



**CANAL SUR PILIERS, DIMENSIONNEMENT ET PROCEDURE DE
REALISATION.**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET
DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL/ROUTE ET OUVRAGE D'ART**

Présenté et soutenu publiquement le 28 octobre 2015 par
NGUEFACK KENFACK FABRICE

Travaux dirigés par : **Dr Adamah MESSAN** Enseignant chercheur au 2iE
AGBAYE Jannot Ingénieur d'étude à CINTECH

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr Ismaïla GUEYE

Membres et correcteurs :

Mezui OVONO

Issa MADOUGOU

Promotion [2014/2015]

*Je Dédie ce document en particulier à ma très chère mère Mme
WANANG MARIE NOELLE sans laquelle tout ceci n'aurait été
possible.*

*A Monsieur
NGUEFACK PIERRE*

A toute la famille NGUEFACK

*A tous ceux qui m'ont soutenu tout au long de mon
parcours.*

REMERCIEMENTS

Nos remerciements vont à:

- Dr Adamah MESSAN, Enseignant Chercheur au 2IE et responsable pédagogique, qui nous a accompagné et soutenu tout au long de notre mémoire et de ma formation
- Monsieur le Directeur General de CINTECH, Mr Marius GAGRE pour avoir facilité notre intégration au sein de son entreprise,
- A mon encadreur Mr AGBAHEY JEANNOT qui malgré ses nombreuses occupations a été à notre entière disponibilité, nous a prodigué ses conseils et ses éclaircissements qui furent très instructif pour la réalisation de ce document.
- L'ensemble du personnel du Cabinet d'Investigation Technique d'Expertise et de Contrôle (CINTECH) pour leur disponibilité et leurs conseil
- L'ensemble du corps professoral de 2IE, pour les enseignements dispensés,
- A tout le personnel administratif de 2IE.
- A tous mes camarades de 2ie qui part de nombreux échanges ont facilité l'avancement de ce travail.
- A tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'édification de ma personne de quelque manière que ce soit ; que ce mémoire soit pour vous l'expression de ma plus profonde gratitude envers vous.

RESUME

La réalisation d'un ouvrage d'art plus particulièrement d'un canal sur piliers demande un gros investissement. Pour leur étude, les contraintes hydrauliques, environnementales, financières et structurales doivent être prises en considération. Dans ce présent mémoire il a été effectué les études techniques relatives à la construction d'un canal sur pilier.

L'ouvrage aura donc 4 travées de 10.00 m chacune et deux parties en encorbellement de 5.55m compte tenu du fait que la brèche à franchir est de 51.10 m. La structure a dimensionner est donc un canal de 3.10m de largeur et de 3.65m de hauteur , soutenu par des piles de type voiles solidarisiées par un chevêtre.

Les propriétés mécaniques des couches lithologiques ont permis d'opter pour des fondations superficielles.

Mots clés

Ouvrage d'art ; études techniques ; encorbellement ; piles ; voile ; chevêtre ; propriétés mécaniques ; couches lithologiques ; fondations superficielles.

ABSTRAT

The realization of a work of art particularly a channel on pillars requires a huge investment. For their study, constraints, hydraulic, environmental, structural and financial must be taken into consideration. In the present specification technical studies were carried out for the construction of a canal on pillars.

The work will have four spans of 10.00 m each and two parts corbelled of 5.55m given the fact that the gap to overcome is 51.10 m. The structure to be dimensioned is a channel with a width of 3.10m and 3.65m in height, supported by sails type batteries secured by a header.

The mechanical properties of lithological layers allowed to opt for shallow foundations.

Keywords

Work of art; technical studies; corbelled; sails; batteries; header; mechanical properties; lithological layers; shallow foundations.

LISTE DES ABRÉVIATIONS

2IE	Institut international d'ingénierie
ADETS	Association technique pour le développement de l'emploi du treillis soudé
CINTECH	Cabinet d'Investigation Technique d'Expertise et de Contrôle
BA	Béton Armé
BAEL	Béton Armé Aux États Limites
CCTG	Cahier des Clauses Techniques Générale
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
FP	Fissuration Préjudiciable
HA	Haute Adhérence
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et leurs Aménagements
TVA	Taxe sur la valeur ajoutée
HTVA	Hors Taxe sur la valeur ajoutée
MC	Mission de contrôle
PC	Point critique
PA	Point d'arrêt

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRAT.....	iv
LISTES DES ABREVIATIONS.....	V
Introduction générale	6
I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET	7
A .Contexte du projet	7
1 . Généralités	7
2 . Origine du projet.....	7
B . Objectif du projet.....	8
1 . Objectif général	8
2 . Objectif spécifique.....	8
C . Situation géographique du projet	9
II .ETUDE PRELEMINAIRE D’OUVRAGE D’ART	10
A . Pré dimensionnement des canaux sur piliers en béton arme	10
1 . Données fonctionnelles et structurales	10
2 . Equipements de l’ouvrage	10
3 . Pré dimensionnement du canal rectangulaire sur piliers	11
III . PROJET D’OUVRAGE D’ART : ETUDE DETAILLEE	13
A . Introduction et bases de calcul	13
1 . Description de l’ouvrage	13
2 . Normes, hypothèses et règlements utilisés	14
3 . Charges de calcul.....	15
4 . Les matériaux	15
B . Justification des éléments du canal.....	16
1 . Justification du canal sans raidisseur.....	16
2 . Justification du canal avec raidisseur	17
3 . Longitudinale de notre radier	19
4 . Détermination des armatures	20
C . Justification des éléments de la pile	21
1 . Calcul du chevêtre	21
2 . Etude du voile de la pile	22

3 . Etude de la semelle sous pile.....	23
D . Etude de la culée.....	24
1 . Modélisation.....	24
2 . Vérification de la stabilité externe de la pile culée.....	24
3 . Vérification de la stabilité interne : étude structurale des éléments de la pile culée.....	24
IV . PROCEDURE DE REALISATION DE L'OUVRAGE.....	27
A . OBJECTIFS.....	27
B . REFERENCES.....	27
C . MOYENS.....	27
1 . Personnels.....	27
2 . Matériels.....	27
3 . Fournitures.....	28
D . MODE OPERATOIRE ET METHODE.....	28
1 . Travaux préalables.....	28
E . PHASES D'EXECUTIONS.....	29
1 . Exécution de la fouille.....	29
2 . Exécution de l'ouvrage.....	30
3 . Pose des pièces préfabriquées et coulage du radier.....	32
4 . Réalisation des remblais.....	32
5 . Contrôle à réaliser.....	33
V DÉVIS ESTIMATIF DU COÛT DES TRAVAUX.....	38
CONCLUSION GENERALE.....	39
SUGGESTIONS ET RECOMMANDATIONS.....	40
BIBLIOGRAPHIE.....	41
ANNEXE.....	42

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : pression en fonction de la profondeur.....	22
Tableau 2: charges permanentes.....	22
Tableau 3 : charges d'exploitations.....	22
Tableau 4 : caractéristiques béton.....	22
Tableau 5 : caractéristiques des aciers d'après le BAEL 91 modifier 99.....	22
Tableau 6 : caractéristiques acier d'après le fascicule 74.....	23
Tableau 7 : valeur de la contrainte limite de l'acier en fonction des diamètres	23
Tableau 8 : sollicitations des parois. (Canal sans raidisseur).....	24
Tableau 9 : sollicitations aux appuis. . (Canal sans raidisseur).....	25
Tableau 10 : sollicitations du radier. . (Canal sans raidisseur).....	25
Tableau 11 : sollicitation raidisseur. (Canal avec raidisseur).....	26
Tableau 12 : sollicitation des parois. (Canal avec raidisseur).....	26
Tableau 13: sollicitation du radier. (Canal avec raidisseur).....	26
Tableau 14 : sollicitations aux appuis. (Canal avec raidisseur).....	26
Tableau 15 : sollicitations sur appuis. (Radier canal sans longitudinale).....	27
Tableau 16 : sollicitations en travées. (Radier canal sans longitudinale).....	27
Tableau 17 : Aciers des parois (deux nappes de même section).....	28
Tableau 11 : aciers transversaux du radier (deux nappes de même section).....	28
Tableau 19 : aciers du raidisseur.....	28
Tableau 20 : Aciers longitudinaux radier.....	28
Tableau 21 : sollicitation du chevêtre suivant le sens longitudinale.....	29
Tableau 22 : sollicitation chevêtre suivant le sens transversal.....	29
Tableau 23 : armatures suivant le sens longitudinal.....	30
Tableau 24 : armatures suivant le sens transversal.....	30
Tableau 25 : Armatures du voile de la pile.....	30
Tableau 26 : Charges de calcul de la contrainte de référence.....	30
Tableau 27 : Armatures transversales et longitudinale de la semelle sous pile.....	31
Tableau 28: sollicitations du voile de la culée	33

Tableau 29 : Armature du voile de la culée..... 33
Tableau 120 : plan de contrôle des travaux..... 43

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : vue du canal principale ou interviendra notre canal sur pilier au niveau des écoulements 16

Figure 2 : Schéma profil en long de l'ouvrage d'art.....19

Figure 3 : Schéma du profil transversal du calcul.....19

Figure 4 : schéma canal sans raidisseur..... 23

Figure 5: schéma canal avec raidisseur.....25

Figure 6 : schéma de la culée.....31

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'agriculture irriguée étant un enjeu important pour la sécurité alimentaire du pays. C'est dans cette mesure que le gouvernement du Burkina Faso, travers les projets retenues lors de l'élaboration du programme national d'investissement à moyen terme (PNIMT), validé par l'atelier national tenu à Ouagadougou les 28 et 29 avril 2005 a initié le projet « d'aménagement hydro agricole de 13 000 ha en aval du barrage de Bagré et intensification de l'élevage »

C'est dans ce contexte qu'il a été confié à CINTECH, cabinet d'Ingénieurs-Conseils, le projet intitulé « dimensionnement d'un canal sur piliers et élaboration des procédures de réalisation. »

L'objectif général de ce mémoire est de faire les études techniques structurales complètes de l'ouvrage d'art. Cet objectif général se décline en plusieurs objectifs spécifiques :

- Pré dimensionner l'ouvrage ;
- Faire les études structurales complètes ;
- Etablir la procédure de réalisation de l'ouvrage
- Elaborer les plans d'exécution des différents éléments étudiés ;

Le présent mémoire, qui fait la synthèse de ces études, est structuré comme suit :

- Présentation générale du projet ;
- Etudes préliminaire de l'ouvrage d'art ;
- Etude de projet d'ouvrage d'art (étude détaillée) ;
- Devis

I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET

A. Contexte du projet

1. Généralités

Totalement enclavé dans la zone sahélienne, le Burkina Faso couvre une superficie de 274 000 Km². Le climat de type subtropical correspond à celui d'une zone de transition entre le Sahel au Nord (pluviométrie moyenne de 350 mm par an) et la région soudanienne au Sud (pluviométrie moyenne de 1 000 à 1 200 mm par an). Il est caractérisé par une saison pluvieuse de quatre à cinq mois (mai–septembre) qui correspond à la période de production agro–pastorale et une saison sèche de sept à huit mois (octobre–avril). L'irrégularité des précipitations constitue une contrainte importante pour les productions agricoles et pastorales.

Le pays dispose de larges superficies à vocation agricole puisqu'elles atteignent environ 9 millions d'ha (1/3 du pays), dont 3,5 à 4 millions d'ha seraient effectivement cultivés, parmi lesquels moins de 1% sont irrigués. Les surfaces à vocation pastorale représentent 47% de la superficie totale et les forêts 17%.

2 . Origine du projet

La Politique de développement durable de l'agriculture irriguée, qui développe la stratégie, le plan d'action et le programme d'investissement du gouvernement à l'horizon 2015, a retenu l'extension des aménagements hydro agricoles de Bagré parmi les actions prioritaires.

Le projet « Aménagement hydro agricole de 13 000 ha en aval du barrage de Bagré et intensification de l'élevage » s'inscrit dans le registre des interventions prioritaires du gouvernement. Il figure parmi les idées de projets retenues lors de l'élaboration du programme national d'investissement à moyen terme (PNIMT), validé par l'atelier national tenu à Ouagadougou les 28 et 29 avril 2005.

Le projet constitue la deuxième phase de l'aménagement des plaines à l'aval du barrage de Bagré, commencé en 1995. Le potentiel hydro agricole y est estimé à 7 100 ha irrigables par gravité, dont

3100 ha ont été aménagés ou sont en cours d'aménagement.

B. Objectif du projet

1. Objectif général

Parmi les objectifs généraux nous avons la conception et le dimensionnement du canal principal qui tient compte des directives suivantes :

1. Section et dimensions

La section et des dimensions du canal principal a été faite en essayant d'éviter les excavations en terrain rocheux (granit), en réduisant la profondeur du canal. Les principaux résultats de ce travail d'optimisation, préservant le rôle régulateur du canal (canal- réservoir) et son fonctionnement normal, sont comme suit :

- la hauteur du canal a été réduite (par rapport à la conception initiale) de 50 cm à 70 cm selon les biefs;
- la largeur à la base des différents biefs, a été augmentée de 0,4 à 0,8 m par rapport à la conception initiale afin de préserver la capacité du canal ;
- une section trapézoïdale de fruit des talus de 3/2 pour tous les biefs a été retenue ;

2. Tracé

Le tracé du canal principal a une de 2 100 ml.

3. Franchissement des écoulements

Sur les dix passages de cours d'eau, le canal sera comme suit :

- Passage en siphon pour 1 ouvrage de franchissement ;
- Passage au-dessus de dalots pour 2 ouvrages de franchissements ;
- Passage sur piliers pour 7 ouvrages de franchissements.

2. Objectif spécifique

Le présent projet a pour but les études techniques en vue de la construction d'un ouvrage de franchissement qui est un passage sur piliers. En effet le fait de l'intersection entre l'écoulement et le canal constitue un réel problème. Il est donc question de construire des piliers pour supporter le canal à cet endroit pour non seulement faciliter la circulation de l'eau mais aussi permettre le franchissement de l'écoulement. C'est dans cette optique que les études de cette partie du canal sur piliers ont été confiées au bureau d'études CINTECH.

C. Situation géographique du projet

L'ouvrage projeté est situé dans le département de Bagré, dont elle est le chef-lieu, de la province de Boulgou dans la région du Centre-Est au Burkina Faso Il a une longueur de 51.10 m,



Figure 2 : vue du canal principale ou interviendra notre canal sur pilier au niveau des écoulements.

II .ETUDE PRELEMINAIRE D'OUVRAGE D'ART

Le but de cette étude est de sélectionner parmi les solutions techniquement envisageables, la solution la plus intéressante, en se basant sur des contraintes environnementales et architecturales, des contraintes de délai, hydrauliques, d'accès, financières, et de faisabilité.

Dans le cas présent d'ouvrage à plusieurs travées de portée de 10.00 m, il peut être envisagé canal rectangulaire sur piliers en béton armé.

La disponibilité des matériaux sur place, la facilité de construction en béton armé et la maîtrise de la technique par les entreprises locales rend les canaux sur piliers en béton armé très compétitifs du point de vue économique.

A. Pré dimensionnement des canaux sur piliers en béton arme

1. Données fonctionnelles et structurales

- l'ouvrage doit supporter un canal de 3.65m de hauteur et de 3.10m de largeur ;
- la brèche à franchir est d'environ 51.10m;
- le profil en long de l'ouvrage présentera une pente de 0.02% afin de permettre un écoulement facile des eaux dans le canal;
- les culées et les piles seront en voile en béton armée reliées par un chevêtre;

2. Equipements de l'ouvrage

En vue d'améliorer la fonctionnalité, de garantir durabilité de l'ouvrage, il a été prévu :

- Les joints waterstops situés au niveau des parois du canal à chaque 10m.

Les waterstops sont fabriqués à partir d'élastomères de différentes qualités. Ils sont disponibles en nitrile ou en PVC souple. Les modèles en PVC souple sont fabriqués à partir de matières premières de base de haute qualité et offrent une solution néanmoins économique.

Il existe deux types courants de waterstops, les waterstops internes (série A) qui sont posés au milieu des éléments structuraux en béton et les waterstops externes (série AA) qui sont posés en surface ou périphérie des structures (fond de coffrage). Ces deux types de waterstops servent à traiter l'étanchéité des

jointes de reprise de bétonnage qui peuvent être soumises à des pressions d'eau. Pour les faces contre terre, on utilisera le modèle AA qui est très facile à mettre en place. Les soudures peuvent être effectuées directement sur chantier à la lame chauffante. Il est également possible de les faire réaliser directement en usine où elles sont strictement contrôlées. Ils sont commercialisés en rouleau de 25 ml.

3. Pré dimensionnement du canal rectangulaire sur piliers

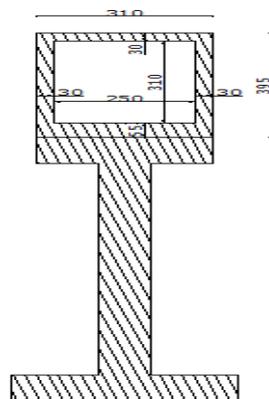
1. Profil en long et profil en travers du canal sur piliers

Nous avons un canal rectangulaire sur piliers en béton armé à quatre travées indépendantes de 10m chacune et deux parties en encorbellement de 5.55m ont été choisis car la brèche à franchir est 51.10m. Une note de Pré dimensionnement du canal et des appuis est contenue dans l'annexe I. La géométrie des appuis est la suivante:

➤ Culées et piles

- Voile en béton armé de 0.9m d'épaisseur et de 2.00m de largeur ;
- Hauteur totale : 10.00m ;
- Semelle de 4.00m de largeur ; 4.00 m de longueur et de 1.00m de hauteur ;
- Chevêtre de 3.10m de largeur ; 3.10 m de longueur et de 1.00m de hauteur ;
- un canal de largeur 3.10m et de hauteur 3.65m.

