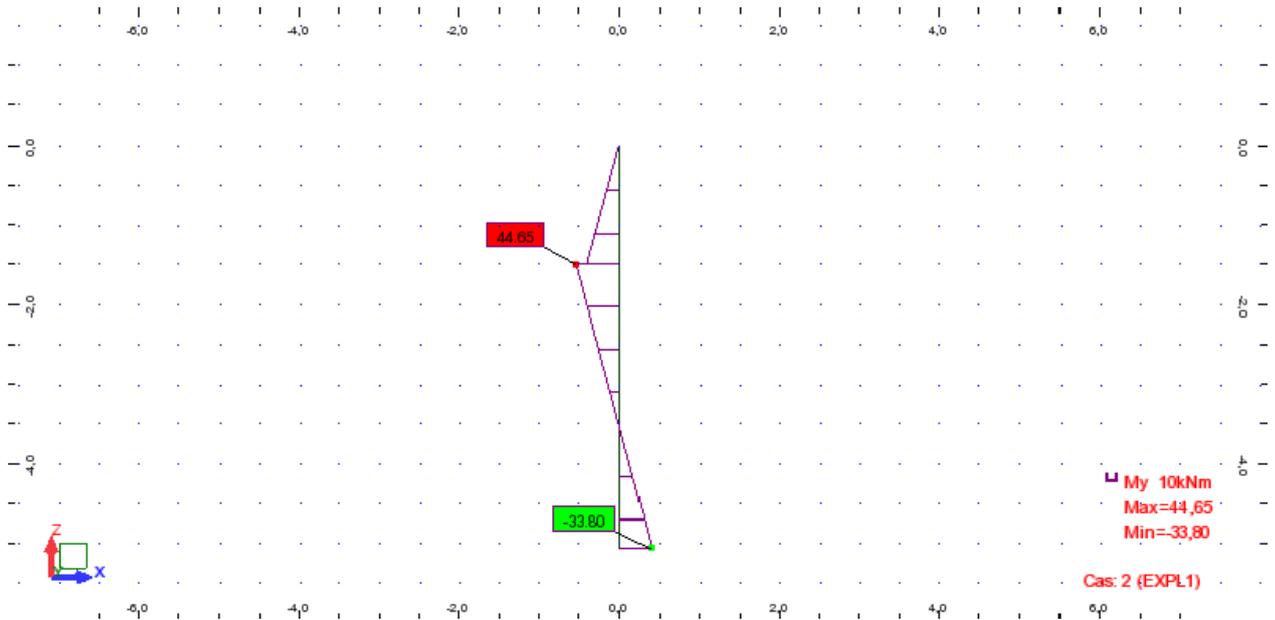


Figure 27: Moment due à la charge d'exploitation suivant l'axe Y

$M_y = 0,04465 \text{ MN.m}$

2.4.1. Sollicitations

Tableau 39: Sollicitations maximum

Type de charge	Nz(MN)	My (MN.m)	Nu(MN)	Nser(MN)
Permanente	0,0523	/	0,2594	0,1840
Poids propre	0,0587	/		
Exploitation	0,073	0,0446		

$N_{ED} = N_u = 0,2594 \text{ MN}$

L'élanement maximal est celui suivant l'axe X, $\lambda = 62,35$

2.4.2. Moment du 1^{er} ordre M_{oED} et moment total M_{ED}

Tableau 40: Moments de calcul et excentricités

M_{oED} (MN.m)	M_{ED} (MN.m)	Δe_0 (m)	e_1 (m)
0,067	0,072	0,02	0,258

2.4.3. Armatures longitudinales

Après lecture du diagramme des interactions on obtient $\varpi_{tot} = 0,048$

$$A_s = \varpi_{tot} * b * a * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,048 * 0,8 * 0,4 * \frac{18}{435}$$

$$A_s = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,002A_c = 0,002 * 0,4 * 0,8$$

$$A_{s,min} = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 * 0,4 * 0,8$$

$$A_{s,max} = 128 \text{ cm}^2$$

On prendra $A_{s,calculé} = 6,40 \text{ cm}^2$

2.4.4. Armature mis en place $A_{s,prov}$

$$A_{s,prov} = 16,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14HA16$$

2.4.5. Armatures transversales (diamètre ϕ_t et espacement s_t)

$$\triangleright \phi_t \geq \max \begin{cases} 6mm \\ \phi_l/4 \end{cases}$$

$$\phi_t \geq \max \begin{cases} 6mm \\ 16/4 \end{cases} = 6mm$$

$$\phi_t = 8 \text{ cm}$$

$$\triangleright s_t \leq \max \begin{cases} 15\phi_l \\ b \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_t \leq \max \begin{cases} 15 * 1,6 \\ 40 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 15 \text{ cm}$$

