

AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE KOUKOUTAMBA REPUBLIQUE DE GUINEE

Phase II : Etude d'Avant-Projet Détaillé

Rapport d'étude d'avant-projet détaillé :

Volume B – Mémoire Justificatif

TRACTEBEL Engineering
GDF SUEZ


COYNE ET BELLIER
Ingénieurs Conseils

révision	date	Objet de la révision	Rédaction	Contrôle	Approbation	statut
B	25/02/2013	Selon Atelier de Présentation (Bamako – Octobre 2012)	plusieurs	XMO	JLC	Définitif
A	27/06/2012	Première émission	plusieurs	BTC	JLC	

KTB	-	II 0 2	GE	-	RP	002	-	B	P.001237.0001
projet		Tâche	ouvrage		Type	Numéro		Révision	N°affaire

SOMMAIRE GENERAL DU RAPPORT D'AVANT-PROJET DETAILLE

Le rapport d'Avant-Projet Détaillé de l'Aménagement Hydroélectrique de Koukoutamba est composé de cinq volumes suivants :

- **Volume A : Mémoire descriptif**
- **Volume B : Mémoire justificatif**
- **Volume C : Données de base**
- **Volume D : Estimation des coûts et échéancier**
- **Volume E : Cahier des plans**

SOMMAIRE DU VOLUME B

MEMOIRE JUSTIFICATIF

Chapitre B1 - Stabilité du Barrage en BCR

Chapitre B2 - Note de Calcul de Stabilité du mur de soutènement rive gauche

Chapitre B3 - Note de Calcul de Stabilité des ailes en enrochements - remblais

Chapitre B4 - Note de calcul de justification granulométrique enrochements

Chapitre B5 - Calculs hydrauliques des ouvrages fonctionnels

Chapitre B6 - Note de calcul justificative de la Route d'accès au site de Koukoutamba

Chapitre B7 - Dimensionnement du Pont sur le Bafing a l'aval du barrage

Chapitre B8 - Note de calcul des équipements mécaniques

Chapitre B9 - Note de pré-dimensionnement des turbines

Chapitre B10 - Pré-dimensionnement des alternateurs et systèmes d'excitation

Chapitre B11 - Note de calcul justificative des auxiliaires mécaniques

Chapitre B12 - Pré-Dimensionnement des auxiliaires courant alternatif de l'usine

Chapitre B13 - Pré-Dimensionnement des sources de sécurité à courants continu et alternatif

Chapitre B14 - Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

SOMMAIRE DU CHAPITRE B1

STABILITE DU BARRAGE EN BCR

B1.1	INTRODUCTION	1
B1.2	REFERENCES	2
B1.3	METHODE D'ANALYSE	3
	B1.3.1 Calcul des forces	3
	B1.3.2 Rôle combiné de la sous-pression et de la fissuration	4
	B1.3.3 Modes de rupture et critères de stabilité	5
	B1.3.4 Coefficients de sécurité	6
	B1.3.4.1 Cisaillement	6
	B1.3.4.2 Renversement	7
	B1.3.4.3 Poinçonnement	7
B1.4	CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX	8
	B1.4.1 Béton Compacté au Rouleau (BCR)	8
	B1.4.2 Béton compacté Vibré (BCV)	8
	B1.4.3 Fondation en Grès	9
B1.5	SOUS PRESSIONS	9
	B1.5.1 Sous pression sous l'ouvrage	9
	B1.5.2 Sous pression entre couches de BCR	11
B1.6	SEISME	11
B1.7	COMBINAISONS D' ACTIONS	12
B1.8	RESULTATS	15
	B1.8.1 Le plot comprenant l'évacuateur de crue	15
	B1.8.2 Le plot de section comprenant la prise d'eau	16
B1.9	CONCLUSION	19

LISTE DES FIGURES :

Figure B1. 1 - Profil type 1 (évacuateur)	1
Figure B1. 2 - Profil type 2 (prise d'eau).....	2
Figure B1. 3 - Forces appliquées à un bloc de barrage poids	4
Figure B1. 4 - Drainage efficace, Sous-pression au contact fondation-rocher	9
Figure B1. 5 - Drainage inefficace, Sous-pression au contact fondation-rocher.....	10
Figure B1. 6 - Sous pressions si la fissuration n'atteint pas le rideau de drainage.....	10
Figure B1. 7 - Sous pressions si la fissuration dépasse le rideau de drainage	11

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B1. 1 - Coefficients de sécurité partiels.....	7
Tableau B1. 2 - Résumé des combinaisons de charges.....	14
Tableau B1. 3 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas A (RN)	15
Tableau B1. 4 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas B (RN + drainage inefficace)	15
Tableau B1. 5 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas C (PHE)	15
Tableau B1. 6 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas D (SBE).....	15
Tableau B1. 7 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas E (PHE + drainage inefficace)	16
Tableau B1. 8 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas F (SBE + drainage inefficace)	16
Tableau B1. 9 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas G (SMP).....	16
Tableau B1. 10 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas A (RN).....	16
Tableau B1. 11 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas B (RN + drainage inefficace)	17
Tableau B1. 12 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas C (PHE)	17
Tableau B1. 13 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas D (SBE).....	17
Tableau B1. 14 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas E (PHE + drainage inefficace)	17
Tableau B1. 15 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas F (SBE + drainage inefficace)	18
Tableau B1. 16 : Coefficients de sécurité du profil 2 cas G (SMP).....	18

CHAPITRE B1

STABILITE DU BARRAGE EN BCR

B1.1 INTRODUCTION

Le barrage de Koukoutamba est un barrage mixte en remblais-BCR. Les barrages poids sont construits par plots indépendants les uns des autres. Leur comportement est donc bidimensionnel. L'analyse de stabilité de la partie centrale en BCR est réalisée à l'aide du logiciel STABCON selon deux profils types, de plus grandes hauteurs : Le premier profil (profil au droit de l'évacuateur) possède une pente aval de 0.8H/1V et un parement amont vertical. Le deuxième profil (profil de la prise d'eau) possède une pente aval de 0.8H/1V et un parement amont épaissi de 11 mètres sous la prise à la cote 505 (confère figure ci-dessous).

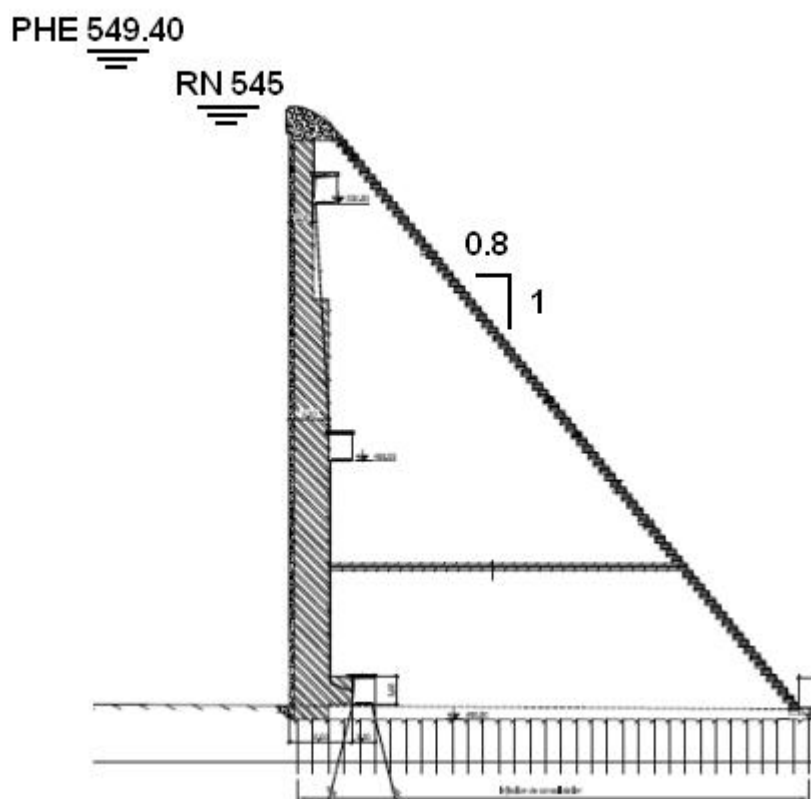


Figure B1. 1 - Profil type 1 (évacuateur)

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

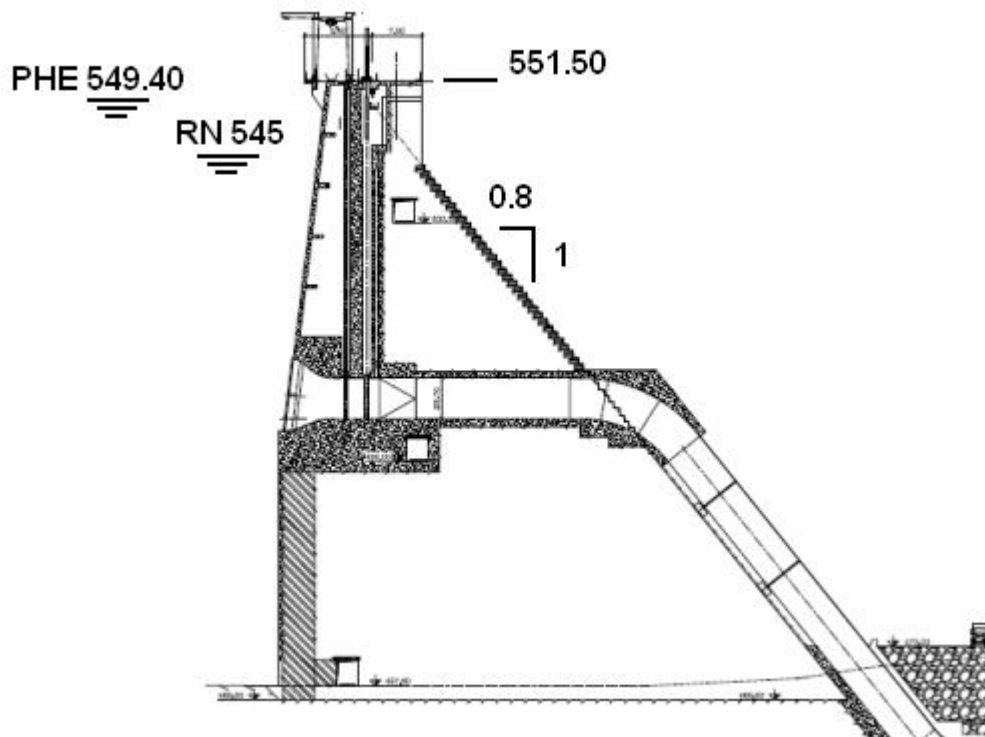


Figure B1. 2 - Profil type 2 (prise d'eau)

B1.2 REFERENCES

- [1] *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids*, CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs), 2006
- [2] Plans de guide de l'APD

B1.3 METHODE D'ANALYSE

L'étude de stabilité d'un barrage poids consiste à calculer les éléments de réduction (forces horizontale et verticale, moment) qui s'appliquent sur des sections horizontales réparties à différents niveaux depuis la crête jusqu'à la fondation (incluse). Pour chaque niveau, on vérifie que la structure est capable de résister à ces forces vis-à-vis des différents modes de défaillance possibles : fissuration puis renversement, glissement, ou écrasement.

B1.3.1 Calcul des forces

Les forces qui entrent en jeu dans la composition de la résultante sont les suivantes (cf. figure B1.3) :

- le poids propre de l'ouvrage, P,
- la poussée hydrostatique de l'eau du lac qui s'exerce sur le parement amont, E, (ainsi que le cas échéant la poussée hydrostatique, stabilisante, de la nappe aval sur le parement aval),
- la poussée des sédiments S,
- la somme verticale ascendante de la sous-pression U s'exerçant sous la base du bloc.
- le séisme

Pour chaque niveau d'étude, ces forces sont sommées, tranche par tranche, depuis le haut du barrage jusqu'au niveau considéré et donnent la résultante R'.

L'introduction de la résultante de sous-pression U dans la sommation correspond à l'hypothèse que le matériau qui constitue le corps du barrage et la fondation est un matériau poreux doté d'une certaine perméabilité, dans lequel l'eau est partout présente. De ce fait, la résultante R' est une résultante effective et les contraintes qui en seront déduites sont des contraintes effectives (au sens de la mécanique des milieux poreux).

Le calcul du poids P est réalisé simplement d'après la géométrie et la masse volumique du corps du barrage. La poussée hydrostatique est également calculée de façon simple. Il n'en est pas de même de la détermination de la sous-pression U, qui est en revanche beaucoup plus complexe.

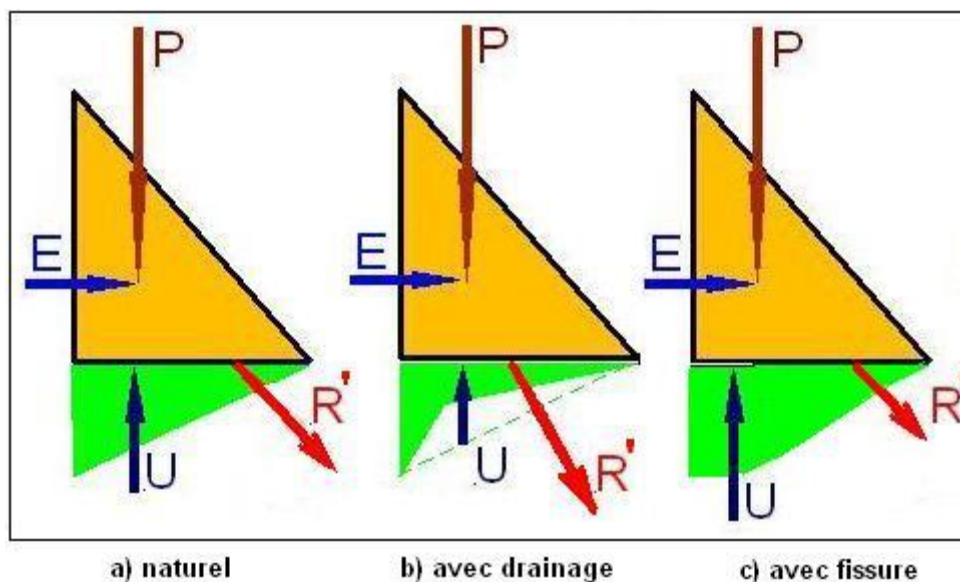


Figure B1. 3 - Forces appliquées à un bloc de barrage poids

B1.3.2 Rôle combiné de la sous-pression et de la fissuration

La distribution de la sous-pression dépend des conditions de drainage du barrage et de sa fondation. La figure B1.3 a) représente une distribution triangulaire de la sous-pression en l'absence de drainage : on suppose alors que la pression décroît uniformément de l'amont à l'aval entre le niveau du lac et le niveau aval ; la figure B1.3 b) montre l'effet du rabattement de la sous-pression par un dispositif de drainage. Entre les deux, la force de sous-pression U est réduite, et la résultante R' s'en trouve redressée.

Un autre phénomène complique l'évaluation de U : c'est la fissuration du barrage par l'amont : si la résultante R' ne se trouve pas dans le tiers central de la section horizontale, la contrainte normale (verticale) appliquée au niveau du parement amont est une traction ; le béton n'ayant pas, à grande échelle, de résistance garantie à la traction, il faut faire l'hypothèse qu'une fissure se développe sur toute la partie amont en traction ; la présence de la fissure augmente considérablement la perméabilité horizontale du matériau, ce qui oblige à réviser la répartition de sous-pression comme le montre la figure B1.3 c) ; la valeur de U s'en trouve augmentée et la résultante R' s'en réduit d'autant.

La difficulté réside dans le couplage entre fissuration, perméabilité et sous-pression selon la logique :

Sous-pression U → résultante R' → contrainte amont σ'_m → fissuration → sous-pression U

Cette interdépendance entre sous-pression et contraintes impose le calcul itératif suivant :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

- Au départ la section est supposée non fissurée et la sous-pression U est calculée conformément au système de drainage du barrage,
- la résultante R' est ainsi calculée;
- R' est traduite en une distribution de contraintes qui s'appliquent sur la section horizontale non fissurée ; il est fait appel à l'hypothèse de Navier (distribution linéaire des contraintes normales effectives),
- Si la contrainte amont σ'_m ainsi calculée est une compression, le processus est terminé.
- Dans le cas contraire, on calcule la longueur de la fissure $L_{fissure}$ (elle s'étend de telle sorte que la résultante R' passe au tiers aval de la zone non fissurée), on recalcule la sous-pression U, puis le nouveau R' qui s'applique à la section résiduelle (non fissurée), puis σ'_m en fond de fissure, etc.

Le processus est arrêté lorsque la contrainte σ'_m calculée à l'extrémité de la fissure est égale à 0.

Il faut également procéder à une vérification complémentaire, dite "condition d'Hoffman", qui consiste à s'assurer que la fissure, une fois amorcée, ne tend pas à se développer.

Cette condition se traduit par la relation suivante :

$$\frac{d\sigma'_m(l_{fissure})}{dl_{fissure}} > 0$$

Une contrainte positive étant une contrainte de compression, cette relation signifie qu'une ouverture de fissure tend à augmenter la contrainte amont et par conséquent limiter la propagation de cette même fissure, d'où la "condition d'Hoffman".

B1.3.3 Modes de rupture et critères de stabilité

Le processus de calcul décrit ci-dessus peut conduire à des situations physiquement inacceptables et peut même parfois ne pas être conduit à son terme pour des raisons numériques :

- Résultante R' nulle ou négative : toute la section est en traction, ce qui revient à dire que le barrage n'est porté que par la sous-pression : ce résultat (rarement obtenu avec des formes et densités usuelles, mais possible) est une instabilité par envol ou flottaison ;

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

- Résultante R' passant au-delà de l'extrémité aval : instabilité par basculement. En pratique, ce mode de rupture est appréhendé par l'étude – plus conservative – de l'existence et du développement de la fissuration au pied amont au travers des deux critères suivants :
 - L'un, purement numérique, dit "condition d'Hoffman" (cité plus haut), consiste à s'assurer que la fissure, une fois amorcée, ne tend pas à se développer ;
 - L'autre, pratique, limite la profondeur de fissuration admissible (cf. § B1.3.2 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) ;
- Inclinaison de la résultante R' dépassant les valeurs limites admises : il est conclu à l'instabilité par glissement lorsque la composante horizontale R'_h de R' dépasse un certain seuil, en général lié à sa composante verticale R'_v ;
- Enfin, lorsque la contrainte normale aval dépasse une valeur limite qui est la résistance du matériau à la compression, il y a instabilité par écrasement.

B1.3.4 Coefficients de sécurité

Les valeurs limites des critères sont liées aux propriétés mécaniques des matériaux en jeu : leur résistance à la compression et leur résistance au cisaillement. Etant donné les nombreuses approximations de la méthode et les incertitudes sur les données à ce stade de l'étude, on impose l'existence de coefficients de sécurité minimaux ; en posant C cohésion, Φ angle de frottement et R_C résistance à la compression.

Nous nous référons pour la définition de ces critères aux recommandations du CFBR (Comité Français des Barrages et Réservoirs)

B1.3.4.1 Cisaillement

La méthode utilisée est celle des coefficients de sécurité partiels, F_Φ et F_C , appliqués respectivement à $\tan(\Phi)$ et C .

En fonction du cas de charge, les valeurs des coefficients de sécurité partiels sont données par le tableau suivant :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Tableau B1. 1 - Coefficients de sécurité partiels

Cas de charge	F_{ϕ}	F_c
Cas usuel	1,5	3
Cas rare	1,2	2
Cas extrême	1	1

Le coefficient de sécurité SFF ne doit pas être inférieur à 1. Il est calculé selon la formule suivante :

$$SFF = \frac{R'_v \cdot \frac{tg(\Phi)}{F_{\phi}} + \frac{C}{F_c} S'}{R'_h}$$

Avec S' est la section non fissurée.

B1.3.4.2 Renversement

En première approche à ce stade du projet, le calcul est effectué avec l'hypothèse d'une répartition linéaire des contraintes effectives.

Cas usuel : On vérifie la condition de Maurice Lévy, La contrainte effective amont ne doit pas être une traction ($\sigma'_{am} > 0$, c'est-à-dire qu'aucune fissure n'est admise) ;

Cas rare : une mise en traction de l'amont est admise, à condition que la fissuration n'atteigne pas le rideau de drainage. En aucun cas cette ouverture doit être supérieure à 25 % de la base ;

Cas extrême : On vérifie la condition d'Hoffman.

B1.3.4.3 Poinçonnement

La contrainte de compression est limitée à la base de la section :

Cas usuels : $\sigma' < R_c / 3$;

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Cas rares : $\sigma' < R_c / 2$;

Cas extrêmes : $\sigma' < R_c$.

Avec R_c : résistance à la compression du BCR ou résistance à la compression du grès sain pour la fondation.

B1.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

B1.4.1 Béton Compacté au Rouleau (BCR)

On considère que le barrage BCR est constitué dans son ensemble par du BCR essentiellement dont les caractéristiques globales sont présentées ci-après :

- Cohésion dans le BCR entre deux levées : 0 kPa
- Angle de frottement dans le BCR : 45 °
- Densité du BCR : 2.35

Les caractéristiques du BCR, données ci-dessus, ont été choisi extraites du document ^[1] « Recommandations pour la stabilité des barrages poids » écrit par le CFBR (comité français des barrages et réservoirs).

B1.4.2 Béton compacté Vibré (BCV)

Le parement amont du barrage est constitué d'une épaisseur de 5 mètres de BCV jusqu'à la cote 520 et d'une épaisseur de 3 mètres au-dessus de 520m comme décrit dans la coupe type en figure 2. Cette épaisseur non négligeable de BCV permet de considérée une cohésion équivalent entre chaque levée de BCR d'environ 0,1MPa.

Les caractéristiques globales du BCV sont présentées ci-après :

- Cohésion dans le BCR entre deux levées : 1 MPa
- Angle de frottement dans le BCR : 45 °
- Résistance à la compression du BCR : 20 MPa
- Densité du BCR : 2.40

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Les caractéristiques du BCV, données ci-dessus, ont été choisies selon les recommandations du CFBR [1] « Recommandations pour la stabilité des barrages poids » écrit par le CFBR (comité français des barrages et réservoirs).

B1.4.3 Fondation en Grès

Les caractéristiques géomécaniques du rocher en grès ont été extraite des études précédentes de sols :

- Cohésion du Grès sain: 2.0 MPa
- Angle de frottement dans le Grès sain: 55 °
- Résistance à la compression du Grès sain : 46 MPa
- Densité du Grès sain : 2.5

B1.5 SOUS PRESSIONS

B1.5.1 Sous pression sous l'ouvrage

Lorsque le drainage est efficace, la répartition des sous pressions au niveau du contact fondation – béton est celle présentée sur la figure 4.

La distance entre le parement amont et le voile de drainage est de 9 m pour le profil 1 et de 23m pour le profil 2. La sous-pression régnant au droit du voile de drainage est évaluée à $H_{av} + 1/3(H_{am} - H_{av})$.

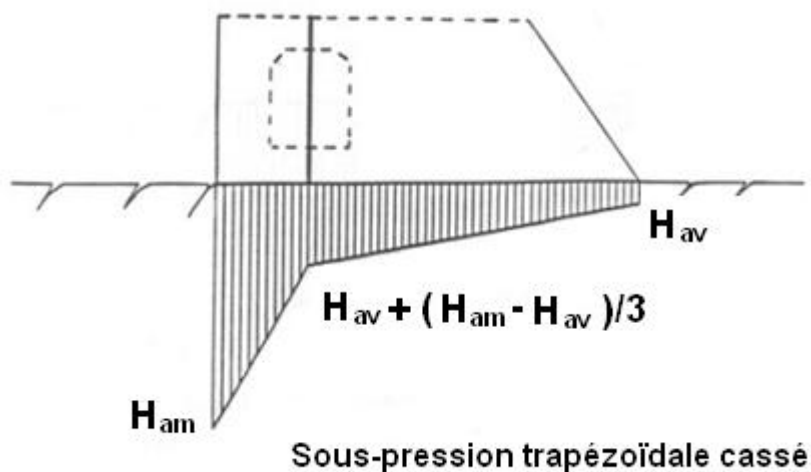


Figure B1. 4 - Drainage efficace, Sous-pression au contact fondation-rocher

Si le drainage est inefficace, une répartition triangulaire du champ de sous-pressions est envisagée (cf. figure ci-dessous).

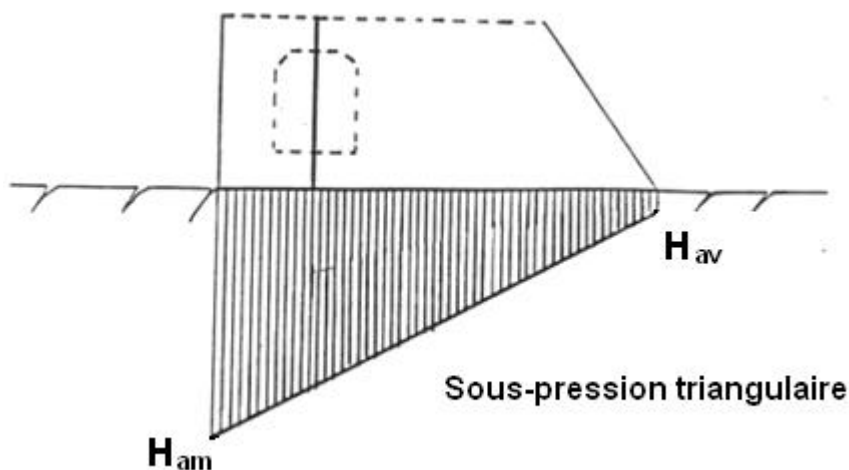


Figure B1. 5 - Drainage inefficace, Sous-pression au contact fondation-rocher

Dans le cas où il y a une ouverture de fissure au pied amont, la pleine pression amont H_{am} s'exerce sur le long de cette fissure. Les deux figures suivantes décrivent les pressions sous le barrage BCR dans le cas où la fissuration n'atteint pas le rideau de drainage et dans le cas où la fissuration atteint le rideau.