Figure 3 : Schéma du profil transversal du calcul



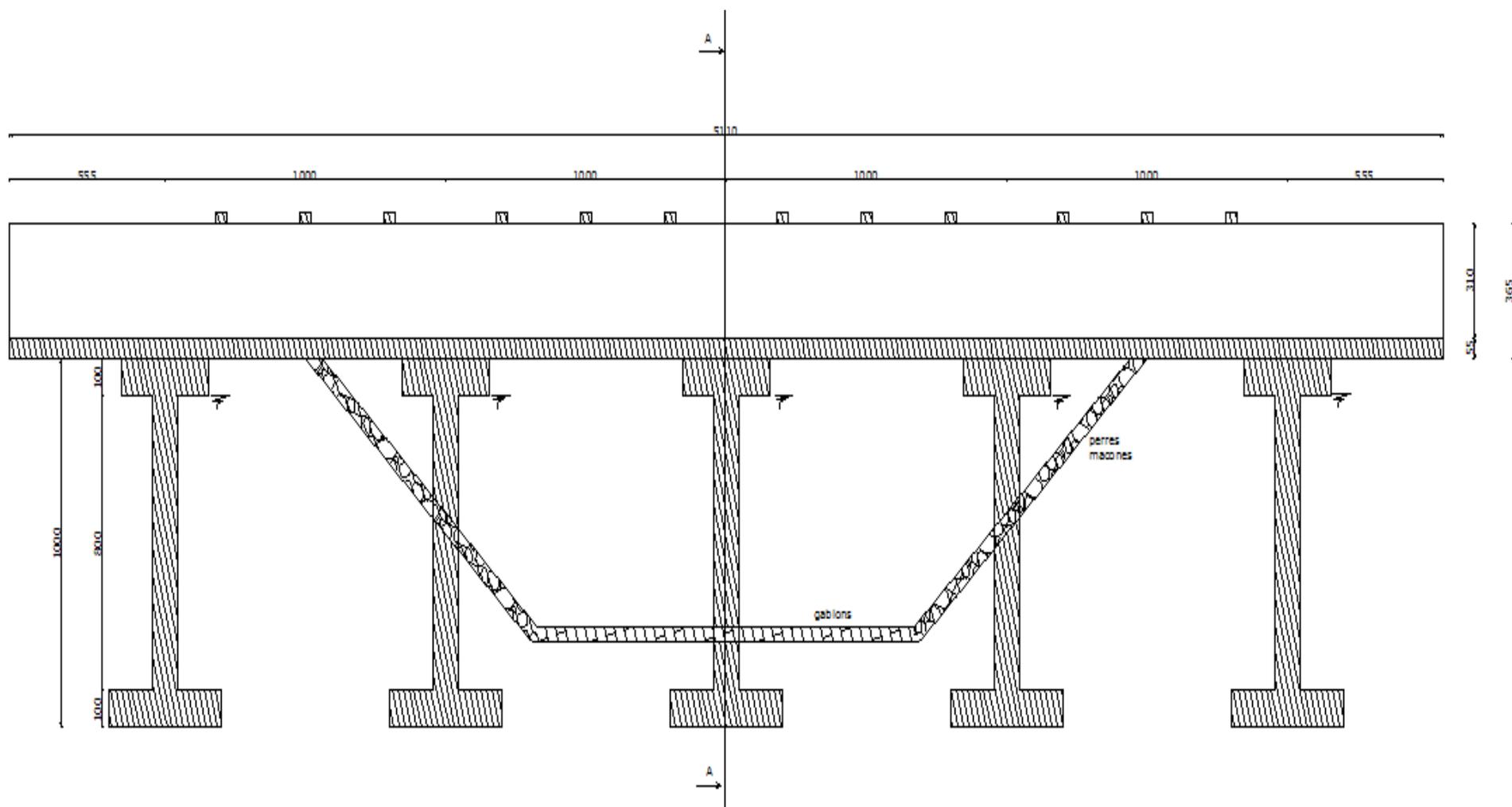


Figure 2 : Schéma profil en long de l'ouvrage d'art

III . PROJET D'OUVRAGE D'ART : ETUDE DETAILLEE

A. Introduction et bases de calcul

Le présent chapitre présente les principaux résultats obtenus pour le calcul du canal sur piliers. Il présente les règlements de calcul, les hypothèses de calcul, charge et les caractéristiques des matériaux prises en compte ainsi que les résultats des calculs de dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage. Une note de calcul détaillée est jointe en annexe I du présent mémoire.

1. Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un canal sur piliers ayant 5 appuis (3 piles et 2 culées), avec 4 travées de 10 m et 2 parties encastrées sur les deux culées de 5.55m chacune pour une longueur total de note canal de 51.10m.

1. Éléments du canal

Les éléments du canal à dimensionner sont les suivantes:

Il est en béton armé et est constitué de :

- D'un radier de 55cm d'épaisseur et de 3.10 m de largeur coulé sur toute la longueur du canal.
- De deux parois de 30cm d'épaisseur et de 3.10m de hauteur, longeant toute la longueur du canal.
- Et enfin des raidisseurs de largeur 25 cm et de hauteur 30 cm coulés sur les parois et espaces de 3m en travée.

2. Eléments des culées

Les éléments à dimensionner sont les suivantes:

Il est en béton armé et est constitué de :

- Le chevêtre pour une bonne transmission des charges du canal a la colonne de voile.
- Un mur de front qui retient le remblai et l'eau derrière la pile culée.
- D'une semelle reposant sur une fondation superficielle.

3. Eléments des piles

La pile est en béton armé et est de type voile. Elle a une partie rectangulaire de largeur 1.10 mètres, de

deux demi cercles de rayon 0.45 mètre et l'ensemble a une hauteur de 8.00 mètres. Elle est unique et sont reliées à leur partie supérieur par un chevêtre de largeur 3.10 mètres et d'épaisseur 1 mètres et à leur partie inférieur par une nervure.

2. Normes, hypothèses et règlements utilisés

Les différentes études faites dans le cadre de ce projet ont été faites en fonction de :

1. Normes et règlements utilisés

- Fascicule N°62 – Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Prescriptions du dossier PP73 (PILES ET CULEES)
- Fascicule N°74 : construction des réservoirs en béton
- Pour le calcul de nos sollicitations nous utiliserons le logiciel PYBAR la version 2.3

2. Hypothèses

- Notre canal a une pente de 0.02%
- Réservoir rempli à 80% pour une hauteur d'eau dans le canal de 2.48m.
- La hauteur des voiles des culées et des piles est prise égale à 8m.
- Comme variation de la pression limite en fonction de la profondeur nous allons considérer les valeurs suivantes :

Tableau 1 : pression en fonction de la profondeur

profondeur (m)	pression limite (Mpa)
1.5	10
2.5	11
3.5	12
4.5	13

3. Charges de calcul

Tableau 2: charges permanentes

Charges permanentes	Valeurs
Poids volumique béton arme	25KN/m3
Poids volumique béton non arme	22KN/m3
Poids volumique remblai sature d'eau	22KN/m3

Tableau 3 : charges d'exploitations

charges d'exploitations	valeurs
Poids volumique eau	10KN/m3
surcharge sur remblai	10KN/m2

4. Les matériaux

Tableau 4 : caractéristiques béton

Résistance caractéristique a la compression	f_{c28}	30MPa
Résistance caractéristique a la traction	$f_{t28}=0.6+0.06 *f_{c28}$	2,4MPa
Contrainte béton	$\sigma_{bc}=0,6*f_{c28}$	18Mpa
	γ_b	1.5

Tableau 5 : caractéristiques des aciers d'après le BAEL 91 modifier 99

Limite élasticité acier	Fe E 500	500Mpa
Limite élasticité acier	Fe E235	235Mpa
Contrainte limite acier	$\sigma_s = \min \{ 2/3 * f_e; \max(1/2 * f_e; 90(\eta * f_{t28})^{1/2}) \}$	
Coefficient de fissuration des aciers	η	1.6
	σ_s	250 Mpa

Tableau 6 : caractéristiques acier d'après le fascicule 74

Limite élasticité acier	FE500	500Mpa
Limite élasticité acier	FE235	235Mpa
Coefficient équivalence acier béton	n	15
Contrainte limite acier	$\sigma_s = \min \{ 0.5 * F_E; \alpha(\eta * f_{t28} / \sigma_s + \eta * \beta)^{1/2}; 90(\eta * f_{t28})^{1/2} \}$	
Coefficient de fissuration des aciers	η	1.6
Étanchéité assurée par la structure	α	240
Ouvrage en contact avec l'eau	β	30

Tableau 7 : valeur de la contrainte limite de l'acier en fonction des diamètres

Diamètres (\varnothing s)	Contraintes aciers σ_s (Mpa)
10	176
12	176
14	176
16	176
20	176
25	176

B. Justification des éléments du canal

Pour déterminer les sollicitations liées au canal nous allons effectuer 2 coupes transversales, la première en présence du raidisseur et la deuxième en absence du raidisseur. Ces coupes nous permettront de déterminer les sollicitations maximales que nous utiliserons pour le calcul des armatures des parois, raidisseurs et des aciers transversaux du radier.

1. Justification du canal sans raidisseur

1. Modélisation

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR et sur une bande de 1m. Cela nous permettra d'étudier transversalement notre radier et une étude complète de nos parois.

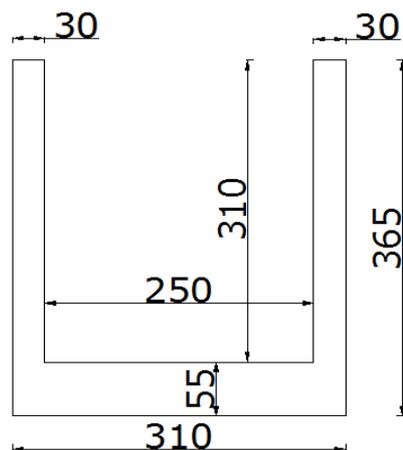


Figure 4: schéma canal sans raidisseur

2. Evaluation des charges permanentes

- Poids propre du radier.

- Le poids propre des parois qui est considéré comme une charge ponctuelle agissant sur le radier.

3. Evaluation des charges exploitations

- Le poids de l'eau agissant sur les parois.
- Le poids de l'eau agissant sur le radier.

4. Combinaisons des charges

Les combinaisons utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ELU : $1,35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

5. Tableaux des sollicitations calculées

Les résultats obtenus ci-dessous sont obtenus après la combinaison des charges à ELS.

Tableau 8 : sollicitations des parois.

	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	25.4	-25.4
Effort tranchant (KN)	-30.8	30.8
Effort normal (KN)	-5.64E-15	5.64E-15

Tableau 9 : sollicitations aux appuis.

	appuis gauche	appuis droite
Moment encastrement (KN.m)	-0.236	0.236
Réaction suivant X (KN)	30.8	-30.8
Réaction suivant Y (KN)	77.2	77.2

Tableau 10 : sollicitations du radier.

	Milieu de travée	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	-12.6	25.2	25.2
Effort tranchant (KN)	0	54	-54
Effort normal (KN)	-	-	-

2. Justification du canal avec raidisseur

1. Modélisation

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR et sur une bande d'1m. Cela nous permettra d'étudier transversalement notre radier, une étude complète de nos parois et des raidisseurs.

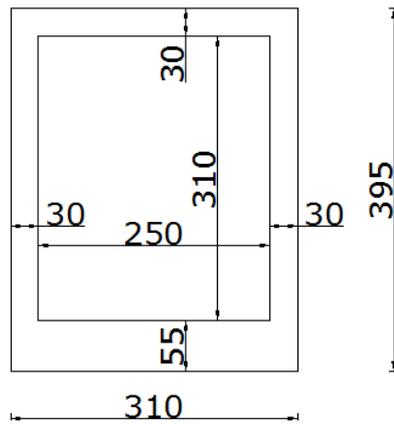


Figure 5 : schéma canal avec raidisseur

2. Evaluation des charges permanentes

- Poids propre du radier.
- Le poids propre des parois qui est considéré comme une charge ponctuelle agissant sur le radier.
- Poids propre du raidisseur.

3. Evaluation des charges exploitations

- Le poids de l'eau agissant sur les parois.
- Le poids de l'eau agissant sur le radier.

4. Combinaisons des charges

Les combinaisons utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- ELU : $1,35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

5. Tableaux des sollicitations calculées

Les résultats obtenus ci-dessous sont obtenus après la combinaison des charges à ELS.

Tableau 11 : sollicitation raidisseur

	travée	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	-3.08	-1.24	-1.24
Effort tranchant (KN)	0	2.63	-2.63
Effort normal (KN)	-3.8	-3.8	-3.8

Tableau 12 : sollicitation des parois

		paroi gauche	Paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	supérieur	1.24	-1.24
	travée	-4.93	4.93
	inférieur	13.9	-13.9
Effort tranchant (KN)	supérieur	3.8	-3.8
	inférieur	-27	27
Effort normal (KN)	-	-	-

Tableau 13: sollicitation du radier

	travée	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	-12.6	25.2	25.2
Effort tranchant (KN)	0	54	-54
Effort normal (KN)	-	-	-

Tableau 14 : sollicitations aux appuis

		appuis gauche	appuis droite
Au niveau du radier	moment encastrement (KN.m)	11.9	-11.9
	réaction suivant X (KN)	27	-27
	réaction suivant Y (KN)	77.2	77.2
Au niveau du raidisseur	réaction suivant X (KN)	2.63	2.63

3. Etude longitudinale de notre radier

Le calcul se fera grâce au logiciel PYBAR et sur toute la longueur du canal. Cela nous permettra d'étudier longitudinalement notre radier.

1. Evaluation des charges permanentes

- Poids propre du radier qui est considéré comme une charge répartie agissant sur toute la longueur du canal.
- Le poids propre des parois qui est considéré comme une charge répartie agissant sur toute la longueur du canal.
- Poids propre des raidisseurs qui agissent comme des charges ponctuelles.

2. Evaluation des charges exploitations

- Le poids de l'eau agissant sur le radier

3. Combinaisons des charges

Les combinaisons utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes

➤ ELU : 1,35 G + 1.5 Q

➤ ELS : G + Q

4. Tableau des sollicitations calculées

Les résultats obtenus ci-dessous sont obtenus après la combinaison des charges à ELS.

Tableau 15 : sollicitations sur appuis

	appuis 1	appuis 2	appuis 3	appuis 4	appuis 5
Moment fléchissant (KN.m)	2328	975.4	1426	975.4	2328
Réactions aux appuis (KN)	1738	1348	1619	1348	1738
Efforts tranchants (KN)	899.5	719.3	809.4	629.1	838.7
	-838.7	-629.1	-809.4	-719.3	-899.5

Tableau 16 : sollicitations en travées

	travée 2	travée 3	travée 4	travée 5
Moments fléchissants (KN.m)	-321.6	-720.3	-720.3	-321.6

4. Détermination des armatures

Pour le calcul des armatures des éléments de notre canal nous allons utiliser les sollicitations maximales calculées après chaque coupe transversale et longitudinale ensuite faire le choix des armatures après la vérification des conditions de non fragilité de ces différents éléments. Tout calcul fait nous avons les résultats suivant :

Les plans de ferrailages sont en annexes III

Tableau 17 : Aciers des parois (deux nappes de même section)

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Aciers principaux	6.7	8HA12	6.79	17
Aciers répartitions	1.67	6HA8	3.02	19

Tableau 18 : aciers transversaux du radier (deux nappes de même section)

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Travée	6.875	7HA12	7.92	15
Appuis	6.875	7HA12	7.92	15

Tableau 19 : aciers du raidisseur

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Aciers longitudinaux	3.6	4HA12	4.52	-
Aciers transversaux	0.9	HA8	-	25

Tableau 20 : Aciers longitudinaux radier

	Aser calcule	choix	Aser réelle	St (cm)
En travée	98.6	20HA25	98.17	14
Sur appuis (2 lits de 33 barres)	318.67	66HA25	324.06	7

C. Justification des éléments de la pile

La pile est constituée d'une voile reliée entre elles à l'extrémité supérieure par un chevêtre et à leur extrémité inférieure par une nervure assurant une bonne répartition des charges au sol.

1. Calcul du chevêtre

Le chevêtre est de section 3.10m x 3,10m, il est calculé comme étant encastré dans les voiles, Celui-ci est calculé en flexion transversalement et longitudinalement. (PP73 du SETRA).

1. Evaluation des charges permanentes

- Poids propre du chevêtre
- La réaction venant du canal due aux charges permanentes des éléments du canal.

2. Evaluation des charges exploitations

- La réaction venant du canal due aux charges exploitations des éléments du canal.

3. Combinaisons des charges

Les combinaisons utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes

- ELU : $1,35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

4. Tableau des sollicitations calculées

Les résultats obtenus ci-dessous sont obtenus après la combinaison des charges à ELS.

Tableau 21 : sollicitation du chevêtre suivant le sens longitudinale

pser (KN/m)	l (m)	Mser (KN.m)= -pser*l ² /2
599.69	1.1	-362.81

Tableau 22 : sollicitation chevêtre suivant le sens transversal

pser (KN/m)	l (m)	Mser (KN.m)= -pser*l ² /2
127.31	0.55	-19.26

5. Détermination des armatures

Le dossier PP 73 préconise de disposer les mêmes aciers en armatures supérieures comme inférieures Pour le calcul des armatures du chevêtre nous allons utiliser les sollicitations calculées après chaque coupe transversale et longitudinale, vérifier les conditions de non fragilité suivant les deux sens et enfin faire le choix des armatures. Tout calcul fait nous avons les résultats suivant : Les plans d'exécutions sont joints en annexes III

Tableau 23 : armatures suivant le sens longitudinal

	As min calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Supérieur	77.5	25HA20	78.54	10.5
Inferieur	77.5	25HA20	78.54	10.5

Tableau 24 : armatures suivant le sens transversal

	Aser min calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Supérieur	31	16HA16	32.17	18
Inferieur	31	16HA16	32.17	18

2. Etude du voile de la pile

Elle est unique, il a une largeur de 2.00m et d'épaisseur 0.90m et ont pour rôle de supporter et de transmettre les charges venants du chevêtre à la fondation. Le voile est dimensionné en compression. Ils supportent outre leur poids propre, les charges transmises par le chevêtre. La colonne la plus sollicitée est la colonne centrale. Elle sera donc dimensionnée aux ELU, sous une sollicitation ultime $N_u = 3047.337$ KN .Après calcul d'armatures, ayant trouvé que la section d'armature est surabondante, le ferrailage correspondra aux dispositions minimale du PP 73 :

Tableau 25 : Armatures de notre pile voile

		As min calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Partie rectangulaire	acier verticale	12.375	7HA16	14.07	16.5
	Acier horizontale	2.475	HA12	-	25
Demi-cercle	acier verticale	7.94	6HA14	9.24	27
	cerce	1.59	HA12	-	25

3. Etude de la semelle sous pile

1. Vérification de la capacité portante du sol

Les efforts provenant de la pile sont concentrés sous la semelle donnant ainsi une contrainte de référence notée q'_{ref} qui est fonction des charges évaluées ci-dessous :

Tableau 26 : Charges de calcul de la contrainte de référence

G (KN)	1926.62
Q (KN)	657.6

La vérification de la capacité portante est faite conformément au fascicule 62 titres 5 se fait de la manière suivante :

Calcul de :

$$T = 1/\gamma_q (q'u - q'o) i\delta\beta + q'o$$

Vérification si :

$$q'_{ref} \leq T$$

On a donc après tout calcul fait

$$q'_{ref} = 0,224 \text{ Mpa} \leq T = 6.856 \text{ Mpa}, \text{ donc la capacité portante de notre sol est vérifiée.}$$

2. Détermination des armatures

Les calculs sont menés à l'ELS pour les moments fléchissant et à l'ELU pour les efforts tranchant on aura donc une semelle sous pile de 1.00m d'épaisseur, une largeur de 4,00m et une longueur de 4.00m sous une nervure de 1,50m de hauteur. Après calcul des armatures et la vérification des conditions non fragilité suivant les deux sens et enfin faire le choix des armatures. Tout calcul fait nous avons les résultats suivant : Les plans d'exécutions sont joints en annexes III

Tableau 27 : Armatures transversales et longitudinale de la semelle sous pile

		Aser calculée	choix	Aser réelle	St (cm)
Aciers longitudinaux	supérieur	55.6	18HA20	56.55	20
	inférieur	55.6	18HA20	56.55	20
Aciers transversaux	inférieur	53.4	18HA20	56.55	21
	supérieur	20	10HA16	20.11	42

D. Etude de la culée

1. Modélisation

La culée, appui de rive de l'ouvrage, a un rôle principalement mécanique. En effet, elle est chargée de transmettre les efforts tant horizontaux que verticaux au sol de fondation. Outre ce rôle mécanique, la culée doit permettre un accès facile au canal.