Nous prendrons des cadres **HA8** espacé de **15cm**.

2.5. Corbeau Poteau P1

Le chemin de roulement du pont roulant repose sur des corbeaux qui seront encastrés sur les poteaux de type P1 porteurs du pont.

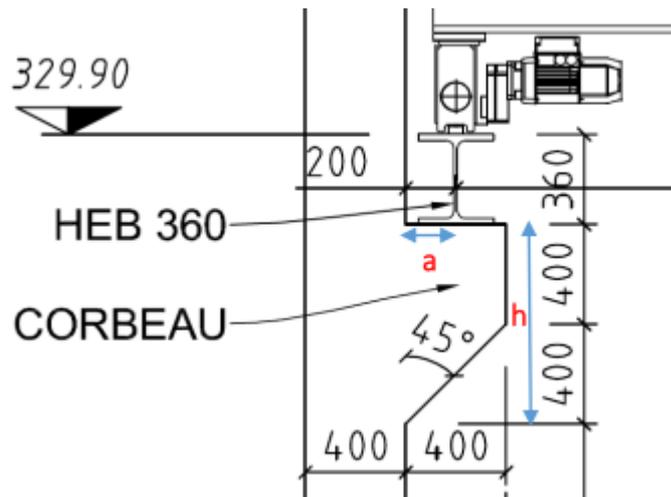


Figure 28: Scémas du corbeau sous pont roulant

Le corbeau sera calculé comme une console courte en considérant les charges suivantes :

- **Charges verticales :**

$$\text{Poids propre : } P_p = 2,5 \frac{(0,4+0,8)*0,4}{2} * 0,4 = 0,24 \text{ T}$$

$$\text{Réaction pont roulant : } P_r = 3.585*2+0.8 = 8 \text{ T}$$

- **Charges horizontales :**

$$\text{La réaction de freinage à l'ELU est égale à : } H_f = 1.5*0.290 = 0.435 \text{ T}$$

Ainsi on a :

$$\text{➤ } V_u \text{ (effort tranchant)} = 1.35*0.24+1.5*8 = 12.32 \text{ T}$$

$$\text{➤ } M_u \text{ (Moment fléchissant à l'encastrement)} = a*V_u = 0.2*12.32 = 2.46 \text{ T.m}$$

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{V_u}{b_0*d} * \frac{1}{1-0,6*\frac{H_u}{V_u}} = 0,42 \text{ MPa} < \tau_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{M_u}{z*\frac{f_e}{\gamma_s}} + \frac{H_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,85 \text{ cm}^2 \text{ Avec } z = h-c = 0.8 - 0.05 = 0.75 \text{ m (c = enrobage).}$$

$$A_{s,prov} = 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ HA14}$$

3. INFRASTRUCTURE

La fosse de pompage a été modélisée avec le logiciel GRAITEC EIFFEL.

La fosse de pompage et un ouvrage de forme rectangulaire en plan agencé en 3 compartiments hydrauliquement indépendants. La liaison se fait avec le dégrilleur via un canal enterré de section hydraulique variable. La structure est composée de radier et voile d'épaisseur entre 70 et 80 cm et une dalle en béton avec des réservations couvertes par des caillebotis.