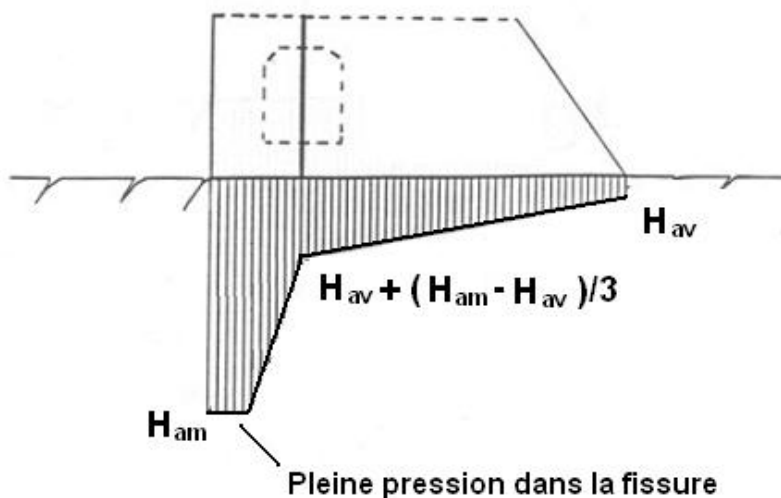


Figure B1. 6 - Sous pressions si la fissuration n'atteint pas le rideau de drainage

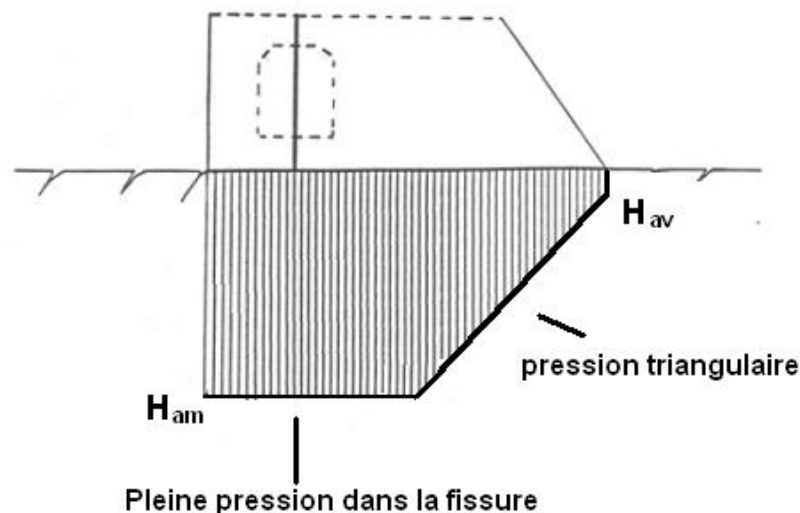


Figure B1. 7 - Sous pressions si la fissuration dépasse le rideau de drainage

B1.5.2 Sous pression entre couches de BCR

Des drains sont également forés entre les galeries du barrage, ils permettent de diminuer la pression entre chaque levé BCR-BCR. Au droit du drain, la pression est égale au tiers de la pression amont moins la pression aval : $1/3(H_{am}-H_{av})$.

Contrairement aux drains situés dans la fondation, le rideau de drainage dans le barrage BCR ne peut pas se boucher. Le cas de drainage inefficace dans le barrage n'est pas applicable.

La distance entre le système de drainage et le parement amont varie pour le barrage de Koukoutamba car cette distance dépend de l'épaisseur du parement en BCV. Effectivement la galerie supérieure se situe à 3m du parement, la galerie intermédiaire se situe à 5m du parement amont et la galerie en partie inférieure se situe à 8m du parement amont. Les schémas ci-dessus donnent une description du système de drainage dans le barrage dans le cas efficace et dans le cas inefficace.

B1.6 SEISME

A titre conservatif, les calculs ont été réalisés en tenant compte d'un séisme maximum probable caractérisé par une accélération horizontale pseudo-statique de 0.10 g et une accélération verticale pseudo-statique égale à 50 % de la valeur du SMP, soit 0.05 g. Pour ce qui est du comportement de l'ouvrage face à un séisme, il est établi que les sous pressions ne varient pas. En effet, la durée d'une oscillation est trop courte pour que les sous pressions aient le temps de changer dans un sens ou dans l'autre.

Le séisme de base d'exploitation SBE sera égal à la moitié du SMP.

La surpression hydrodynamique de Westergaard est prise en compte pour les cas de charges incluant le séisme.

B1.7 COMBINAISONS D' ACTIONS

Les 7 cas de chargements suivants ont été envisagés :

Cas usuel :

- **cas A (Retenue Normale) :**

- Retenue au niveau normal : plan d'eau à l'amont 545.00 NGC. Le niveau d'eau aval se situe à la côte 460.80 NGC.
- Poussée des sédiments à la cote 490 NGC.
- Sous pression avec drainage efficace.

Cas rares :

- **cas B (Drainage inefficace) :**

- Retenue au niveau normal.
- Poussée des sédiments à la cote 490 NGC.
- Sous pression avec drainage inefficace.

- **cas C (PHE) :**

- PHE : la côte des plus hautes est de 549.50 NGC. Le niveau d'eau aval se situe à la côte 469.60 NGC.
- Poussée des sédiments à la cote 490 NGC.
- Sous pression avec drainage efficace.

- **cas D (SBE) :**

- Retenue au niveau normal
- Poussée des sédiments à la cote 490 NGC.
- Sous pression avec drainage efficace.
- Séisme de base d'exploitation SBE : 0.05 g de l'amont vers l'aval et 0.025 g d'accélération verticale.

Cas extrêmes:

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

- **cas E (PHE + drainage inefficace) :**

- PHE
- Poussée des sédiments à la cote 490NGC.
- Sous pression avec drainage inefficace.

- **cas F (SBE + drainage inefficace) :**

- Retenue au niveau normal.
- Poussée des sédiments à la cote 490NGC.
- Sous pression avec drainage inefficace.
- Séisme de base d'exploitation SBE : 0.05 g de l'amont vers l'aval et 0.025 g d'accélération verticale.

- **cas G (SMP) :**

- Retenue au niveau normal.
- Poussée des sédiments à la cote 490 NGC.
- Sous pression avec drainage efficace.
- Séisme maximal de projet SMP : 0.10 g de l'amont vers l'aval et 0.05 g d'accélération verticale.

Le tableau ci-dessous résume les 7 combinaisons possibles :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Tableau B1. 2 - Résumé des combinaisons de charges

	Cas	Niveau d'eau dans la retenue		Poussée des sédiments	Drainage		Séisme	
		RN	PHE		efficace	inefficace	SBE	SMP
Usuel	A	✓		✓	✓			
Rares	B	✓		✓		✓		
	C		✓	✓	✓			
	D	✓		✓	✓		✓	
Extrêmes	E		✓	✓		✓		
	F	✓		✓		✓	✓	
	G	✓		✓	✓			✓

B1.8 RESULTATS

B1.8.1 Le plot comprenant l'évacuateur de crue

Tableau B1. 3 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas A (RN)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	1.54	0 m	0.20	0.33	Ok
500	1.33	0 m	0.30	0.64	Ok
480	1.25	0 m	0.39	0.95	Ok
Fondation 465.50	2.97	0 m	0.36	1.21	Ok

Tableau B1. 4 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas B (RN + drainage inefficace)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	1.98	0 m	0.20	0.33	Ok
500	1.69	0 m	0.30	0.64	Ok
480	1.58	0 m	0.39	0.95	Ok
Fondation 465.50	3.56	0 m	0.02	1.14	Ok

Tableau B1. 5 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas C (PHE)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	1.41	0 m	0.02	0.49	Ok
500	1.39	0 m	0.10	0.82	Ok
480	1.38	0 m	0.18	1.13	Ok
Fondation 465.50	3.57	0 m	0.12	1.36	Ok

Tableau B1. 6 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas D (SBE)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	1.77	0 m	0.16	0.37	Ok
500	1.52	0 m	0.23	0.71	Ok
480	1.43	0 m	0.29	1.05	Ok
Fondation 465.50	3.68	0 m	0.23	1.33	Ok

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Tableau B1. 7 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas E (PHE + drainage inefficace)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	1.91	0 m	0.02	0.49	Ok
500	1.79	0 m	0.10	0.82	Ok
480	1.74	0 m	0.19	1.13	Ok
Fondation 465.50	1.50	51.3 m	0	2.00	Ok

Tableau B1. 8 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas F (SBE + drainage inefficace)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.39	0 m	0.16	0.37	Ok
500	1.97	0 m	0.23	0.71	Ok
480	1.81	0 m	0.29	1.05	Ok
Fondation 465.50	4.04	18.47m	0	1.30	Ok

Tableau B1. 9 - Coefficients de sécurité du profil 1 cas G (SMP)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.15	0 m	0.12	0.41	Ok
500	1.79	0 m	0.16	0.78	Ok
480	1.65	0 m	0.19	1.15	Ok
Fondation 465.50	5.44	0 m	0.11	1.45	Ok

B1.8.2 Le plot de section comprenant la prise d'eau**Tableau B1. 10 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas A (RN)**

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.48	0m	0.48	0.22	Ok
500	2.05	0m	0.42	0.59	Ok
480	1.76	0m	0.65	0.81	Ok
Fondation 465.50	3.94	0m	0.75	0.99	Ok

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Tableau B1. 11 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas B (RN + drainage inefficace)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	3.17	0 m	0.48	0.22	Ok
500	2.60	0 m	0.42	0.59	Ok
480	2.23	0 m	0.65	0.81	Ok
Fondation 465.50	4.91	0 m	0.54	0.90	Ok

Tableau B1. 12 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas C (PHE)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.22	0 m	0.34	0.34	Ok
500	2.13	0 m	0.33	0.67	Ok
480	1.94	0 m	0.52	0.92	Ok
Fondation 465.50	4.79	0 m	0.59	1.07	Ok

Tableau B1. 13 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas D (SBE)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.65	0 m	0.43	0.27	Ok
500	2.23	0 m	0.37	0.64	Ok
480	1.9	0 m	0.56	0.90	Ok
Fondation 465.50	1.83	0 m	0.63	1.10	Ok

Tableau B1. 14 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas E (PHE + drainage inefficace)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.93	0 m	0.34	0.34	Ok
500	2.74	0 m	0.33	0.67	Ok
480	2.49	0 m	0.52	0.92	Ok
Fondation 465.50	7.08	0 m	0.39	0.98	Ok

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B1 - Note de Calcul de stabilité du Barrage BCR

Tableau B1. 15 - Coefficients de sécurité du profil 2 cas F (SBE + drainage inefficace)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	3.49	0 m	0.43	0.27	Ok
500	2.87	0 m	0.37	0.64	Ok
480	2.44	0 m	0.56	0.90	Ok
Fondation 465.50	7.01	0 m	0.43	1.02	Ok

Tableau B1. 16 : Coefficients de sécurité du profil 2 cas G (SMP)

Cote	SFF	Fissuration	σ'_{am} (MPa)	σ'_{av} (MPa)	Condition d'Hoffman
520	2.99	0 m	0.38	0.32	Ok
500	2.51	0 m	0.31	0.70	Ok
480	2.17	0 m	0.47	0.99	Ok
Fondation 465.50	6.66	0 m	0.52	1.22	Ok

B1.9 CONCLUSION

La stabilité du barrage a été vérifiée au droit de l'évacuateur et de l'usine sur les coupes types de plus grande hauteur.

Les trois modes de rupture sont considérés : glissement, renversement et poinçonnement.

Pour chaque cas de charges, la stabilité du barrage est vérifiée avec une marge de sécurité suffisante, tel que recommandé par le CFBR [1].

EDM

Gravity wall analysis

Input data

Project

Task : Barrage KOUKOUTAMBA - Mur amont
 Author : EDM
 Customer : OMVS
 Date : 01/03/2012

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.50 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : BCR

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{ct} = 0.01 \text{ MPa}$


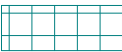
Elasticity modulus $E_{cm} = 26000.00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500


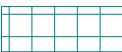
Yield strength $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Elasticity modulus $E = 200000.00 \text{ MPa}$

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Enrochement		45.00	0.00	22.00	15.00	0.00
2	Fondation Grès		55.00	2000.00	24.00	14.00	0.00

Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	ϕ [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Enrochement		cohesionless	45.00	-	-	-
2	Fondation Grès		cohesive	-	0.30	-	-

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - Fondation Grès

Soil thickness in front of structure $h = 0.00 \text{ m}$

Angle of friction struc.-soil $\delta = 0.00^\circ$

Terrain in front of structure is flat.

Global settings

Active earth pressure calculation - Caquot-Kerisel

Passive earth pressure calculation - Caquot-Kerisel

Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997

EDM

Input of partial factors : User

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : transient

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,35	1,00
Variable actions	γ_Q	1,50	0,00
Water actions	γ_w	1,00	

Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]
Partial factor on overturning	γ_{Re}	1,40
Partial factor on sliding	γ_{Rh}	1,10
Patial factor on bearing	γ_{Rv}	1,40

Verification No. 1 (Stage of construction 1)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-17.23	16340.78	9.45	1.000	1.000	1.350
Weight - earth wedge	0.00	-30.46	2404.65	13.29	1.000	1.000	1.350
Active pressure	4420.76	-15.68	9790.93	20.33	1.000	1.000	1.350

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 275335.21$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 69297.90$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 25942.15$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 4420.76$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

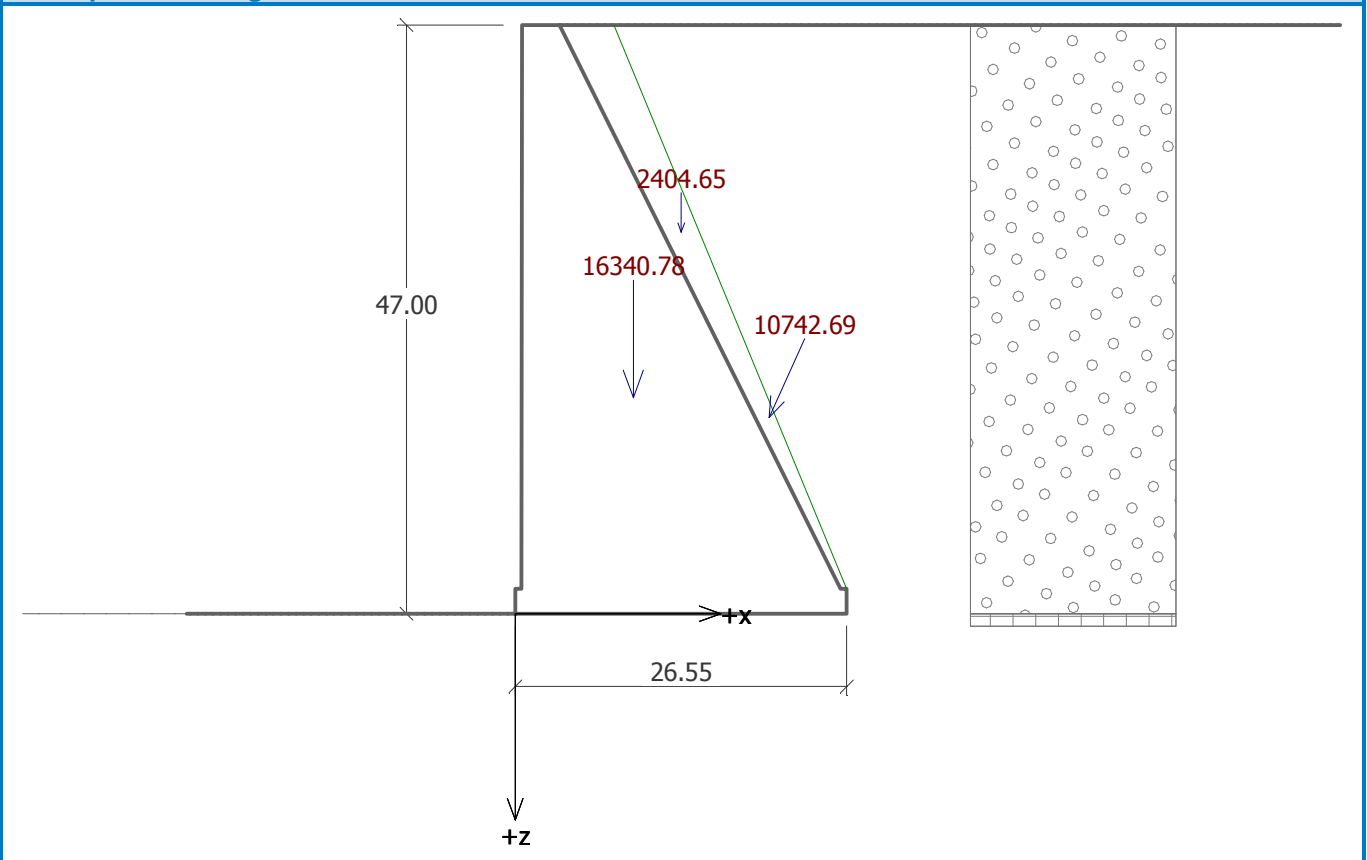
Maximum stress in footing bottom :1738.52kPa

EDM

Name : Cas usuel A

Stage : 1; Analysis : 1

Description : Barrage Vide



Input data (Stage of construction 2)

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of -32.50 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -32.50 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is considered as linear.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - Fondation Grès

Soil thickness in front of structure $h = 0.00$ m

Angle of friction struc.-soil $\delta = 0.00$ °

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997

Input of partial factors : User

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : persistent

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,35	1,00
Variable actions	γ_Q	1,50	0,00
Water actions	γ_w	1,30	
Partial resistance factors (R)		Fact.	[-]
Partial factor on overturning		γ_{Re}	1,40

EDM

Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]
Partial factor on sliding	γ_{Rh}	1,10
Partial factor on bearing	γ_{Rv}	1,40
Partial factors for variable actions	Fact.	[-]
Factor for combination value	ψ_0	0,70
Factor for frequent value	ψ_1	0,50
Factor for quasi-permanent value	ψ_2	0,30

Verification No. 1 (Stage of construction 2)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-17.23	9387.26	9.45	1.000	1.000	1.350
Weight - earth wedge	0.00	-30.46	1639.53	13.29	1.000	1.000	1.350
Active pressure	3014.15	-15.68	6675.63	20.33	1.000	1.000	1.350
Water pressure	0.00	-47.00	0.00	7.90	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 175884.74$ kNm/m

Overturning moment $M_{Ovr} = 47248.56$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 16093.11$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 3014.15$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

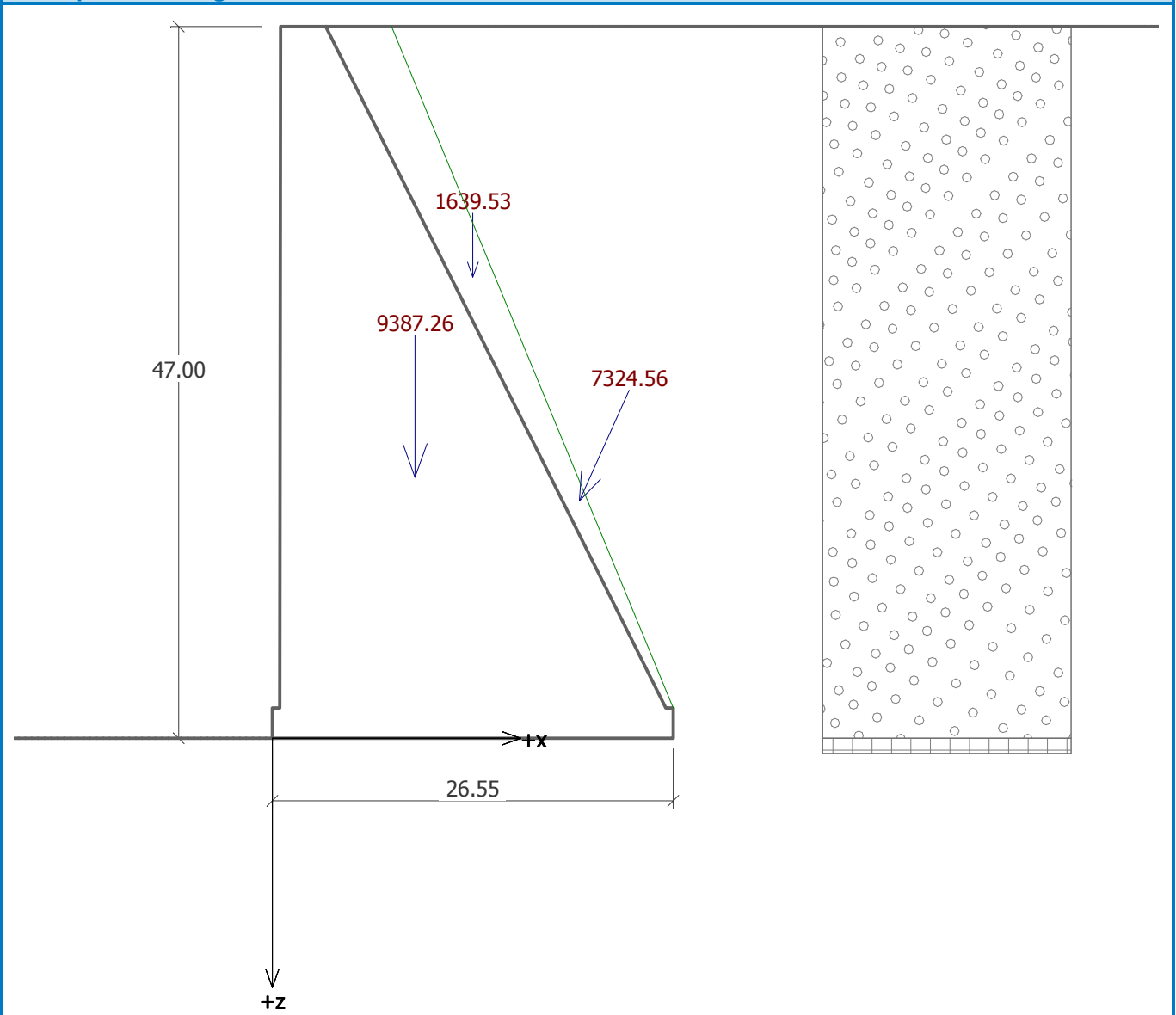
Maximum stress in footing bottom :1063.01kPa

EDM

Name : Cas usuel B

Stage : 2; Analysis : 1

Description : Barrage avec RN



Input data (Stage of construction 3)

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of -32.50 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -32.50 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is considered as linear.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - Fondation Grès

Soil thickness in front of structure $h = 0.00$ m

Angle of friction struc.-soil $\delta = 0.00$ °

Terrain in front of structure is flat.

Applied forces acting on the structure

EDM

No.	Force		Name	Action	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	new	modification							
1	YES		Zangar SBE	permanent	-963.00	480.00	0.00	11.33	23.50

EarthquakeHorizontal seismic coefficient $K_h = 0.0500$ Vertical seismic coefficient $K_v = 0.0250$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997

Input of partial factors : User

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : seismic

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,00	1,00
Variable actions	γ_Q	1,00	0,00
Water actions	γ_w	1,00	
Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]	
Partial factor on overturning	γ_{Re}		1,00
Partial factor on sliding	γ_{Rh}		1,00
Patial factor on bearing	γ_{Rv}		1,00

Verification No. 1 (Stage of construction 3)**Forces acting on construction**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-17.23	9387.26	9.45	1.000	1.000	1.000
Earthq.- constr.	469.36	-17.23	-234.68	9.45	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-30.46	1639.53	13.29	1.000	1.000	1.000
Active pressure	3014.15	-15.68	6675.63	20.33	1.000	1.000	1.000
Water pressure	0.00	-47.00	0.00	7.90	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	669.45	-31.34	1613.72	14.37	1.000	1.000	1.000
Zangar SBE	963.00	-23.50	480.00	14.88	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 274350.34$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 98947.27$ kNm/m**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 19561.46$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 5115.96$ kN/m**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY**

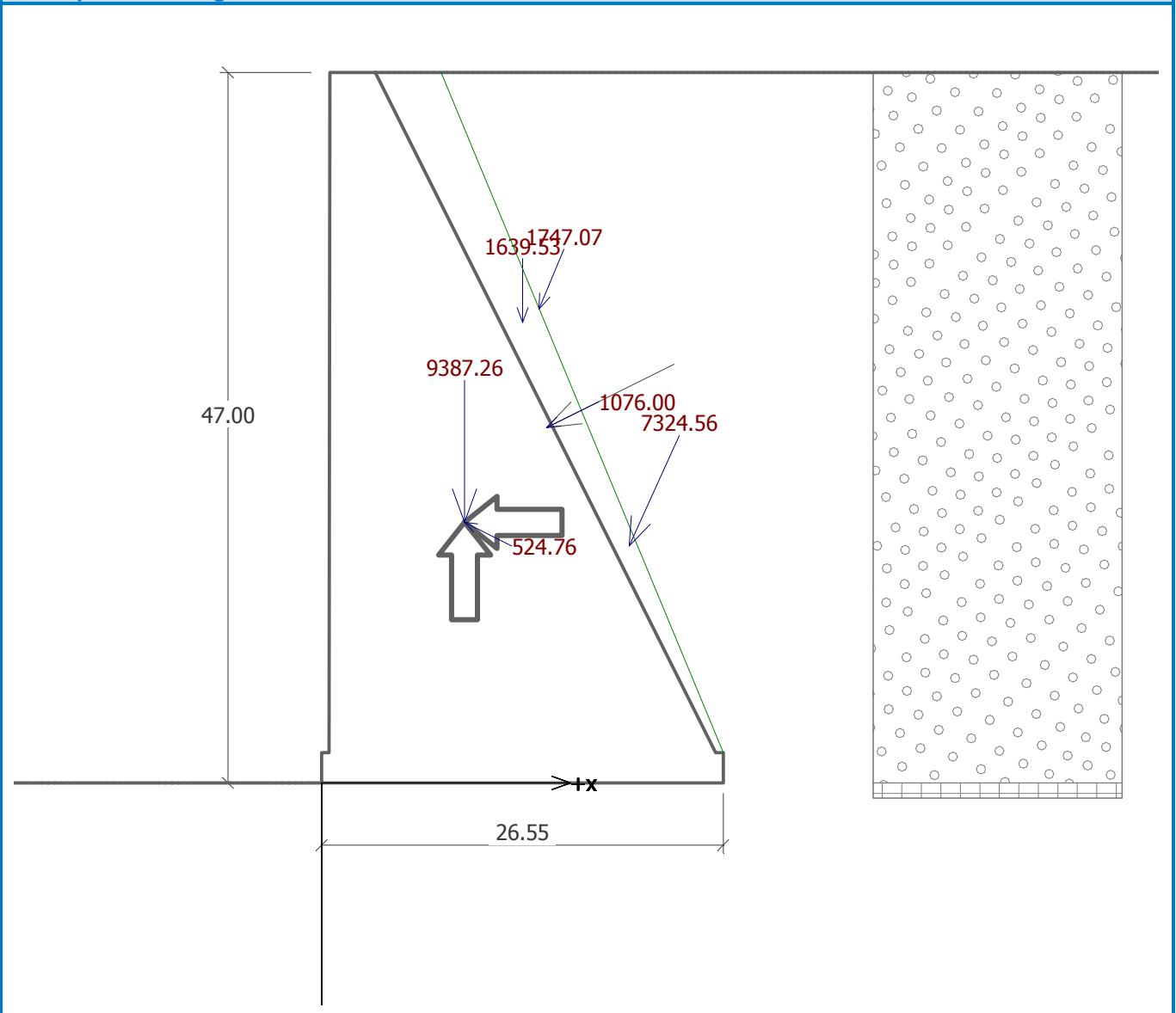
Maximum stress in footing bottom :1090.78kPa

EDM

Name : Cas rare C

Stage : 3; Analysis : 1

Description : Barrage avec RN + SBE



Input data (Stage of construction 4)

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of -32.50 m

GWT in front of the structure lies at a depth of -32.50 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is considered as linear.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: passive

Soil on front face of the structure - Fondation Grès

Soil thickness in front of structure $h = 0.00$ m

Angle of friction struc.-soil $\delta = 0.00$ °

Terrain in front of structure is flat.