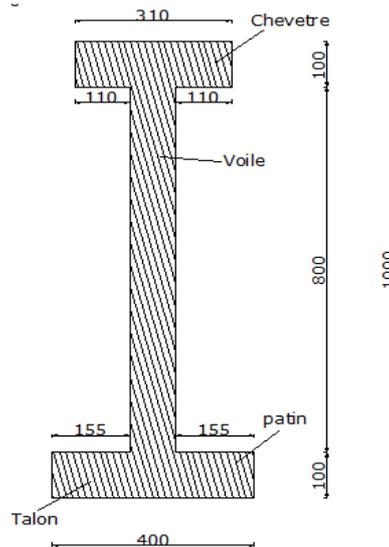


Figure 6 : schéma de la culée

2. Vérification de la stabilité externe de la pile culée

1. Etat limite ultime de glissement

La vérification au glissement se fait en phase de construction, c'est à dire en l'absence du canal. Les forces horizontales de glissement doivent être reprises par la force de frottement à l'interface sol-semelle (Article B.3.4. du fascicule 62). En effet, le poids du canal, absentes lors de la construction, ont un effet favorable à la culée en phase de service.

2. Etat limite ultime de renversement

La vérification se fait en phase de construction donc en l'absence du canal elle est caractérisée par la vérification des moments stabilisateurs sur les moments renversants rapport noté k_1 qui doit être supérieur ou égale à 1 (Fascicule 62, Titre V, Article B.3.2) dans le cas de cette étude on a $k_1 = 1.30 \geq 1$. On peut donc conclure que la stabilité au renversement est vérifiée.

3. Vérification de la stabilité interne : étude structurale des éléments de la pile culée

Le calcul des sollicitations internes dans les différents éléments de la culée ainsi que la

détermination des armatures ont été effectués aux ELS.

1. Etude du chevêtre (voir cas de la pile)

2. Etude du voile de la culée

Le calcul des armatures du voile se fait en l'absence du canal. Outre les efforts de compression provenant de son poids propre et de celui du chevêtre (qui seront négligées), le voile supporte un moment fléchissant résultant des poussées de terre, d'eau et des surcharges sur remblai. Il est calculé comme un mur de soutènement en le supposant encasté dans la semelle. Le couple sollicitant et les armatures calculées sont ci-dessous :

Tableau 28: sollicitations du voile

N (KN /ml)	257.5
M (KN.m/ml)	2595.665

Tableau 29 : Armature du voile

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Acier horizontal	156.46	20HA32	160.8	1.5
Acier de répartition	39.12	13HA20	40.84	6

3. Etude de la semelle de la culée

Le calcul de la semelle est effectué en flexion simple en fissuration préjudiciable, en la supposant encastée de part et d'autre dans le mur de front. L'ouvrage est supposé en phase de service. Les éléments de la semelle (patin et talon) sont soumis à un moment fléchissant provenant des contraintes du sol, des surcharges sur remblai, du poids des terres du remblai, du poids de l'eau et du poids propre des éléments. On obtient donc des moments de services respectifs pour le patin et le talon :

➤ Calcul des armatures du patin

- Choix des armatures

Les Armatures supérieures sont identiques aux armatures inférieures

Aser calculée	choix	Aser réelle	St (cm)
10.68	4HA20	12.57	24

➤ Calcul des armatures du talon

- Choix des armatures

Les Armatures supérieures sont identiques aux armatures inférieures

Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
35.7	12HA20	37.7	6

Pour le ferrailage complet de notre semelle nous allons utiliser les armatures trouvées pour le patin.

IV . PROCEDURE DE REALISATION DE L'OUVRAGE

A. OBJECTIFS

La présente procédure a pour objet de décrire toutes les tâches élémentaires du processus avec les contrôles d'exécutions et de conformités associés, dans le but de satisfaire la qualité finale visée.

B. REFERENCES

Voir le Cahier des Prescriptions Techniques

C. MOYENS

1. Personnels

- Conducteur de travaux,
- Chef de chantier,
- Chef d'équipe,
- Conducteurs d'engins,
- Maçons,
- Menuisiers,
- Chauffeurs,
- Operateur de compacteur,
- Manœuvres,
- Techniciens topo,
- Techniciens laboratoire.

2. Matériels

- Benne à béton,
- Pelle mécanique, tractopelle,

- Chargeur,
- Camions,
- Camion grue,
- Aiguilles vibrantes,
- Compacteur tandem ou a rouleau,
- Bétonnière et ou auto bétonnière,

3. Fournitures

- Ciment,
- Agrégats,
- Aciers,
- Eau,
- Adjuvants éventuels,
- Joints water stop,
- Perrés maçonnés,
- Gabions.

D. MODE OPERATOIRE ET METHODE

1. Travaux préalables

1. Approbation du projet d'exécution

Un plan d'exécution (plan type de l'ouvrage, plan de ferrailage, plan de coffrage) est réalisé et fourni à la MC pour approbation.

2. Implantation topographique

Une équipe topographique procédera à l'implantation de l'ouvrage conformément aux plans d'exécutions approuvés par la Mission de Contrôle (MC). Toutefois, l'implantation pourra être modifiée en tenant compte des situations existantes, cela avec l'accord de la MC.

3. Agrément des matériaux

Le control de quantité à réaliser et la qualité requise des matériaux seront définis dans le plan de control.

Les matériaux utilisés doivent être agréés par la MC.

Les adjuvants éventuels doivent être également agréés par la MC.

4. Validation des formulations de béton

Le responsable du laboratoire élaborera les formulations de béton qui seront validées par des bétons de convenance avant d'être transmises à la MC pour l'approbation.

Ces formulations ne seront utilisées qu'après acceptation écrite de la MC.

5. Sécurisation de la zone de travaux

Dans le cas d'un canal neuf, mise en place d'une déviation ainsi qu'il suit si il y'a nécessité d'aller d'une rive à une autre:

- Préparation des déviations,
- Mise en place d'une signalisation appropriée,
- Mise en service de la déviation avant le démarrage de la fouille.

6. Préparation des moules métalliques pour le coffrage

Le chef chantier procèdera à la mise en place des moules métalliques qui serviront pour le coffrage des différentes pièces. Ces moules non déformables doivent avoir une bonne planéité. Chaque coffrage sera réalisé en fonction de type de voiles à couler. On procédera au contrôle quotidien et à l'huilage de la surface avant le bétonnage.

E. PHASES D'EXECUTIONS

1. Exécution de la fouille

Les fouilles seront réalisées après l'acceptation de l'implantation par la MC.

Les fouilles sont exécutées conformément au plan type de l'ouvrage.

L'exécution de la fouille comportera les opérations suivantes selon la configuration du

Terrain en place:

- Fouille réalisée suivant la profondeur requise pour la construction de l'ouvrage,
- Modification de la profondeur de fouille si la portance du sol au niveau prévu est insuffisante pour supporter l'ouvrage,
- Substitution éventuelle avec du matériau de bonne qualité (matériau d'emprunt agréé par la MC),
- Réglage du fond de fouille, et compactage du fond de fouille,
- Mise en dépôt des matériaux de démolition aux endroits prévus à cet effet,
- Maintien des fonds de fouille en permanence hors d'eau,
- Réception du fond de fouille.

NB : Il faut noter que les travaux de fouille seront réalisés hors saison de pluie pour maintenir le fond de fouille hors de l'eau.

2. Exécution de l'ouvrage

1. Ouvrage réalisé avec les éléments préfabriqués

- Préfabrication des voiles

On procédera aux opérations suivantes :

- Vérifier que les ferraillements et les coffrages sont conformes,
- S'assurer que les granulats sont conformes,
- Introduire les constituants du béton dans l'appareil de fabrication (bétonnière) dans

l'ordre suivant : granulats moyens et gros, ciment, sable puis eau selon les dosages exigés par la formulation et le béton de convenance,

- Malaxer tous les matériaux introduits pour qu'ils soient parfaitement et complètement enrobés,
- Faire vibrer le béton et vérifier si le béton est à niveau dans le coffrage et bien homogène,
- Décoffrer l'élément quand la prise est effective et contrôler les parements - le délai de décoffrage est de minimum 1 jour,
- Marquer chaque élément décoffré,
- Faire la cure du béton pendant 7 jours en mouillant périodiquement - la fréquence de
La cure sera fonction des conditions climatiques afin d'obtenir un béton en permanence humide,
- Stocker les éléments par type de voiles,
- Equiper les éléments de crochets à savoir quatre (04) par type d'élément,
- La manutention et le mode de stockage tiendra compte de l'âge et des résistances du béton au moment de l'opération.

2. Ouvrage réalisé sur place

On procèdera aux opérations suivantes :

- Préparation du site,
- Aménage des matériaux (ciment, sable, graviers, aciers, eau de gâchage)
- S'assurer que les granulats respectent la granulométrie définie par la formulation approuvée,
- S'assurer de la propreté des granulats,
- Coulage du béton de propreté,

- Ferrailage et coffrage des culées et piles conformément aux plans approuvés,
- Réception du ferrailage et du coffrage par la MC,
- Coulage (Jo) des piles et culées,
- Décoffrage,
- Ferrailage et coffrage pour les voiles conformément aux plans approuvés,
- Réception du ferrailage et du coffrage par la MC,
- Coulage des voiles,
- Décoffrage à J+1 du coulage des voiles,
- La cure à partir de J+1 du coulage des voiles.

3. Pose des pièces préfabriquées et coulage du radier

On procédera aux opérations suivantes :

- Amener des pièces préfabriquées qui ont la résistance requise,
- Pose des différentes pièces en fonction des sections du canal (projet d'exécution approuvé),
- Vérification de l'alignement et de la verticalité des pièces,
- Réalisation des joints entre pièces,
- Ferrailage pour le radier,
- Réception du ferrailage par la MC,

- Coulage du radier,

4. Réalisation des remblais

On procédera à la réception des remblais par la MC avant de procéder à la réalisation des perrés et des gabions.

5. Contrôle à réaliser

1. Travaux préparatoires

- Qualité du matériau du fond de fouille
- Compactage du fond de fouille

2. Bétonnage

- Conformité coffrage,
- Conformité ferrailage,
- Qualité des granulats (coupures granulométriques exigées, résistances mécaniques),
- Qualité du ciment (bonne conservation, stockage du ciment à l'abri des intempéries, conformité à la classe de ciment exigée),
- Dosage des constituants du béton (respect de la formulation),
- Qualité du béton (consistance et la résistance à la compression).

3. Après le bétonnage

- Etat des parements,
- Conditions de stockage ,
- Cure du béton.

4. Pièces préfabriquées

- Contrôle visuel des parements (présence de fissures, éclat, écrasement).
- Conformité de l'assemblage.

Tableau 30 : plan de contrôle des travaux

PHASE	NATURE DU CONTROLE	MOYEN	FREQUENCE	CRITERE D'ACCEPTATION	TYPE DE CONTROLE		RESPONSABILITE	ENREGISTREMENT
					PC	PA		
OPERATIONS PREALABLES								
Projet execution	Approbation	vérification MC	chaque ouvrage			X	Responsable Etude	
Implantation topographique	Pk; fil d'eau	Levé topo	Avant travaux	(+/- 5cm en nivellement) ; (+/- 10cm en plan)		X	Responsable topo	plans d'executions
				Respect du fuseau du CPT				
Agrément matériaux	granulométrie	essai labo	tous les 100 m ³	ES (0/2) ≥ 60				Fiche d'essai labo
	équivalent de sable		Avant travaux	MB (0/D) ≤ 1.5g/100g				
	Bleu de méthylène		tous les 100 m ³ de sable et tous les 50m ³ de gravier	tamisât ≤ 1.5%		X	Responsable topo	Fiche d'essai labo
	propreté superficielle			A ≤ 1.5%				
	forme		Avant travaux	LA < 40 (10/14) ; MDE < 30				
	résistance mécanique							

« Canal sur piliers, dimensionnement et procédure de réalisation. »

PHASE	NATURE DU CONTROLE	MOYEN	FREQUENCE	CRITERE D'ACCEPTATION	TYPE DE CONTROLE		RESPONSABILITE	ENREGISTREMENT
					PC	PA		
OPERATIONS PREALABLES								
Agrément de la formulation	Béton de convenance	essai labo	chaque étude	respect des caractéristiques souhaitées dans la formulation		X	Responsable topo	Dossier formulation
Déviation	état	visuel	en continue		X		chef chantier; responsable sécurité	
	signalisation				X			
MODE OPERATOIRE / METHODOLOGIE								
Fouille	Nature du matériau	visuel ; essai labo	1 essai Proctor		X		chef chantier; responsable topo	Fiche d'essai labo
	Compactage du fond de fouille			90% de l'opm sur le fond de fouille				

PHASE	NATURE DU CONTROLE	MOYEN	FREQUENCE	CRITERE D'ACCEPTATION	TYPE DE CONTROLE		RESPONSABILITE	ENREGISTREMENT
					PC	PA		
MODE OPERATOIRE / METHODOLOGIE								
Bétonnage	ferrailage	visuel	Avant bétonnage	conformité au plan de ferrailage approuvé		X	chef chantier	fiche de suivie
	coffrage			conformité au plan de coffrage approuvé		X		
	granulométrie ES du sable	essai labo	par livraison	conforme à la formulation	X		responsable labo	fiche d'essai
	granulométrie du gravier		par production		X			
	Dosage des constituants				X			
	consistance				X			
	résistance a la compression		8 éprouvettes / jour de production	conforme aux résistances nominales exigées par le CPT		X		
Après le bétonnage	parement	visuel	régulièrement		X		chef chantier	fiche de suivie
pose des pièces préfabriquées	état des parements	visuel	chaque élément	sens fissure ; éclat ; écrasement	X		chef chantier	fiche de suivie
	autorisation d'enlèvement	visuel		28 jours d'âge			chef chantier / responsable labo	fiche de suivie

« Canal sur piliers, dimensionnement et procédure de réalisation. »

	verticalité								
--	-------------	--	--	--	--	--	--	--	--

V DÉVIS ESTIMATIF DU COÛT DES TRAVAUX

Le coût des travaux est estimé à **212 077 565 F TTC**. Les sous total des prix sont résumés dans le tableau 12 suivant pour les détails des devis, voir Annexe I.

N°	DÉSIGNATION	U	QTE	PU	PRIX TOTAL
	LOT 100 PRIX GENERAUX				
	SOUS TOTAL LOT 100				27500000
	LOT 200 TERRASSEMENTS				
	SOUS TOTAL LOT 200				20833750
	LOT 300 CANAL				
	SOUS TOTAL LOT 300				68333000
	LOT 400 CULEES ET PILES				
	SOUS TOTAL LOT 400				61965000
	LOT 500 EQUIPEMENT ET SIGNALISATION				
	SOUS TOTAL LOT 500				1095000
	MONTANT TOTAL HTVA				179726750
	TVA (18%)				32350815
	COÛT TOTAL DU PROJET				212077565

CONCLUSION

En somme, en vue de l'obtention du diplôme des Ingénieurs de conception du Génie Civil option route et ouvrage d'art, via le mémoire de fin d'étude, portant sur la construction d'un canal sur piliers nous avons présenté respectivement :

- La présentation générale de notre projet
- L'étude préliminaire de notre ouvrage d'art et enfin
- L'étude détaillée de notre ouvrage d'art
- procédure de réalisation de l'ouvrage
- Devis estimatif du coût des travaux

Ce projet peut être considéré comme un véritable baptême dans la vie professionnelle et d'une importance capitale car il nous a permis non seulement de passer en revue tout ce qu'on a étudié au cours de notre formation à 2^{ie} dans le domaine ouvrage d'art ; mais aussi d'élargir nos horizons et de toucher du doigt les réalités de la vie professionnelle. Ce faisant, nous avons découvert que ce métier est riche et nécessite de notre part un esprit créatif et ouvert.

SUGGESTIONS ET RECOMMANDATIONS

Nous devons noter que la réalisation de cet ouvrage à nécessiter beaucoup de compromis de part la disponibilité de données géotechniques récentes donc il devra être effectué dans l'avenir d'autres essais de sol en vue de garantir la réaction du sol sur l'ouvrage pour éviter tout risque d'effondrement même si celui-ci est relativement faible.

Enfin on ne pourrait finir sans suggérer une mise en place d'une politique de surveillance et d'entretien du canal pour assurer et garantir la durée de vie de l'ouvrage, par le remplacement de certains équipements qui deviendraient défectueux. Ceci garantirait une durée de vie importante de cet ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

➤ **Ouvrage :**

- Dr Ismaila GUEYE, 2014, support de cours de fondation
- Fascicule N°62 – Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Prescriptions du dossier PP73 (PILES ET CULEES)
- Fascicule N°74 : construction des réservoirs en béton
- Rapport final de l'état des lieux autour du barrage de Bagré au Burkina Faso (octobre 2010)

➤ **Site Internet**

www.civilmania.com

www.google.com

<http://www.vedafrance.com/produits/etancheite-des-joints/etancheite-waterstops/waterstops-a-et-aa-pour-reprises-de-b%C3%A9tonnage>

➤ **Logiciels utilisés**

- AUTOCAD 2008, pour les dessins ;
- Pour le calcul de nos sollicitations nous utiliserons le logiciel PYBAR la version 2.3

Annexe I DÉVIS ESTIMATIF DU COÛT DES TRAVAUX

ANNEXE 1.1 : COÛT ESTIMATIF DU PROJET

N°	DÉSIGNATION	U	QTE	PU	PRIX TOTAL
LOT 100 PRIX GÉNÉRAUX					
101	Installations et repli de chantier	FF	1	10 000 000	10 000 000
102	Laboratoire de chantier	FF	1	5 000 000	5 000 000
103	Etudes d'exécution	FF	1	3 000 000	3 000 000
104	Suivi topographique	FF	1	1 500 000	1 500 000
105	Nettoyage et recalibrage du lit	FF	1	3 000 000	3 000 000
106	Reconnaissance géotechnique complémentaire	FF	1	4 000 000	4 000 000
107	Signalisation du chantier	FF	1	1 000 000	1 000 000
SOUS TOTAL LOT 100					27 500 000
Lot 200 TERRASSEMENTS					
201	Fouilles en terrain aquatique meuble	m ³	560	15 000	8 400 000
202	Remblai de terre sur les appuis	m ³	700	10 000	7 000 000
203	Perrés maçonnés et babions	m ²	175	31 050	5 433 750
SOUS TOTAL LOT 200					20 833 750
LOT 300 CANAL					
301	Béton pour le canal en aile dosé à 400Kg/m ³ plus adjuvant	m ³	186.64	350 000	65 324 000
301	coffrage	m ²	177	17 000	3 009 000
SOUS TOTAL LOT 300					68 333 000
LOT 400 CULEES ET PILES					
401	Béton de propreté sous semelles des culees et piles	m ³	12.5	70000	875000
402	Béton pour les culées et les piles dosé à 400Kg/m ³ plus adjuvant	m ³	218.52	250 000	54630000
403	coffrage	m ²	380	17 000	6460000
SOUS TOTAL LOT 400					61 965 000
LOT 500 EQUIPEMENT ET SIGNALISATION					
501	joints waterstopp	m	36.5	30 000	1 095 000
SOUS TOTAL LOT 500					1 095 000
MONTANT TOTAL HTVA					179 726 750
TVA (18%)					32 350 815
COÛT TOTAL DU PROJET					212 077 565