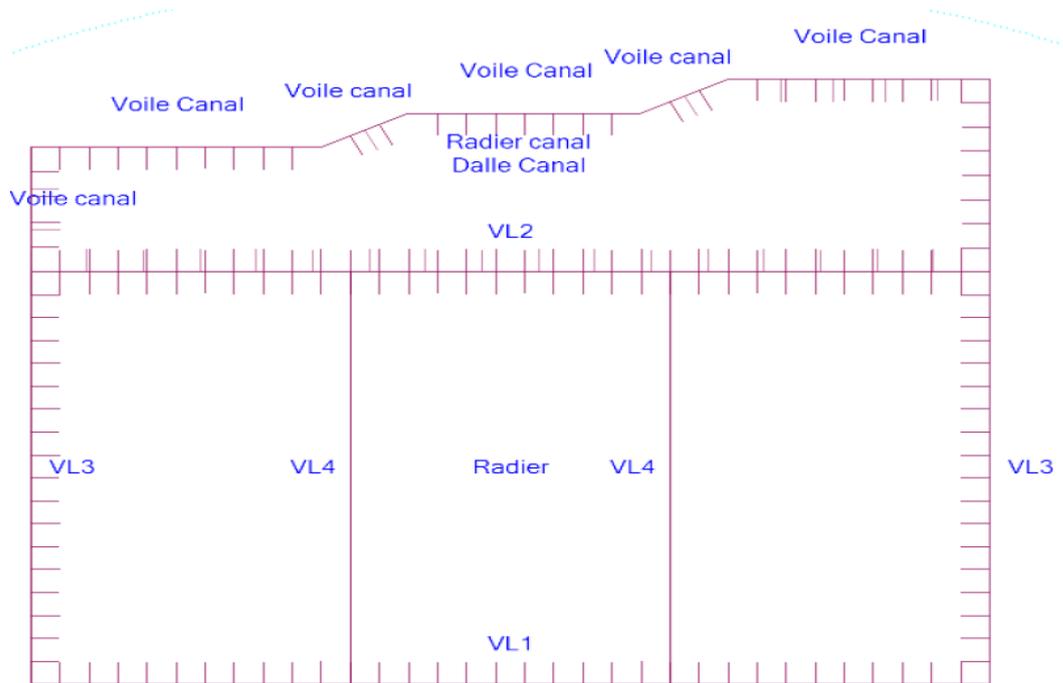


Figure 29: Identification des éléments de structure

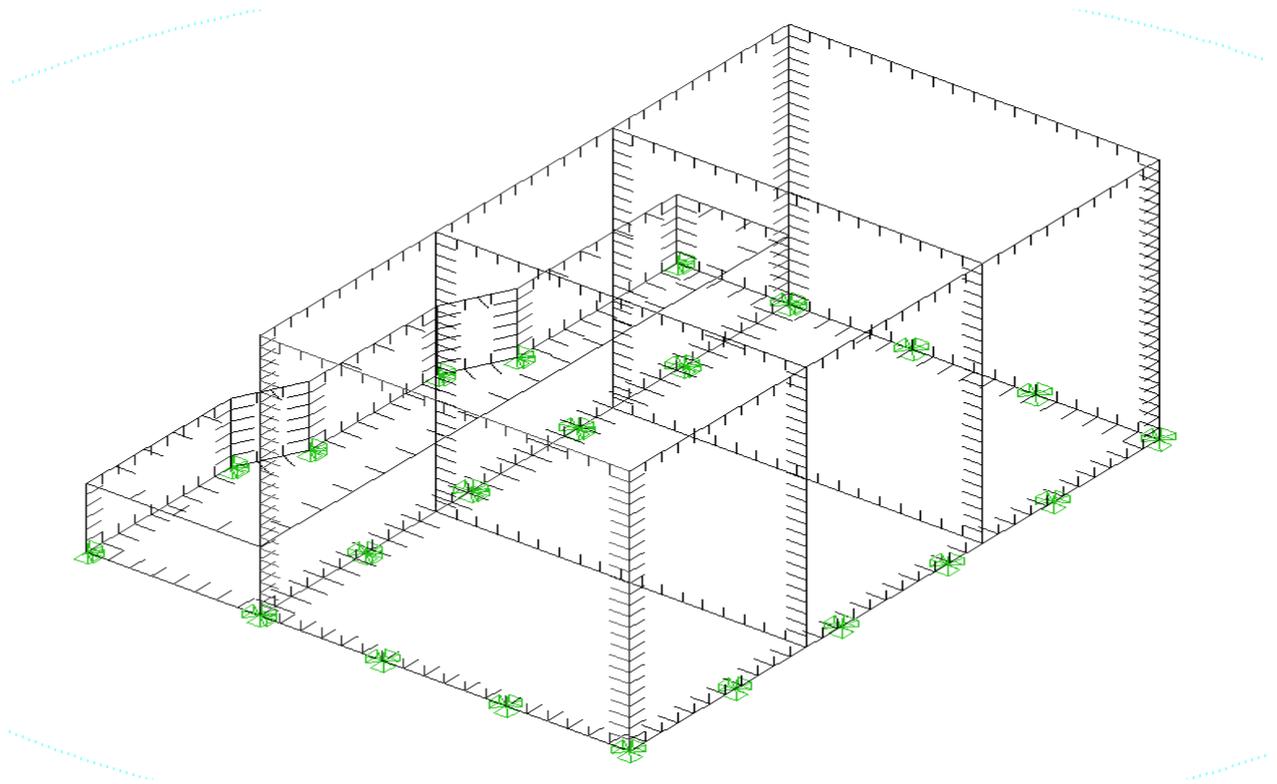


Figure 30: Modèle de calcul du logiciel GRAITEC

Tableau 41: Différents cas de charge considérés pour la modélisation

Cas de charge	Descriptions	Elements	Charge max considéré t/m ²
1	Poids propre	/	/
2	Poussée de la nappe	Voiles Fosse de pompage	13
		Radier Fosse	13,8
		Dalle canal	9,7
		Voile canal	13
3	Poussé des terres déjaugées	Radier Fosse	5,68
		Dalle canal	10,12
		Voile canal	6,87
4	Poussé des terres Non déjaugées	Radier Fosse	7,96
		Dalle canal	10,12
		Voile canal	11,25
5	Poussée des eaux inérieures (compartiments extremes remplis)	radier	4,49
6	Poussée des eaux inérieures (compartiment central rempli)	radier	4,49
7	Surcharge de circulation	Canal et fosse	1
8	Niveau des eaux intérieures exceptionnelles (compartiment extrême)	Voile fosse	11,25
9	Niveau des eaux intérieures exceptionnelles (compartiment central)	Voile Fosse	11,25

Le calcul étant sensiblement le même pour les différents voiles, nous détaillerons le calcul pour le voile V1 et donnerons les résultats détaillés pour les autres.

3.1. Voile V1

Le voile V1 est un voile de dimension 700*1 cm². Il sera calculé en flexion composée à l'ELU. Nous prendrons les sollicitations maximales d'une des directions pour les calculs, puis reporterons les aciers dans les deux directions.