Applied forces acting on the structure

EDM

No.	Force		Name	Action	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	new	modification							
1	NO	YES	Zangar SMD	permanent	-1925.50	959.00	0.00	11.33	23.50

EarthquakeHorizontal seismic coefficient $K_h = 0.1000$ Vertical seismic coefficient $K_v = 0.0500$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997

Input of partial factors : User

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : seismic

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,00	1,00
Variable actions	γ_Q	1,00	0,00
Water actions	γ_w	1,00	

Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]
Partial factor on overturning	γ_{Re}	1,00
Partial factor on sliding	γ_{Rh}	1,00
Patial factor on bearing	γ_{Rv}	1,00

Verification No. 1 (Stage of construction 4)**Forces acting on construction**

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-17.23	9387.26	9.45	1.000	1.000	1.000
Earthq.- constr.	938.73	-17.23	-469.36	9.45	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-30.46	1639.53	13.29	1.000	1.000	1.000
Active pressure	3014.15	-15.68	6675.63	20.33	1.000	1.000	1.000
Water pressure	0.00	-47.00	0.00	7.90	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	1635.69	-31.34	3943.61	14.37	1.000	1.000	1.000
Zangar SMD	1925.50	-23.50	959.00	14.88	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 312738.99$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 159944.34$ kNm/m**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 22135.67$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 7514.06$ kN/m**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY**

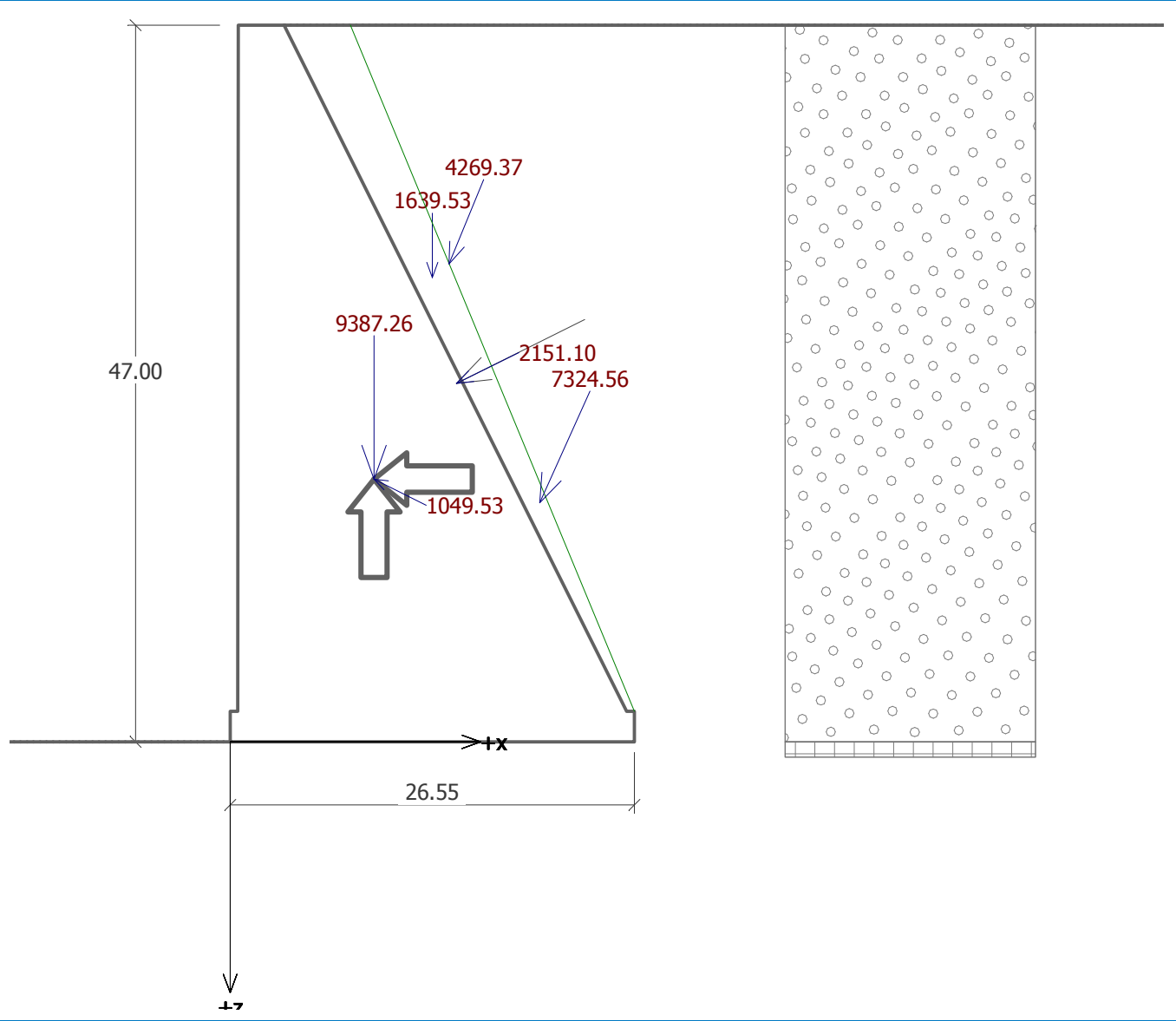
Maximum stress in footing bottom :1603.42kPa

EDM

Name : Cas extrême D

Stage : 4; Analysis : 1

Description : Barrage avec RN + SMP



EDM

Gravity wall analysis

Input data

Project

Task : Barrage KOUKOUTAMBA - Mur aval
 Author : EDM
 Customer : OMVS
 Date : 01/03/2012

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.50 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : BCR

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$

Tensile strength $f_{ct} = 0.01 \text{ MPa}$


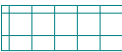
Elasticity modulus $E_{cm} = 26000.00 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500


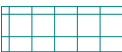
Yield strength $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Elasticity modulus $E = 200000.00 \text{ MPa}$

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Enrochement		45.00	0.00	22.00	15.00	0.00
2	Fondation Grès		55.00	2000.00	24.00	14.00	0.00

Soil parameters to compute pressure at rest

No.	Name	Pattern	Type calculation	ϕ [°]	ν [-]	OCR [-]	K_r [-]
1	Enrochement		cohesionless	45.00	-	-	-
2	Fondation Grès		cohesive	-	0.30	-	-

Soil parameters

Enrochement

Unit weight : $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 45,00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 0,00^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Fondation Grès

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 55,00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 2000,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 0,00^\circ$


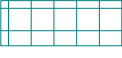
Soil : cohesive

Poisson's ratio : $\nu = 0,30$

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

EDM

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	37.00	Enrochement	
2	-	Fondation Grès	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Global settings

Active earth pressure calculation - Caquot-Kerisel
 Passive earth pressure calculation - Caquot-Kerisel
 Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997
 Input of partial factors : Standard
 Design approach : 2 - reduction of actions and resistance
 Design situation : persistent

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,35	1,00
Variable actions	γ_Q	1,50	0,00
Water actions	γ_w	1,30	

Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]
Partial factor on overturning	γ_{Re}	1,40
Partial factor on sliding	γ_{Rh}	1,10
Patial factor on bearing	γ_{Rv}	1,40

Partial factors for variable actions	Fact.	[-]
Factor for combination value	ψ_0	0,70
Factor for frequent value	ψ_1	0,50
Factor for quasi-permanent value	ψ_2	0,30

Verification No. 1 (Stage of construction 1)**Forces acting on construction**

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-13.76	10737.91	8.31	1.000	1.000	1.350
Weight - earth wedge	0.00	-23.00	1925.22	12.44	1.000	1.000	1.350
Active pressure	2739.27	-12.34	5922.91	17.70	1.000	1.000	1.350

Verification of complete wall**Check for overturning stability**

EDM

Resisting moment $M_{res} = 155722.61 \text{ kNm/m}$
 Overturning moment $M_{ovr} = 33808.17 \text{ kNm/m}$

Wall for overturning is SATISFACTORY

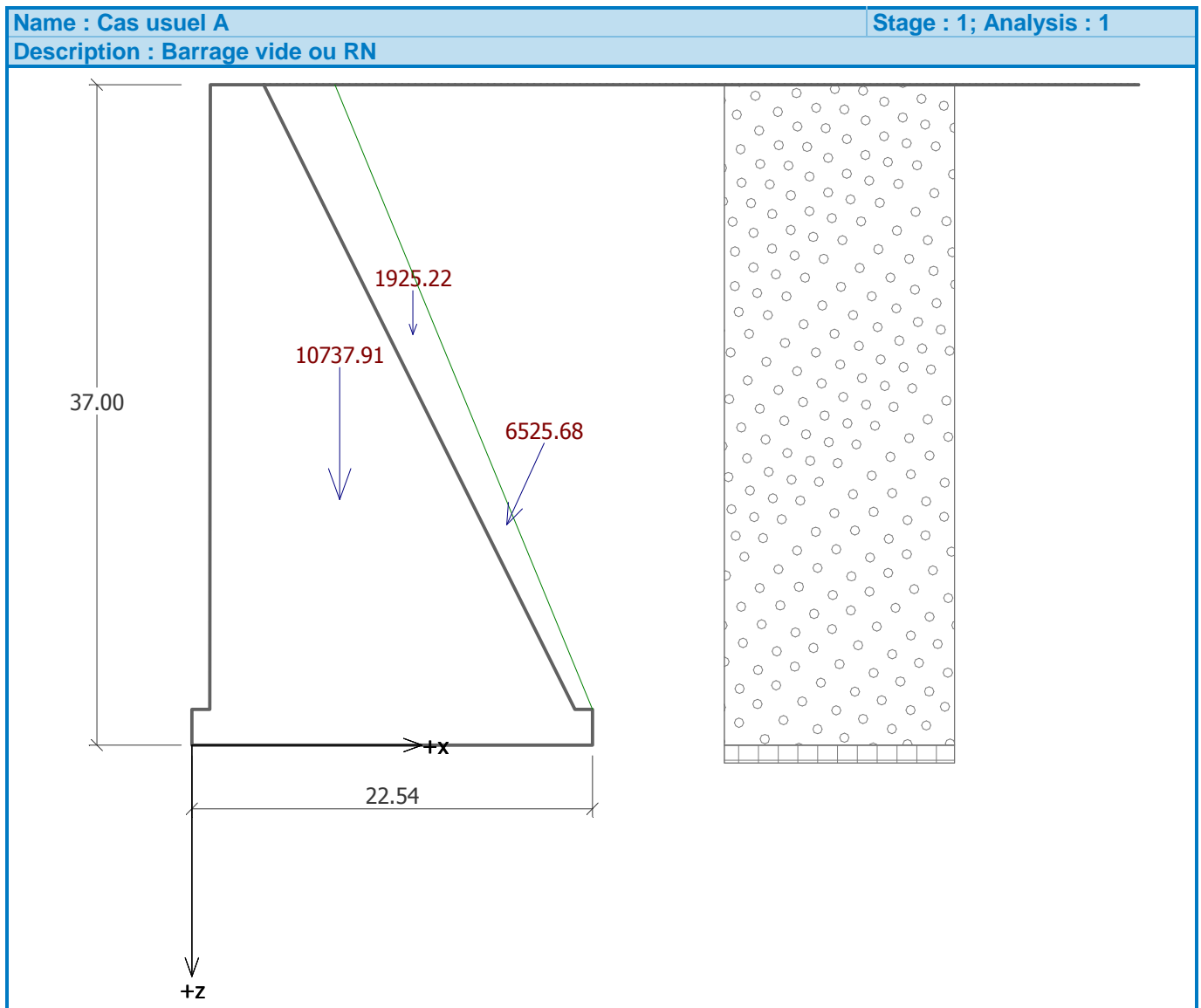
Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 16896.40 \text{ kN/m}$
 Active horizontal force $H_{act} = 2739.27 \text{ kN/m}$

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom :1265.84kPa



Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 1)


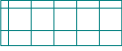
Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	34039.91	25091.16	3698.02	1.36	1265.84

Bearing capacity of foundation soil check

EDM

Eccentricity verificationMax. eccentricity of normal force $e = 1356.6$ mmMaximum allowable eccentricity $e_{alw} = 7436.6$ mm**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Footing bottom bearing capacity verification**Max. stress at footing bottom $\sigma = 1265.84$ kPaBearing capacity of foundation soil $R_d = 32857.14$ kPa**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY****Input data (Stage of construction 2)****Geological profile and assigned soils**

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	37.00	Enrochement	
2	-	Fondation Grès	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 32.90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 32.90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is considered as linear.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997

Input of partial factors : Standard

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : accidental

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,00	1,00
Variable actions	γ_Q	1,00	0,00
Water actions	γ_w	1,00	
Partial resistance factors (R)		Fact.	[-]
Partial factor on overturning		γ_{Re}	1,00
Partial factor on sliding		γ_{Rh}	1,00
Patial factor on bearing		γ_{Rv}	1,00

Verification No. 1 (Stage of construction 2)**Forces acting on construction**

EDM

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-14.80	9867.03	8.06	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-23.17	1909.20	12.36	1.000	1.000	1.000
Active pressure	2728.62	-12.38	5916.12	17.70	1.000	1.000	1.000
Water pressure	0.00	-37.00	0.00	8.04	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 207811.94$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 33793.58$ kNm/m

Wall for overturning is **SATISFACTORY**

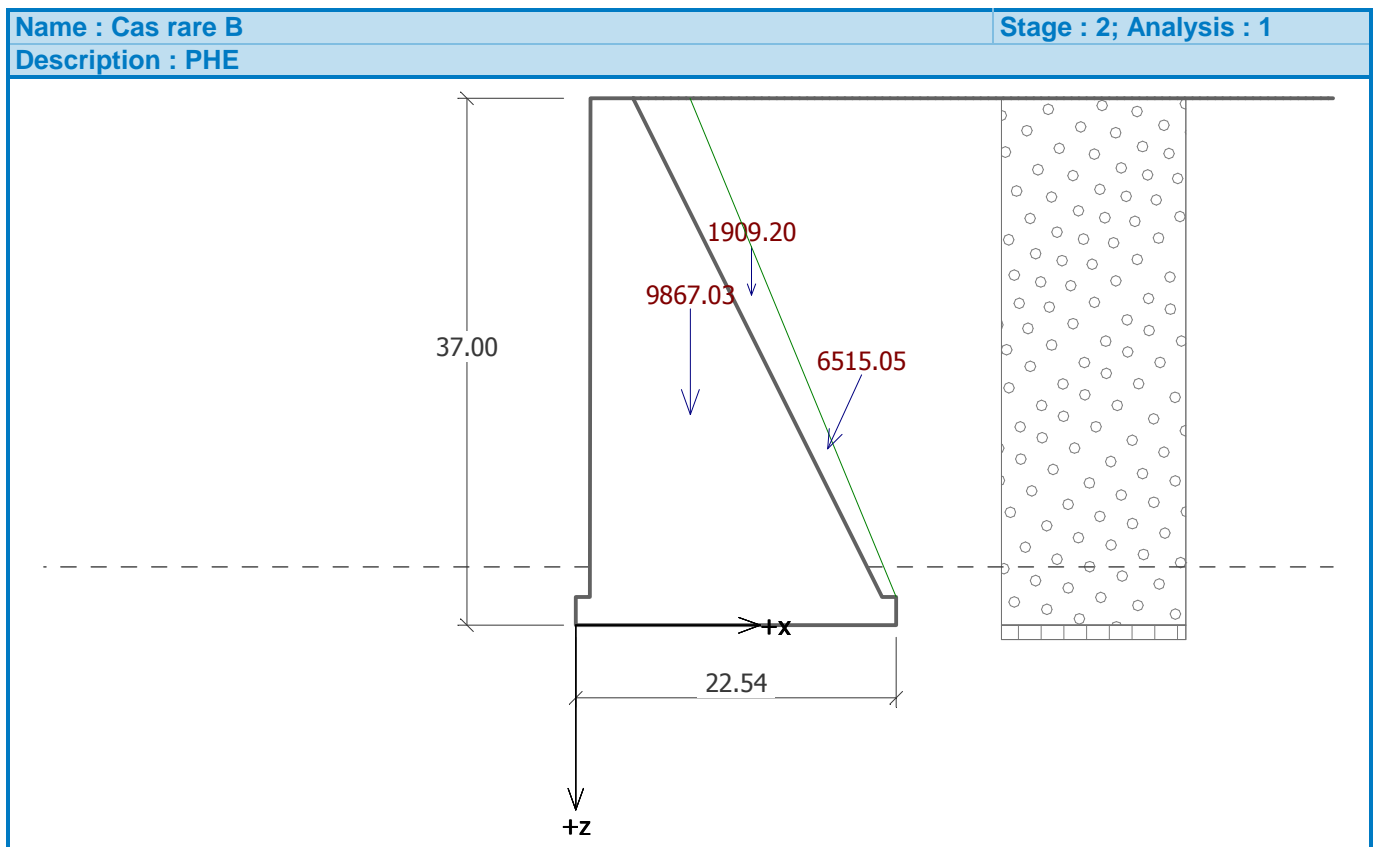
Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 17692.35$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 2728.62$ kN/m

Wall for slip is **SATISFACTORY**

Overall check - **WALL is SATISFACTORY**

Maximum stress in footing bottom :899.39kPa




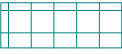
Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 2)

Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	25330.16	17692.35	2728.62	1.43	899.39

EDM

Bearing capacity of foundation soil check**Eccentricity verification**Max. eccentricity of normal force $e = 1431.7$ mmMaximum allowable eccentricity $e_{alw} = 7436.6$ mm**Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Footing bottom bearing capacity verification**Max. stress at footing bottom $\sigma = 899.39$ kPaBearing capacity of foundation soil $R_d = 46000.00$ kPa**Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY****Input data (Stage of construction 3)****Geological profile and assigned soils**

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	37.00	Enrochement	
2	-	Fondation Grès	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

EarthquakeHorizontal seismic coefficient $K_h = 0.0500$ Vertical seismic coefficient $K_v = 0.0250$ Coeff. to compute point of application $k.H = 0.66$

Water below the GWT is free.

Unit weight of soil skeleton $G_s = 2.50$.**Settings of the stage of construction**

Verification methodology : according to EN 1997

Input of partial factors : Standard

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : seismic

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,00	1,00
Variable actions	γ_Q	1,00	0,00
Water actions	γ_w	1,00	
Partial resistance factors (R)		Fact.	[-]
Partial factor on overturning		γ_{Re}	1,00
Partial factor on sliding		γ_{Rh}	1,00

EDM

Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]
Patial factor on bearing	γ_{Rv}	1,00

Verification No. 1 (Stage of construction 3)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-13.76	10737.91	8.31	1.000	1.000	1.000
Earthq.- constr.	536.90	-13.76	-268.45	8.31	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-23.00	1925.22	12.44	1.000	1.000	1.000
Active pressure	2739.27	-12.34	5922.91	17.70	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	341.70	-24.42	822.75	13.25	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 226680.03$ kNm/m

Overturning moment $M_{Ovr} = 49538.93$ kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 19140.34$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 3617.87$ kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

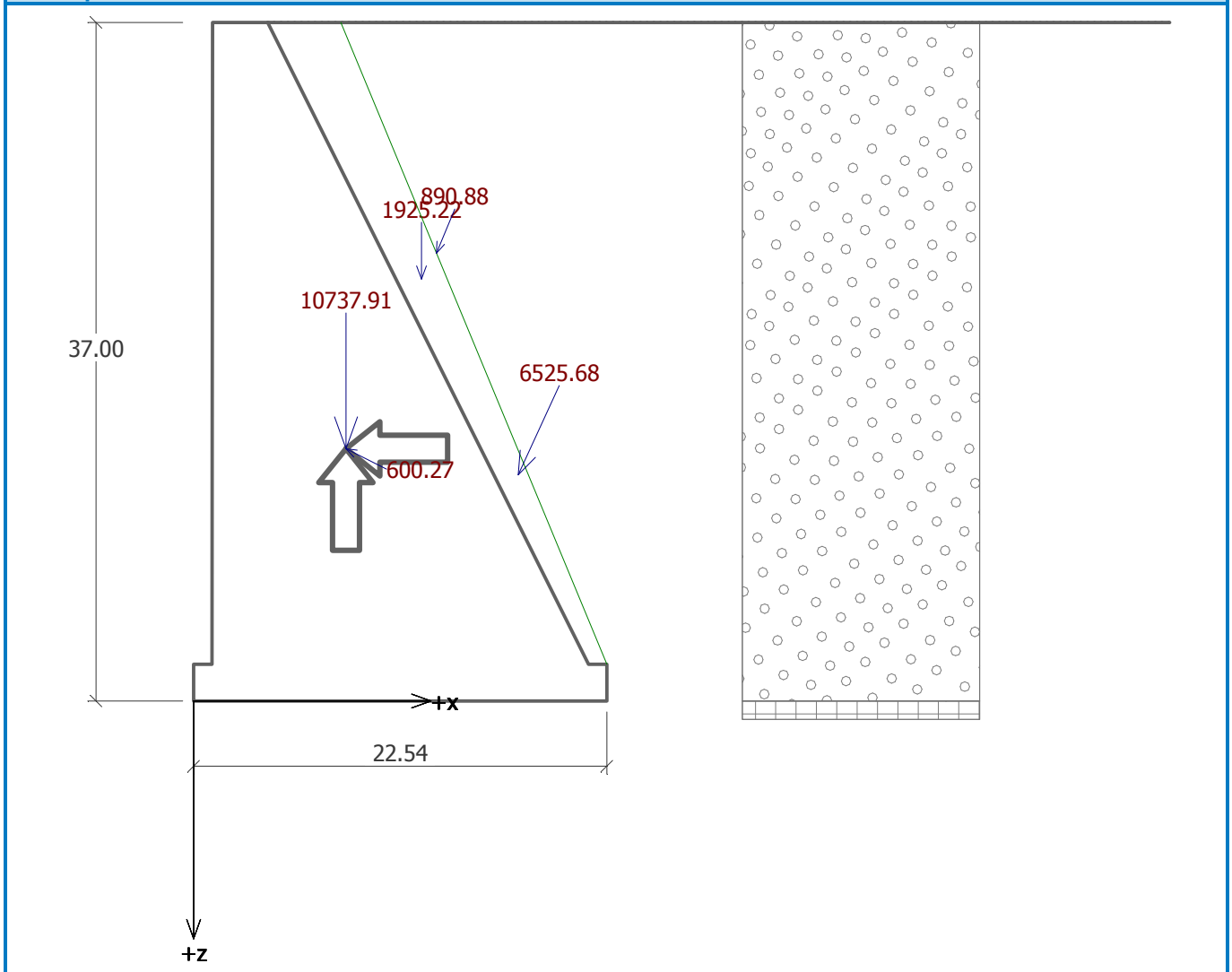
Maximum stress in footing bottom :1034.07kPa

EDM

Name : Cas rare C

Stage : 3; Analysis : 1

Description : RN + SBE



Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 3)

Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	38522.70	19140.34	3617.87	2.01	1034.07

Bearing capacity of foundation soil check

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 2012.6 \text{ mm}$
 Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 7436.6 \text{ mm}$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom $\sigma = 1034.07 \text{ kPa}$
 Bearing capacity of foundation soil $R_d = 46000.00 \text{ kPa}$


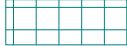
Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

EDM

Input data (Stage of construction 4)

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	37.00	Enrochement	
2	-	Fondation Grès	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Earthquake

Horizontal seismic coefficient $K_h = 0.1000$

Vertical seismic coefficient $K_v = 0.0500$

Coeff. to compute point of application $k.H = 0.66$

Water below the GWT is free.

Unit weight of soil skeleton $G_s = 2.50$.