ANNEXE II NOTE DE CALCUL DU CANAL SUR PILIERS

Tableaux des matières

1.	52
1.1 Description de l'ouvrage	52
1.1.1 Eléments du canal	52
1.1.2 Eléments des culées	52
1.1.3 Eléments des piles	52
1.2 Normes ,hypotheses et reglements utilisés	52
1.2.1 Normes et reglements utilisés	53
1.2.2 Hypothèses utilisées	53
1.3 Valeurs des Charges de calcul	53
1.4 les caracteristiques des materiaux utilisés	57
2. Pré dimensionnement des éléments de notre canal sur piliers	57
2.1 Pré dimensionnement des éléments de la culée	57
2.1.1 Chevêtre	57
2.1.2 Voile de la culée	57
2.1.3 La semelle	57
2.2 Pré dimensionnement des éléments de la pile	57
2.2.1 Nervure	57
2.3 Pré dimensionnement des éléments du canal	58
2.3.1 Calcul des dimensions du canal	58
2.3.2 Calcul des épaisseurs	58
2.3.3 Vérification de la vitesse d'eau dans le canal	58
3. Calcul des éléments du canal.	67
3.1 Calcul du canal sans raidisseur.	67
3.1.1-schema d'une section du canal	67
3.1.2-calcul des charges	67
3.1.3 Combinaisons des charges à ELS	68
3.1.4 schéma statique	68
3.1.5 calcul des sollicitations	68
3.1.6 Tableaux récapitulatif des efforts	70
3.2 Calcul du canal avec raidisseur.	70
3.2.1-schema d'une section du canal	70

3.2.2	calcul des charges	71
3.2.3	Combinaisons des charges à ELS	72
3.2.4	schéma statique	62
3.2.5	calcul des sollicitations	73
3.2.6	Tableaux récapitulatif des sollicitations	74
3.3	Calcul du radier dans le sens longitudinal	75
3.3.1	Evaluation des charges	75
3.3.2	Combinaisons des charges à ELS	76
3.3.3	schéma statique	76
3.3.4	calcul des sollicitations	76
3.3.5	Tableaux récapitulatif des sollicitations	77
3.4	Déterminations des sections des armatures, vérification de la condition de non fragilité, vérification de la section de béton occupée par les aciers et choix des armatures des différents éléments.	78
3.4.1.	Détermination des sections des aciers	78
3.4.2	Vérification de la condition de non fragilité.....	83
3.4.3	Choix des armatures des éléments du canal	83
3.4.4	Vérification de la section de béton occupée par les aciers	84
4.	Calcul des éléments de la pile	84
4.1	Etude du chevêtre	84
4.1.1	Etude chevetre dans le sens longitudinale	84
4.1.1.1	schema du chevetre.....	84
4.1.1.2	Evaluation des charges	85
4.1.2.	Etue du chevetre dans le sens transversale	87
4.1.2.1	schema du chevetre.....	87
4.1.2.2	Evaluation des charges	88
4.2	Etude du voile de la pile	91
4.2.1	Description du voile	91
4.2.2	Evaluation des charges	92
4.2.2.1	Charges permanantes	92
4.2.2.2	Charges d'exploitations	93
4.2.3	valeur charge exploitation appliquée sur cette pile	93
4.2.4	Effort normal de dimensionnement de notre voile a état limite ultime.	93

4.2.5 Calcul des armatures de notre voile.....	93
4.2.6 Vérification de la condition de non fragilité.....	94
4.2.7 Choix des armatures	94
4.3 Etude de la semelle sous la pile.....	94
4.3.1 Données du problème	94
4.3.1.1 Schéma de la semelle.....	94
4.3.1.2 la variation de la pression limite en fonction de la profondeur	95
4.3.1.3 profondeur d'encrage de la semelle dans la roche $D= 1.5m$	95
4.3.2.1 calcul contrainte verticale effective ($q'o$).....	95
4.3.2.2 détermination de la pression limite équivalente (P^*_{le}).....	95
4.3.3 Vérification de la capacité portante du sol a l'état limite de mobilisation du sol	92
4.3.3.1 calcul de la contrainte q'_{ref} sous le sol de fondation	92
4.3.4 Calcul des armatures de la nervure	94
4.3.4.1 Dimension de la nervure	94
4.3.4.2 Evaluations des charges	94
4.3.4.3 Combinaisons des charges	95
4.3.4.4 Charge par mètre linéaire de nervure.....	95
4.3.4.5 Evaluation des sollicitations	95
4.3.4.6 Calcul des armatures.....	96
4.3.4.7 Vérification de l'effort tranchant	96
4.3.4.8 Condition de non fragilité.....	96
4.3.4.9 Choix des armatures	97
4.3.5 Calcul des armatures de la semelle	97
4.3.5.1 Dimension de la semelle.....	97
4.3.5.2 Justification du mode de dimensionnement de la semelle.....	97
4.3.5.3 Evaluations des charges	97
4.3.5.4 Combinaisons des charges	98
4.3.5.5 Charge par mètre linéaire de la semelle.....	98
4.3.5.6 Evaluation des sollicitations	98
4.3.5.7 Calcul des armatures.....	99
4.3.5.8 Vérification de l'effort tranchant	99
4.3.5.9 Condition de non fragilité.....	99
4.3.5.10 Choix des armatures	100

5. Calcul des éléments de la culée	100
5.1 Schéma de la culée et représentation des contraintes dues à la présence de la terre et de l'eau	100
5.1.1 Diagramme des contraintes.....	100
5.1.2 Les dimensions des éléments de la culée.....	100
5.2 Évaluation des déformations contrantes sur voile (terre sèche + terre sature + nappe d'eau) 100	
5.2.1 Contrainte de la terre au niveau de la nappe.....	100
5.2.2 Contrainte de la terre saturée au niveau bas de notre voile	101
5.2.3 Contrainte due à l'action de l'eau	101
5.2.4 Contrainte due à la surcharge	101
5.3 Intensité des charges permanentes appliquées sur notre voile (KN/mètre de voile) et leurs points d'application.	101
5.3 .1 Intensités des charges permanentes	101
5.3 .2 Leur point d'application en allant de la base de la culée.....	102
5.4 Intensités des charges exploitations appliquées sur notre voile (KN/mètre de voile) et leurs points d'application.	102
5.4.1 Concernant l'eau.....	102
5.4.2 Concernant la surcharge sur le patin.....	102
5.5 Bilans des charges sur la culée	106
5.5.1 Evaluations des charges permanentes.....	106
5.5.2 Evaluations des charges exploitations	107
5.5.3 Récapitulatifs des efforts et des moments	103
5.6 Vérification de la stabilité externe de la culée	103
5.6.1 Données du problème	103
5.6.1.1 Dimension de la semelle.....	103
5.6.1.2 la variation de la pression limite en fonction de la profondeur	104
5.6.1.2 Profondeurs d'encrage de la semelle dans la roche $D= 1.m$	104
5.6.2 Détermination de la contrainte de rupture du sol.....	104
5.6.2.1 calcul contrainte verticale effective ($q'o$).....	104
5.6.2.2 détermination de la pression limite équivalente (P^*_{1e}).....	104
5.6.2.3 calculs du facteur de portance du sol (K_p)	104
5.6.3 Vérification de la capacité portante du sol a ELU (poinçonnement).....	105
5.6.4 Vérification de l'état limite ultime de renversement.....	105
5.6.5 Vérification de l'état limite ultime de glissement.....	106

5.7 Justification de la stabilité interne de la culée : calcul des armatures	100
5.7.1 Calcul du chevêtre	100
5.7.1.1 Aciers transversaux.....	100
5.7.1.2 Aciers longitudinaux.....	101
5.7.2 Calcul du mur de front	101
5.7.2.1 Evaluations des sollicitations.....	101
5.7.2.2 Calcul de l'excentricité.....	102
5.7.2.3 Calcul des armatures.....	102
5.7.3 Calcul des éléments de la semelle sous la culée	103
5.7.3.1 Calculs des contraintes sous la semelle	103
5.7.3.2 Calcul du patin.....	104
5.7.3.3 Calcul du talon.....	104

Liste des tableaux

Tableau 1 : pression en fonction de la profondeur	62
Tableau 2: charges permanentes	63
Tableau 3 : charges d'exploitations.....	63
Tableau 4 : caractéristiques béton.....	63
Tableau 5 : caractéristiques des aciers d'après le BAEL 91 modifier 99.....	63
Tableau 6 : caractéristiques acier d'après le fascicule 74.....	63
Tableau 7 : valeur de la contrainte limite de l'acier en fonction des diamètres	64
Tableau 8 : sollicitations des parois (Canal sans raidisseur).....	70
Tableau 9 : sollicitations aux appuis. (Canal sans raidisseur).....	70
Tableau 10 : sollicitations du radier. (Canal sans raidisseur).....	70
Tableau 11 : sollicitations raidisseur. (Canal sans raidisseur).....	74.
Tableau 12 : sollicitations des parois. (Canal sans raidisseur).....	75
Tableau 13 : sollicitations du radier. (Canal sans raidisseur).....	75
Tableau 14 : sollicitations aux appuis. (Canal sans raidisseur).....	75
Tableau 15 : sollicitations sur appuis. (Radier canal sans longitudinale).....	77
Tableau 16 : sollicitations en travées. (Radier canal sans longitudinale).....	77
Tableau 17 : Aciers des parois (deux nappes de même section).....	83
Tableau 18 : aciers transversaux du radier (deux nappes de même section).....	83
Tableau 19 : aciers du raidisseur.....	83.
Tableau 20 : Aciers longitudinaux radier.....	83
Tableau 21 : Tableau indicatif des formules.....	106
Tableau 22 : Tableau des calculs des sollicitations permanentes.....	107
Tableau 23 : Tableau indicatif des formules.....	107
Tableau 24 : Tableau calcul des sollicitations d'exploitations.....	107

Liste des figures

Figure 1 : Coupe transversale du canal sans raidisseur.....	67
Figure 2 : Coupe transversale du canal avec raidisseur.....	71
Figure 3 : Schéma descriptif de la pile.....	84
Figure 4 : coupe longitudinale du canal ou figure notre chevêtre de 1 m de hauteur.....	85
Figure 5 : coupe transversale du canal ou figure notre chevêtre de 1 m de hauteur	88
Figure 6 : coupe transversale de la semelle sous pile.....	95
Figure 7 : diagramme des différentes contraintes qui s'appliquent sur la culée.....	104
Figure 8 : distribution des contraintes sous la semelle.....	114

Le présent chapitre présente les principaux résultats obtenus pour le calcul du canal sur piliers. Il présente les règlements de calcul, les hypothèses de calcul, charge et les caractéristiques des matériaux prises en compte ainsi que les résultats des calculs de dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage.

1.1 Description de l'ouvrage

Il s'agit d'un canal sur piliers ayant 5 appuis (3 piles et culées), avec 4 travées de 10 m et 2 parties encastrées sur les deux piles culées de 5.55m chacune pour une longueur total de note canal de 51.10m.

1.1.1. Éléments du canal

Les éléments du canal à dimensionner sont les suivantes:

Il est en béton armé et est constitué de :

- D'un radier de 55cm d'épaisseur et de 3.10 m de largeur coulé sur toute la longueur du canal.
- De deux parois de 30cm d'épaisseur et de 3.10m de hauteur, longeant toute la longueur du canal
- Et enfin des raidisseurs de largeur 25 cm et de hauteur 30 cm coulés sur les parois et espaces de 3m en travée.

1.1.2 Éléments des culées

Les éléments à dimensionner sont les suivantes:

Il est en béton armé et est constitué de :

- Le chevêtre pour une bonne transmission des charges du canal a la colonne de voile.
- Un mur de front qui retient le remblai et l'eau derrière la pile culée.
- D'une semelle reposant sur une fondation superficielle.

1.1.3 Éléments des piles

La pile est en béton armé et est de type voile. Elle a une partie rectangulaire de largeur 1.10 mètres, de hauteur 8 mètres, et d'épaisseur 0.45 mètres et deux demi cercles de rayon 0.45 mètre. Elle est unique et sont reliées à leur partie supérieur par un chevêtre de largeur 3.10 mètres et d'épaisseur 1 mètres et à leur partie inférieur par une nervure.

1.2 Normes, hypothèses et règlements utilisés

Les différentes études faites dans le cadre de ce projet ont été faites en fonction de :

1.2.1 Normes et règlements utilisés

- Fascicule N°62 – Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- Règles BAEL 91 révisées 99 : Le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Prescriptions du dossier PP73 (PILES ET CULEES)
- Fascicule N°74 : construction des réservoirs en béton.
- Pour le calcul de nos sollicitations nous utiliserons le logiciel PYBAR la version 2.3

1.2.2 Hypothèses

- Notre canal a une pente de 0.02%
- Réservoir rempli à 80% pour une hauteur d'eau dans le canal de 2.48m.
- La hauteur des voiles des culées et des piles est prise égale à 8m.
- Comme variation de la pression limite en fonction de la profondeur nous allons considérer les valeurs suivantes :

Tableau 1 : pression en fonction de la profondeur

profondeur (m)	pression limite (Mpa)
1.5	10
2.5	11
3.5	12
4.5	13

1.3 Charges de calcul

Tableau 2: charges permanentes

Charge permanentes	Valeurs
Poids volumique béton armé	25KN/m ³
Poids volumique béton non armé	22KN/m ³
Poids volumique remblai saturé d'eau	22KN/m ³

Tableau 3 : charges d'exploitations

charge d'exploitation	valeurs
Poids volumique eau	10KN/m3
surcharge sur remblai	10KN/m2

1.4 Les matériaux

Tableau 4 : caractéristiques béton

Résistance caractéristique a la compression	fc28	30MPa
Résistance caractéristique a la traction	ft28=0.6+0.06 *fc28	2,4MPa
Contrainte béton	σbc=0,6*fc28	18Mpa
	γb	1.5

Tableau 5 : caractéristiques des aciers d'après le BAEL 91 modifier 99

Limite élasticité acier	Fe E 500	500Mpa
Limite élasticité acier	Fe E235	235Mpa
Contrainte limite acier	$\sigma_s = \min \{ 2/3 * f_e; \max(1/2 * f_e; 90(\eta * f_{t28})^{1/2}) \}$	
Coefficient de fissuration des aciers	η	1.6
	σs	250 Mpa

Tableau 6 : caractéristiques acier d'après le fascicule 74

Limite élasticité acier	FE500	500Mpa
Limite élasticité acier	FE235	235Mpa
Coefficient équivalence acier béton	n	15
Contrainte limite acier	$\sigma_s = \min \{ 0.5 * F_E; \alpha(\eta * f_{t28} / \phi_s + \eta * \beta)^{1/2}; 90(\eta * f_{t28})^{1/2} \}$	
Coefficient de fissuration des aciers	η	1.6
Etanchéité assurée par la structure	α	240
Ouvrage en contact avec l'eau	β	30

Tableau 7 : valeur de la contrainte limite de l'acier en fonction des diamètres

Diamètres (Øs)	Contraintes aciers σs (Mpa)
10	176
12	176
14	176
16	176
20	176
25	176

2. Pré dimensionnement des éléments de notre canal sur piliers

2.1 Pré dimensionnement des éléments de la culée

Elles permettent d'assurer une liaison entre le pont et les remblais ; on distingue deux sortes de culées à savoir les culées enterrées et les culées remblayées. Pour notre projet nous optons pour des culées enterrées, ce type de culée s'adapte facilement pour tout type de fondation et à n'importe quelle hauteur de remblais.

La culée d'un pont est constituée de plusieurs éléments à savoir

2.1.1 Chevêtre

Elle a pour longueur 3.10m, pour la hauteur elle doit être supérieure à 0,80 m pour des raisons de robustesse. Nous retenons une hauteur de 1,00 m. La largeur dépend de la dimension du voile, de la zone d'about .

About chevêtre = 0,55 m

Largeur du voile = 2.00m

Une largeur de 3.10 m s'avère être suffisante

2.1.2 Voile de la culée

Elle est fonction de l'obstacle à franchir.

Le choix s'est porté sur des piles type voiles étant donné le fait que nous avons des fondations superficielles, on n'a pas besoin de pieux ; on aura des piles voiles de hauteur égale à $H=8.00\text{m}$ (voir hypothèses) et d'épaisseur $E \geq \max (0.5\text{m} ; (4 H + L)/100) + 0.1\text{m}$ avec $L=10\text{m}$
Donc $E \geq \max (0.5\text{m} ; 0.52\text{m})$ on prend donc $E= 0.9\text{m}$

2.1.3 La semelle

La nature de la fondation dépend d'une part de la contrainte de compression admissible sur le sol, d'autre part des risques d'affouillements dans le cas d'ouvrage en site aquatique et enfin des phénomènes de tassement qui doivent être compatibles avec l'intégralité des superstructures.

On distingue principalement deux types de fondation : Fondations superficielles sur semelles et Fondations profondes sur pieux. Dans notre cas, comme nous l'avons dit plus haut dans l'étude géotechnique, notre pont sera fondé sur des fondations superficielles sur semelles.

La profondeur minimale d'affouillement étant donnée par $H_p \geq 2D$ avec D l'épaisseur de la pile.

Tenant compte de tout cela, nous retenons la profondeur $H = 1.80$ m pour assoir la fondation du canal.

La largeur de la semelle est $B = 4,00$ m ; son épaisseur est donnée par :

$h > \text{Max}(0,60\text{m} ; (B-b)/4)$ avec b la largeur de l'appui ($b = 0,90$ m)

On retiendra $h = 1$ m

2.2 Pré dimensionnement des éléments de la pile

Le chevêtre ; le voile ; et la semelle ont des dimensions identiques à celle de la culée.

2.2.1 Nervure

Elle sera unique et sera pris comme raidisseur

La longueur de la nervure est $L_n = L_s - 2*d$ avec $L_s = 4.00$ m ; $d \leq H_s = 1.00$ m on prend $d = 0.40$ m

On aura donc $L_n = 3.60$ m

La largeur de la nervure est prise égale à épaisseur du voile $l_n = 0.90$ cm

La hauteur est donnée par $H_n = 0.50$ m

2.3 Pré dimensionnement des éléments du canal

2.3.1 Calcul des dimensions du canal

D'après la formule de Manning-Strickler $Q = I^{1/2} * K * S * R^{2/3}$

Avec I = La pente du canal

S = La section du canal (m^2)

R = Le rayon hydraulique du canal (m)

K = Le coefficient de Strickler du canal bétonné. ($m^{1/3}/s$)

Q= Débit (m³/s)

En utilisant la méthode de débitance on a :

Q	\sqrt{I}	$T=Q/\sqrt{I}$
5.75	0.014	407

b	Y	K	S	$R^{(2/3)}$	$T=K*S*R^{(2/3)}$
2.5	2.7	67	6.75	0.90	407

Avec une revanche de 40 cm

On aura donc comme dimension du canal

$$B = 2.50\text{m}$$

$$Y = 2.70 + 0.40 = 3.10 \text{ m}$$

2.3.2 Calcul des épaisseurs

parois	$E \geq 15 \text{ cm}$	on prend	$E = 30 \text{ cm}$
radier	$E \geq 15 \text{ cm}$	on prend	$E = 55 \text{ cm}$

2.3.3 Vérification de la vitesse d'eau dans le canal

$V = K*\sqrt{I}*R^{(2/3)}$
0.9

$V < 2.5 \text{ m/s}$ ok

3. Calcul des éléments du canal.

3.1 Calcul du canal sans raidisseur.

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR et sur une bande d'1m. Cela nous permettra d'étudier transversalement notre radier et une étude complète de nos parois.