3.1.1. Sollicitations de base

Elements	b(m)	h(m)	L(m)	lo(m)	ELU				
					Fx (MN)	Fy (MN)	Fz(MN)	Mx (MN.m)	My (MN.m)
Voile V1	0,7	1	13	13	0,7688	0,4452	2,536785	0,2712	0,6164

$$N_u = 2.54 \text{ MN}$$

$$M_u = 0,6164 \text{ MN.m}$$

$$N_{ser} = 1.88 \text{ MN}$$

$$M_{ser} = 0,4515 \text{ MN.m}$$

3.1.2. Excentricités

- *Excentricité du 1er ordre e_1*

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6164}{2,54}$$

$$e_1 = 0,24 \text{ m}$$

- *Excentricité dû aux imperfections géométriques e_i*

$$e_i = l_0/400$$

$$e_i = 13/400 = 0,033 \text{ m}$$

- *Excentricité forfaitaire due aux effets du 2nd ordre e_2*

$$e_2 = \frac{3l_0^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\triangleright \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{0,6164}{1,5 * 0,4515} \right)$$

$$\alpha = 0,89$$

$$\triangleright \varphi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 * 13^2}{10^4 * 1} (2 + 0,89 * 2)$$

$$e_2 = 0,19 \text{ m}$$

▪ *Excentricité totale e_t*

$$e_t = e_1 + e_i + e_2 = 0,24 + 0,033 + 0,19 \qquad e_t = 0,47 \text{ m}$$

3.1.3. Sollicitations corrigées

▪ *Sollicitations au centre de gravité du béton*

$$\begin{cases} N_{ED} = N_u \\ M_{ED} = N_{ED} \cdot e_t \end{cases} \qquad \begin{cases} N_{ED} = 0,7688 \text{ MN} = 0,7688 \text{ MN} \\ M_{ED} = 0,7688 * 0,47 = 1,19 \text{ MN.m} \end{cases}$$