Settings of the stage of construction

Verification methodology : according to EN 1997

Input of partial factors : Standard

Design approach : 2 - reduction of actions and resistance

Design situation : seismic

Partial factors on actions (F)	Fact.	Unfavourable [-]	Favourable [-]
Permanent actions	γ_G	1,00	1,00
Variable actions	γ_Q	1,00	0,00
Water actions	γ_w	1,00	

Partial resistance factors (R)	Fact.	[-]
Partial factor on overturning	γ_{Re}	1,00
Partial factor on sliding	γ_{Rh}	1,00
Partial factor on bearing	γ_{Rv}	1,00

Verification No. 1 (Stage of construction 4)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Coeff. overturn.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0.00	-13.76	10737.91	8.31	1.000	1.000	1.000
Earthq.- constr.	1073.79	-13.76	-536.90	8.31	1.000	1.000	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-23.00	1925.22	12.44	1.000	1.000	1.000
Active pressure	2739.27	-12.34	5922.91	17.70	1.000	1.000	1.000
Earthq.- act.pressure	760.29	-24.42	1830.94	13.25	1.000	1.000	1.000

Verification of complete wall

EDM

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 237805.03 \text{ kNm/m}$

Overturning moment $M_{ovr} = 67147.47 \text{ kNm/m}$

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

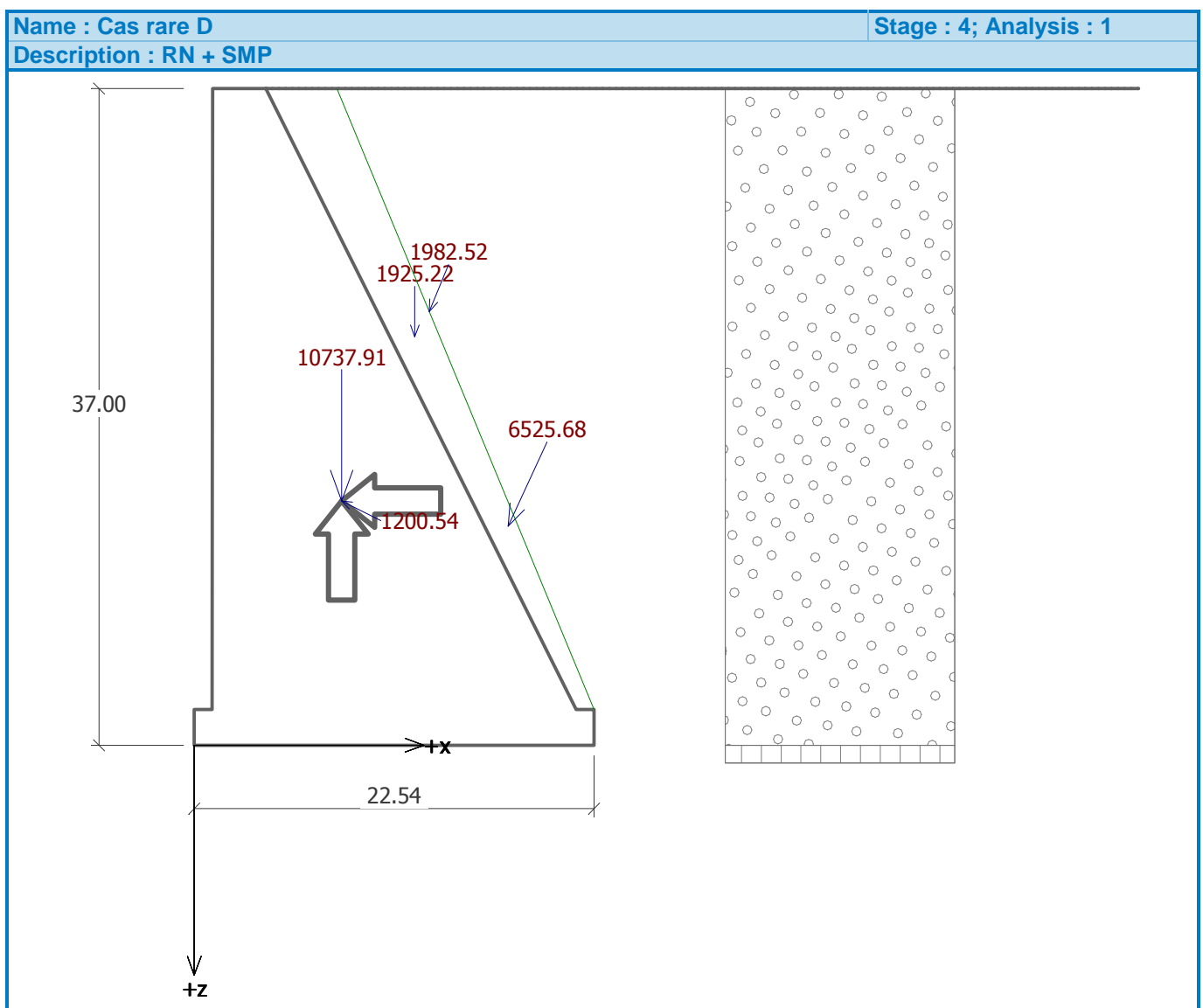
Resisting horizontal force $H_{res} = 19880.09 \text{ kN/m}$

Active horizontal force $H_{act} = 4573.36 \text{ kN/m}$

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom :1157.93kPa



Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 4)

Forces acting at the centre of the footing bottom

EDM

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	53341.33	19880.09	4573.36	2.68	1157.93

Bearing capacity of foundation soil check

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 2683.2$ mm

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 7436.6$ mm

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom $\sigma = 1157.93$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 46000.00$ kPa

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

SOMMAIRE DU CHAPITRE B2

NOTE DE CALCUL DE STABILITE DU MUR DE SOUTENEMENT RIVE GAUCHE

B2.1	INTRODUCTION	5
B2.2	REFERENCES	5
B2.3	METHODE D'ANALYSE	5
	B2.3.1 Calcul des forces	6
	B2.3.1.1 Poids du mur	6
	B2.3.1.2 Poussé des enrochements	6
	B2.3.1.3 Poussée de l'eau	7
	B2.3.1.4 Séisme	7
	B2.3.2 Modes de rupture et Critères de stabilité	9
	B2.3.3 Coefficients de pondération des charges	11
	B2.3.4 Coefficients de sécurité des efforts résistants	11
B2.4	CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX	12
	B2.4.1 BCR	12
	B2.4.2 Fondation en Grès	12
	B2.4.3 Enrochements	13
B2.5	COMBINAISONS D' ACTIONS	13
	B2.5.1 Combinaisons d'actions pour le mur amont	13
	B2.5.2 Combinaisons d'actions pour le mur aval	14
B2.6	RESULTATS	16
	B2.6.1 Résultats pour le mur de soutènement amont.	16
	B2.6.2 Résultats pour le mur de soutènement aval.	17
B2.7	CONCLUSION	19
	ANNEXES	

LISTE DES FIGURES :

Figure B2. 1 - Pressions hydrodynamiques de ZANGAR	8
Figure B2. 2 : Forces appliquées au mur de soutènement amont	9

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B2. 1 : Coefficients de pondérations des charges.....	11
Tableau B2. 2 : Coefficients de sécurité partiels	12
Tableau B2. 3 : Résumé des combinaisons de charges (mur amont)	14
Tableau B2. 4 : Résumé des combinaisons de charges (mur aval).....	15
Tableau B2. 5 : Coefficients de sécurité F du mur amont pour le glissement.....	16
Tableau B2. 6 : Coefficients de sécurité F du mur amont pour le renversement.....	17
Tableau B2. 7 : Contrainte normale minimale en pied du mur amont.....	17
Tableau B2. 8 : Coefficients de sécurité F du mur amont pour l'écrasement	17
Tableau B2. 9 : Coefficients de sécurité F du mur aval pour le glissement	18
Tableau B2. 10 : Coefficients de sécurité F du mur aval pour le renversement	18
Tableau B2. 11 : Contrainte normale minimale en pied du mur aval	18
Tableau B2. 12 : Coefficients de sécurité F du mur aval pour l'écrasement.....	18

CHAPITRE B2

NOTE DE CALCUL DE STABILITE DU MUR DE SOUTENEMENT RIVE GAUCHE

B2.1 INTRODUCTION

Le barrage de Koukoutamba est un barrage mixte en remblais-BCR possédant des murs de soutènements au niveau de la transition BCR-enrochements qui soutiennent les enrochements en rive gauche.

La présente note a pour objectif la vérification de la stabilité des murs de soutènement BCR amont et aval. Cette étude a été réalisée à l'aide du logiciel GEO5.

B2.2 REFERENCES

- [1] Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids, CFBR (Comité Français des barrages et réservoirs)
- [2] Plans de guide de l'APD
- [3] Eurocode EN 1997-1 « Calcul Géotechnique »
- [4] Eurocode EN 1998-5 « Calculs des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, Ouvrages de soutènement et aspects géotechniques »
- [5] Tables de poussée et de butée des terres, J. KERISEL & E. ABSI
- [6] Génie Parasismique, Victor DAVIDOVICI

B2.3 METHODE D'ANALYSE

L'étude de stabilité d'un mur de soutènement consiste à calculer les éléments de réduction (forces horizontale et verticale, moment) qui s'appliquent sur le mur depuis la crête jusqu'à la fondation (inclusive). On vérifie que la structure est capable de résister à ces forces vis-à-vis des différents modes de défaillance possibles : renversement, glissement, ou écrasement.

Dans le cas où la retenue est pleine, il conviendra de prendre le poids du mur déjaugé (mur amont noyé dans l'eau) pour prendre en compte les sous pressions s'exerçant sous la base du mur.

B2.3.1 Calcul des forces

Les forces qui entrent en jeu dans la composition de la résultante sont les suivantes :

B2.3.1.1 Poids du mur

Le poids propre du mur de soutènement, P_{mur} . Dans le cas où la retenue est pleine, le poids du mur correspond au poids déjaugé.

B2.3.1.2 Poussé des enrochements

Les enrochements sont considérés en poussées et par conséquent le coefficient de poussée des terres K_a est donné par les tables de poussée et de butée des terres (J.KERISEL & E. ABSI) [5] :

$$K_a = 0.33$$

Avec :

- $\Phi = 45^\circ$ l'angle de frottement des matériaux (enrochements) constituant la digue de transition,
- $\beta = 0^\circ$: angle du talus par rapport à l'horizontale,
- $\delta = 0^\circ$: obliquité de la contrainte de poussée par rapport à la normale au parement incliné du mur,
- $\lambda = 26.5^\circ$ angle du parement incliné du mur par rapport à la verticale.

La poussée des enrochements T , se calcul ainsi :

$$T = \frac{1}{2} * \gamma * d^2 * K_a$$

Avec :

- d = longueur du parement incliné du mur de soutènement
- γ : poids des enrochements

B2.3.1.3 *Poussée de l'eau*

Les enrochements étant considérés comme entièrement drainant, la pression de l'eau est la même de part et d'autre des murs de soutènement. Les actions horizontales de l'eau se compensent. L'action verticale de l'eau est considérée par le logiciel en déjaugant le poids de mur noyé dans l'eau.

B2.3.1.4 *Séisme*

A titre conservatif, les calculs ont été réalisés en tenant compte d'un séisme maximum probable SMP caractérisé par une accélération horizontale pseudo-statique de 0.10 g et une accélération verticale pseudo-statique égale à 50 % de la valeur du SMP, soit 0.05 g. Pour ce qui est du comportement de l'ouvrage face à un séisme, il est établi que les sous pressions ne varient pas. En effet, la durée d'une oscillation est trop courte pour que les sous pressions aient le temps de changer dans un sens ou dans l'autre. Le séisme de base d'exploitation SBE est pris égal à la moitié du SMP.

L'action sismique horizontale est considérée comme agissant vers l'intérieur de la retenue et l'action sismique verticale est considérée comme agissante de bas en haut pour produire les effets les plus défavorables sur la stabilité.

Les surpressions dynamiques des terres dues au séisme sont déterminées en utilisant la méthode de Monobe-Okabe.

Les surpressions hydrodynamiques de l'eau dues au séisme ont été calculées avec la méthode de ZANGAR. Le graphique ci-dessous nous donne la pression hydrodynamique en fonction de la profondeur du réservoir. Pour rappel, le mur de soutènement amont est noyé dans le réservoir, sa crête se situe à la cote 512m et sa base à pour cote 465.5m.

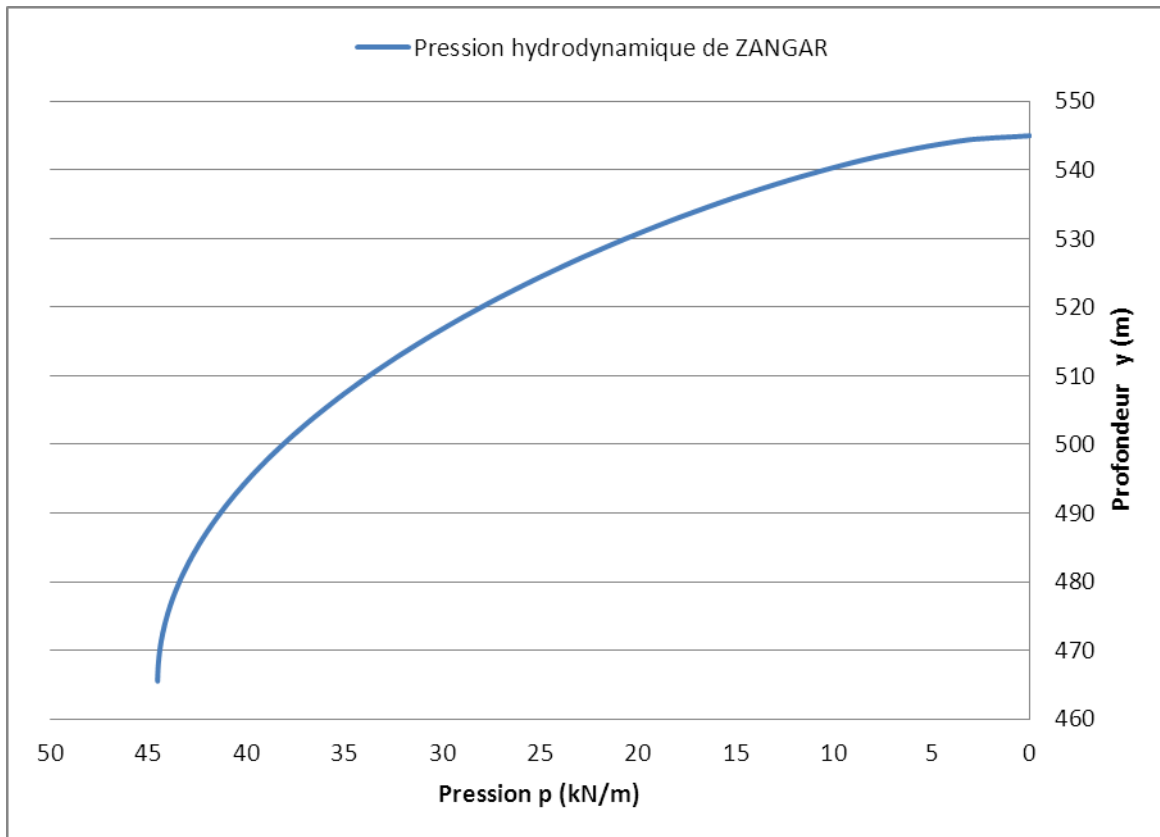


Figure B2. 1 - Pressions hydrodynamiques de ZANGAR

A titre indicatif, la formule de la surpression hydrodynamique de ZANGAR est donnée ci-dessous :

$$p(y) = \frac{1}{2} \alpha \gamma_w h C_m \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right]$$

Avec :

- α = rapport entre l'accélération de calcul et l'accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)
- γ_w = poids de l'eau : 10 kN/m^3
- h : profondeur du réservoir = 79.5 m en retenue normale
- C_m : coefficient dépendant de l'angle d'inclinaison du parement du mur = 0.56 (cf. [6])

La surpression hydrodynamique est appliquée au 2/5 de la hauteur du mur de soutènement.

Pour le calcul des forces sismiques, les coefficients sismiques horizontal K_h et vertical K_v sont pris égaux à [4] :

$$K_h = \alpha \frac{S}{R} = 0.10 \frac{1}{1} = 0.10$$

$$K_v = \frac{K_h}{3} = 0.05$$

Avec :

- S = paramètre caractéristique de la classe de sol = 1 (pour les roches comme le grès)
- R = facteur de réduction = 1 car le mur de soutènement soutien un sol sans cohésion et qui peut développer de forte pression interstitielle.
- α = rapport entre l'accélération de calcul et l'accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

La figure suivante représente la géométrie du mur amont et les forces agissantes sur le mur.

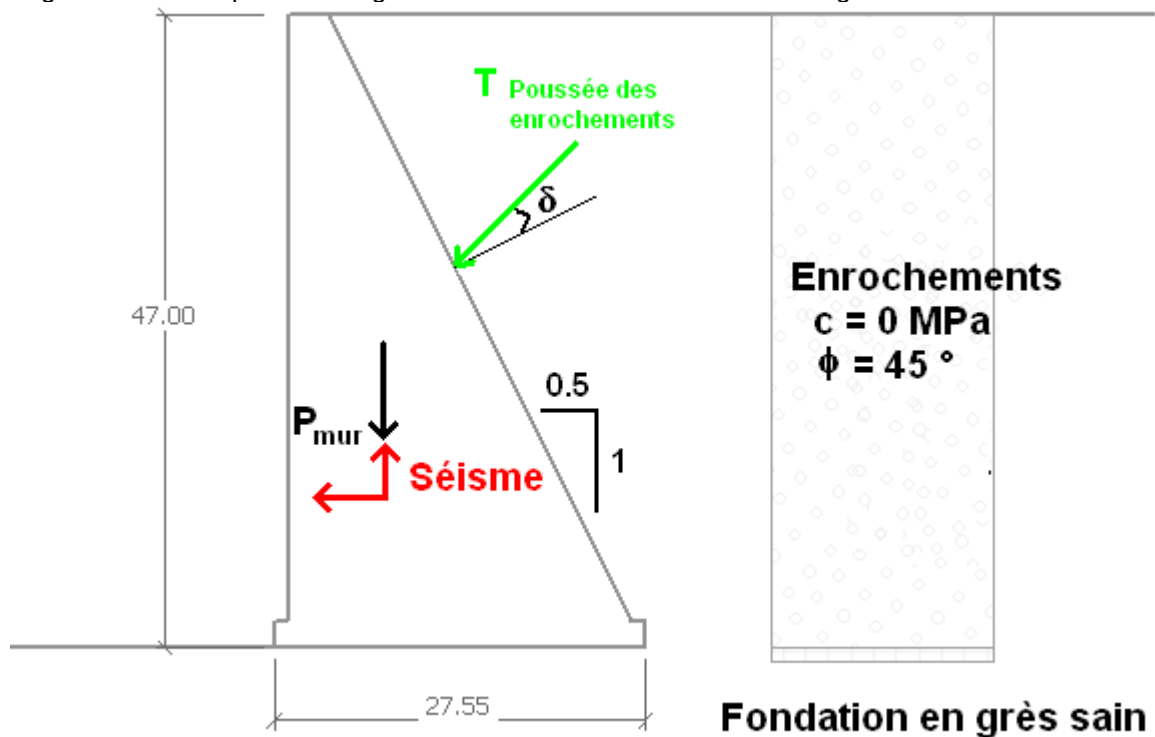


Figure B2. 2 : Forces appliquées au mur de soutènement amont

B2.3.2 Modes de rupture et Critères de stabilité

Les différents modes de rupture susceptible de se produire sur les murs de soutènements sont :

- Instabilité par glissement : L'effort horizontal résistant minoré T_{Rd} doit être supérieur à l'effort horizontal agissant pondéré T_{Ed} quel que soit le cas de charge (usuel, rare, extrême).

T_{Ed} = somme des efforts horizontaux pondérés agissant sur le mur (poussée des enrochements, séisme horizontale)

T_{Rd} = effort horizontal résistant minoré par le facteur de sécurité partiel F_G .

$$T_{Rd} = \frac{1.00N \times \tan(\phi) + c \times S}{F_G}, \text{ avec}$$

- N = poids du mur et poids des enrochements sur le parement incliné du mur.
- $\phi = 45^\circ$: angle de frottement de la base du mur sur la fondation en grès sain.
- $c = 0$ MPa : Cohésion de la fondation entre le grès et le BCR
- S = surface de la base du mur de soutènement

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} \geq 1$$

- Instabilité par renversement : Le moment résistant M_{Rd} minoré doit être supérieur au moment renversant M_{Ed} pondéré quel que soit le cas de charge (usuel, rare, extrême). Pour les cas usuels, la contrainte en pied du mur doit toujours rester en compression. Pour les cas rares, l'ouverture de fissure $L_{fissure}$ est admise si elle ne dépasse pas 25% de la base. Pour les cas extrêmes, la fissure est possible, seuls les critères sur les moments s'appliquent.

M_{Ed} = somme des moments agissant sur le mur (poussée des enrochements, séisme horizontale et verticale) par rapport au point A.

M_{Rd} = somme des moments résistant sur le mur (poids du mur, poids des enrochements) par rapport au point A.

σ_{pied} = contrainte en pied du mur de soutènement

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1 \text{ et } \sigma_{pied} \geq 0 \text{ pour les cas usuels}$$

$$L_{\text{fissure}} < 25\% \text{ base pour les cas rares}$$

- Instabilité par écrasement : la contrainte normale pondérée σ_n ne doit pas dépasser la résistance à la compression minorée R_c du matériau.

$$\frac{R_c}{\sigma_n} \geq 1$$

B2.3.3 Coefficients de pondération des charges

Les coefficients de pondération des efforts agissant sur les murs de soutènement sont donnés dans le tableau ci-dessous. Ces coefficients sont extraits de l'Eurocode EN 1997 [3].

Tableau B2. 1 : Coefficients de pondérations des charges

Type d'actions	Coefficients de pondération	
	Défavorable	Favorable
Action permanente (Poids des murs, enrochements)	1,35	1.00
Action variable	1.50	0
Action de l'eau	1.30	-
Action accidentelle (Séisme)	1.00	1.00

B2.3.4 Coefficients de sécurité des efforts résistants

Les valeurs limites des critères sont liées aux propriétés mécaniques des matériaux en jeu : leur résistance à la compression et leur résistance au cisaillement. Etant donné les nombreuses approximations de la méthode et les incertitudes sur les données à ce stade de l'étude, on impose l'existence de coefficients de sécurité sur les efforts résistants M_{Rd} , T_{Rd} et R_c qui sont respectivement F_R , F_G et F_E .

En fonction du cas de charge, les valeurs des coefficients de sécurité issues de l'Eurocode 7 ^[3] sont données par le tableau suivant :

Tableau B2. 2 : Coefficients de sécurité partiels

Cas de charge	F_G	F_R	F_E
Cas usuel	1,10	1.40	1.40
Cas rare	1.00	1.20	1.20
Cas extrême	1.00	1.00	1.00

B2.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

B2.4.1 BCR

On considère que les murs de soutènement sont constitués par du BCR essentiellement dont les caractéristiques globales sont présentées ci-après :

- Cohésion dans le BCR entre deux levées : 0 kPa
- Angle de frottement dans le BCR : 45 °
- Densité du BCR : 2.35

Les caractéristiques du BCR, données ci-dessus, ont été choisi extraites du document [1] « Recommandations pour la stabilité des barrages poids » écrit par le CFBR (comité français des barrages et réservoirs).

B2.4.2 Fondation en Grès

Les caractéristiques géomécaniques du rocher en grès ont été extraite des études précédentes de sols :

- Cohésion du Grès sain: $c = 2$ MPa
- Angle de frottement dans le Grès sain: $\phi = 55$ °
- Résistance à la compression du Grès sain : 46 MPa
- Densité du Grès sain : 2.5

B2.4.3 Enrochements

Les caractéristiques géomécaniques des enrochements sont les suivantes :

- Cohésion des enrochements: $c = 0$ MPa
- Angle de frottement des enrochements: $\phi = 45^\circ$
- Densité des enrochements non saturés : 2.2
- Densité des enrochements saturés : 2.5

B2.5 COMBINAISONS D' ACTIONS

B2.5.1 Combinaisons d'actions pour le mur amont

Les 4 cas de chargements suivants ont été envisagés pour le mur amont :

Cas usuel :

- **cas A (Vide) :**
 - Retenue vide.
 - Poussée des enrochements à la cote 512 NGC.
- **cas B (RN) :**
 - Retenue au niveau normal : plan d'eau à l'amont 545.00 NGC.
 - Poussée des enrochements à la cote 512 NGC.

Cas rare :

- **cas C (RN + SBE) :**
 - Retenue au niveau normal.
 - Poussée des enrochements à la cote 512 NGC.
 - Séisme de base d'exploitation SBE : 0.05 g de l'amont vers l'aval et 0.025 g d'accélération verticale.

Cas extrême :

- **cas D (RN + SMP) :**

- Retenue au niveau normal.
- Poussée des enrochements à la cote 512 NGC.
- Séisme maximal de projet SMP : 0.10 g de l'amont vers l'aval et 0.05 g d'accélération verticale.

Le tableau ci-dessous résume les 4 combinaisons possibles pour le mur amont :

Tableau B2. 3 : Résumé des combinaisons de charges (mur amont)

Cas		Niveau d'eau dans la retenue		Poussée des enrochements	Séisme	
		RN 545.00	PHE 549.40		SBE 0.05g	SMP 0.10g
Usuels	A (Vide)			✓		
	B (RN)	✓		✓		
Rare	C (RN + SBE)	✓		✓	✓	
Extrême	D (RN + SMP)	✓		✓		✓

B2.5.2 Combinaisons d'actions pour le mur aval

Les 5 cas de chargements suivants ont été envisagés pour le mur aval :

Cas usuels :

- **cas A (Vide) :**

- Retenue vide.
- Poussée des enrochements à la cote 512.

- **cas B (RN) :**

- Retenue au niveau normal RN : Plan d'eau à l'aval 460.80.
- Poussée des enrochements à la cote 512.

Cas rares :- **cas C (PHE) :**

- Retenue au niveau PHE : Plan d'eau à l'aval 469.60.
- Poussée des enrochements à la cote 512.

- **cas D (RN + SBE) :**

- Retenue au niveau normal RN : Plan d'eau à l'aval 460.80.
- Poussée des enrochements à la cote 512.
- Séisme de base d'exploitation SBE : 0.05 g de l'amont vers l'aval et 0.025 g d'accélération verticale.

Cas extrême :- **cas E (RN + SMP) :**

- Retenue au niveau normal RN : Plan d'eau à l'aval 460.80.
- Poussée des enrochements à la cote 512.
- Séisme maximal de projet SMP : 0.10 g de l'amont vers l'aval et 0.05 g d'accélération verticale.

Le tableau ci-dessous résume les 5 combinaisons possibles pour le mur aval :

Tableau B2. 4 : Résumé des combinaisons de charges (mur aval)

Cas	Niveau d'eau à l'aval		Poussée des enrochements	Séisme	
	RN 460.80	PHE 469.60		SBE 0.05g	SMP 0.10g
Usuels	A (Vide)		✓		
	B (RN)	✓	✓		
Rares	C (PHE)		✓	✓	

	D (RN + SBE)	✓		✓	✓	
Extrême	E (RN + SMP)	✓		✓		✓

Dans le cas où la retenue est à son niveau normal RN, le plan d'eau à l'aval reste au-dessous de la fondation du mur aval. En conclusion, la retenue vide ou à son niveau normal RN induit donc aucune sous pression et permet de confondre la combinaison A et B.

B2.6 RESULTATS

B2.6.1 Résultats pour le mur de soutènement amont.

Les calculs des efforts ont été réalisés pour un mètre linéaire de mur.

Tableau B2. 5 : Coefficients de sécurité F du mur amont pour le glissement

Cas		Effort horizontal agissant T_{Ed} (kN/m)	Effort horizontal résistant T_{Rd} (kN/m)	Coefficient de sécurité F
Usuels	A (Vide)	4420	25 942	5.8
	B (RN)	3 014	15 794	5.2
Rare	C (RN + SBE)	5 114	19 234	3.7
Extrême	D (RN + SMP)	7 511	21 808	2.9

Tableau B2. 6 : Coefficients de sécurité F du mur amont pour le renversement

Cas		Moment renversant M_{Ed} (kN.m/m)	Moment résistant M_{Rd} (kN.m/m)	Coefficient de sécurité F
Usuels	A (Vide)	69 297	275 335	3.9
	B (RN)	47 248	164 235	3.5
Rare	C (RN + SBE)	98 946	256 486	2.6
Extrême	D (RN + SMP)	159 941	292 676	1.8

Tableau B2. 7 : Contrainte normale minimale en pied du mur amont

Cas		Moment total M (kN.m/m)	Effort verticale N_{Ed} (kN/m)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Longueur de fissuration L_{fiss}
Usuels	A (Vide)	-206 038	25 942	1.74	0,39	0
	B (RN)	-116 987	15 794	1.06	0,19	0
Rare	C (RN + SBE)	-157 540	19 234	1.10	0	1.8 m
Extrême	D (RN + SMP)	-132 735	21 808	1.60	0	8.3 m

Tableau B2. 8 : Coefficients de sécurité F du mur amont pour l'écrasement

Cas		Contrainte normal maximale σ_{max} (MPa)	Résistance à la compression du grès R_c (MPa)	Coefficient de sécurité F
Usuel	A (Vide)	1.74	32	>1
	B (RN)	1.06	32	>1
Rare	C (RN + SBE)	1.10	38	>1
Extrême	D (RN + SMP)	1.60	46	>1

B2.6.2 Résultats pour le mur de soutènement aval.