3.1.1-schema d'une section du canal

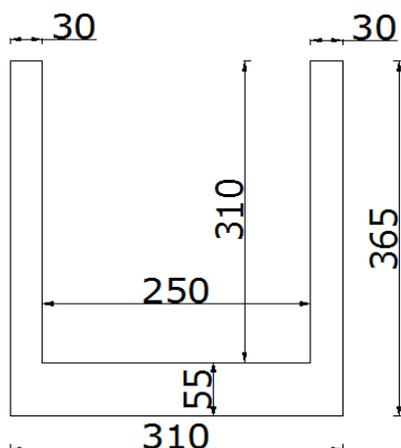


Figure 1 : coupe transversale du canal sans raidisseur

3.1.2-calcul des charges

Nous travaillons sur une bande 1 m le calcul se fait dans le sens transversale

➤ Charge sur les parois

- Charges d'exploitations

γeau (KN/m ³)	h(m)	Q (KN/m/m)
10	2.48	24.8

➤ Charge sur le radier

- Charges permanentes

poids propre radier			
γbéton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	G (KN/m)
25	0.55	1	13.75

poids propre parois				
γbéton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	L(m)	G(KN)
25	0.3	1	3.1	23.25

- Charges d'exploitations

poids de l'eau			
γeau(KN/m ³)	h(m)	b(m)	Q(KN/m)
10	2.48	1	24.8

3.1.3-Combinaisons des charges à ELS

➤ Charges réparties

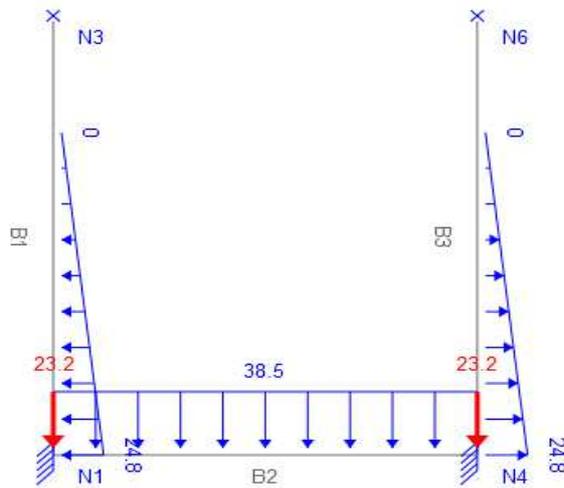
	Pser (KN/m)
parois	24.8
radier	38.55

➤ Charges ponctuelles

Ces charges résultent de l'action des parois sur le radier

	Pser (KN)
radier	23.25

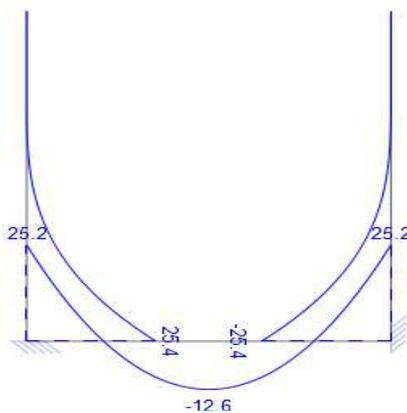
3.1.4 - schéma statique



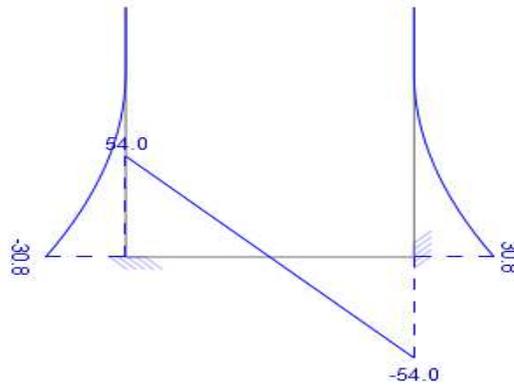
3.1.5- calcul des sollicitations

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR.

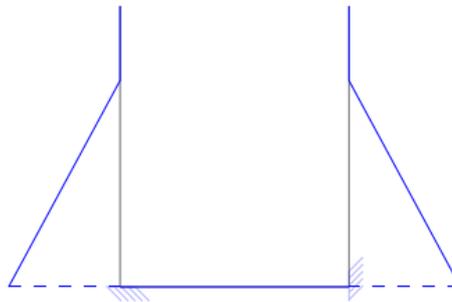
➤ Diagramme moments fléchissant



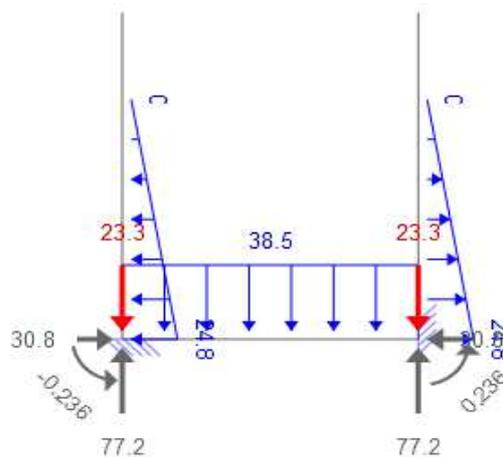
➤ Diagramme Efforts tranchants



➤ Diagramme Efforts normaux



➤ Diagramme réactions aux appuis



3.1.6- Tableaux récapitulatif des efforts

Tableau 8 : sollicitations des parois.

	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	25.4	-25.4
Effort tranchant (KN)	-30.8	30.8
Effort normal (KN)	-5.64E-15	5.64E-15

Tableau 9 : sollicitations aux appuis.

	appuis gauche	appuis droite
Moment encastrement (KN.m)	-0.236	0.236
Réaction suivant X (KN)	30.8	-30.8
Réaction suivant Y (KN)	77.2	77.2

Tableau 10 : sollicitations du radier.

	Milieu de travée	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	-12.6	25.2	25.2
Effort tranchant (KN)	0	54	-54
Effort normal (KN)	-	-	-

3.2 Calcul du canal avec raidisseur.

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR et sur une bande d'1m. Cela nous permettra d'étudier transversalement notre radier et une étude complète de nos

3.2.1-schema d'une section du canal

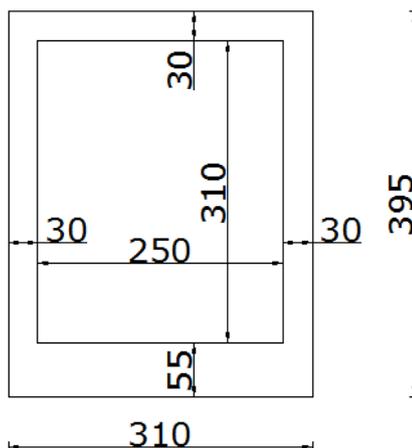


Figure 2 : coupe transversale du canal avec raidisseur

3.2.2-calcul des charges

Nous travaillons sur une bande 1 m le calcul se fait dans le sens transversale

➤ Charge sur le raidisseur

- Charges permanente

γbéton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	G(KN/m)
25	0.3	0.25	1.875

➤ Charge sur les parois

- Charges d'exploitations

yeau (KN/m ³)	h(m)	Q (KN/m/m)
10	2.48	24.8

➤ Charge sur le radier

- Charges permanentes

poids propre radier			
γbéton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	G (KN/m)
25	0.55	1	13.75

poids propre parois				
γbéton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	L(m)	G(KN)
25	0.3	1	3.1	23.25

- Charges d'exploitations

poids de l'eau			
yeau(KN/m ³)	h(m)	b(m)	Q(KN/m)
10	2.48	1	24.8

3.2.3-Combinaisons des charges à ELS

➤ Charges réparties

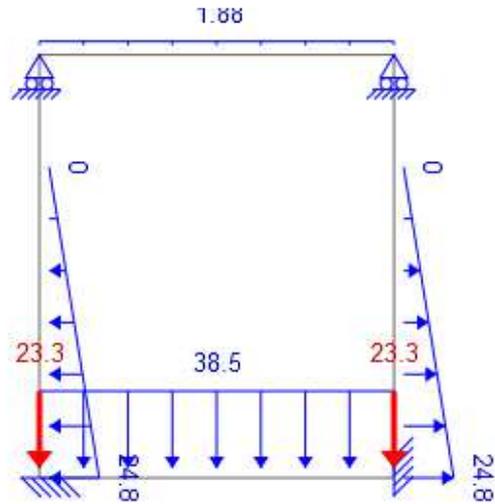
	Pser (KN/m)
raidisseur	1.875
parois	24.8
radier	38.55

➤ Charges ponctuelles

Ces charges résultent de l'action des parois sur le radier

	Pser (KN)
radier	23.25

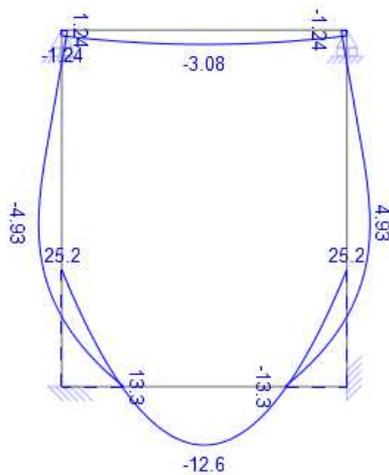
3.2.4 - schéma statique



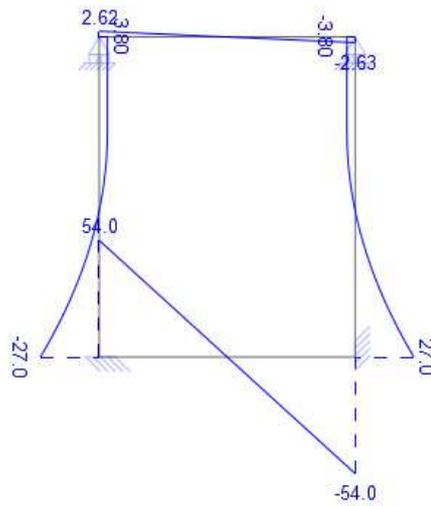
3.2.5- calcul des sollicitations

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR.

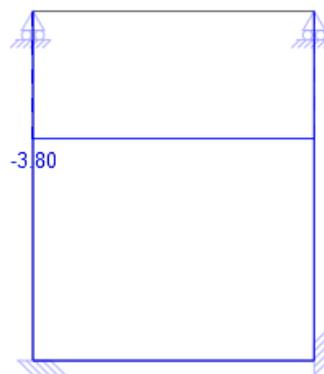
- Diagramme moments fléchissant



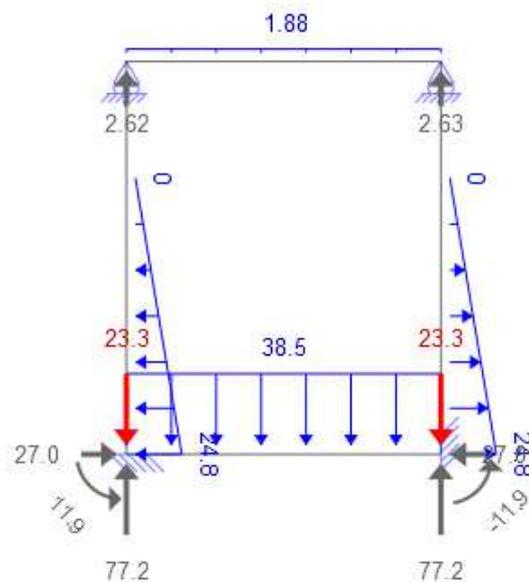
- Diagramme Efforts tranchants



➤ Diagramme Efforts normaux



➤ Diagramme réactions aux appuis



3.2.6- Tableaux récapitulatif des sollicitations

Tableau 11 : sollicitation raidisseur

	travée	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	-3.08	-1.24	-1.24
Effort tranchant (KN)	0	2.63	-2.63
Effort normal (KN)	-3.8	-3.8	-3.8

Tableau 12 : sollicitation des parois

		paroi gauche	Paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	supérieur	1.24	-1.24
	travée	-4.93	4.93
	inférieur	13.9	-13.9
Effort tranchant (KN)	supérieur	3.8	-3.8
	inférieur	-27	27
Effort normal (KN)	-	-	-

Tableau 13 : sollicitation du radier

	travée	paroi gauche	paroi droite
Moment fléchissant (KN.m)	-12.6	25.2	25.2
Effort tranchant (KN)	0	54	-54
Effort normal (KN)	-	-	-

Tableau 14 : sollicitations aux appuis

		appuis gauche	appuis droite
Au niveau du radier	moment encastrement (KN.m)	11.9	-11.9
	réaction suivant X (KN)	27	-27
	réaction suivant Y (KN)	77.2	77.2
Au niveau du raidisseur	réaction suivant X (KN)	2.63	2.63

3.3 Calcul du radier dans le sens longitudinal

Le calcul se fera grâce au logiciel PYBAR et sur toute la longueur du canal. Cela nous permettra d'étudier longitudinalement notre radier.

3.3.1 – Evaluation des charges

➤ Charges permanente

- Charge due aux raidisseurs

A chaque intervalle ou se trouve un raidisseur cela correspondra à une charge ponctuelle.

γ béton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	L(m)	G(KN)
25	0.3	0.25	3.1	5.8125

- Charge due aux parois

Cette charge est multipliée par deux due à la présence de deux parois.

γ béton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	G(KN/m)
25	3.1	0.3	46.5

- Charge due au radier

γ béton (KN/m ³)	h(m)	b(m)	G(KN/m)
25	0.55	3.1	42.625

➤ Charges d'exploitations

- Charge due à l'eau

γ eau (KN/m ³)	h(m)	b(m)	Q(KN/m)
10	2.48	2.5	62

3.3.2-Combinaisons des charges à ELS

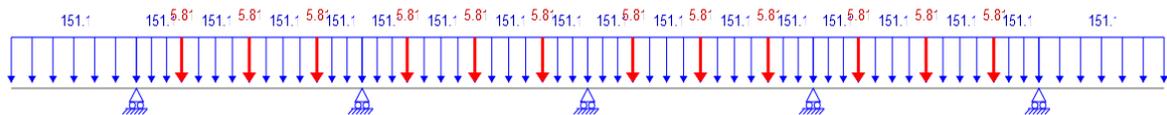
➤ Charges réparties

	Pser (KN/m)
radier	151.125

➤ Charges ponctuelles

	Pser (KN)
radier	5.8125

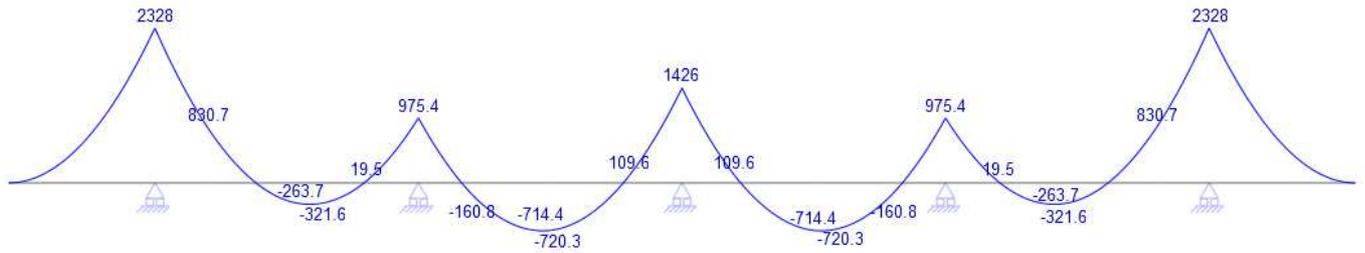
3.3.3 - schéma statique



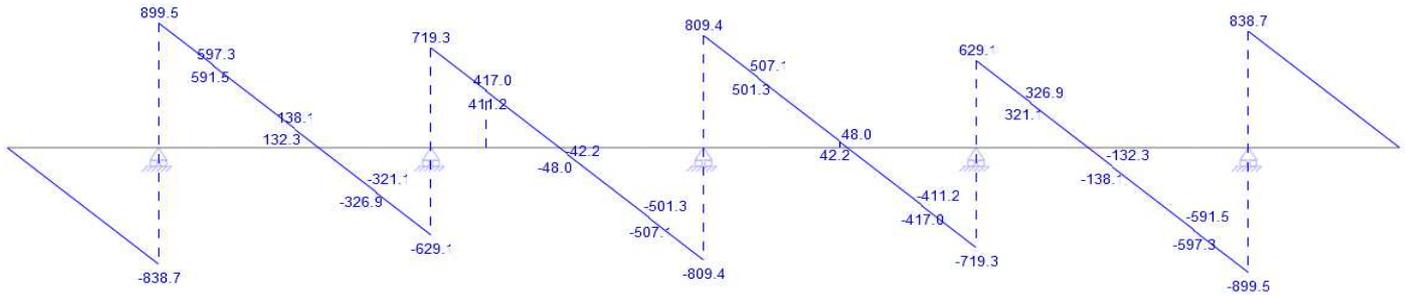
3.3.4- calcul des sollicitations

Le calcul du canal se fera grâce au logiciel PYBAR.

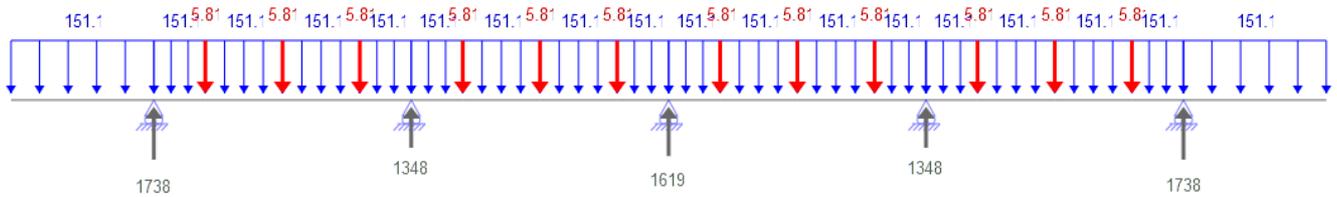
➤ Diagramme moments fléchissant



➤ Diagramme Efforts tranchants



➤ Diagramme réactions aux appuis



3.3.5- Tableaux récapitulatif des sollicitations

Tableau 15 : sollicitations sur appuis

	appuis 1	appuis 2	appuis 3	appuis 4	appuis 5
Moment fléchissant (KN.m)	2328	975.4	1426	975.4	2328
Réactions aux appuis (KN)	1738	1348	1619	1348	1738
Efforts tranchants (KN)	899.5	719.3	809.4	629.1	838.7
	-838.7	-629.1	-809.4	-719.3	-899.5

Tableau 16 : sollicitations en travées

	travée 2	travée 3	travée 4	travée 5
Moments fléchissants (KN.m)	-321.6	-720.3	-720.3	-321.6

3.4 Déterminations des sections des armatures, vérification de la condition de non fragilité, vérification de la section de béton occupée par les aciers et choix des armatures des différents éléments.