▪ *Sollicitations au centre de gravité des aciers*

$$\begin{cases} e_A = e_t + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{EDA} = N_E \cdot e_A \end{cases} \qquad \begin{cases} e_A = 0,47 + (0,9 - \frac{1}{2}) = 0,87 \text{ m} \\ M_{EDA} = 0,7688 * 0,87 = 2,202 \text{ MN} \end{cases}$$

3.1.4. Section d'armatures longitudinales

▪ *Moment réduit de référence μ_{BC} et Moment réduit agissant μ_{cu}*

$$\triangleright \mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{h}{d}\right) \qquad \mu_{BC} = 0,8 \frac{0,4}{0,35} \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \frac{1}{0,9}\right) = 0,49$$

$$\triangleright \mu_{cu} = \frac{M_{EDA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cu}} \qquad \mu_{cu} = \frac{2,202}{0,7 * 0,9^2 * 18} = 0,22$$

$\mu_{BC} > \mu_{cu} \Rightarrow$ La section partiellement comprimée

$$\mu_{cu} < 0,225$$

▪ *Moment fléchissant limite ultime réduit μ_{lu}*

$$\triangleright \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0,6164}{0,4515} \qquad \gamma = 1,37$$

$$\triangleright \mu_{lu} = \frac{f_{ck}}{(4,69 - 1,7\gamma)f_{ck} + (159,9 - 79,20\gamma)} K \qquad \mu_{lu} = 0,233$$

$\mu_{lu} > \mu_{cu} \Rightarrow$ Aciers comprimés non nécessaires, A_{S2}

▪ α_u et z_c

$$\begin{aligned} \alpha_u &= 1,15(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}}) & \alpha_u &= 1,15(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,22}) = 0,31 \\ z_c &= d(1 - 0,6\mu_{cu}) & z_c &= 0,9(\sqrt{1 - 0,6 * 0,22}) = 0,78 \text{ m} \end{aligned}$$

▪ *Armatures calculées*

$$\begin{aligned} A_{s,calculé} &= \frac{M_{EDA}}{z_c \cdot f_{yd}} - \frac{N_{ED}}{f_{yd}} & A_{s,calculé} &= \left(\frac{2,202}{0,78 * 435} - \frac{2,54}{435} \right) * 2 = 12,58 \text{ cm}^2 \\ A_{s,min} &= 0,002A_c & A_{s,min} &= 0,002 * 0,7 * 1 = 14 \text{ cm}^2 \\ A_{s,max} &= 0,04 A_c & A_{s,max} &= 0,04 * 0,7 * 1 = 280 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,calculé} < A_{s,min} \Rightarrow A_s = A_{s,min} = 12,58 \text{ cm}^2$$

▪ *Armatures mis en place $A_{s,prov}$*

Suivant les recommandations du fascicule 74, qui dans la pratique limitent l'espace entre aciers pour les ouvrages de contenance à 200mm.

$$A_{s,prov} = 26,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (3\text{HA}20 + 2\text{HA}16 \text{ alternés}) \text{ espacés de } 20 \text{ cm}$$

3.1.5. Armatures transversales

Nous prendrons des épingles **HA10** espacé de **10cm** sur les HA16 longitudinaux pour le voile V1 et tous les autres voiles.