Tableau B2. 9 : Coefficients de sécurité F du mur aval pour le glissement

Cas		Effort horizontal agissant T_{Ed} (kN/m)	Effort horizontal résistant T_{Rd} (kN/m)	Coefficient de sécurité F
Usuel	A (Vide) = B (RN)	2 739	16 896	6.2
Rare	C (PHE)	2 728	17 692	6.5
	D (RN + SBE)	3 617	19 140	5.3
Extrême	E (RN + SMP)	4 573	19 880	4.3

Tableau B2. 10 : Coefficients de sécurité F du mur aval pour le renversement

Cas		Moment renversant M_{Ed} (kN.m/m)	Moment résistant M_{Rd} (kN.m/m)	Coefficient de sécurité F
Usuel	A (Vide) = B (RN)	33 808	155 722	4.6
Rare	C (PHE)	33 793	207 811	6.1
	D (RN + SBE)	49 538	226 680	4.6
Extrême	E (RN + SMP)	67 147	237 805	3.5

Tableau B2. 11 : Contrainte normale minimale en pied du mur aval

Cas		Moment total M (kN.m/m)	Effort verticale N_{Ed} (kN/m)	σ_{max} (MPa)	σ_{min} (MPa)	Longueur de fissuration L_{fiss}
Usuel	A (Vide) = B (RN)	-121 914	16 896	1.28	0,01	0
Rare	C (PHE)	-174 018	17 692	0.90	0,61	0
	D (RN + SBE)	-177 142	19 140	1.04	0,52	0
Extrême	E (RN + SMP)	-170 658	19 880	1.16	0,37	0

Tableau B2. 12 : Coefficients de sécurité F du mur aval pour l'écrasement

Cas	Contrainte normal maximale	Résistance à la compression du	Coefficient de sécurité
-----	----------------------------	--------------------------------	-------------------------

		σ_{\max} (MPa)	grès Rc (MPa)	F
Usuel	A (Vide) = B (RN)	1.28	32	>1
Rare	C (PHE)	0.90	38	>1
	D (RN + SBE)	1.04	38	>1
Extrême	E (RN + SMP)	1.16	46	>1

B2.7 CONCLUSION

Les murs de soutènement amont et aval réalisant la transition du barrage BCR-Enrochement respectent les critères de stabilité au glissement, renversement et à l'écrasement avec une pente de 0.5V/1H.

ANNEXE DE

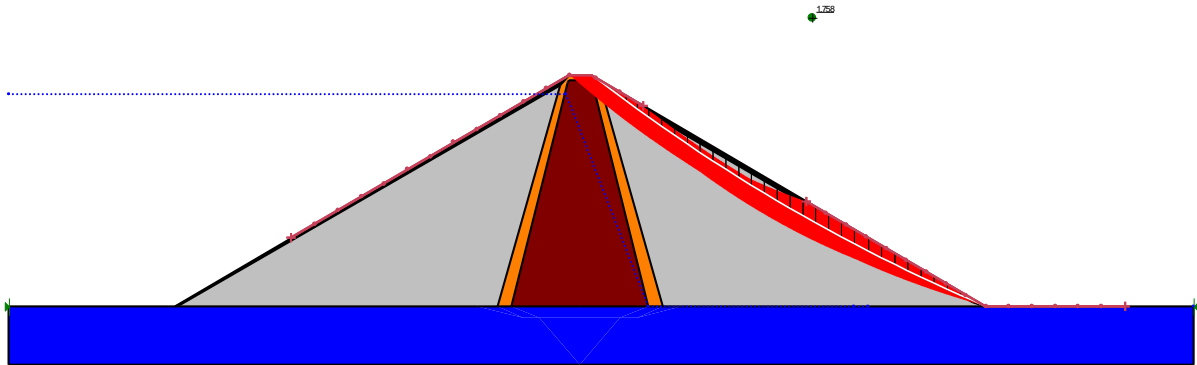
LA NOTE DE STABILITE

DES ENROCHEMENTS ET

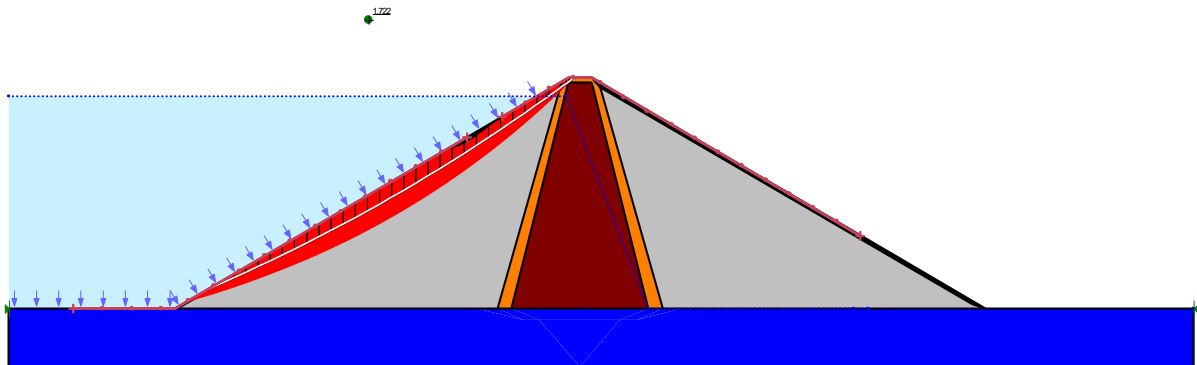
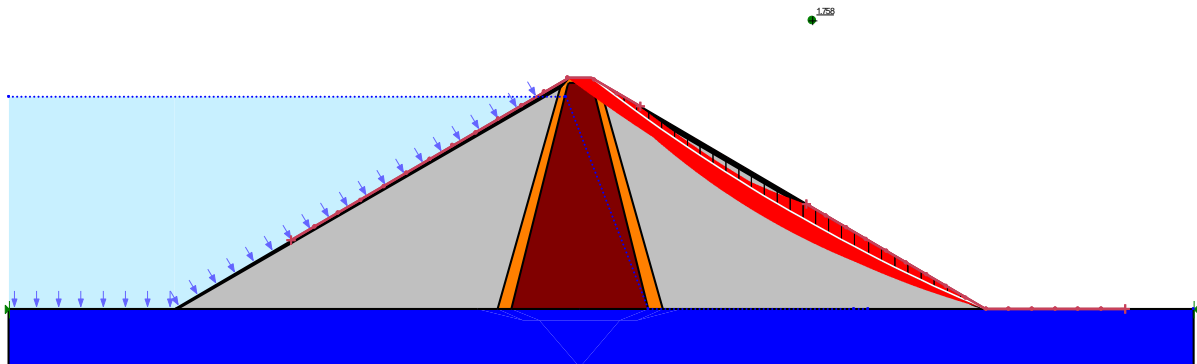
DES REMBLAIS

Profil 1 - Enrochements

1 - Fin de construction

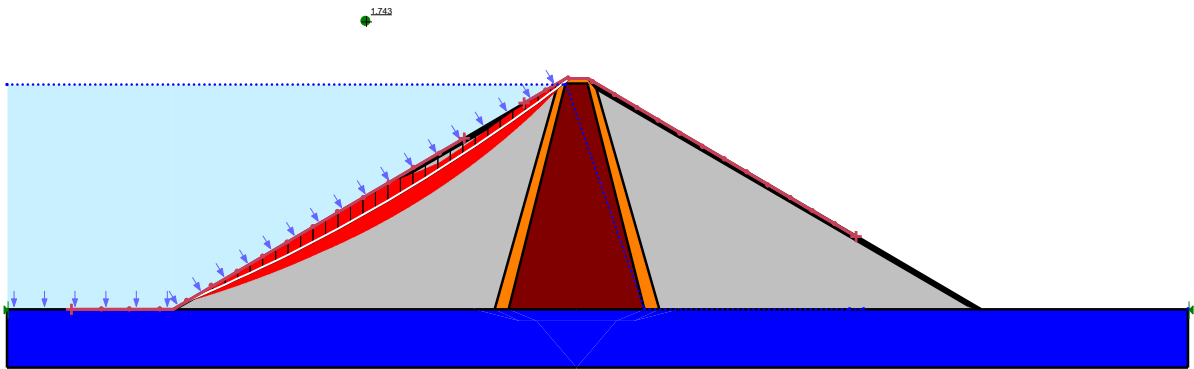
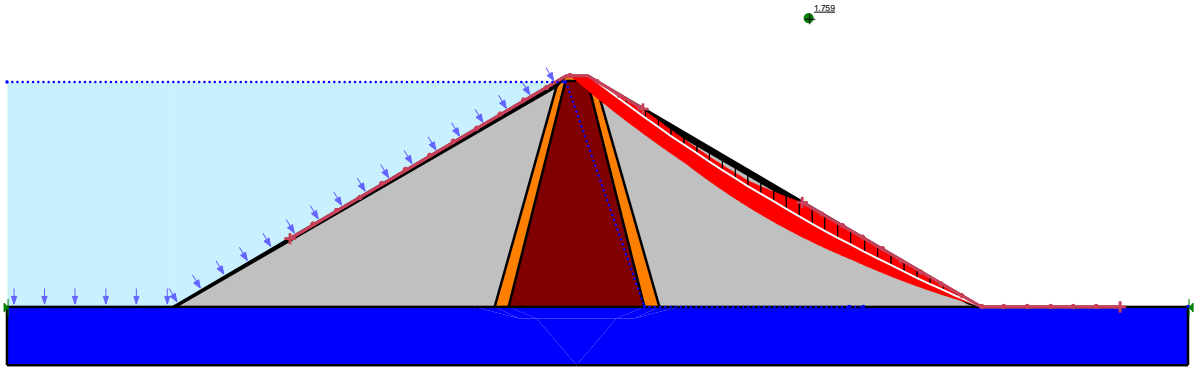


1 - RN

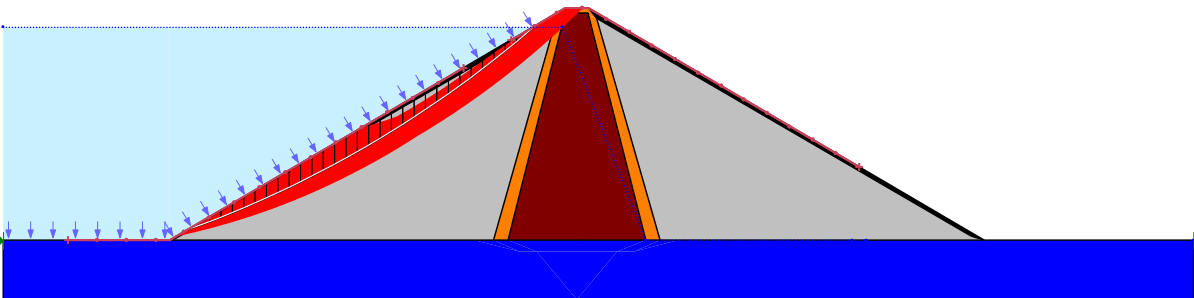
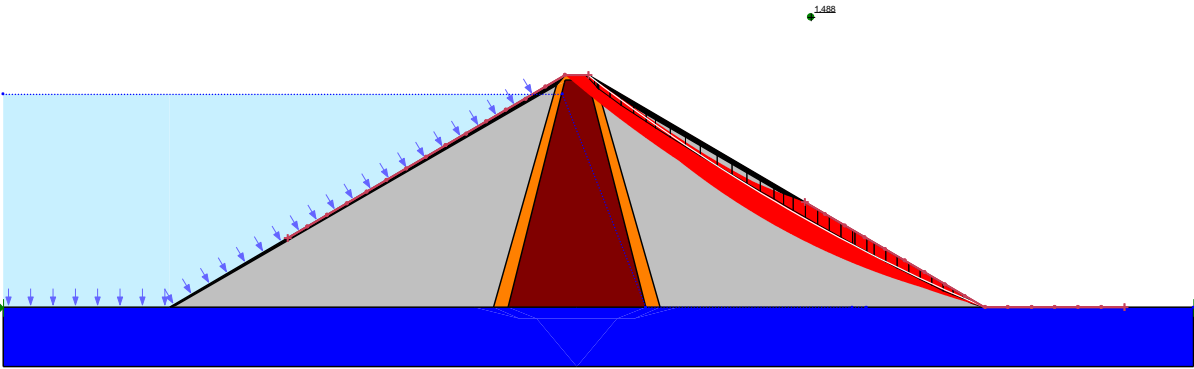


1 - PHE

Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

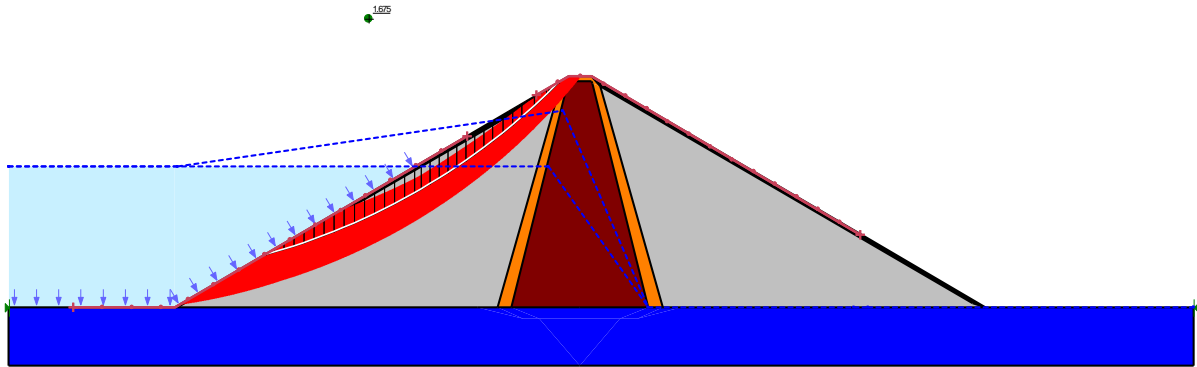


1 - Séisme



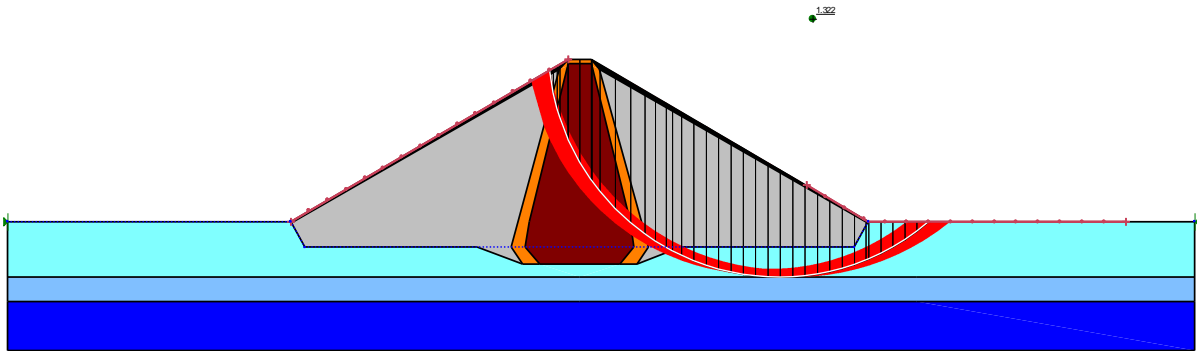
1 - Vidange rapide

Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

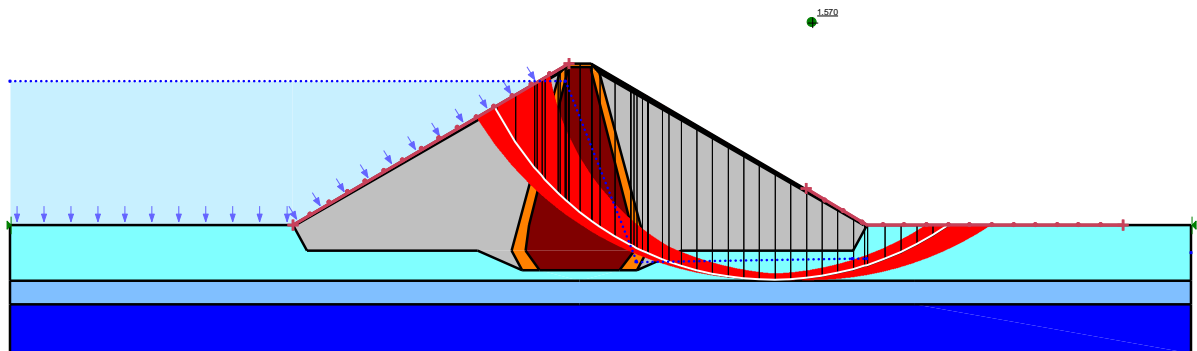


Profil 2 - Enrochements

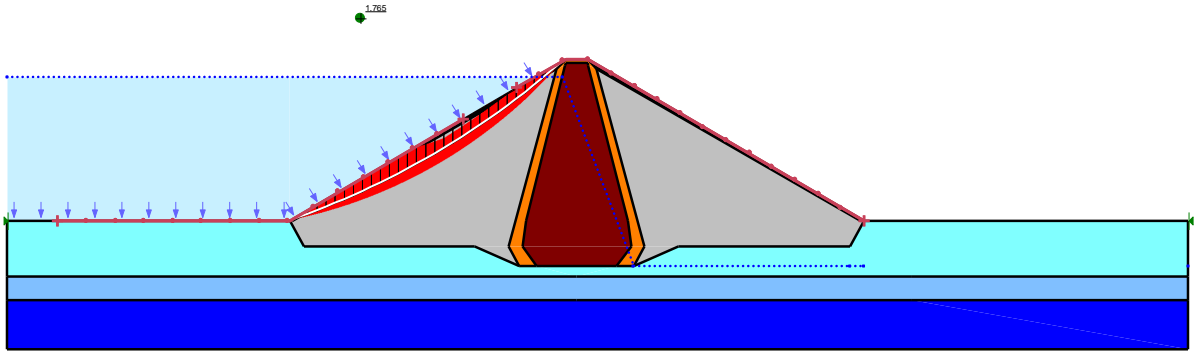
2 - Fin de construction



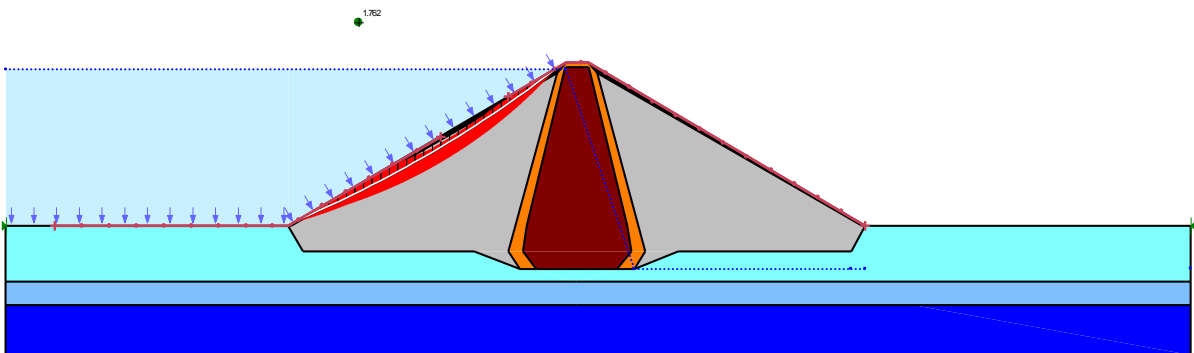
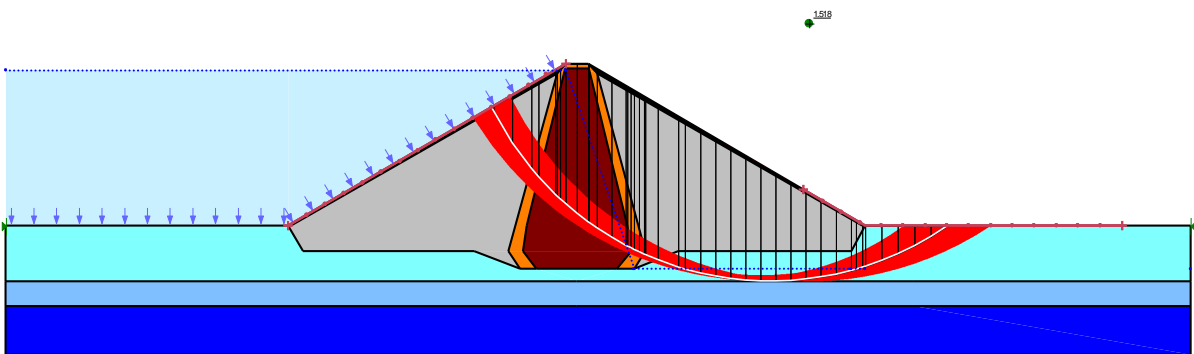
2 - RN



Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

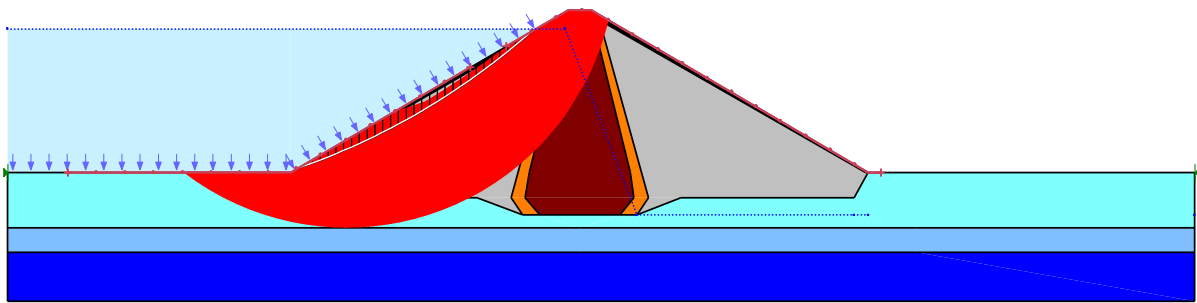
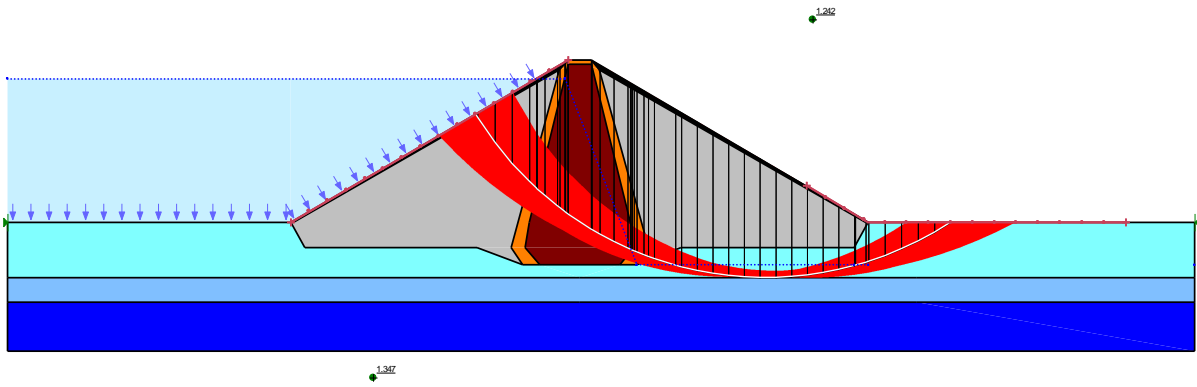