Pour le calcul des armatures des éléments de notre canal nous allons utiliser les sollicitations maximales de chaque éléments (parois, radier, raidisseur) calculées après chaque coupe transversale ensuite faire le choix des armatures après la vérification des conditions de non fragilité de ces différents éléments. Tout calcul fait nous avons les résultats suivant :

3.4.1. Détermination des sections des aciers

➤ Aciers des parois

Le calcul est mené en flexion simple et la fissuration sera préjudiciable aux états limites de service.

données		
Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	0.3
Moment de service	Mser(MN.m)	0.02542
Effort tranchant	Vser (MN)	0.0308
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers en fonction des diamètres	Øs	σs (Mpa)
	12	176
	14	176
	16	176
	20	176
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	ft28=0.6+0.06 *fc28	2,4
Contrainte de calcul du béton	σbc=0,6*fc28	18
enrobage	e (cm)	3
calcul		
choix du diamètre à utiliser	Øs	12
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.27
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.605
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.215
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	0.317
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	As=Mser/(z*σs) (m ²)	0.0006702
	As (cm ²)	6.7016844
section d'armature de répartition	Ar (cm ²)	1.6754211

➤ Aciers radier transversalement sur une bande 1 m

Le calcul est mené en flexion simple et la fissuration sera préjudiciable aux états limites de service.

En travée

données		
Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	0.55
Moment de service	Mser(MN.m)	0.0126
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers en fonction des diamètres	σ_s Øs	σ_s (Mpa)
	12	176
	14	176
	16	176
	20	176
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	ft28=0.6+0.06 *fc28	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	3
calcul		
choix du diamètre à utiliser	Øs	12
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.520
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.605
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.395
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	1.065
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s=M_{ser}/(z*\sigma_s)$ (m ²)	0.0001812
	A_s (cm ²)	1.8119138

Sur Appuis

données		
Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	0.55
Moment de service	Mser(MN.m)	0.0252
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers en fonction des diamètres	Øs	σs (Mpa)
	12	176
	14	176
	16	176
	20	176
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	ft28=0.6+0.06*fc28	2,4
Contrainte de calcul du béton	σbc=0,6*fc28	18
enrobage	e (cm)	3
calcul		
choix du diamètre à utiliser	Øs	12
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.520
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.605
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.395
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	1.065
M _{rb} >M _{ser} A _{ser} comprime =0		
Section d'armatures réelles	As=Mser/(z*σs) (m ²)	0.0003624
	As (cm ²)	3.6238277

➤ Aciers du radier sur toute la longueur du canal

Le calcul est mené en flexion simple et la fissuration sera préjudiciable aux états limites de service.

En travée (sur la plus sollicitée)

données		
Base	b(m)	3.1
Hauteur	h(m)	0.55
Moment de service	Mser(MN.m)	0.72
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers en fonction des diamètres	σ_s (Mpa)	
	Øs	12
		14
		16
		25
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	ft28=0.6+0.06 *fc28	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	3
calcul		
choix du diamètre à utiliser	Øs	20
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.52
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.6053812
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.4150673
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	3.6454818
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s=M_{ser}/(z*\sigma_s)$ (m ²)	0.009856
	A_s (cm²)	98.560148

Sur appuis (sur le plus sollicitée)

données		
Base	b(m)	3.1
Hauteur	h(m)	0.55
Moment de service	Mser(MN.m)	2.328
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers en fonction des diamètres	σ_s	(Mpa)
	\varnothing_s	
	12	176
	14	176
	16	176
	25	176
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	ft28=0.6+0.06 *fc28	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	3
calcul		
choix du diamètre à utiliser	\varnothing_s	20
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.52
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.6053812
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.4150673
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	3.6454818
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s=M_{ser}/(z*\sigma_s)$ (m ²)	0.0318678
	As (cm²)	318.67781

➤ Aciers du raidisseur

Le calcul est mené en traction simple et la fissuration sera préjudiciable aux états limites de service.

données		
base	b(m)	0.25
hauteur	h(m)	0.3
effort normal	Nser(MN)	0.0048
Limite d'élasticité des aciers	Fe E 500 (Mpa)	500
Limite de résistance du béton	fc28 (Mpa)	30
Résistance traction du béton	ft28=0.6+0.06 *fc28	2.4
enrobage	e (cm)	3
contrainte de calcul des aciers en fonction des diamètres	σ_s (Mpa)	250
calcul		
Section d'armatures longitudinale	$A_{ser} = N_{ser}/\sigma_s$	0.192
Section d'armatures transversale	$A_t = A_s/4$	0.9

3.4.2 Vérification de la condition de non fragilité

➤ Raidisseur

$As_{min} (cm^2) = B \cdot ft_{28} / f_e$	3.6
---	-----

➤ parois

$As_{min} (cm^2) = 0.125 \% \cdot b \cdot h$	3.75
--	------

➤ radier sens transversal

$As_{min} (cm^2) = 0.125 \% \cdot b \cdot h$	6.875
--	-------

➤ radier sens longitudinal

$As_{min} (cm^2) = 0.125 \% \cdot b \cdot h$	21.38125
--	----------

3.4.3 Choix des armatures des éléments du canal

Tableau 17 : Aciers des parois (deux nappes de même section)

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Aciers principaux	6.7	8HA12	6.79	17
Aciers répartitions	1.67	6HA8	3.02	19

Tableau 18 : aciers transversaux du radier (deux nappes de même section)

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
travée	6.875	7HA12	7.92	15
appuis	6.875	7HA12	7.92	15

Tableau 19 : aciers du raidisseur

	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
Aciers longitudinaux	3.6	4HA12	4.52	-
Aciers transversaux	0.9	HA8	-	25

Tableau 20 : Aciers longitudinaux radier

	Aser calcule	choix	Aser réelle	St (cm)
En travée	98.6	20HA25	98.17	14
Sur appuis (2 lits de 33 barres)	318.67	66HA25	324.06	7

3.4.4 Vérification de la section de béton occupée par les aciers

➤ Parois

$0.125 \% \cdot b \cdot h \text{ cm}^2$	3.75
$2\% \text{ cm}^2$	200
Aser	6.7
On a $3.5 < 6.7 < 200$	ok

4. Calcul des éléments de la pile

La pile calculer sera la pile centrale car c'est elle qui reçoit la plus grande charge venant du canal, elle est constituée d'une voile reliée entre elles à l'extrémité supérieure par un chevêtre et à leur extrémité inférieure par une nervure assurant une bonne répartition des charges au sol.

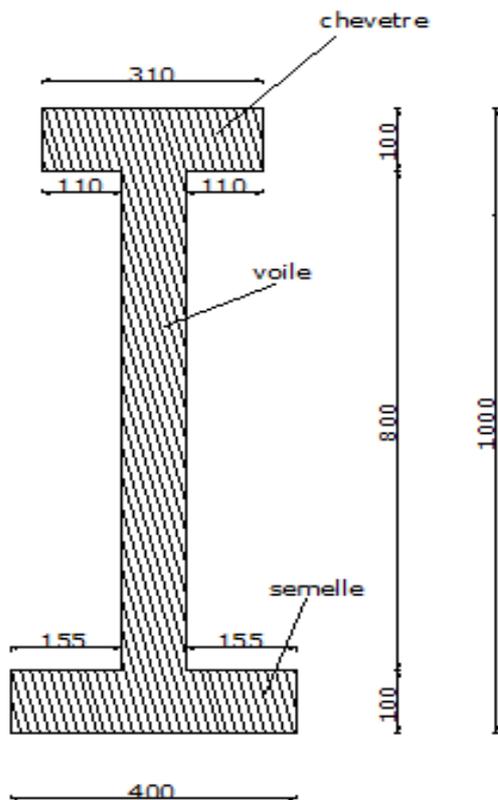


Figure 3: Schéma descriptif de la pile

4.1 Etude du chevêtre

Le chevêtre est de section 3,10m x 3,10m, il est calculé comme étant encastré dans les voiles, Celui-ci est calculé en flexion transversalement et longitudinalement. (PP73 du SETRA).

4.1.1 Etude longitudinale du chevêtre

4.1.1.1 Schéma longitudinal du chevêtre

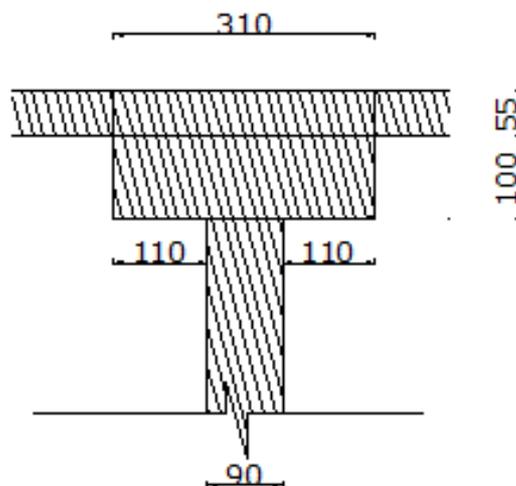


Figure 4 : coupe longitudinale du canal ou figure notre chevêtre de 1 m de hauteur

4.1.1.2 Evaluation des charges

➤ Charges permanentes

-Venant du chevêtre

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	L(m)	l(m)	h(m)	G1(KN)
25	3.1	3.1	1	240.25

-Venant du canal

Parois

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	G (KN/m)
25	3.1	0.3	46.5

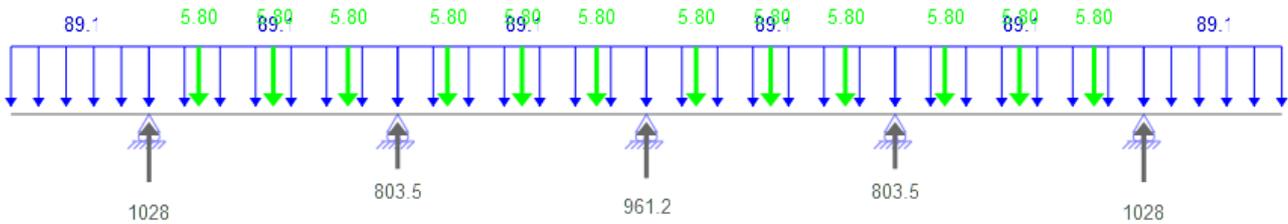
Raidisseurs

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	L(m)	G(KN)
25	0.3	0.25	3.1	5.8125

Radier

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	G (KN/m)
25	0.55	3.1	42.625

Réaction permanente venant du canal



G2(KN)	961.2
--------	-------

Donc on a pour charge permanente :

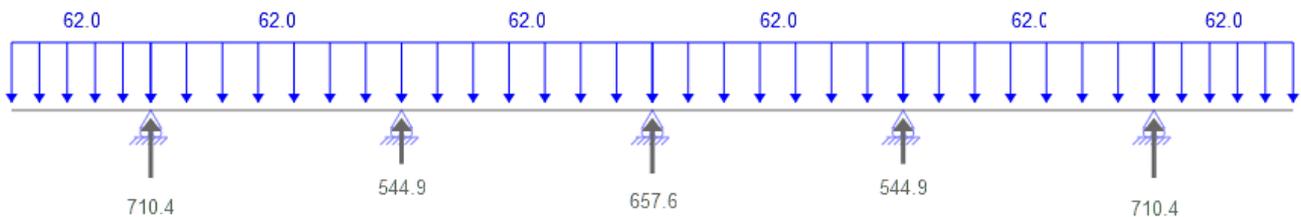
$G(KN)=G1+G2$	1201.41
---------------	---------

➤ Charges d'exploitations

- Due à l'eau dans le canal

yeau(KN/m ³)	h(m)	b(m)	Q(KN/m)
10	2.48	2.5	62

Réaction d'exploitation venant du canal



Q(KN)	657.6
-------	-------

4.1.1.3 combinaisons de charge à ELS

Pser (KN)	1859.05
-----------	---------

4.1.1.4 Charge par mètre linéaire du chevêtre

qser (KN/m)	599.69
-------------	--------

4.1.1.5 Calcul des sollicitations

Nous connaissons que le chevêtre est encastré au voile sur une longueur de 1.55m. On aura donc comme moment d'encastrement :

pser (KN/m)	l (m)	Mser (KN.m)= -(pser*l ²)/2
599.69	1.55	-720.38

4.1.1.6 Détermination des armatures

Données		
Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	1
Moment de service	Mser(MN.m)	0.720
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	$f_{t28}=0.6+0.06 *fc28$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.95
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.519
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.785
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	3.48
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	As=Mser/(z* σ_s) (m ²)	0.003668
	As (cm ²)	36.68

4.1.1.7 Condition de non fragilité

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	b(m)	3.1
	h(m)	1
	As min (cm ²) =(0.005 *b*h)/2	77.5

4.1.1.8 Choix des armatures

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	77.5	25HA20	78.54	10.5

4.1.2 Etude transversale du chevêtre

4.1.2.1 Schéma transversale du chevêtre

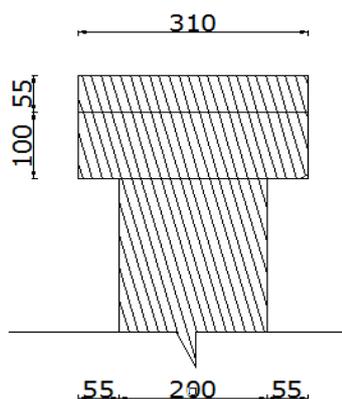


Figure 5 : coupe transversale du canal ou figure notre chevêtre de 1 m de hauteur

4.1.2.2 Evaluation des charges

➤ Charges permanentes

- Venant du chevêtre

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	L(m)	l(m)	h(m)	G1(KN)
25	3.1	3.1	1	240.25

- Venant du canal

Parois

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	L(m)	G(KN)
25	0.3	1	3.1	23.25

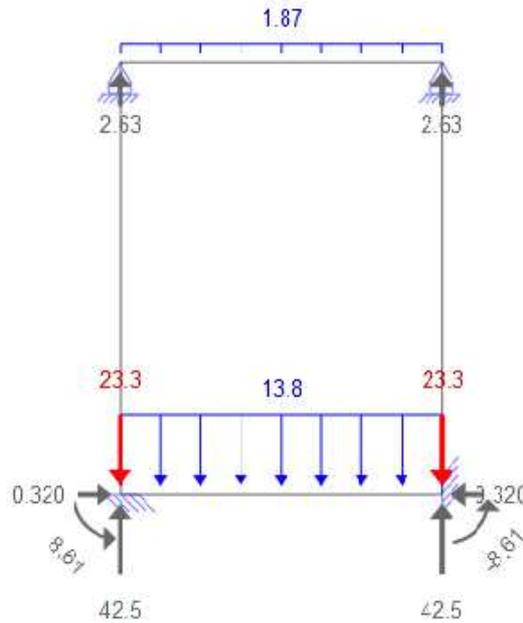
Raidisseurs

$\gamma_{\text{béton}} (\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	G (KN/m)
25	0.3	0.25	1.875

Radier

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	G(KN/m)
25	0.55	1	13.75

Réaction permanente venant du canal



G2(KN)	85
--------	----

Donc on a pour charge permanente :

$G(KN)=G1+G2$	325.25
---------------	--------

➤ Charges d'exploitations

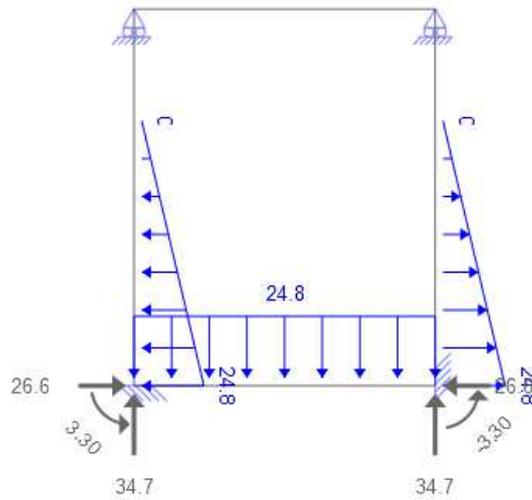
- Due à l'eau sur les parois

$\gamma_{eau}(KN/m^3)$	h(m)	Q (KN/m/m)
10	2.48	24.8

- Due à l'eau sur le radier

$\gamma_{eau}(KN/m^3)$	h(m)	b(m)	Q (KN/m)
10	2.48	1	24.8

- Réaction d'exploitation venant du canal



Q(KN)	69.4
-------	------

4.1.2.3 combinaison de charge a ELS

Pser (KN)	394.65
-----------	--------

4.1.2.4 Charge par mètre linéaire du chevêtre

qser (KN/m)	127.31
-------------	--------

4.1.2.5 Calcul des sollicitations

Nous connaissons que le chevêtre est encasté au voile sur une longueur de 1.00m. On aura donc comme moment d'encastrement :

pser(KN/m)	l (m)	Mser (KN.m)= -(pser*l ²)/2
127.31	1	-63.65

4.1.2.6 Détermination des armatures

Données		
Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	1
Moment de service	Mser(MN.m)	0.0636
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	$f_{t28}=0.6+0.06 *fc28$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.95
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.519
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.786
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	3.48
$M_{rb}>M_{ser}$ Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s=M_{ser}/(z*\sigma_s)$ (m ²)	0.000324
	A_s (cm ²)	3.24

4.1.2.7 Condition de non fragilité

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	b(m)	3.1
	h(m)	1
	$A_s \text{ min (cm}^2) = (0.002 *b*h)/2$	31

4.1.2.8 Choix des armatures

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	31	16HA16	32.17	18

4.2 Etude du voile de la pile

4.2.1 Description de la voile

Elle est constituer d'une partie rectangulaire et de deux demi-cercles avec les dimensions suivantes.

partie rectangulaire		
hauteur (m)	largeur (m)	épaisseur(m)
8	1.1	0.9

partie demi-cercle	
hauteur (m)	Rayon (m)
8	0.45

4.2.2 Evaluation des charges

4.2.2.1 Charges permanentes

➤ Poids des éléments de la voie

- Poids partie rectangulaire

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	$h(\text{m})$	$b(\text{m})$	$e(\text{m})$	$G_a(\text{KN})$
25	8	1.1	0.9	198

- Poids partie circulaire

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	$h(\text{m})$	$R(\text{m})$		$G_b(\text{KN})$
25	8	0.45		127.17

➤ Poids chevêtre

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	$h(\text{m})$	$b(\text{m})$	$e(\text{m})$	$G_c(\text{KN})$
25	3.1	3.1	1	240.25

$G_1(\text{KN}) = G_a + G_b + G_c$		565.42		
------------------------------------	--	--------	--	--

➤ Poids des éléments venant du canal

- Poids parois

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	$h(\text{m})$	$b(\text{m})$	$G (\text{KN/m})$
25	3.1	0.3	46.5

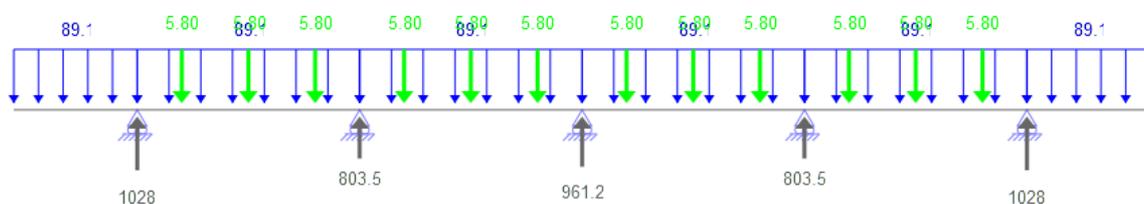
- Poids Radier

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	$h(\text{m})$	$b(\text{m})$	$G (\text{KN/m})$
25	0.55	3.1	42.625

➤ Poids raidisseur

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	$h(\text{m})$	$b(\text{m})$	$L(\text{m})$	$G(\text{KN})$
25	0.3	0.25	3.1	5.8125

Résultante des charges permanentes venant du canal et appliquée sur cette pile



$G2(KN)=$	961.2
-----------	-------

Comme charge permanente appliquée sur cette pile on a :

$G(KN) = G1 + G2$	1526.62
-------------------	---------

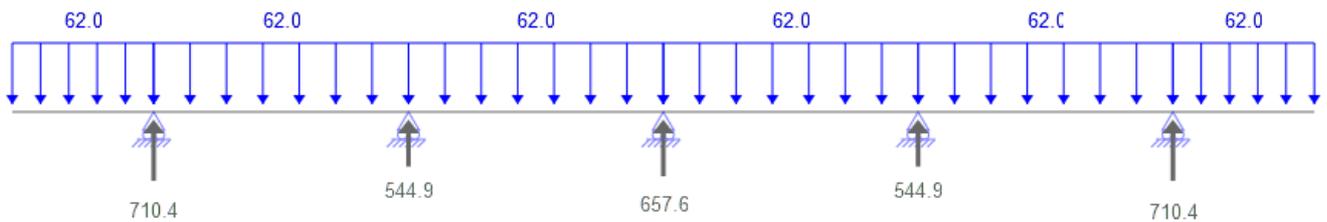
4.2.2.2 Charges exploitations

➤ Poids des éléments venant du canal

- Poids de l'eau

yeau(KN/m3)	h(m)	b(m)	Q(KN/m)
10	2.48	2.5	62

Charge résultante des charges d'exploitation venant du canal et appliquée sur cette pile



$Q1(KN)=$	657.6
-----------	-------

4.2.3 Comme charge exploitation appliquée sur cette pile on a :

$Q(KN) =$	657.6
-----------	-------

4.2.4 Effort normal de dimensionnement de notre voile a état limite ultime.

$Nult (KN)$	3047.337
-------------	----------

4.2.5 Calcul des armatures de notre voile

Le calcul sera fait en compression simple et aux états limites ultimes.