3.2. Voile V2

3.2.1. Sollicitations de base et excentricités

Tableau 42: Caractéristiques du voile V2

Elements	b(m)	h(m)	L(m)	l _o (m)	ELU			
					F _x (MN)	F _y (MN)	M _x (MN.m)	M _y (MN.m)
Voile V2	0,7	1	13	13	1,0037	1,0306	0,2426	0,5667

Tableau 43: Sollicitation de base et excentricités

Sollicitations de base				
Nu (MN)	Nser (MN)	Mu (MN.m)	Mser (MN.m)	Ned (Mn)
1,0306	0,7596	0,5667	0,4155	1,0306
Excentricités				
ei (m)	ea (m)	α	e2 (m)	et (m)
0,55	0,0325	0,9073	0,1934	0,7758

3.2.2. Sollicitation corrigées et moments réduits

Tableau 44: Sollicitations corrigées

Sollicitations corrigées			
Sollicitations aux centre de gravité du béton		Sollicitations aux centre de gravité des aciers	
NED (MN)	MED (MN.m)	ea (m)	MEDA (MN.m)
1,0306	0,7995	1,1758	1,2118

Tableau 45: Moments réduits

Moments réduits				
μ_{BC}	μ_{cu}	α_u	μ_{lu}	μ_{AB}
0,49	0,12	0,16	0,233	0,1019
γ	μ_{cu} < μ_{BC}		μ_{cu} < μ_{lu}	z_c
1,36	Section Partiellement tendue		As2=0	0,84

3.2.3. Armatures calculées

Tableau 46: Section d'armature

As,min (cm²)	As,max (cm²)	As calculé (cm²)	As (cm²)
14	280	19,28	19,28

3.2.4. Armatures mis en place $A_{s,prov}$

$$A_{s,prov} = 26,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (3\text{HA}20 + 2\text{HA}16 \text{ alternés}) \text{ espacés de } 20\text{cm}$$

3.3. Voile V3

3.3.1. Sollicitations de base et excentricités

Tableau 47: Caractéristiques du voile V3

Elements	b(m)	h(m)	L(m)	lo(m)	ELU			
					Fx (MN)	Fy (MN)	Mx (MN.m)	My (MN.m)
Voile V3	0,8	1	13	13	0,7562	0,6474	0,6039	0,6839

Tableau 48: Sollicitation de base et excentricités

Sollicitations de base				
Nu (MN)	Nser (MN)	Mu (MN.m)	Mser (MN.m)	Ned (Mn)
0,7562	0,5551	0,6839	0,502	0,7562
Excentricités				
ei (m)	ea (m)	α	e2 (m)	et (m)
0,904	0,033	0,918	0,194	1,131

3.3.2. Sollicitation corrigées et moments réduits

Tableau 49: Sollicitations corrigées

Sollicitations corrigées			
Sollicitations aux centre de gravité du béton		Sollicitations aux centre de gravité des aciers	
NED (MN)	MED(MN.m)	ea (m)	MEDA (MN.m)
0,7562	0,8555	1,5313	1,1580

Tableau 50: Moments réduits

Moments réduits				
μ_{BC}	μ_{cu}	α_u	μ_u	μ_{AB}
0,49	0,10	0,13	0,233	0,1019
γ	$\mu_{cu} < \mu_{BC}$		$\mu_{cu} < \mu_u$	zc
1,36	Section Partiellement tendue		As2=0	0,85

3.3.3. Armatures calculées

Tableau 51: Section d'armature

As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As calculé (cm ²)	As (cm ²)
16	320	28,15	28,15

3.3.4. Armatures mis en place $A_{s,prov}$

$$A_{s,prov} = 32,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (3HA16 + 2HA25 \text{ alternés}) \text{ espacés de } 20\text{cm}$$

3.4. Voile V4

3.4.1. sollicitations de base et excentricités

Tableau 52:Caractéristiques du voile

Elements	b(m)	h(m)	L(m)	lo(m)	ELU			
					Fx (MN)	Fy (MN)	Mx (MN.m)	My (MN.m)
Voile V4	0,7	1	13	13	1,8931	0,9203	0,1162	0,0705

Tableau 53: Sollicitation de base et excentricités

Sollicitations de base				
Nu (MN)	Nser (MN)	Mu (MN.m)	Mser (MN.m)	Ned (Mn)
1,8931	1,398	0,1162	0,0785	1,8931
Excentricités				
ei (m)	ea (m)	α	e2 (m)	et (m)
0,061	0,033	0,132	0,115	0,209