2 - PHE

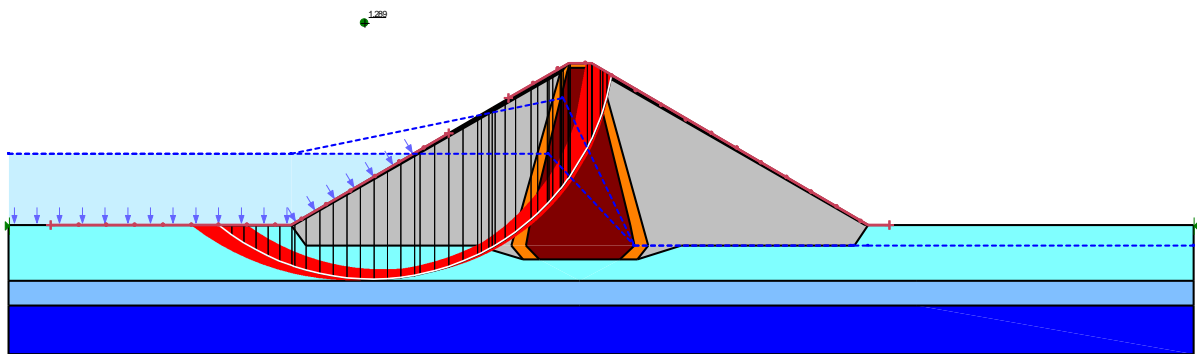


2 - Séisme

Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

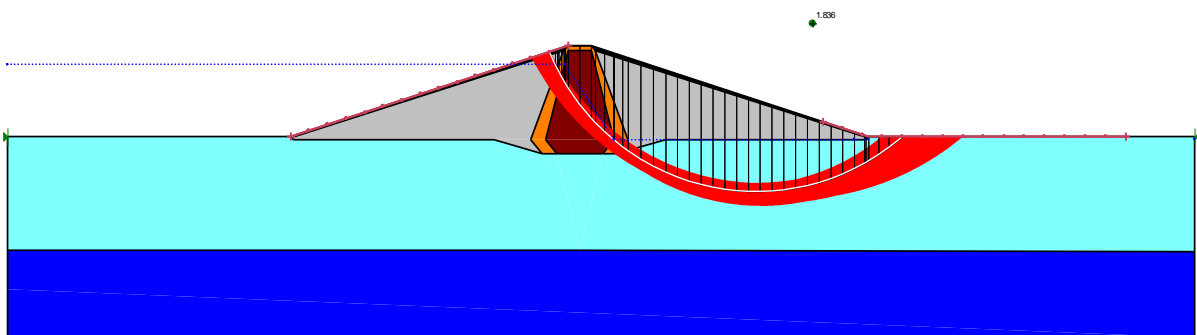


2 - Vidange rapide



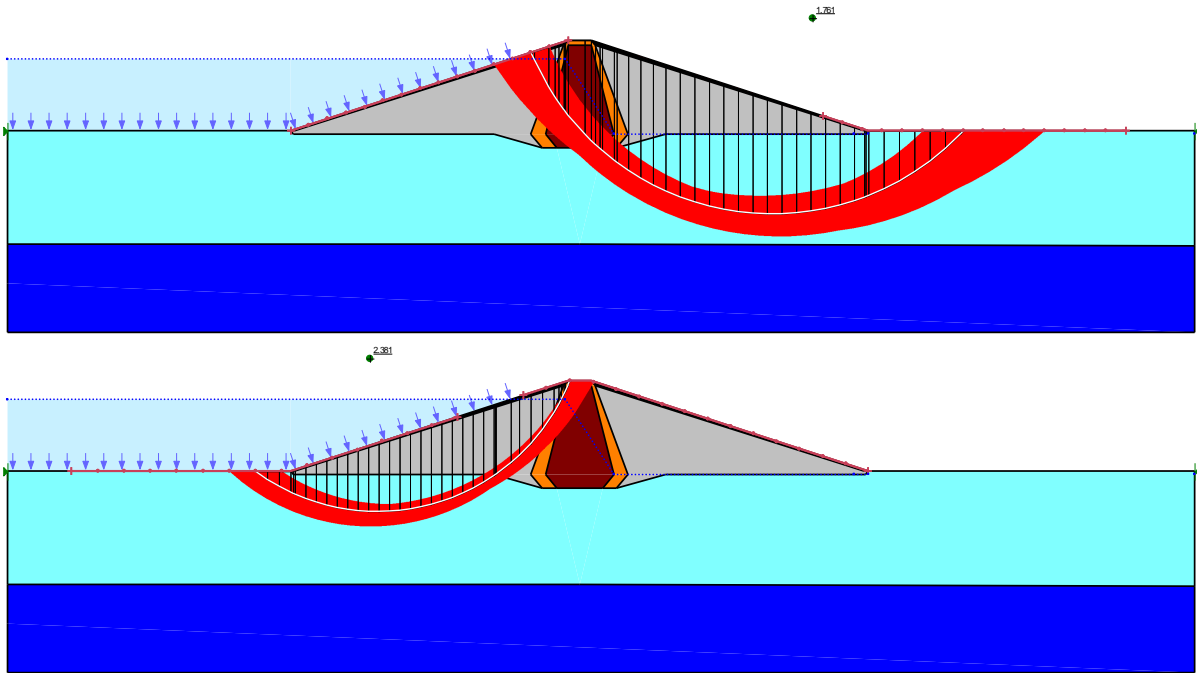
Profil 3 - Enrochements

3 - Fin de construction

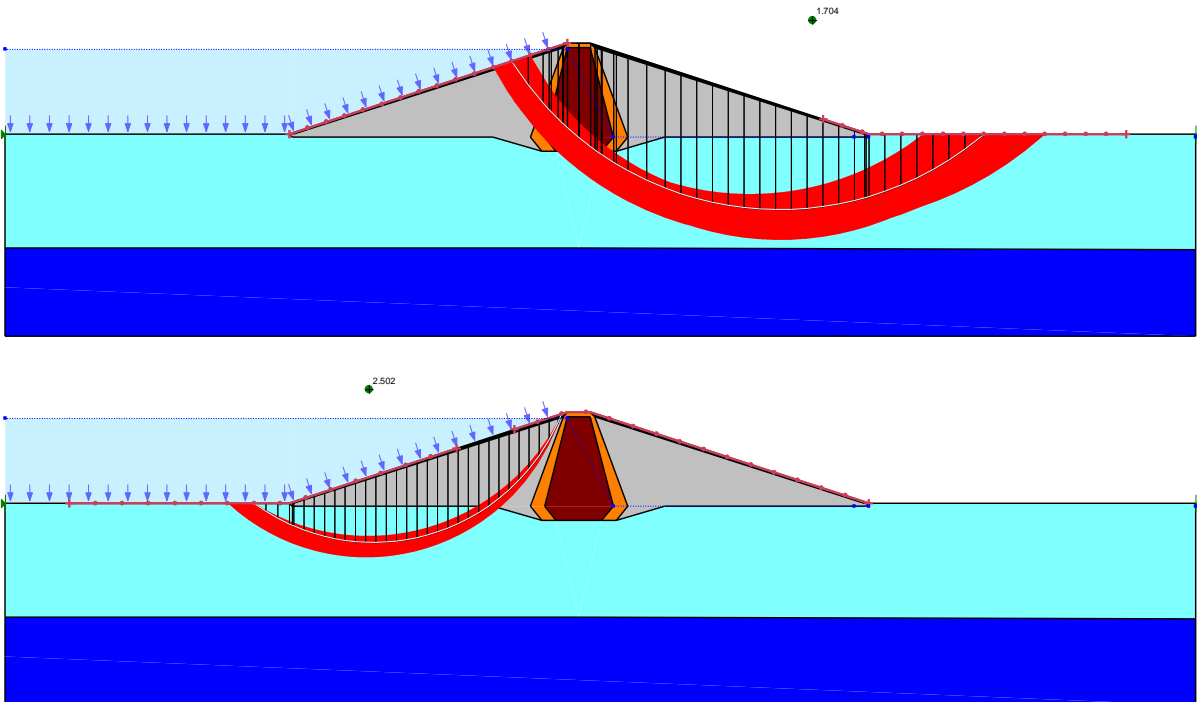


Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

3 - RN

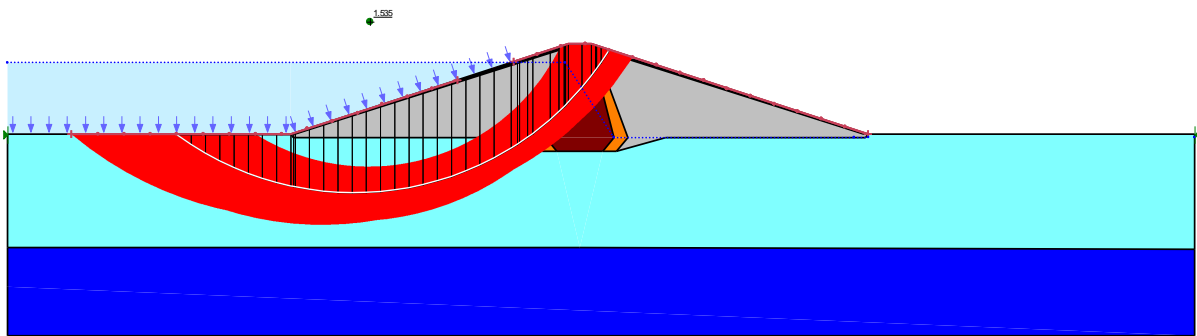
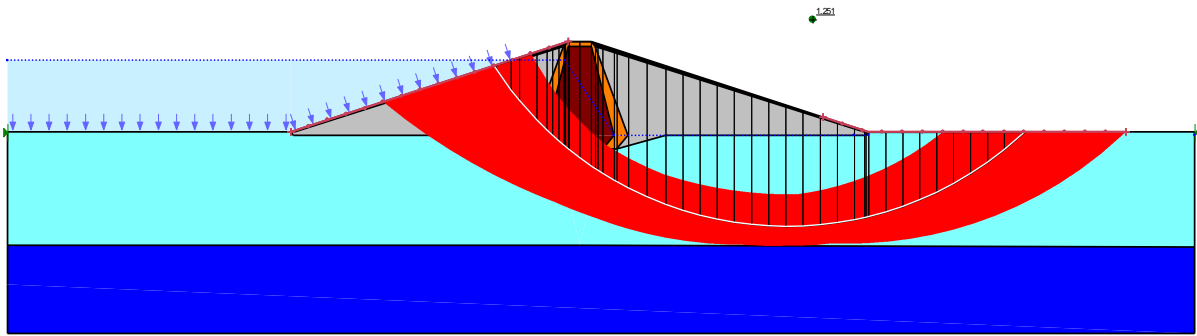


3 - PHE

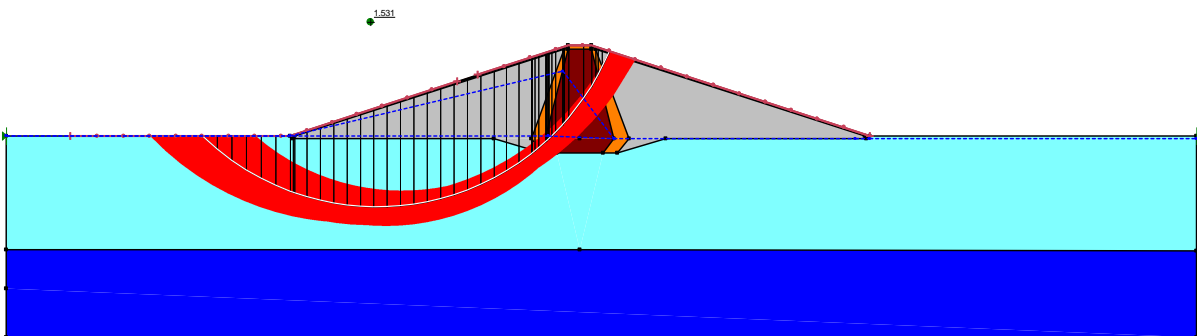


3 - Séisme

Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

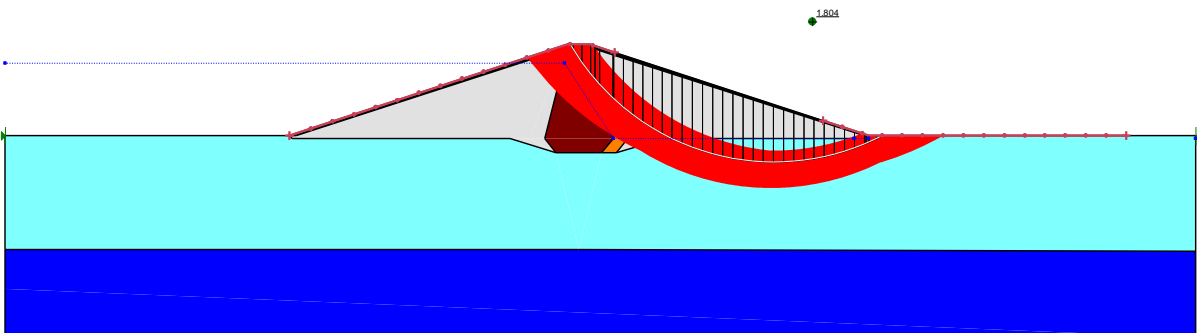


3 - Vidange rapide

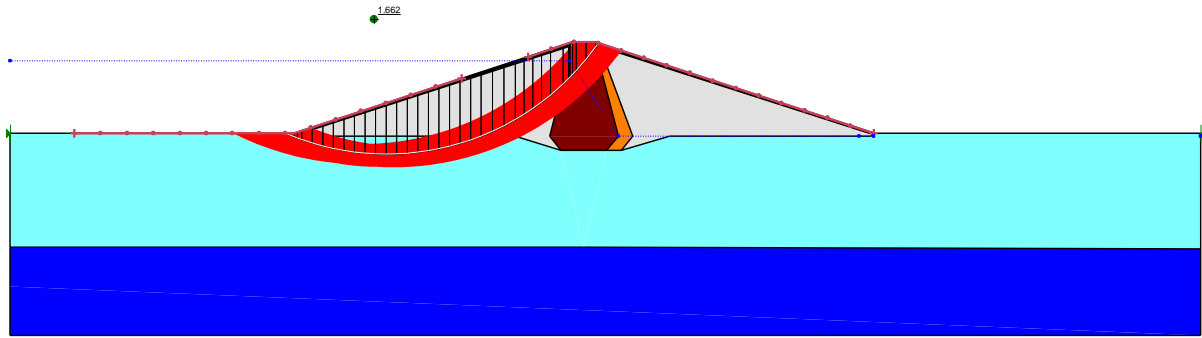


Profil 4 - Remblais

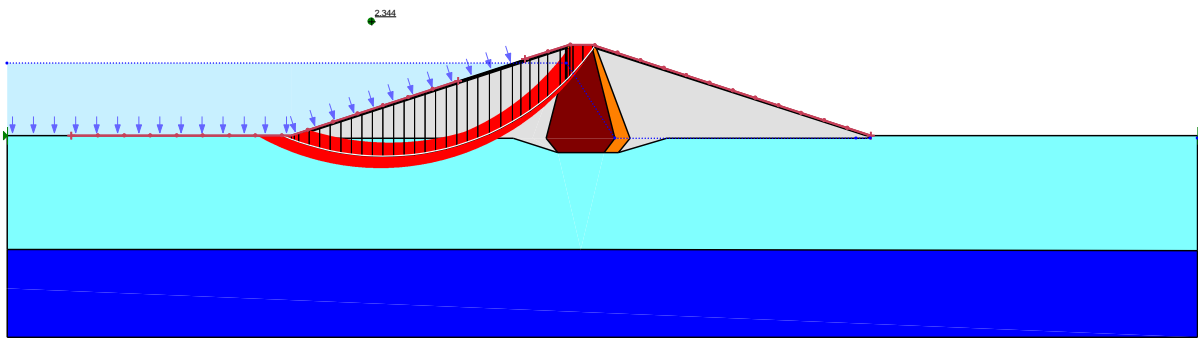
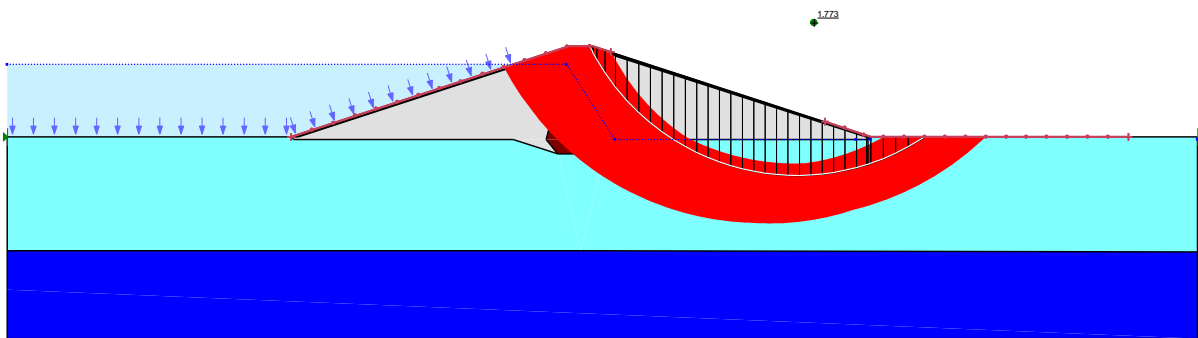
4 - Fin de construction



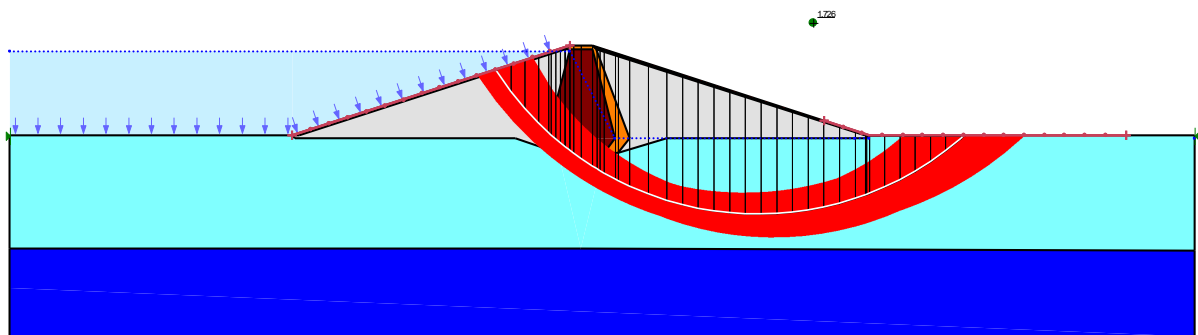
Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais



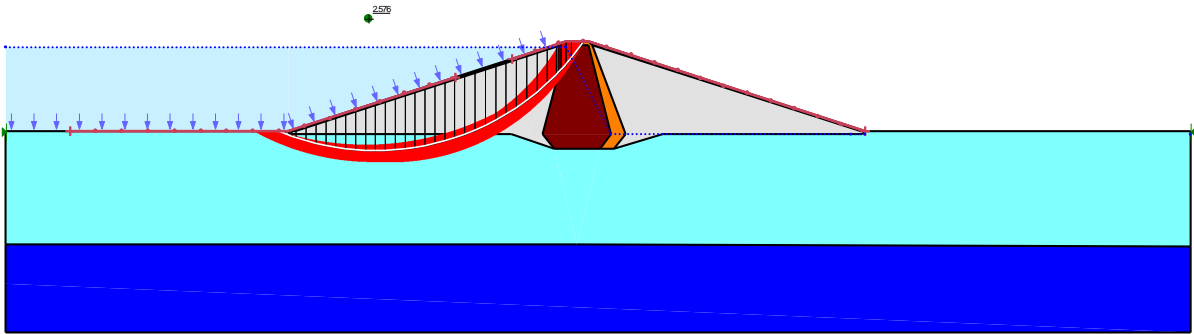
4 - RN



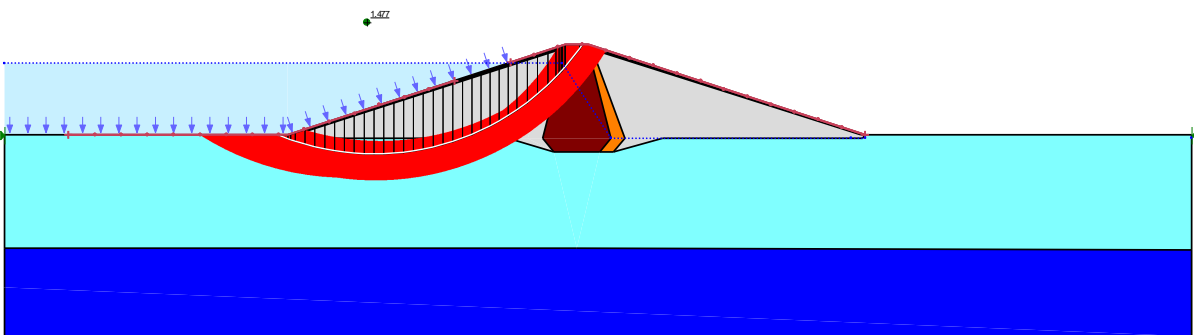
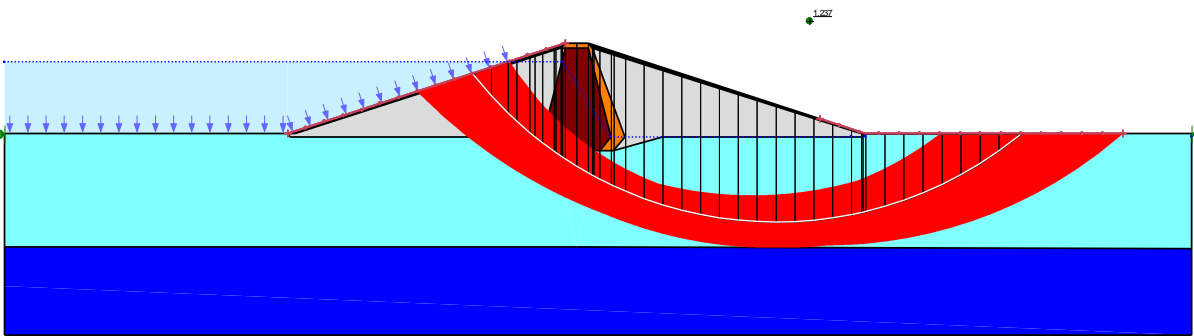
4 - PHE



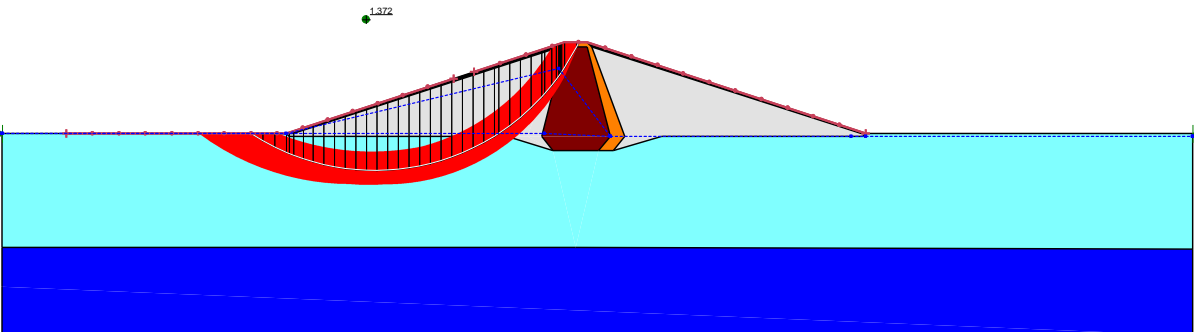
Avant-Projet Détaillé
Annexe Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais



4 - Séisme



4 - Vidange rapide



SOMMAIRE DU CHAPITRE B3 NOTE DE CALCUL DE STABILITE DES AILES EN ENROCHEMENT - REMBLAIS

B3.1	OBJET DE LA NOTE	1
	B3.1.1 Géométrie	1
	B3.1.2 Calcul statique	1
	B3.1.3 Calcul pseudo-statique	1
B3.2	HYPOTHESES ET METHODOLOGIE DE L'ETUDE	1
	B3.2.1 Cas de charges étudiés	2
	B3.2.1.1 Cas de fin de construction	2
	B3.2.1.2 Cas du régime permanent (RN – PHE)	2
	B3.2.1.3 Cas de la vidange rapide	2
	B3.2.1.4 Cas du tremblement de terre	3
	B3.2.2 Méthodes de calcul statique et pseudo-statique	3
	B3.2.3 Caractéristiques des matériaux.	4
	B3.2.4 Coupes-types	4
B3.3	RESULTATS OBTENUS	9
	B3.3.1 Etude statique - cercles de glissement.	9
	B3.3.2 Conclusion	10
B3.5	CALCUL DES TASSEMENTS ET ESTIMATION DE LA CONTRE-FLECHE	11
	B3.5.1 Avant-propos	11
	B3.5.2 Phénomènes physiques mis en jeu	11
	B3.5.3 Calcul des tassements	12
	B3.5.3.1 Hypothèses	12
	B3.5.3.2 Tassements de fondation	13
	B3.5.3.3 Tassements de la digue	14
	B3.5.3.4 Caractéristiques des matériaux	16
	B3.5.4 Résultats	17

LISTE DES FIGURES :

Figure B3. 1 - Vue en plan de la zone en enrochements	6
Figure B3. 2 - Profil 1 en cas de charge usuel sous Slope/W	7
Figure B3. 3 - Profil 2 en cas de charge usuel sous Slope/W	7
Figure B3. 4 - Profil 3 en cas de charge usuel sous Slope/W	7
Figure B3. 5 - Profil 4 en cas de charge usuel sous Slope/W	8
Figure B3. 6 - Profondeur de la couche latéritique en fonction de la hauteur des remblais	17
Figure B3. 7 - Tassements de la digue et de la fondation à long terme	18

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B3. 1 - Coefficients de sécurité minimum.....	4
Tableau B3. 2 - Propriétés mécaniques des matériaux constitutifs du barrage.....	4
Tableau B3. 3 - Propriétés mécaniques de la fondation	4
Tableau B3. 4 - Profondeurs de la fondation pour chaque profil.....	5
Tableau B3. 5 - Résultats du profil 1 – Profil en enrochements de plus grande hauteur	9
Tableau B3. 6 - Résultats du profil 2 – Profil en enrochements avant la transition	9
Tableau B3. 7 - Résultats du profil 3 – Profil en enrochements évasé	9
Tableau B3. 8 - Résultats du profil 4 – Profil en remblai	9

CHAPITRE B3

NOTE DE CALCUL DE STABILITE DES AILES EN ENROCHEMENT - REMBLAIS

B3.1 OBJET DE LA NOTE

L'objet de la présente note est de vérifier la stabilité des ailes en enrochements et en remblais du barrage de Koukoutamba. Celle-ci est vérifiée par un modèle bidimensionnel, selon la méthode des équilibres limites. La contre-flèche du barrage en remblais est par ailleurs calculée en partie 4.

B3.1.1 Géométrie

Trois profils-types ont été distingués pour les enrochements :

- Profil de plus grande hauteur en rive gauche, pente de 1,7H/1V, sur fondation rocheuse (appelé 1 par la suite)
- Profil limite avant la transition vers les remblais (rive gauche), pente de 1,7H/1V, sur une épaisseur maximale de fondation latéritique (appelé 2 par la suite)
- Profil limite à la fin de la transition vers les remblais (rive gauche), pente de 3H/1V, sur une épaisseur maximale de fondation latéritique (appelé 3 par la suite)

Un profil-type a été choisi pour les remblais :

- Profil de plus grande hauteur en rive gauche, à la limite avec les enrochements, pente de 3H/1V, sur une épaisseur maximale de fondation latéritique (appelé 4 par la suite)

B3.1.2 Calcul statique

Les différents cas de charge statiques suivants ont été étudiés :

- Fin de construction
- Régime permanent sous les PHE et sous la RN
- Vidange rapide depuis le niveau des PHE

Les cas 1 et 2 s'appliquent aux talus amont et aval tandis que le cas 3 ne s'applique qu'au talus amont.

B3.1.3 Calcul pseudo-statique

Un calcul pseudo-statique a été effectué en tenant compte d'un séisme maximum probable caractérisé par une accélération horizontale pseudo-statique de 0,10g (SBE). On vérifiera alors la stabilité des talus amont et aval.

B3.2 HYPOTHESES ET METHODOLOGIE DE L'ETUDE

B3.2.1 Cas de charges étudiés

Les cas de charges suivants ont fait l'objet d'un calcul de stabilité pour les 4 coupes-types considérées.

B3.2.1.1 Cas de fin de construction

C'est le cas de charge qui correspond à l'état initial du barrage et de sa fondation sous l'effet du seul poids propre des recharges en enrochements ou remblai. Par souci de simplification, il est d'usage, pour les calculs de stabilité par les méthodes classiques de supposer la construction instantanée.

En fin de construction, les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des recharges, sont encore élevées, notamment dans les matériaux imperméables, ce qui réduit leur résistance au cisaillement. Ce phénomène de génération de pression interstitielle à court terme est pris en compte dans les analyses de stabilité par le biais d'un coefficient noté R_u , qui relie la valeur de la pression interstitielle en un point donné à la surcharge des enrochements par l'équation suivante :

$$u = R_u \gamma h$$

u est la pression interstitielle,

γ est le poids volumique de la couche considérée,

h est la hauteur mis en place.

Le coefficient adimensionnel de pression interstitielle R_u est une caractéristique de chacun des matériaux.

B3.2.1.2 Cas du régime permanent (RN – PHE)

Il correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent pour un plan d'eau à la cote de retenue égal à 545,00 (RN) et à 549,40 (PHE).

Les pressions interstitielles dans les recharges et dans la fondation sont indépendantes des contraintes dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques. L'analyse de stabilité est faite en contraintes effectives.

B3.2.1.3 Cas de la vidange rapide

Il s'agit de l'analyse de la stabilité du talus amont du barrage après établissement du régime permanent suivi d'une vidange instantanée. La nouvelle distribution des pressions interstitielles qui apparaît dans le barrage dépend alors du type des matériaux constituant la recharge amont, principalement de la perméabilité et de la compressibilité.

On considère que la variation du niveau d'eau dans le réservoir est suffisamment rapide pour que les pressions interstitielles dans le barrage n'aient pas le temps de se dissiper complètement : c'est notamment le cas dans le noyau lorsque la retenue descend de quelques dizaines de centimètres par jour (ce qui est le cas si on considère les apports nuls et les prises d'eau et la vidange de fond ouvertes).

Ce phénomène est modélisé en reliant la variation de pression interstitielle à celle du niveau d'eau au-dessus du point considéré par l'équation suivante :

$$\Delta u = \bar{B} \Delta h$$

où :

Δu est la variation de pression interstitielle par rapport au régime permanent,

Δh est la variation du niveau de retenue au-dessus du point considéré.

Le coefficient adimensionnel \bar{B} est caractéristique de chacun des matériaux considérés.

Le cas de vidange rapide pris en compte correspond à la descente du plan d'eau amont depuis la cote 545,00 de retenue normale jusqu'à la cote du minimum d'exploitation (NME) de 420,00.