➤ vérification du flambement

$Lo (m)$	$Lf (m)$	$i(m)$	λ
8	8	0.25	32

On a donc $32 < 35$ donc notre voile ne flambe pas.

➤ Calcul des armatures

Nult(MN)	Br (m ²)	fc28 (Mpa)	fe (Mpa)	γb	α	Ast (m ²)
3.047337	1.56	30	500	1.5	0.73	0.74304

Nous trouvons une section des aciers de 743cm² donc pour le ferrailage nous allons utiliser As min

4.2.6 Vérification de la condition de non fragilité

partie rectangulaire	Aciers verticaux	$A_v=0.25\%B$ (cm ²)	24.75	Par nappe	12.38
	Aciers horizontaux	$A_h=0.05\%B$ (cm ²)	4.95		2.48

partie demi-cercle	Aciers verticaux	$A_v=0.25\%B$ (cm ²)			7.95
	Aciers horizontaux	$A_h=0.05\%B$ (cm ²)			1.59

4.2.7 Choix des armatures

partie rectangulaire		Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	Aciers verticaux	12.38	7HA16	14.07	16.5
	Aciers horizontaux	2.48	HA12	-	25

partie demi-cercle		Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	Acier verticaux	7.94	6HA14	9.24	27
	Demi-cercle	1.59	HA12	-	25

4.3 Etude de la semelle sous la pile.

4.3.1 Données du problème

4.3.1.1 Schéma de la semelle

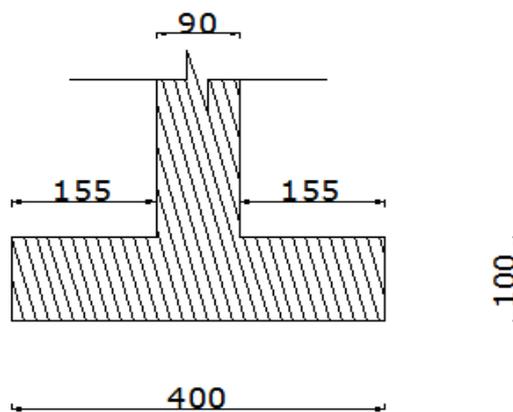


Figure 6 : coupe transversale de la semelle sous pile

longueur (m)	largeur (m)	épaisseur(m)
4	4	1

4.3.1.2 la variation de la pression limite en fonction de la profondeur

profondeur (m)	pression limite (Mpa)
1.5	10
2.5	11
3.5	12
4.5	13

4.3.1.3 profondeur d'encrage de la semelle dans la roche D= 1.5m

4.3.2 détermination de la contrainte de rupture du sol

Elle a pour formule : $q'u = q'o + Kp*(p*_{le})$

Avec $q'o$: la contrainte verticale effective

Kp : calcul du facteur de portance du sol

$p*_{le}$: détermination de la pression limite équivalente

4.3.2.1 calcul contrainte verticale effective ($q'o$)

γ_s (KN/m ³)	D (m)	$q'o$ (Mpa)
22	1.5	0.033

4.3.2.2 détermination de la pression limite équivalente ($P*_{le}$)

- altitude pour laquelle la pression limite équivalente ($P*_{le}$) est atteinte (Z_e)

D (m)	B (m)	$Z_e = D + (2/3) B$ (m)
1.5	4	4.2

- équation de la droite nous permettant de trouver la pression a toute profondeur

$P*_{le}(z) = az+b$	
$a = (Y_b - Y_a) / (X_b - X_a)$	1
$b = Y_a - (a * X_a)$	8.5
on a donc	$P*_{le}(z) = Z + 8.5$

Comme pression limite équivalente on a donc

$P*_{le}$ (Mpa) = 4.2 + 8.5	12.7
-----------------------------	------

4.3.2.3 calculs du facteur de portance du sol (Kp)

- Déterminons la hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e = \frac{1}{P^*_{le}} \int_0^D P^*_l(z) dz :$$

De (m)	1.15
--------	------

Comme facteur de performance on a donc

BS (m)	L(m)	De (m)	$K_p = (1+0.27*(0.6+0.4(Bs/L))*De/B)$
4	4	1.15	1.08

Finalement la contrainte de rupture de sol vaut donc :

$q'u = q'o + K_p p^*_{le}$ (Mpa)	13.68
----------------------------------	-------

4.3.3 Vérification de la capacité portante du sol a l'état limite de mobilisation du sol

4.3.3.1 calcul de la contrainte q'ref sous le sol de fondation

Les efforts provenant de la pile sont concentrés sous la semelle, on aura donc une contrainte de référence sous la semelle donnée par :

$$q'_{ref} = R_v/s = \sum F_v/L_s * B$$

$\sum F_v$: Somme forces verticale

L_s : Largueur de la semelle

B : Base de la semelle

➤ Evaluations des charges permanentes

- Poids Venant du canal

G1(KN)
961.2

- Poids du chevêtre

γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	b(m)	e(m)	G2(KN)
25	3.1	3.1	1	240.25

- Poids de la pile

partie rectangulaire				
γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	b(m)	e(m)	G3(KN)
25	8	1.1	0.9	198

partie circulaire			
γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	R(m)	G ₄ (KN)
25	8	0.45	127.17

- Poids de la semelle

γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	b(m)	e(m)	G ₅ (KN)
25	4	4	1	400

Comme charges permanentes on a :

G (KN)	1926.62
--------	---------

➤ Evaluations des charges exploitations

- Venant du canal

Q (KN)	657.6
--------	-------

➤ Combinaisons des charges à ELU

P _{ult} =	3587.34
--------------------	---------

➤ Comme contrainte q'_{ref} sous le sol de fondation

$$q'_{\text{ref}} = R_v/s = \sum F_v/L_s * B = (1.35 G + 1.5 Q) / (B * L_s)$$

q'_{ref} (Mpa)	0.224
-------------------------------	-------

➤ vérification de la capacité portante du sol a ELU

Pour cela on doit vérifier la condition suivante :

$$q'_{\text{ref}} \leq T \quad \text{avec} \quad T = 1/\gamma_q (q'_u - q'_o) i_{\delta\beta} + q'_o$$

γ_q : 2 car nous somme a ELU

$i_{\delta\beta}$: 1 du fait de la résultante qui est verticale

q'_o : la contrainte verticale effective

q'_u : Contrainte de rupture du sol

On a donc :

γ_q	$i_s \beta$	$q'o$ (Mpa)	$q'u$	T
2	1	0.033	13.68	6.8565

Conclusion

$q'_{ref} < T$	donc la capacité portante de notre sol est vérifiée
----------------	---

4.3.4 Calcul des armatures de la nervure

La nervure étant considérée comme raidisseur on aura une distribution uniforme des contraintes entre la semelle et le sol. Les calculs seront menés aux ELS pour la détermination des armatures longitudinales et aux ELU pour le calcul des armatures des efforts tranchants. La nervure est considérée comme une poutre.

4.3.4.1 Dimension de la nervure

largeur (m)	hauteur (m)	longueur (m)= longueur fut pile + 2*0.6
0.9	1.5	3.2

4.3.4.2 Evaluations des charges

➤ Evaluations des charges permanentes

- Poids Venant du canal

G1(KN)
961.2

- Poids du chevêtre

γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	b(m)	e(m)	G2(KN)
25	3.1	3.1	1	240.25

- Poids de la pile

partie rectangulaire				
γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	b(m)	e(m)	G3(KN)
25	8	1.1	0.9	198

partie circulaire			
γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	R(m)	G4(KN)
25	8	0.45	127.17

Comme charges permanentes on a :

G (KN)	1526.62
--------	---------

➤ Evaluations des charges exploitations

- Venant du canal

Q (KN)	657.6
--------	-------

4.3.4.3 Combinaisons des charges

à ELS	Pser (KN)	2184.22
à ELU	Pult (KN)	3047.34

4.3.4.4 Charge par mètre linéaire de nervure

qser (KN/m)	682.57
qult (KN/m)	952.29

4.3.4.5 Evaluation des sollicitations

Nous connaissons que la nervure est encastree au voile sur une longueur de 1.60m (débord 0.6m plus 1.00 de l'axe de la voile jusqu'au débord). On aura donc comme moment d'encastrement :

Moment fléchissant a ELS	qser (KN/m)	l (m)	Mser (KN.m)= - pser*l ² /2
	682.57	1.6	-873.69

Effort tranchant a ELU	qult (KN/m)	l (m)	vser (kN)=pser*l
	952.29	1.6	1523.669

4.3.4.6 Calcul des armatures

Aciers supérieurs et aciers inférieurs sont identiques

Données		
Base	b(m)	0.9
Hauteur	h(m)	1.5
Moment de service	Mser(MN.m)	0.874
Effort tranchant	Vser(MN.)	1.523
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	$f_{t28}=0.6+0.06 *fc28$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	1.45
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.519
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	1.199
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	7.312
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s=M_{ser}/(z*\sigma_s)$ (m ²)	0.002914
	A_s (cm ²)	29.14

4.3.4.7 Vérification de l'effort tranchant

$\delta_u=V_u/d*b$ (Mpa)	1.17
$\delta = 2500 * \sqrt{0.0012}$ result (t/m ²) et on converti en Mpa	8.66
$\delta_u < \delta$ pas nécessité d'armature transversale	

4.3.4.8 Condition de non fragilité

➤ Aciers longitudinaux

supérieur = inférieur	
base semelle (Bs) (Cm)	400
Hauteur semelle (Bs) (Cm)	100
base nervure(Bn) (Cm)	90
Hauteur nervure (hn) (Cm)	50
A_{smin} (cm ²) =0.0012*((Bs*hs)+(Bn*hn))	53.4

➤ Aciers transversaux

$Ast (cm^2) = 0.25 * Bn * hn / 100$	11.25
-------------------------------------	-------

4.3.4.9 Choix des armatures

Aciers longitudinaux	inférieur=supérieur (2 lits de 9HA20)	As min calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
		53.4	18HA20	56.55	8

Aciers transversaux	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	11.25	12HA12	13.57	27

4.3.5 Calcul des armatures de la semelle

La semelle et la nervure n'étant pas de même longueur car on a considéré un débord technologique, on aura malgré une répartition uniforme des contraintes comme dans le cas de la nervure des moments de calcul un peu différents.

4.3.5.1 Dimension de la semelle

largeur (m)	hauteur (m)	longueur (m)
4	1	4

4.3.5.2 Justification du mode de dimensionnement de la semelle

hauteur semelle (hs) (m)	1
hauteur nervure (hn) (m)	0.5
debord semelle (d) (m)	1.55
$ht = hs + hn$	1.5
$d \geq ht/2 = 1.55 > 0.75$	ok

Comme conclusion alors notre semelle est calculée à la flexion.

4.3.5.3 Evaluations des charges

➤ Evaluations des charges permanentes

- Poids Venant du canal

G1(KN)
961.2

- Poids du chevêtre

$\gamma_{\text{beton}}(\text{KN/m}^3)$	h(m)	b(m)	e(m)	G2(KN)
25	3.1	3.1	1	240.25

- Poids de la pile

partie rectangulaire				
γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	b(m)	e(m)	G3(KN)
25	8	1.1	0.9	198

partie circulaire			
γ_{beton} (KN/m ³)	h(m)	R(m)	G4(KN)
25	8	0.45	127.17

Comme charges permanentes on a :

G (KN)	1526.62
--------	---------

➤ Evaluations des charges exploitations

- Venant du canal

Q (KN)	657.6
--------	-------

4.3.5.4 Combinaisons des charges

à ELS	P _{ser} (KN)	2184.22
à ELU	P _{ult} (KN)	3047.34

4.3.5.5 Charge par mètre linéaire de la semelle

q _{ser} (KN/m)	546.1
q _{ult} (KN/m)	761.8

4.3.5.6 Evaluation des sollicitations

Nous connaissons que la nervure est encadrée au voile sur une longueur de 1.60m (débord 1.55 m plus 0.45m de l'axe de la voile jusqu'au débord). On aura donc comme moment d'encastrement.

Moment fléchissant a ELS	q_{ser} (KN/m)	l (m)	M _{ser} (KN.m)= -p _{ser} *l ² /2
	546.1	2	-1092.11

Effort tranchant a ELU	q_{ult} (KN/m)	l (m)	v _{ser} (kN)=p _{ser} *l
	761.8	2	1523.67

4.3.5.7 Calcul des armatures

Aciers supérieurs et aciers inférieurs sont identiques

Données		
Base	b(m)	4
Hauteur	h(m)	1
Moment de service	Mser(MN.m)	1.092
Effort tranchant	Vser(MN.)	1.523
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	$f_{t28}=0.6+0.06 *fc28$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.95
coefficient	$\alpha=(n*\sigma_{bc})/((n*\sigma_{bc})+\sigma_s)$	0.519
bras de levier	$Z=d*(1-\alpha/3)$	0.785
moment résiduel	$M_{rb}=\alpha/2*(1-\alpha/3)*b*d^2*\sigma_{bc}$	13.95
Mrb>Mser Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s=Mser/(z*\sigma_s)$ (m ²)	0.005560
	A_s (cm ²)	55.60

4.3.5.8 Vérification de l'effort tranchant

$\delta_u=V_u/d*b$ (Mpa)		0.4
$\delta = 25 * \sqrt{0.0012}$ (en Mpa)		8.7
$\delta_u < \delta$ pas necessite d'armature transversale		

4.3.5.9 Condition de non fragilité

➤ Aciers longitudinaux

supérieur = inférieur	
base semelle (Bs) Cm	400
Hauteur semelle (hs) Cm	100
A_{smin} (cm ²) =0.12*Bs*hs/100	48

➤ Aciers transversaux

inférieur	A_{st} (cm ²) =0.0012*((Bs*hs)+(Bn*hn))	53.4
supérieur	A_{st} (cm ²) =0.05*Bs*hs/100	20

4.3.5.10 Choix des armatures

Aciers longitudinaux	inférieur=supérieur	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
		55.6	18HA20	56.55	20

Aciers transversaux	inférieur	As min calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	supérieur	53.4	18HA20	56.55	21
		20	10HA16	20.11	42

5. Calcul des éléments de la culée

5.1 Schéma de la pile culée et représentation des contraintes dues à la présence de la terre et de l'eau

5.1.1 Diagramme des contraintes

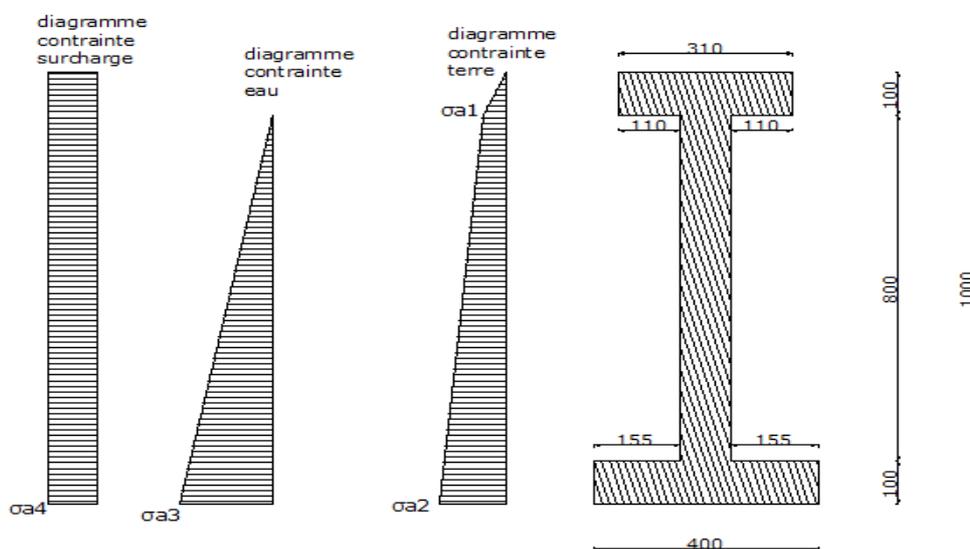


Figure 7 : diagramme des différentes contraintes qui s'appliquent sur la culée

5.1.2 Les dimensions des éléments de la pile culée

	épaisseur (m)	Largeur (m)
semelle	1	4
chevêtre	1	3.1
talon	1	1.55
patin	1	1.55

	Epaisseur (m)	Hauteur (m)
Voile	0.9	8

5.2 Évaluation des différentes poussées sur voile (terre sèche + terre saturé + nappe d'eau)

5.2.1 Contrainte de la terre au niveau de la nappe

$\sigma_{ha1} \text{ (KN/m}^2\text{)} = K_a * \gamma_s * z$			
K_a	γ_s	z	σ_{ha1}
0.33	20	1	6.6

5.2.2 Contrainte de la terre saturée au niveau bas de notre voile

$\sigma_{ha2} \text{ (KN/m}^2\text{)} = ((H_w * \gamma_s) + (H - H_w)(\gamma_{sat} - \gamma_{eau})) * K_a$						
H_w	γ_s	H	γ_{sat}	γ_{eau}	K_a	σ_{ha2}
1	20	10	22	10	0.33	42.24

5.2.3 Contrainte due à l'action de l'eau

$\sigma_{ha3} \text{ (KN/m}^2\text{)} = \gamma_{eau} * z_{eau}$		
γ_{eau}	z_{eau}	σ_{ha3}
10	9	90