3.4.2. Sollicitation corrigées et moments réduits

Tableau 54: Sollicitations corrigées

Sollicitations corrigées			
Sollicitations aux centre de gravité du béton		Sollicitations aux centre de gravité des aciers	
NED (MN)	MED(MN.m)	ea (m)	MEDA (MN.m)
0,7562	0,1578	0,6086	0,4602

Tableau 55: Moments réduits

Moments réduits				
μ_{BC}	μ_{cu}	α_u	μ_{lu}	μ_{AB}
0,49	0,05	0,06	0,233	0,1019
γ	$\mu_{cu} < \mu_{BC}$		$\mu_{cu} < \mu_{lu}$	z_c
1,36	Section Partiellement tendue		As2=0	0,88

3.4.3. Armatures calculées

Tableau 56: Section d'armature

As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As calculé (cm ²)	As (cm ²)
14	280	-11,96	14,00

3.4.4. Armatures mis en place $A_{s,prov}$

$$A_{s,prov} = 26,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (3\text{HA}20 + 2\text{HA}16 \text{ alternés}) \text{ espacés de } 20\text{cm}$$

3.5. Voile Canal

3.5.1. sollicitations de base et excentricités

Tableau 57:Caractéristiques du voile

Elements	b(m)	h(m)	L(m)	lo(m)	ELU			
					Fx (MN)	Fy (MN)	Mx (MN.m)	My (MN.m)
Voile Canal	0,8	1	3,3	3,3	0,4282	1,0117	0,3564	0,0811

Tableau 58: Sollicitation de base et excentricités

Sollicitations de base				
Nu (MN)	Nser (MN)	Mu (MN.m)	Mser (MN.m)	Ned (Mn)
1,0117	1,0117	0,3564	0,3564	1,0117
Excentricités				
ei (m)	ea (m)	α	e2 (m)	et (m)
0,352	0,008	3,333	0,028	0,389

3.5.2. Sollicitation corrigées et moments réduits

Tableau 59: Sollicitations corrigées

Sollicitations corrigées			
Sollicitations aux centre de gravité du béton		Sollicitations aux centre de gravité des aciers	
NED (MN)	MED(MN.m)	ea (m)	MEDA (MN.m)
1,0117	0,3934	0,7888	0,7981

Tableau 60: Moments réduits

Moments réduits				
μ_{BC}	μ_{cu}	α_u	μ_{lu}	μ_{AB}
0,49	0,07	0,09	0,173	0,1019
γ	$\mu_{cu} < \mu_{BC}$		$\mu_{cu} < \mu_{lu}$	z_c
1,00	Section Partiellement tendue		As2=0	0,86

3.5.3. Armatures calculées

Tableau 61: Section d'armature

As,min (cm ²)	As,max (cm ²)	As calculé (cm ²)	As (cm ²)
16	320	-4,00	16,00

3.5.4. Armatures mis en place $A_{s,prov}$

$$A_{s,prov} = 26,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times (3HA20 + 2HA16 \text{ alternés}) \text{ espacés de } 20\text{cm}$$

3.6. Radier

3.6.1. Armatures Calculées

La contrainte maximale au sol obtenues est de 2,27 bars < 5bars qui est la contrainte admissible donnée par l'étude géotechnique.

Les sections d'acier ont été obtenues avec le logiciel EFFEL GRAITEC.

Tableau 62:Aciers Calculés

Acier				
	Axs (cm ² /m)	Axi (cm ² /m)	Ays (cm ² /m)	Ayi (cm ² /m)
Radier Canal	27,75	20,44	36,39	25,46
Radier Bâche	17,11	34,2	11,33	16,19

3.6.2. Armatures mises en place

- *Radier bâche de pompage*

- Suivant l'axe des X sur chaque face : **HA25 + HA14 (renforts) espacés de 20cm ;**
- Suivant l'axe des Y sur chaque face : **HA20 + HA16 (renforts) espacés de 20cm ;**

▪ *Radier canal*

- Suivant l'axe des X sur chaque face : **HA16 + HA10 (renfort) espacés de 20cm ;**
- Suivant l'axe des Y sur chaque face : **HA20 + HA10 (renfort) espacés de 20cm ;**