B3.2.1.4 Cas du tremblement de terre

La digue est soumise à des mouvements horizontaux et verticaux qui tendent à déstabiliser les enrochements. Ce phénomène est modélisé dans les méthodes d'analyse de stabilité dites « pseudo statiques » en ajoutant aux forces de pesanteur des forces volumiques dont l'intensité est reliée à l'accélération en fondation.

L'analyse de stabilité au séisme a été menée en appliquant une accélération globale d'amplitude 0,10g correspondant au SMD.

B3.2.2 Méthodes de calcul statique et pseudo-statique

L'analyse de stabilité a été menée en contraintes effectives en supposant le régime de percolation connu (fin de construction, régime permanent, vidange rapide).

Le coefficient de sécurité (FOS) vis-à-vis de la rupture a été évalué pour des lignes de glissement circulaires, en utilisant la méthode de Bishop sauf pour le cas de charge du au séisme où la méthode de Fellenius a été utilisée, de manière conservative.

Le tableau 1 ci-dessous donne, pour chacun des cas de charge, les valeurs minimales des coefficients de sécurité à prendre en compte. Les calculs ont été menés à l'aide du logiciel Slope/W de la suite Geostudio.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

Tableau B3. 1 - Coefficients de sécurité minimum

Cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité
Fin de construction	1,30
Charge usuelle, RN 545	1,50
Charge rare, PHE 549,40	1,20
Vidange rapide depuis RN 545 jusqu'à la NME 520	1,20
Charge usuelle + Séisme SMD = 0.1 g	1,00

B3.2.3 Caractéristiques des matériaux.

Tableau B3. 2 - Propriétés mécaniques des matériaux constitutifs du barrage

Matériau	Masse Volumique (t/m ³)	Cohésion C' (t/m ²)	Angle de frottement φ'	R_u	\bar{B}
Noyau	1,8	5	28°	0,5	0,9
Drain – Filtre – Transition	1,9	0	40°	0	0
Enrochements	2,1	0	45°	0	0
Remblai	1,8	2,5	24°	0,2	0,9
Rip-rap	2,3	0	55°	0	0

Tableau B3. 3 - Propriétés mécaniques de la fondation

Matériau	Masse Volumique (t/m ³)	Cohésion C' (t/m ²)	Angle de frottement φ'	R_u	\bar{B}
Latérite	1,8	3,5	19°	0,2	0,9
Grès altérés	2,0	4	35°	0	0
Grès sain	2,5	260	58°	0	0

B3.2.4 Coupes-types

La position des quatre coupe-types considérées est repérée dans la vue en plan ci-dessous. Les limites de la zone en enrochements sont aussi signalées sur la vue en plan, de même que les pentes des différents talus.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

Conformément à la coupe géologique de la zone, les profondeurs suivantes ont été considérées pour la fondation :

Tableau B3. 4 - Profondeurs de la fondation pour chaque profil

Matériau	Profil 1	Profil 2	Profil 3 / Profil 4
Latérite	-	En surface	En surface
Grès altérés	-	A partir de 20 m	-
Grès sain	En surface	A partir de 28 m	A partir de 40 m

La profondeur de décapage pour les profils 2 et 3 est déterminée de manière à optimiser le facteur de sécurité dans les différents cas de charge. Elle sera néanmoins toujours prise supérieure à 1 m, de manière à enlever la couche superficielle très dégradée.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

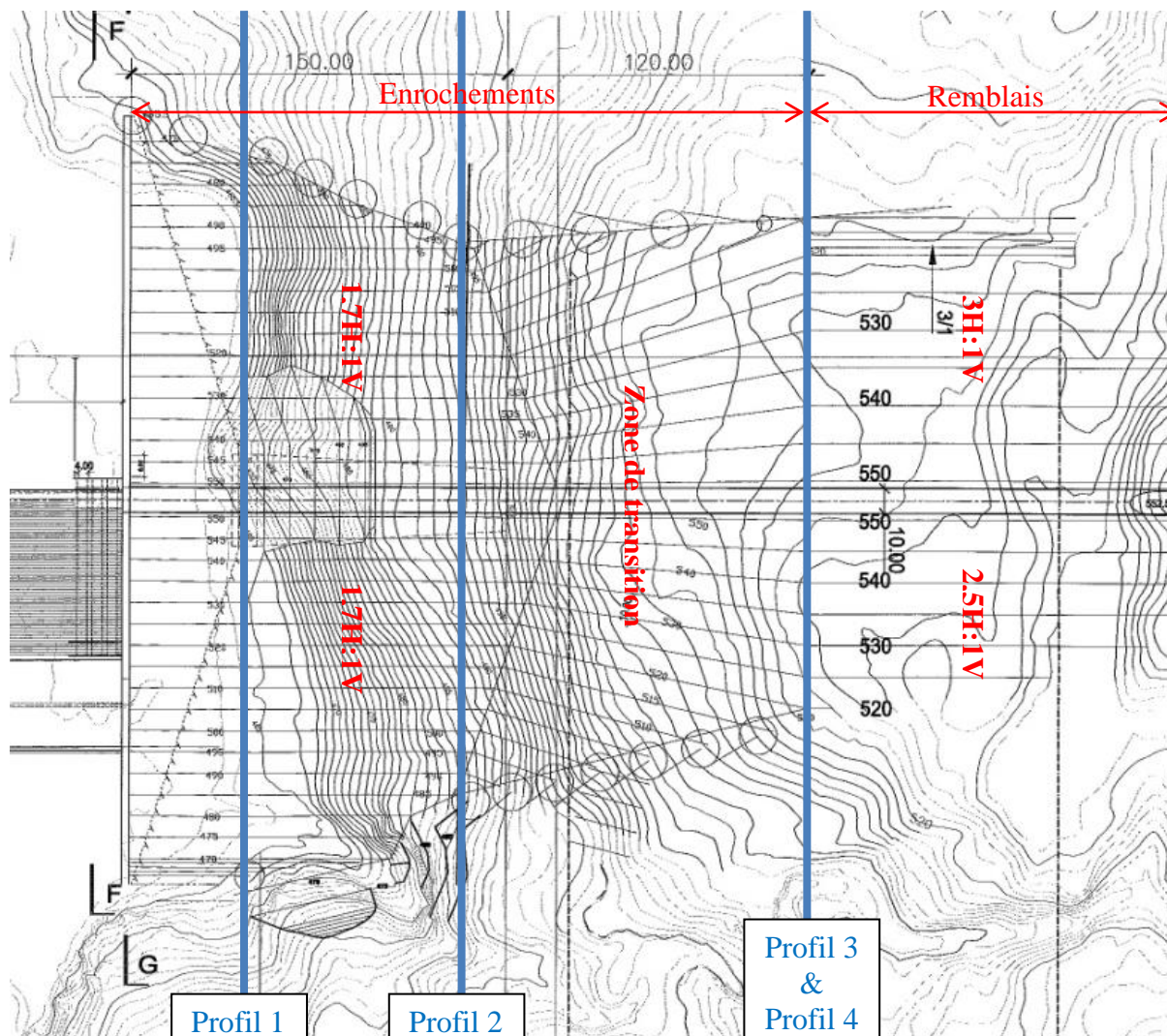


Figure B3.1 - Vue en plan de la zone en enrochements

Pour les trois profils en enrochements, le noyau présente une pente classique de 0,25H/1V, combiné avec deux couches de filtres et drains à l'aval d'épaisseur 2,5 m chacune, et une couche de filtre d'épaisseur 3 m à l'amont, de manière à drainer efficacement les écoulements à travers le noyau et à réaliser une transition granulométrique vers les enrochements. L'étude granulométrique fait l'objet d'une note de calcul séparée.

Pour le profil en remblai, le noyau présente la même pente classique de 0,25H/1V, combiné avec deux couches de filtres et drains d'épaisseur 2,5 m chacune à l'aval. Aucune couche de filtre n'est nécessaire à l'amont du fait de la granulométrie du matériau des recharges.

Les représentations Slope/W des quatre profils en cas de charge usuel (retenue à la RN) sont présentées ci-dessous.

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

Un riprap amont et aval a été considéré dans tous les profils, de manière à prendre en compte uniquement les ruptures globales.

Le tapis drainant (1 m d'épaisseur de filtre et 1 m d'épaisseur de drains) à l'aval n'a pas été modélisé, de même que le géotextile pour limiter les écoulements en crête des quatre profils.

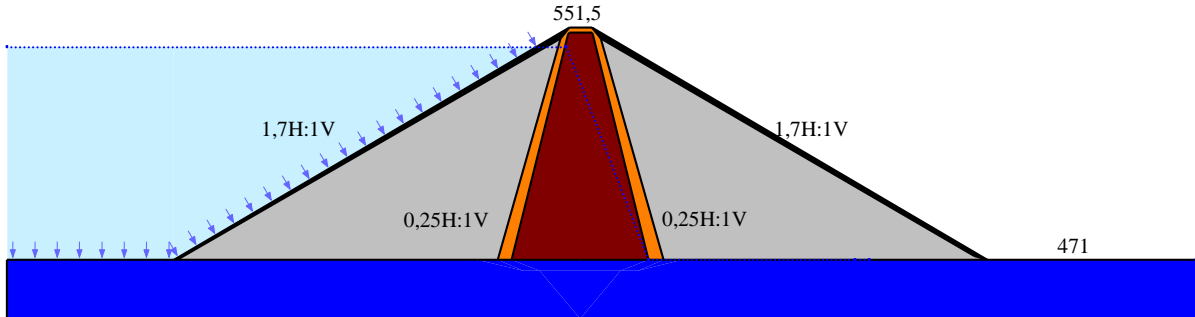


Figure B3. 2 - Profil 1 en cas de charge usuel sous Slope/W

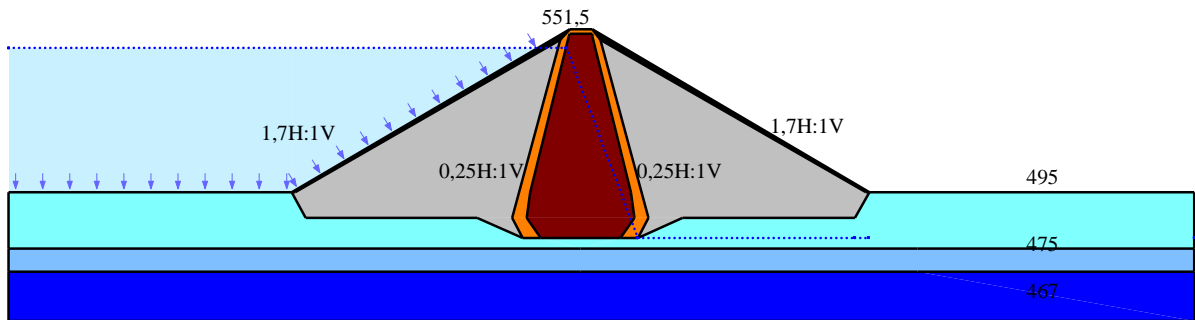


Figure B3. 3 - Profil 2 en cas de charge usuel sous Slope/W

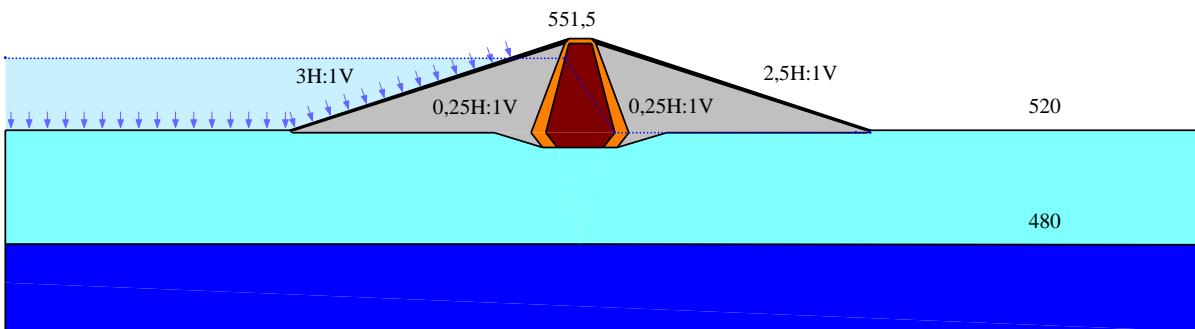


Figure B3. 4 - Profil 3 en cas de charge usuel sous Slope/W

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

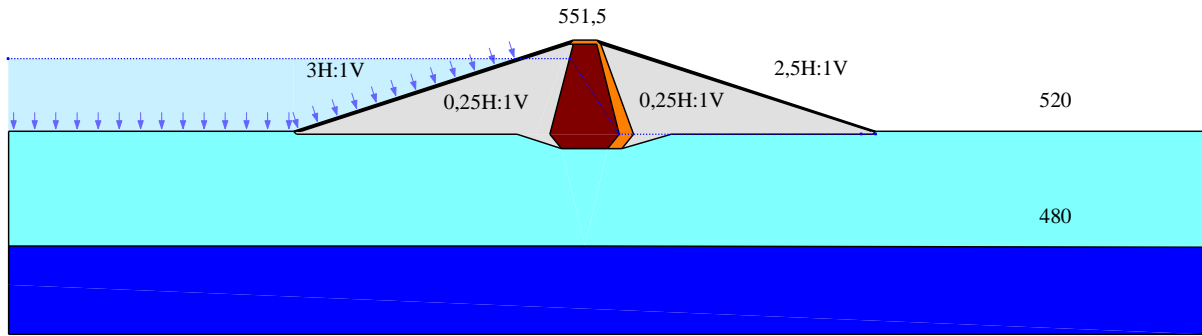


Figure B3. 5 - Profil 4 en cas de charge usuel sous Slope/W

Matériau	Couleur
Noyau	
Filtre / drain	
Enrochements	
Latérites de fondation	

Matériau	Couleur
Grès altérés	
Grès sain	
Rip-rap	
Remblais latéritiques	

B3.3 RESULTATS OBTENUS

B3.3.1 Etude statique - cercles de glissement.

Les figures présentées dans les annexes donnent, pour chaque cas de charge étudié, les cercles de ruptures critiques (correspondant au plus faible coefficient de sécurité). Les tableaux présentés ci-dessous permettent de synthétiser l'ensemble des résultats obtenus (arrondis au centième inférieur).

Tableau B3. 5 - Résultats du profil 1 – Profil en enrochements de plus grande hauteur

Cas de charge	Valeur minimale du FOS	Résultats (FOS)	
		Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1,30	1,75	1,75
Service normal, RN 545,00	1,50	1,74	1,75
Service normal, PHE 549,40	1,50	1,74	1,75
Vidange rapide depuis RN 545 jusqu'à NME 520	1,20	1,67	-
RN 545 + Séisme A = 0,10 g	1,00	1,33	1,48

Tableau B3. 6 - Résultats du profil 2 – Profil en enrochements avant la transition

Cas de charge	Valeur minimale du FOS	Résultats (FOS)	
		Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1,30	1,32	1,32
Service normal, RN 545,00	1,50	1,76	1,57
Service normal, PHE 549,40	1,50	1,76	1,52
Vidange rapide depuis RN 545 jusqu'à NME 520	1,20	1,29	-
RN 545 + Séisme A = 0,10 g	1,00	1,35	1,24

Tableau B3. 7 - Résultats du profil 3 – Profil en enrochements évasé

Cas de charge	Valeur minimale du FOS	Résultats (FOS)	
		Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1,30	1,83	1,83
Service normal, RN 545,00	1,50	2,38	1,76
Service normal, PHE 549,40	1,50	2,50	1,70
Vidange rapide depuis RN 545 jusqu'à NME 520	1,20	1,53	-
RN 545 + Séisme A = 0,10 g	1,00	1,53	1,25

Tableau B3. 8 - Résultats du profil 4 – Profil en remblai

Cas de charge	Valeur minimale du FOS	Résultats (FOS)	
		Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1,30	1,76	1,80
Service normal, RN 545,00	1,50	2,34	1,77
Service normal, PHE 549,40	1,50	2,57	1,72

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

Vidange rapide depuis RN 545 jusqu'à NME 520	1,20	1,37	-
RN 545 + Séisme A = 0,10 g	1,00	1,48	1,24

B3.3.2 Conclusion

Les coefficients de sécurité obtenus sont supérieurs aux coefficients de sécurité minimum requis : la stabilité des digues est donc assurée.

On notera cependant que la stabilité du profil 2 est fortement dépendante de l'épaisseur de la couche latéritique de fondation et une attention particulière doit être portée sur l'épaisseur de cette couche sur l'ensemble de la largeur du barrage en enrochements.

Par ailleurs on constate les cercles de glissement constatés sur le profil 1 ne reflètent que des ruptures superficielles en raison de la solidité de la fondation (fondation sur le grès non altéré).

B3.4 CALCUL DES TASSEMENTS ET ESTIMATION DE LA CONTRE-FLECHE

B3.4.1 Avant-propos

Cette section expose les calculs effectués pour estimer les tassements de la digue et de sa fondation après la fin du chantier.

Le calcul des tassements permet de déterminer la valeur de la contre-flèche à donner à la digue en fonction de sa hauteur, le but étant qu'à terme la contre flèche compense les tassements postérieurs à la fin du chantier.

Les contraintes qui rentrent en compte dans l'ensemble de cette section sont des contraintes effectives. Pour alléger les notations, le signe prime (') habituellement associé aux valeurs effectives a cependant été omis.

B3.4.2 Phénomènes physiques mis en jeu

Considérons une digue constituée d'un remblai compacté semi-imperméable posée sur une fondation alluviale. Un élément de remblai ou de fondation situé sous la crête de la digue supportera au cours de l'histoire de l'ouvrage les sollicitations suivantes :

- **en fin de construction**, le matériau supporte une surcharge verticale due au poids des remblais mis en place au-dessus du point considéré. Cette surcharge est partiellement contrebalancée par l'apparition de pressions interstitielles (dites pressions interstitielles de fin de construction) dues au fait que le matériau, peu perméable, ne peut expulser suffisamment rapidement d'eau qu'il renferme. Ainsi, si la charge verticale en contraintes totales est à peu près égale au poids des remblais sus-jacents, l'augmentation de contrainte effective verticale est inférieure ;
- **à long terme**, deux cas de figures sont à envisager :
 - [a] **si le réservoir reste à sec pendant longtemps**, les pressions interstitielles de fin de construction tendent à se dissiper alors que la surcharge verticale ne varie pratiquement pas, c'est le phénomène de consolidation. Ainsi les contraintes effectives verticales ont tendance à augmenter avec le temps. Cette augmentation de la contrainte effective verticale entraîne une augmentation des déformations verticales du matériau, et donc un tassement à long terme de la digue et de la fondation,
 - [b] **si le réservoir est directement mis en eau**, il s'établit dans le corps du remblai et en fondation un réseau d'écoulement, et les pressions de fin de construction ne se dissipent que partiellement, ce qui entraînera a priori des tassements moindres que dans le cas ci-dessus. Cet écart entre les deux situations est toutefois en partie compensé par le fait que lorsque la digue est mise en eau, le matériau de la recharge amont se sature, et a tendance à tasser brutalement : c'est le phénomène de tassement à saturation.

On calcule le tassement à long terme en se plaçant dans le cas de figure [a] (digue mise à sec pendant longtemps, consolidation importante mais non complète). L'incrément de tassement entre le court terme (fin de construction) et le long terme correspond à la contre-flèche à donner au remblai. Par cette méthode, les tassements seront légèrement surestimés.

B3.4.3 Calcul des tassements

B3.4.3.1 Hypothèses

Pour estimer les tassements, on émet les hypothèses suivantes :

- La digue et la fondation peuvent chacune être modélisées comme une couche infinie de matériau : l'état de déformations et de contraintes d'un élément de remblai ou de fondation correspond donc aux conditions œdométriques.
- Il s'ensuit que la surcharge verticale (en contraintes totales) est à tout instant égale au poids γh des remblais sus-jacents (γ poids volumique du remblai, h hauteur du remblai). A court terme, c'est à dire en fin de construction, cette surcharge ne s'est que partiellement transmise au squelette du matériau, l'autre partie étant reprise par l'eau inter-granulaire. La pression interstitielle qui s'est développée vaut $R_{u0}\gamma h$, R_{u0} étant le coefficient de pression interstitielle du matériau en fin de construction (notion introduite par ailleurs dans le calcul de stabilité). L'incrément des contraintes effectives vaut donc $(1 - R_{u0})\gamma h$.
- A long terme, c'est-à-dire dans le cas [a] pour une période raisonnablement longue, les pressions interstitielles se sont partiellement dissipées (ceci étant valable pour le noyau argileux seulement). L'incrément de contraintes effectives se calcule avec le coefficient R_{u1} et vaut $(1 - R_{u1})\gamma h$. Ce coefficient de pression interstitielle reflète l'état des pressions interstitielles dans le noyau argileux et à long terme. Le cas $R_{u1} = 0$ correspondrait à la désaturation totale du matériau et l'estimation la plus pessimiste pour le calcul des tassements.
- Les déformations verticales ε_z du matériau de la digue dépendant des contraintes effectives. Lorsque la contrainte effective verticale croît de σ_{V0} à σ_V , la variation de déformation est donnée par :

$$\Delta\varepsilon_z = 0 \text{ si } \sigma_V < \sigma_c$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{C_c}{1 + e_0} \ln\left(\frac{\sigma_V}{\sigma_c}\right) \text{ si } \sigma_{V0} < \sigma_c \text{ et } \sigma_V > \sigma_c$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{C_c}{1 + e_0} \ln\left(\frac{\sigma_V}{\sigma_{V0}}\right) \text{ si } \sigma_{V0} > \sigma_c$$

e_0 étant l'indice des vides initial et les paramètres, σ_c et C_c étant respectivement la pression de consolidation effective et le coefficient de consolidation mesurés à l'œdomètre. Les tassements dus à une surcharge inférieure à la pression de consolidation sont donc supposés nuls.

B3.4.3.2 Tassements de fondation

Un élément de fondation situé à la profondeur H sous le terrain naturel est soumis à une contrainte effective initiale :

$$\sigma_0 = H(\gamma_{fond} - 1)$$

Avec γ_{fond} la densité saturée du matériau de fondation

En fin de construction, lorsque la hauteur h du remblai a été mise en place, la contrainte effective vaut :

$$\sigma_1 = \sigma_0 + (1 - R_{u\ fond})\gamma h$$

Avec γ la densité du remblai mis en place et $R_{u\ fond}$ le coefficient de pression interstitielle du matériau de la fondation.

Le tassement de la fondation se calcule donc de la manière suivante :

$$\varepsilon_z = 0 \text{ si } \sigma_1 < \sigma_{c\ fond}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c\ fond}}{1 + e_{0\ fond}} \ln\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_c}\right) \text{ si } \sigma_0 < \sigma_{c\ fond} \text{ et } \sigma_1 > \sigma_{c\ fond}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c\ fond}}{1 + e_{0\ fond}} \ln\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right) \text{ si } \sigma_0 > \sigma_{c\ fond}$$

Ces tassements ne rentrent pas en compte dans le calcul de la contre-flèche puisque celle-ci ne doit compenser que les tassements se produisant après la fin du chantier. En pratique, les tassements que connaît l'ouvrage lors de sa construction sont compensés par la mise en place de matériaux supplémentaires.

A long terme, la contrainte effective que subit un élément de fondation vaut :

$$\sigma_2 = \sigma_0 + \gamma h$$

Puisqu'on suppose que la dissipation des surpressions interstitielles est totale (consolidation totale) les tassements se produisant alors entre l'état fin de construction et le long terme se calculent de la façon suivante :

$$\varepsilon_z = 0 \text{ si } \sigma_2 < \sigma_{c \text{ fond}}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c \text{ fond}}}{1 + e_{0 \text{ fond}}} \ln\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{c \text{ fond}}}\right) \text{ si } \sigma_1 < \sigma_{c \text{ fond}} \text{ et } \sigma_2 > \sigma_{c \text{ fond}}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c \text{ fond}}}{1 + e_{0 \text{ fond}}} \ln\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \text{ si } \sigma_1 > \sigma_{c \text{ fond}}$$

La valeur de ε_z ainsi calculée donne le tassement de la fondation à prendre en compte pour calculer la contre-flèche du barrage.

B3.4.3.3 Tassements de la digue

Au moment de sa mise en place (état initial du matériau), un élément de remblai est soumis à une contrainte effective initiale nulle : $\sigma_0 = 0$.

En fin de construction, lorsqu'une hauteur h de remblai a été mise en place au-dessus de l'élément considéré, la contrainte effective vaut :

$$\sigma_1 = (1 - R_{uo \text{ remblai}})\gamma h$$

Avec $R_{uo \text{ remblai}}$ le coefficient de pression interstitielle du matériau du remblai en fin de construction, γ le poids volumique du matériau du remblai.

Le tassement se produisant entre l'état initial et la fin de construction est le tassement en fin de construction, qui ne rentre pas en compte pour le calcul de la contreflèche. Il se calcule de la façon suivante :

$$\varepsilon_z = 0 \text{ si } \sigma_1 < \sigma_{c \text{ remblai}}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c \text{ remblai}}}{1 + e_{0 \text{ remblai}}} \ln\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{c \text{ remblai}}}\right) \text{ si } \sigma_1 > \sigma_{c \text{ remblai}}$$

A long terme, étant donné que l'on suppose que la dissipation des surpressions interstitielles dans la digue est totale, la contrainte effective que subit l'élément du remblai (situé à une profondeur h sous la crête), vaut :

$$\sigma_2 = \gamma h$$

On suppose en effet que la dissipation des surpressions interstitielles dans la digue est partielle dans le cas [a] de long terme envisagé.

Le tassement se produisant entre l'état fin de construction et le long terme, vaut :

$$\varepsilon_z = 0 \text{ si } \sigma_2 < \sigma_{c \text{ remblai}}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c \text{ remblai}}}{1 + e_{0 \text{ remblai}}} \ln \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{c \text{ remblai}}} \right) \text{ si } \sigma_1 < \sigma_{c \text{ remblai}} \text{ et } \sigma_2 > \sigma_{c \text{ remblai}}$$

$$\varepsilon_z = \frac{C_{c \text{ remblai}}}{1 + e_{0 \text{ remblai}}} \ln \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right) \text{ si } \sigma_1 > \sigma_{c \text{ remblai}}$$

La valeur de ε_z ainsi calculée est à ajouter à celle déterminée en fondation, pour obtenir la valeur de la contre-flèche à prendre en compte pour une hauteur de remblai h donnée.

Le calcul global des tassements se fait alors en calculant, tranche horizontale par tranche horizontale, la contrainte verticale effective en fin de construction et à long terme, en calculant les déformations verticales correspondantes et en les intégrant sur la hauteur de la digue.