5.2.4 Contrainte due à la surcharge

$\sigma_{ha4} \text{ (KN/m}^2\text{)} = K_a * q * z$			
K_a	q	z	σ_{ha4}
0.33	10	9	29.7

5.3 Intensité de la charge permanente appliquée sur notre voile (KN/mètre de voile) et son point d'application.

5.3 .1 Intensités des charges permanentes

$F_t = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3}$		
$F_{a1} = \sigma_{ha1} * H_w / 2$	F_{a1}	3.3
$F_{a2} = \sigma_{ha1} * H_{eau}$	F_{a2}	59.4
$F_{a3} = (\sigma_{ha2} - \sigma_{ha1}) * H_{eau} / 2$	F_{a3}	160.38
F_t		223.08

5.3 .2 Leur point d'application en allant de la base de la culée

$\sum M_c = 0$	
$F_{a1} * (9 + 1/3)$	30.8
$F_{a2} * 9/2$	267.3
$F_{a3} * 9/3$	481.14
$\sum F_a$	779.24
F_t	223.08
$X \text{ (m)} = \sum F_a / F_t$	3.49

5.4 Intensité de la charge exploitation appliquée sur notre voile (KN/mètre de voile) et son point d'application.

5.4.1 Concernant l'eau

$F_e = \sigma_{ha3} * Heau / 2$	405
point d'application (Y) (m)	3

5.4.2 Concernant la surcharge sur le patin

$F_r = \sigma_{ha4} * Heau / 2$	133.65
point d'application (Z) (m)	4.5

5.5 Bilans des charges sur la culée

5.5.1 Evaluations des charges permanentes

Tableau 21 : Tableau indicatif des formules

désignations	symbole	intensité (1)	bras de levier (2)	moment (1)*(2)	pondération ELU	pondération ELS
poids semelle	Ps	$\gamma_b * E_s * L_s$	$L_s / 2$	(1)*(2)	1.35	1
poids chevêtre	Pch	$\gamma_b * E_{ch} * L_{ch}$	$L_p + (E_v / 2)$	(1)*(2)	1.35	1
poids voile	Pv	$\gamma_b * E_v * H_v$	$L_p + (E_v / 2)$	(1)*(2)	1.35	1
poids terre sur le patin	Pp	$\gamma_{sat} * L_p * H_v$	$L_s - (L_t / 2)$	(1)*(2)	1.35	1
poussée terre sur patin	Fp	Ft	X	(1)*(2)	1.35	1
poids du canal	Pgc	$g * l / 2$	$L_p + (E_v / 2)$	(1)*(2)	1.35	1

Tableau 22 : Tableau des calculs des sollicitations permanentes

désignations	symbole	intensité (KN)	intensité ELU (KN)	intensité ELS (KN)	bras de levier (M)	moment (KN.m)	moment ELU (KN.m)	moment ELS (KN.m)
poids semelle	Ps	100	135	100	2	200	270	200
poids chevêtre	Pch	77.5	104.625	77.5	2	155	209.25	155
poids voile	Pv	180	243	180	2	360	486	360
poids terre sur le patin	Pp	272.8	368.28	272.8	3.225	879.78	1187.703	879.78
poussée terre sur patin	Fp	223.08	301.16	223.08	3.49	779.24	1051.97	779.24
poids du canal	Pc	514.00	693.90	514.00	2	1028.00	1387.80	1028.00

5.5.2 Evaluations des charges exploitations

Tableau 23 : Tableau indicatif des formules

désignations	symbole	intensité (1)	bras de levier (2)	moment (1)*(2)	pondération ELU	pondération ELS
surcharge remblai	Pr	$p * Lt$	$Ls - (Lt/2)$	$(1) * (2)$	1.35	1
poussée surcharge remblai	Fr	Fr	Z	$(1) * (2)$	1.35	1
poussée due à l'eau	Pe	Fe	Y	$(1) * (2)$	1.35	1
poids venant du canal	Pqc	q	$Lp + (Ev/2)$	$(1) * (2)$	1.35	1

Tableau 24 : Tableau calcul des sollicitations d'exploitations

désignations	symbole	intensité (KN)	intensité ELU (KN)	intensité ELS (KN)	bras de levier (M)	moment (KN.m)	moment ELU (KN.m)	moment ELS (KN.m)
surcharge remblai	Pr	15.5	20.925	15.5	3.225	49.987	67.483	49.987
poussée surcharge remblai	Fr	133.65	180.4275	133.65	4.5	601.425	811.923	601.43
poussée due à l'eau	Pe	405	546.75	405	3	1215	1640.25	1215
poids venant du canal	Pqc	355.20	479.52	355.20	2	710.40	959.04	710.40

5.5.3 Récapitulatifs des efforts et des moments

	sommes forces horizontales (KN)	sommes forces verticales (KN)
ELS	761.73	1515.00
ELU	1028.34	2045.25

	sommes
Moments renversants (KN.m)	3504.15
Moment stabilisateurs (KN.m)	4567.28

	sommes
moment ELU (KN.m)	8071.42
moment ELS (KN.m)	5978.83

5.6 Vérification de la stabilité externe de la culée

5.6.1 Données du problème

5.6.1.1 Dimension de la semelle

longueur (m)	largeur (m)	épaisseur(m)
4	4	1

5.6.1.2 la variation de la pression limite en fonction de la profondeur

profondeur (m)	pression limite (Mpa)
1.5	10
2.5	11
3.5	12
4.5	13

5.6.1.2 Profondeurs d'encrage de la semelle dans la roche D= 1.m

5.6.2 Détermination de la contrainte de rupture du sol

Elle a pour formule : $q'u = q'o + Kp*(p*_{ie})$

Avec $q'o$: la contrainte verticale effective

Kp : calcul du facteur de portance du sol

$p*_{ie}$: détermination de la pression limite équivalente

5.6.2.1 calcul contrainte verticale effective ($q'o$)

γ_s (KN/m ³)	D (m)	$q'o$ (Mpa)
22	1	0.022

5.6.2.2 détermination de la pression limite équivalente ($P*_{ie}$)

- altitude pour laquelle la pression limite équivalente ($P*_{ie}$) est atteinte (Z_e)

D (m)	B (m)	$Z_e = D + (2/3) B$ (m)
1	4	3.7

- équation de la droite nous permettant de trouver la pression a toute profondeur

$P*_{ie}(z) = az+b$	
$a = (Y_b - Y_a) / (X_b - X_a)$	1
$b = Y_a - (a * X_a)$	8.5
on a donc	$P*_{ie}(z) = Z + 8.5$

Comme pression limite équivalente on a donc

$P*_{ie}$ (Mpa) = 4.2 + 8.5	12.2
-----------------------------	------

5.6.2.3 calculs du facteur de portance du sol (Kp)

- déterminons la hauteur d'encastrement équivalente

$$D_e = \frac{1}{P^*_{le}} \int_0^D P^*_l(z) dz :$$

De (m)	0.74
--------	------

- Comme facteur de performance on a donc

BS (m)	L(m)	De (m)	$K_p = (1 + 0.27 * (0.6 + 0.4 * (BS/L) * De/B)$
4	4	0.74	1.05

Finalement la contrainte de rupture de sol vaut donc :

$q'u = q'o + K_p p^*_{le}$ (Mpa)	12.8
----------------------------------	------

5.6.3 Vérification de la capacité portante du sol a ELU (poinçonnement)

Elle est faite lorsque l'ouvrage est en service et le calcul est mené à l'ELU

désignations	Formules	calcul
total des moments (KN.m)	Mult	8071.42
composantes verticale de la résultante (KN)	RV	2045.25
composantes horizontales de la résultante (KN)	RH	1028.34
excentricité (m)	$e = (Ls/2) - \sum M/Rv$	1.95
contrainte minimale (Mpa)	$\sigma_{min} = (Rv/Bs)(1 - (6 * e/Bs))$	0.98
contrainte maximale (Mpa)	$\sigma_{max} = (Rv/Bs)(1 + (6 * e/Bs))$	2.00
contrainte référence (Mpa)	$q'_{ref} = (\sigma_{min} + 3 \sigma_{max})/4$	1.75
inclinaison résultante par rapport à la verticale (degré)	$i\delta\beta = (1 + (\delta/90))^2$	26.7
coefficient de minoration due à l'inclinaison	$\delta = \arctg(RH/Rv)$	1.68
contrainte limite (Mpa)	$q'_{lim} = 1/\gamma_q (q'u - q'o) i\delta\beta + q'o$	10.76
conclusion	$q'_{ref} \leq q'_{lim}$	vérifier

5.6.4 Vérification de l'état limite ultime de renversement

La vérification au renversement se fait en phase de construction, c'est à dire en l'absence du canal.

Il s'agit tout simplement de vérifier si :

$$\sum \text{Moment stabilisateur} / \sum \text{Moment renversant} \geq 1$$

On a donc pour résultat :

Σ Moment stabilisateur (KN.m)	4567.28
Σ Moment renversant (KN.m)	3504.15
K	1.30
conclusion $K > 1$	vérifier

5.6.5 Vérification de l'état limite ultime de glissement

La vérification au glissement se fait aussi en phase de construction

Il s'agit de vérifier si :

$$R_h \leq R = (R_v * \text{tg}\phi / \gamma_{g1}) + (C * A / \gamma_{g2})$$

On a donc pour résultat

données		
composante horizontale	Rh (KN)	1028.34
composante verticale	Rv (KN)	2045.25
angle frottement interne sol	ϕ (degre)	30
cohésion du sol (Kpa)	C (Kpa)	30
surface semelle comprimée	A (BS*LS) (M ²)	16
coefficient	γ_{g1}	1.2
coefficient	γ_{g2}	1.5
calcul		
R	1308.54	
conclusion		
conclusion $R > R_h$		vérifier

5.7 Justification de la stabilité interne de la culée : calcul des armatures

5.7.1 Calcul du chevron

Le calcul du chevron de la culée étant identique à celui de la pile nous allons reconduire les aciers que nous avons trouvés lors du calcul du chevron de la pile.

5.7.1.1 Aciers transversaux

- Condition de non fragilité

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	b(m)	3.1
	h(m)	1
	$A_s \text{ min (cm}^2\text{)} = (0.005 * b * h) / 2$	77.5

- Choix des armatures

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	77.5	25HA20	78.54	8

5.7 .1 .2 Aciers longitudinaux

➤ Condition de non fragilité

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	b(m)	3.1
	h(m)	1
	As min (cm ²) =(0.002 *b*h)/2	31

➤ Choix des armatures

Aciers supérieurs = aciers inférieurs	Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
	31	16HA 16	32.17	18

5.7 .2 Calcul du mur de front

Le calcul des armatures du voile se fait en l'absence du canal. Outre les efforts de compression provenant de son poids propre et de celui du chevêtre (qui seront négligées), le voile supporte un moment fléchissant résultant des poussées de terre et d'eau et des surcharges sur remblai. Il est calculé comme un mur de soutènement en le supposant encastré dans la semelle. Le couple sollicitant et les armatures calculées sont ci-dessous :

5.7 .2.1 Evaluations des sollicitations

désignations	symbole	intensité (KN)	intensité ELS (KN)	bras de levier (M)	moment (KN.m/m)	moment ELS (KN.m/m)
Effort normal						
poids chevêtre	Pch	77.5				
poids voile	Pv	180				
total	N	257.5				
Moment fléchissant						
Charges permanentes						
poussée terre sur patin	Ft	223.08	223.08	3.49	779.24	779.24
Charges exploitations						
poussée surcharge remblai	Fr	133.65	133.65	4.5	601.425	601.43
poussée due à l'eau	Pe	405	405	3	1215	1215
Total	M					2595.67

5.7 .2.2 Calcul de l'excentricité

h/6 (m)	0.17
$e = \frac{\sum M}{\sum N}$	10.08
conclusion $e > h/6$	

Nous constatons que la section est partiellement comprimée par simplification notre section sera calculée en flexion simple.

5.7 .2.3 Calcul des armatures

➤ Acier vertical

données		
Base	b(m)	1
hauteur	h(m)	0.9
Moment de service	Mser(MN.m)	2.5957
Effort normal	Nser(MN.m)	0.2575
Limite élasticité d'acier	Fe E500	500Mpa
Limite résistance du béton	fc28	30
Résistance à la traction du béton	$f_{t28}=0.6+0.06 *fc28$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc}=0,6*fc28$	18
contrainte des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence acier-béton	n	15
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimé	d' (m)	0.05
Hauteur utile acier tendu	d (m)	0.85
Moment par rapport aux aciers tendus	$M_{ser}' = M_{ser} + N_{ser}(d+h/2)$	2.93
Excentricité	$e = \frac{\sum M}{\sum N}$	10.08
coefficient	$\alpha = \frac{(n * \sigma_{bc})}{((n * \sigma_{bc}) + \sigma_s)}$	0.519
Bras de l'évier	$Z = d * (1 - \alpha/3)$	0.702
Moment résiduel	$M_{rb} = \alpha/2 * (1 - \alpha/3) * b * d^2 * \sigma_{bc}$	2.792
$M_{rb} > M_{SER}$ As compr=0		
Section des armatures fictives	$A_s \text{ fictif} = M_{ser} / (z * \sigma_s)$ (m ²)	0.016676
	As fictif (cm²)	166.76
Section des armatures réelles	$A_s \text{ reel} = A_s \text{ fictif} - N_{ser} / \sigma_s$	0.015646
	As reel (cm²)	156.46

➤ Acier de répartition

Ar= As/4 (cm²)	39.12
----------------------------------	--------------

➤ Condition de non fragilité

b(m)	1
d (m)	0.85
Fe E500	500
$f_{t28}=0.6+0.06 *f_{c28}$	2.4
$e = \frac{\sum M}{\sum N}$	10.08
$A_{smin} = 0.23 * f_{t28} / (F_e * b * d * ((e-0.45d)/(e-0.185d)))$	0.000917
A_{smin} (cm²)	9.17

➤ Choix des armatures

	Aser calcule	choix	Aser réelle	St (cm)
verticale	156.46	20HA32	160.8	1.5
répartition	39.12	13HA20	40.84	6

5.7.3 Calcul des éléments de la semelle sous la culée

Le calcul de la semelle est effectué en flexion simple en fissuration préjudiciable, en la supposant encadrée de part et d'autre dans le mur de front. L'ouvrage est supposé en phase de service. Les éléments de la semelle (patin et talon) sont soumis à un moment fléchissant provenant des contraintes du sol, des surcharges sur remblai, du poids des terres du remblai et du poids propre des éléments.

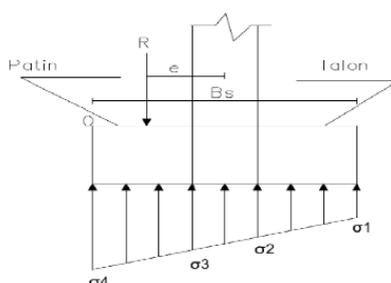


Figure 8 : distribution des contraintes sous la semelle

5.7.3.1 Calculs des contraintes sous la semelle

désignations	formule	calcul
total des moments (KN.m)	M	787.5
composantes verticales de la résultante (KN)	RV	1015
composantes horizontales de la résultante (KN)	RH	761.73
excentricité (m)	$e = \sum M/Rv$	0.52
contrainte minimale (Mpa) (σ_1)	$\sigma_1 = (Rv/Bs)(1-(6*e/Bs))$	0.08
contrainte maximale (Mpa) (σ_4)	$\sigma_4 = (Rv/Bs)(1+(6*e/Bs))$	0.67
contrainte intermédiaire (Mpa) (σ_2)	$\sigma_2 = \sigma_1 + ((\sigma_4 - \sigma_1) * Lt/B)$	0.31
contrainte intermédiaire (Mpa) (σ_3)	$\sigma_3 = \sigma_1 + ((\sigma_4 - \sigma_1)/B * (Lt + Er))$	0.45

5.7.3.2 Calcul du patin

➤ Calcul des sollicitations du patin

Moment du au poids propre du patin (MN.m)	$M1 = (\gamma b * Es * (Lp^2)/2)$	0.03
Moment du a la réaction du sol (MN.m)	$M2 = -(\sigma_3 * (Lp^2)/2) + ((\sigma_4 - \sigma_3) * (Lp^2)/3)$	0.277
Moment du au poids de la terre sur le patin (MN.m)	$M3 = (\gamma_{sat} * H_v * (Lp^2)/2)$	-0.211
Moment du aux charges sur le remblai (MN.m)	$M4 = (1.5 * q * (Lp^2)/2)$	0.018
Moment du au poids de l'eau sur le patin (MN.m)	$M5 = (\gamma_{eau} * H_v * (Lp^2)/2)$	0.096
	$\sum M =$	0.209

➤ Calcul des armatures

Le calcul des armatures est mené en flexion simple, fissuration préjudiciable aux ELS.

donnees		
Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	1
Moment de service	Mser(MN.m)	0.209
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	f_{c28}	30
Résistance traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$	18
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.95
coefficient	$\alpha = (n * \sigma_{bc}) / ((n * \sigma_{bc}) + \sigma_s)$	0.5192308
bras de levier	$Z = d * (1 - \alpha/3)$	0.7855769
moment résiduel	$M_{rb} = \alpha/2 * (1 - \alpha/3) * b * d^2 * \sigma_{bc}$	3.4875083
$M_{rb} > M_{ser}$ Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s = M_{ser} / (z * \sigma_s)$ (m ²)	0.001068
	A_s (cm²)	10.68

➤ Choix des armatures

Les Armatures supérieures sont identiques aux armatures inférieures

Aser calculée	choix	Aser réelle	St (cm)
10.68	4HA20	12.57	24

5.7.3.3 Calcul du talon

➤ Calcul des sollicitations du talon

Moment du au poids propre du talon	$M1 = (\gamma_b * E_s * (L_t^2) / 2)$	0.028
Moment du a la réaction du sol	$M2 = -(\sigma_1 * (L_t^2) / 2 + ((\sigma_2 - \sigma_1) * (L_t^2) / 6))$	-0.718
	$\Sigma M =$	-0.69

➤ Calcul des armatures

Base	b(m)	1
Hauteur	h(m)	1
Moment de service	Mser(MN.m)	0.69
Limite d'élasticité des aciers	FE e500 (Mpa)	500
contrainte de calcul des aciers	σ_s (Mpa)	250
coefficient d'équivalence Acier béton	n	15
Limite de résistance du béton	fc28	30
Résistance traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$	2,4
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$	18
enrobage	e (cm)	5
calcul		
Hauteur utile acier comprimés	d (m)	0.95
coefficient	$\alpha = (n * \sigma_{bc}) / ((n * \sigma_{bc}) + \sigma_s)$	0.5192308
bras de levier	$Z = d * (1 - \alpha / 3)$	0.7855769
moment résiduel	$M_{rb} = \alpha / 2 * (1 - \alpha / 3) * b * d^2 * \sigma_{bc}$	3.4875083
$M_{rb} > M_{ser}$ Aser comprime =0		
Section d'armatures réelles	$A_s = M_{ser} / (z * \sigma_s)$ (m ²)	0.003513
	A_s (cm²)	35.13

➤ Choix des armatures

Les Armatures supérieures sont identiques aux armatures inférieures

Aser calculé	choix	Aser réelle	St (cm)
35.7	12HA20	37.7	6

**ANNEXE III PLANS DE FERRAILLAGES DES DIFFERENTS
ELEMETS DU CANAL SUR PILIERS**