B3.4.3.4 Caractéristiques des matériaux

L'analyse des tassements de la digue en remblai en rive gauche du barrage de Koukoutamba a été réalisée sur le profil de plus grande hauteur (correspondant au profil 4). Les caractéristiques des matériaux sont résumées ci-dessous :

- Pression de consolidation, $\sigma_{c \text{ remblai}}$:	13 t/m ²
- Pression de consolidation, $\sigma_{c \text{ fond}}$:	13 t/m ²
- Indice de compression, $C_{c \text{ remblai}}$:	0.093
- Indice de compression, $C_{c \text{ fond}}$:	0.093
- Indice des vides initial, $e_{0 \text{ remblai}}$:	1.14
- Indice des vides initial, $e_{0 \text{ fond}}$:	1.14
- Coefficient de pression interstitielle, $R_{uo \text{ remblai}}$:	0,2 à 0,5
- Coefficient de pression interstitielle, $R_{uo \text{ fond}}$:	0,2 à 0,5
- Poids volumique des remblais, γ :	1,8 t/m ²
- Poids volumique du matériau de fondation, γ_{fond} :	1,8 t/m ²

Ces caractéristiques sont les valeurs moyennes des paramètres calculés sur 8 essais œdométriques (confère rapport géologique chapitre A2).

La profondeur de la couche latéritique en fonction de la hauteur du remblai a été déterminée à partir de la carte géologique *KTB II04 GE PG 001 à 004*. Elle est représentée de manière simplifiée sur le graphe ci-dessous.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

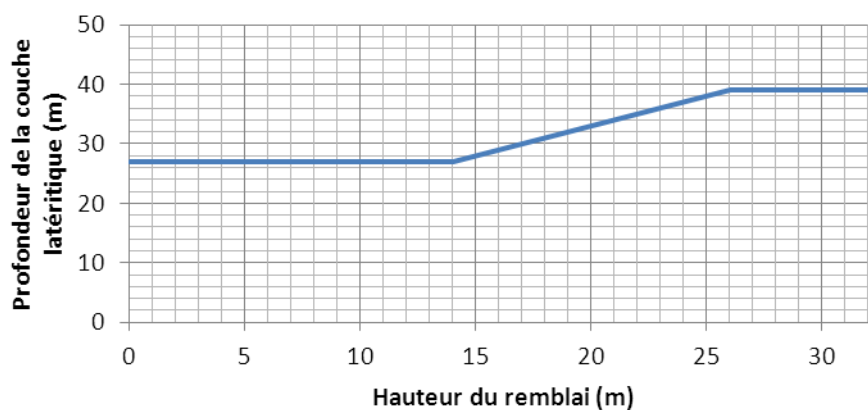


Figure B3. 6 - Profondeur de la couche latéritique en fonction de la hauteur des remblais

B3.4.4 Résultats

Les tassements à long terme en fond de vallée sont représentés en fonction de la hauteur de remblai mise en place sur la figure ci-dessous.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B3 - Note de Calcul de stabilité ailes en enrochement - remblais

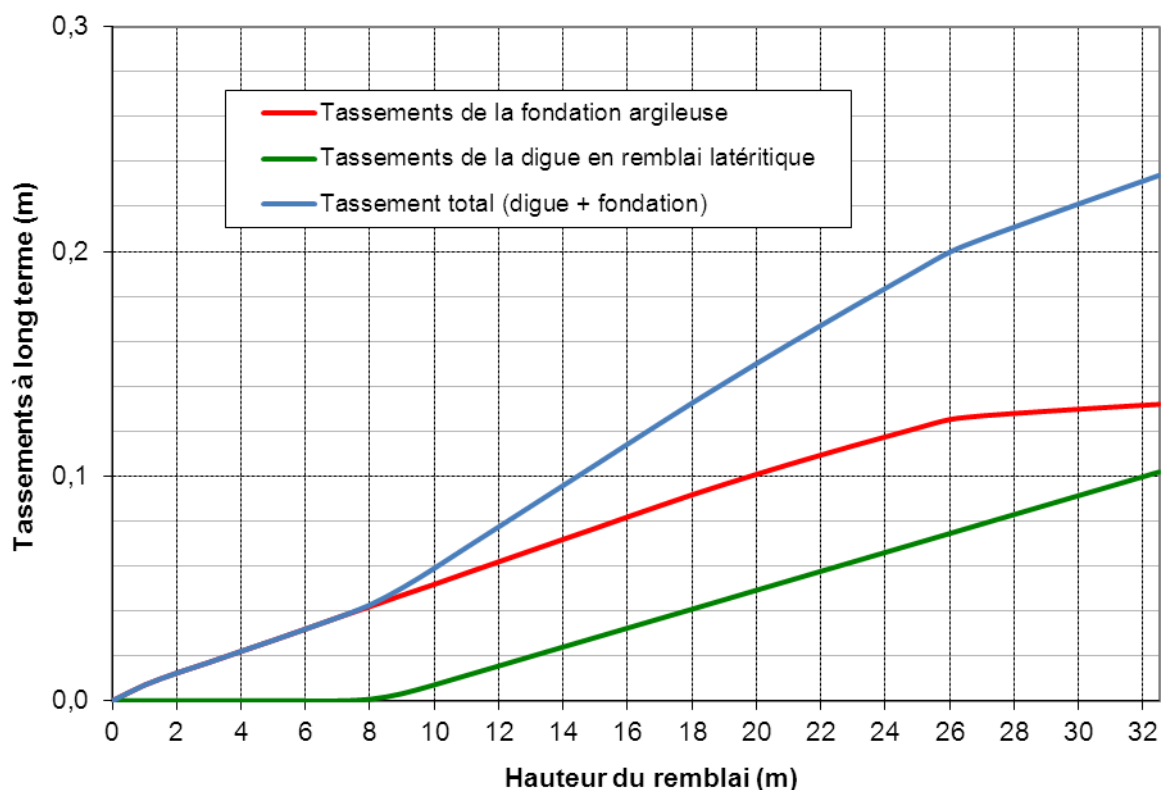


Figure B3. 7 - Tassements de la digue et de la fondation à long terme

La courbe de tassement total (digue + fondation) est la courbe de la contre-flèche du barrage en remblais. On note une contre-flèche maximale de moins de 25 cm, ce qui est relativement faible. Cela s'explique par une pression de consolidation relativement forte des latérites, couplée à un indice de compression relativement faible. La contre-flèche est fixée à 30 cm de manière conservative.

La variabilité est relativement forte en fonction des paramètres géotechniques : en prenant les paramètres les plus défavorables, on obtient une contre-flèche maximale de l'ordre de 50 cm (calculée avec un indice de compression maximal de 0,15, une pression de consolidation minimale de 7,5 t/m² et un indice des vides minimal de 0,65 sur l'ensemble des latérites constituant les remblais et la fondation). Cependant, même avec ces choix très conservatifs (ces paramètres défavorables ne se trouvent jamais en même temps dans le même essai œdométrique), la valeur de la contre-flèche reste relativement faible.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B4

NOTE DE CALCUL DE JUSTIFICATION GRANULOMETRIQUE ENROCHEMENTS

B4.1	METHODOLOGIE	1
B4.2	DESCRIPTION DU ZONAGE DES AILES EN ENROCHEMENTS	1
	B4.2.1 Zonage de la région du noyau	1
	B4.2.2 Zonage de l'enrochement	2
	B4.2.3 Granulométrie	2
B4.3	DESCRIPTION DU ZONAGE DES AILES EN REMBLAIS	3
	B4.3.1 Zonage de la région du noyau	3
	B4.3.2 Matériau remblais	3
	B4.3.3 Granulométrie	4
B4.4	VERIFICATION GRANULOMETRIQUE	8
	B4.4.1 Critères granulométriques	8
	B4.4.1.1 Critère de rétention	8
	B4.4.1.2 Critère de perméabilité	8
	B4.4.1.3 Critère de fines	8
	B4.4.1.4 Critère de ségrégation	9
	B4.4.1.5 Critère de cohésion	9
	B4.4.2 Vérification des critères	9
	B4.4.2.1 Transition Argile – Filtre (aval)	9
	B4.4.2.2 Transition Filtre (aval) – Drain	9
	B4.4.2.3 Transition Drain – Enrochements	10
	B4.4.2.4 Transition Enrochements – Riprap (grossier)	10
	B4.4.2.5 Transition Argile – Filtre (amont)	10
	B4.4.2.6 Transition Filtre (amont) – Enrochements	11
	B4.4.2.7 Transition Enrochements – Riprap (gros blocs)	11
	B4.4.2.8 Matériau Remblais	12
B4.5	CONCLUSION	12
B4.6	ANNEXE	12

LISTE DES FIGURES :

Figure B4. 1 – granulométrie des couches aval	5
Figure B4. 2 – granulométrie des couches amont.....	6

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B4. 1 - Granulométrie des différentes couches	7
Tableau B4. 2 : Critère de rétention selon Sherard (1989)	8

CHAPITRE B4

NOTE DE CALCUL DE JUSTIFICATION GRANULOMETRIQUE ENROCHEMENTS

B4.1 METHODOLOGIE

Ce rapport a pour objectif la justification des granulométries considérées pour les différentes couches des ailes en enrochements et en remblais.

Dans tout le rapport, le « filtre » représente le matériau de granulométrie plus grosse, protégeant la « base », matériau de granulométrie plus fine. D_x représente la taille de particule du filtre pour laquelle $x\%$ du poids des particules sont plus petites. d_x représente la taille de particule de la base pour laquelle $x\%$ du poids des particules sont plus petites.

B4.2 DESCRIPTION DU ZONAGE DES AILES EN ENROCHEMENTS

B4.2.1 Zonage de la région du noyau

De part et d'autres du noyau argileux, plusieurs couches de filtres/drains sont utilisés afin de :

- Drainer l'eau passant à travers le noyau (fonction de perméabilité)
- Bloquer la migration des fines qui peuvent être projetées hors du noyau en raison d'écoulements d'eau (fonction de rétention)
- Colmater les fissures amont créées par les circulations d'eau afin d'éviter leur propagation.

Afin de réaliser ces propriétés, il est nécessaire de mettre en place un filtre fin à l'aval du noyau, permettant notamment de réaliser la fonction de rétention ; un drain à la suite de ce filtre, de manière d'une part à réaliser une transition granulométrique plus progressive vers les enrochements, et d'autre part pour assurer la fonction de perméabilité ; et un filtre à l'amont, nécessaire en cas de vidange rapide (phénomène pour lequel la migration des particules change de sens) et afin de pouvoir colmater les fissures sur le parement amont dans le cas usuel. Deux couches successives de filtres et drains à l'amont ne sont pas nécessaire car les phénomènes de migration en vidange rapide restent mineurs (à la fois en effets et en occurrence).

Les deux couches aval de drains et de filtres se retournent à l'aval pour former un tapis drainant sous les enrochements, permettant de récolter les eaux d'éventuelles percolations à travers la fondation.

B4.2.2 Zonage de l'enrochement

Aucun zonage des enrochements n'est prévu dans le projet. Au cas où les enrochements disponibles ne soient pas de qualité suffisante pour assurer la stabilité des pentes de l'étude, un zonage pourra être envisagé, afin de placer les meilleurs enrochements à l'extérieur.

Dans notre cas, une simple distinction doit être réalisée entre l'enrochement non zoné constituant le corps du barrage, et l'enrochements des parements amont et aval (appelé riprap par la suite). Ces derniers servent à :

- Augmenter la stabilité des pentes vis-à-vis de cercles de glissement de surface
- Protéger le barrage contre les vagues
- Bloquer la migration de fines vers la retenue ou vers l'aval (fonction de rétention)

Afin de réaliser ces propriétés, deux types de riprap sont mises en place :

- Un enrochement constitué de gros blocs afin d'augmenter la stabilité et d'assurer la fonction de rétention.
- De très gros blocs de roches sur le haut du parement amont du barrage afin de se protéger contre les vagues.

Ce riprap n'est pas nécessaire à l'aval. Il est néanmoins conseillé de placer les enrochements de meilleure qualité en surface à l'aval, afin de contribuer à la stabilité des pentes. :

Le zonage des ailes en enrochements est présenté dans les plans *KTB I/2 BR PR 0007 à 011*.

B4.2.3 Granulométrie

Le zonage proposé pour les ailes en enrochements du barrage de Koukoutamba est le suivant (de l'amont vers l'aval) :

- Riprap grossier (en-dessous de la cote 520)
- Riprap de gros blocs (au-dessus de la cote 520)
- Enrochements classiques
- Filtre amont
- Noyau argileux
- Filtre aval (et tapis sous les enrochements aval)
- Drain (et tapis drainant sous les enrochements aval)
- Enrochements classiques
- Enrochements de bonne qualité (Riprap grossier)

Les granulométries des différentes couches sont représentées dans le tableau et les figures ci-dessous.

B4.3 DESCRIPTION DU ZONAGE DES AILES EN REMBLAIS

B4.3.1 Zonage de la région du noyau

Dans le cas du barrage en remblais, il est nécessaire de mettre en place un filtre fin à l'aval du noyau, permettant notamment de réaliser la fonction de rétention, et un drain à la suite de ce filtre, de manière à assurer la fonction de perméabilité. Un filtre amont n'est pas nécessaire en raison de l'imperméabilité partielle des recharges en remblais, qui amortit la migration des fines du noyau vers l'amont en cas de vidange rapide.

Les deux couches aval de drains et de filtres se retournent à l'aval pour former un tapis drainant sous les remblais, permettant de récolter les eaux d'éventuelles percolations à travers la fondation.

Un épaissement de la couche de drain au pied aval du noyau est nécessaire afin de pouvoir recueillir toutes les eaux de drainage et de les évacuer gravitairement vers la zone de transition en enrochements.

B4.3.2 Matériau remblais

Aucun zonage des remblais n'est prévu dans le projet. Les remblais seront constitués par le matériau latéritique présent en abondance sur la zone d'implantation des ailes, et résultera en partie des excavations réalisées pour l'implantation des zones en enrochements.

Aucune granulométrie précise n'est établie pour ce matériau. Des critères de ségrégation classiques devront être respectés, de même que des critères de cohésion.

Afin de protéger les remblais contre la migration et d'assurer la stabilité des pentes, un riprap doit être mis en place à l'amont et à l'aval de la digue :

- Un enrochement constitué de gros blocs sur les faces amont et aval afin d'augmenter la stabilité et d'assurer la fonction de rétention vis-à-vis des remblais,
- De très gros blocs de roches sur le haut du parement amont du barrage afin de se protéger contre les vagues, dans la continuité du barrage en enrochements.

Le zonage des ailes en remblais est présenté dans les plans *KTB II2 BR PR 007 à 011*

B4.3.3 Granulométrie

Le zonage proposé pour les ailes en remblais du barrage de Koukoutamba est le suivant (de l'amont vers l'aval) :

- Riprap de gros blocs (au-dessus de la cote 520)
- Riprap grossier (sur l'ensemble du parement amont)
- Remblais latéritiques
- Noyau argileux
- Filtre aval (et tapis sous les remblais aval)
- Drain (et tapis drainant sous les remblais aval)
- Remblais latéritiques
- Riprap grossier (sur l'ensemble du parement aval)

Les granulométries des différentes couches sont les mêmes que pour la zone en enrochements et sont représentées dans le tableau et les figures ci-dessous.

Granulométrie des couches à l'aval

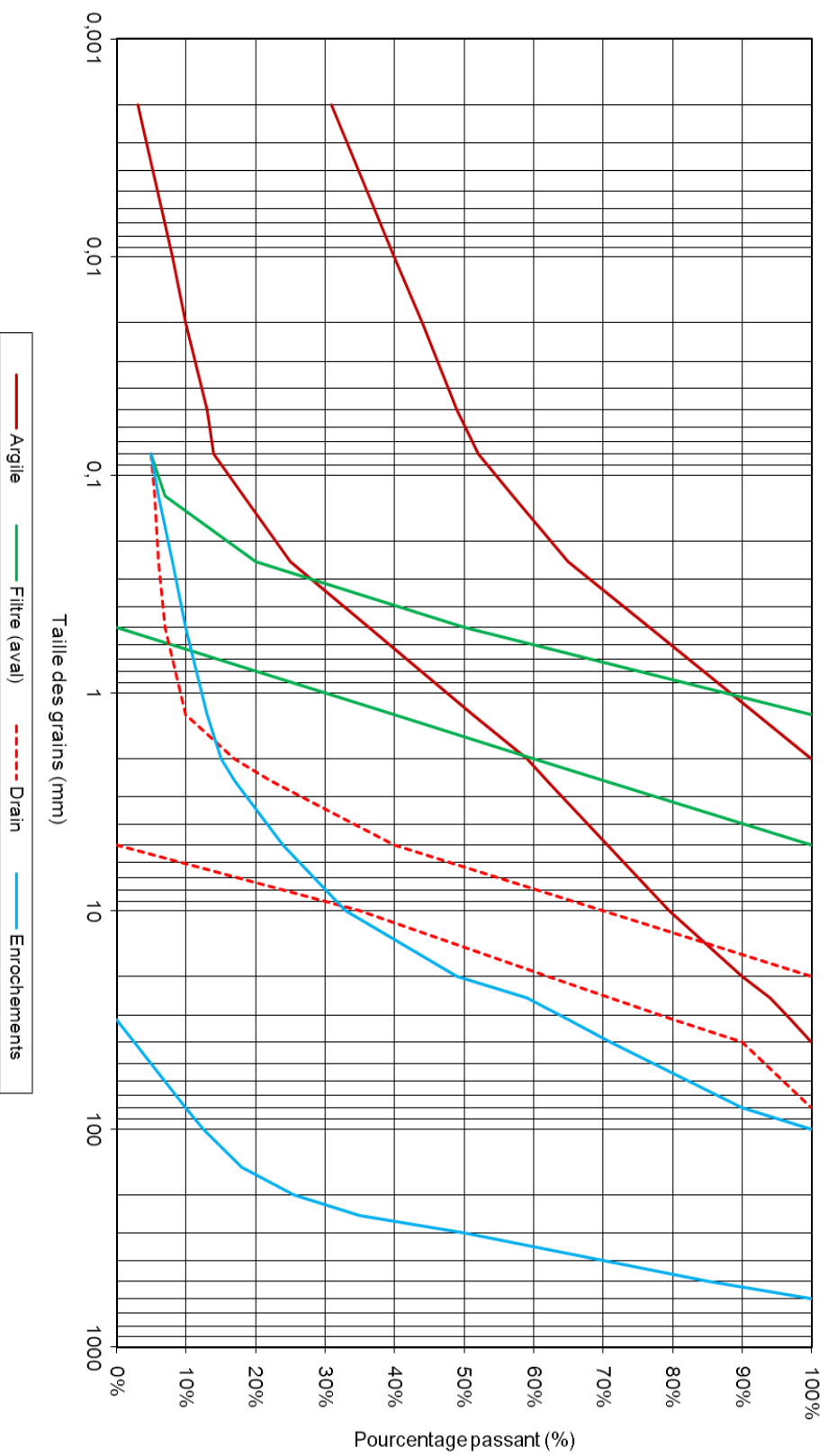


Figure B4. 1 – granulométrie des couches aval

Granulométrie des couches à l'amont

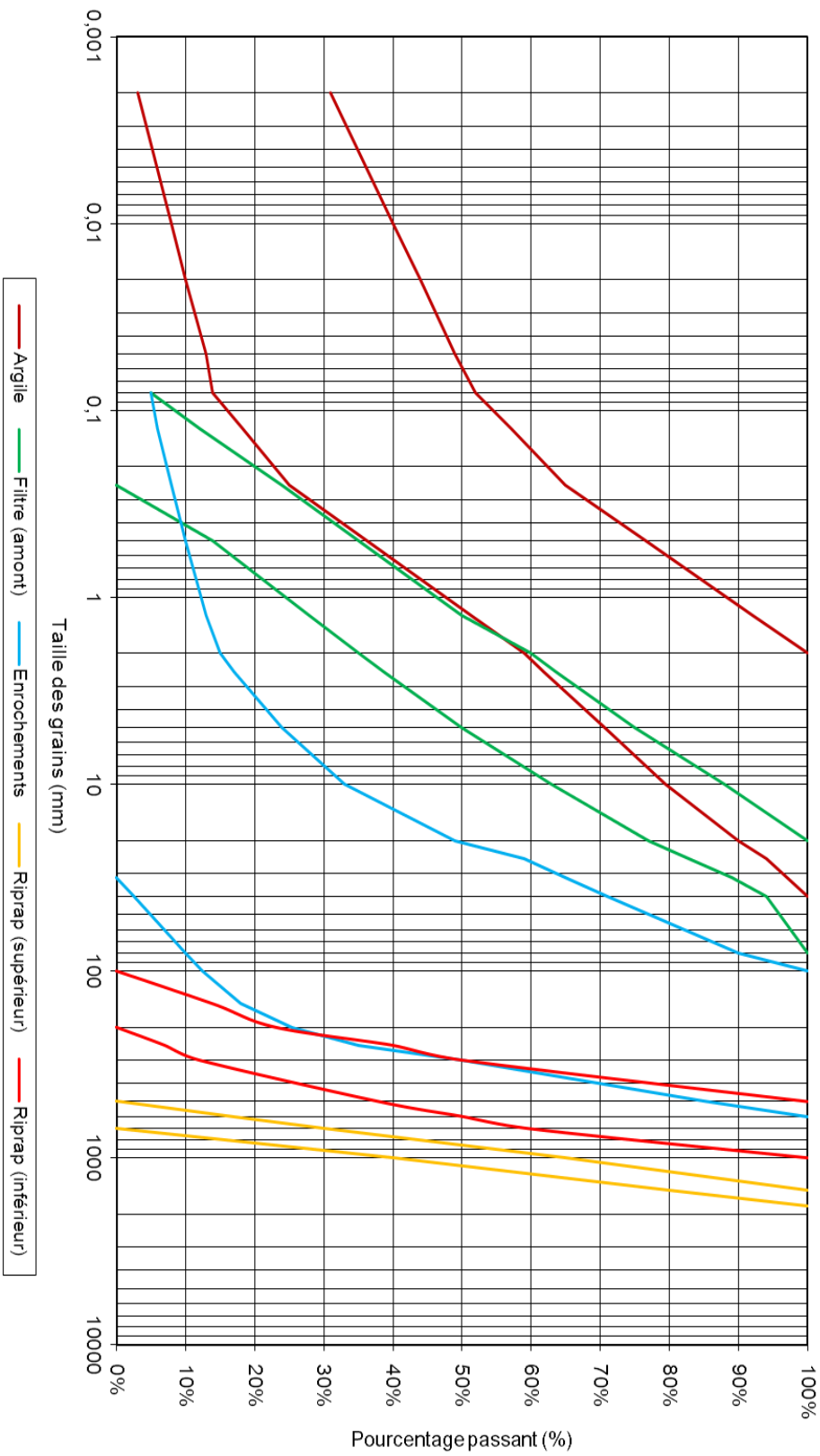


Figure B4. 2 – granulométrie des couches amont

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Tableau B4. 1 - Granulométrie des différentes couches

Diamètre (mm)	Rip-rap (supérieur)	Riprap (inférieur)	Enrochements	Filtre (amont)	Argile	Filtre (aval)	Drain
0.002					3% 31%		
0.01					8% 40%		
0.02					10% 44%		
0.05					13% 49%		
0.08			5%	5%	14% 52%	5%	5%
0.125			6%	12%	18% 57%	7%	6%
0.25			8%	24%	25% 65%	20%	6%
0.5			10%	35%	36% 77%	0%	7%
1.25			13%	50%	51% 92%	40%	10%
2			15%	60%	59% 100%	60%	17%
2.5			17%	64%	62%	70%	0%
5			24%	75%	71%	100%	10%
10			33%	88%	80%		35%
20			49%	100%	90%		62%
25			59%		94%		71%
31.5			0%	65%	89%		80%
40			3%	71%	97%		90%
80			11%	90%	100%		100%
100		0%	15%	100%			
150		14%	23%				
200		23%	31%				
250		40%	40%				
300		50%	50%				
500		100%	85%				
600		17%	100%				
700	0%	30%					
1000	40%	65%					
1500	80%	100%					
1800	100%						

B4.4 VERIFICATION GRANULOMETRIQUE

B4.4.1 Critères granulométriques

B4.4.1.1 Critère de rétention

Le critère classique de Terzaghi $D_{15}/d_{85} < 4$ couvre cette spécification.

En fonction du pourcentage de fines du matériau de base, des critères ont été établis par Sherard (Sherard, et al, 1989), résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau B4. 2 : Critère de rétention selon Sherard (1989)

Type	Matériau de base	A*	Critère D_{15}/d_{85}
1	Silts fins, argile	≥80%	$D_{15} \leq 0.7mm$
2	Sables, silts argileux	40-80%	
3	Sables, graviers silteux ou argileux	15-39%	$D_{15} \leq MAX \left(\frac{40 - A}{40 - 15} (4d_{85} - 0.7mm), 0 \right) + 0.7mm$ $D_{15} \leq 4d_{85}$
4	Sables et graviers	≤15%	

*A est le pourcentage passant le tamis 0,080mm

B4.4.1.2 Critère de perméabilité

Pour des matériaux granulaires, le critère peut s'écrire :

$$D_{15}/d_{15} > 4 \text{ ou } 5$$

Ce critère est la traduction mathématique d'un rapport de perméabilité d'environ 20 à 25 entre les matériaux adjacents. Pour un matériau granulaire, la perméabilité peut être estimée à l'aide de relation tel que proposée par Sherard et Vaughan & Soares :

$$k = 0.35 D_{15}^2 \text{ avec } k \text{ en cm/s et } D_{15} \text{ en mm}$$

La connaissance de la perméabilité du drain permet en outre d'étudier la capacité de décharge de la couche de drain afin de vérifier que son épaisseur est suffisante.

B4.4.1.3 Critère de fines

Pour les matériaux filtre et drain, une limite maximale de cinq pour cent est imposée pour le passant au tamis 0,080mm. Ce critère complète le critère de rétention de Terzaghi.

B4.4.1.4 Critère de ségrégation

La granulométrie des couches doit être assez uniforme pour empêcher la ségrégation. Des coefficients d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$ recommandés varient approximativement entre 6 pour les

filtres constitués de sables et environ 3 pour les filtres grossiers. La bande du filtre doit être assez étroite de sorte que le rapport des dimensions des particules les plus grossières aux plus fines soit de cinq ou moins et ceci pour tous les pourcentages des particules passant de 60 ou moins.

B4.4.1.5 Critère de cohésion

Le matériau filtrant ne doit pas avoir de cohésion réelle ou apparente, et ne doit pas cimenter sous action chimique, physique et biologique, de manière à ce que le matériau n'ait pas tendance à fissurer même si les couches adjacentes sont endommagées ou fissurées. Un simple critère de taille permet de vérifier que le matériau ne présente pas a priori de cohésion : $D_{15} \geq 0.1 \text{ mm}$.

B4.4.2 Vérification des critères

Les critères sont vérifiés à l'interface entre chaque couche, à l'amont comme à l'aval. Dans chaque cas un tableau recense les conclusions obtenues, et le détail des résultats est présenté en annexe.

B4.4.2.1 Transition Argile – Filtre (aval)

Critère de rétention	Terzaghi	OK
	Sherard	OK
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	OK
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo	OK
	Coeff d'uniformité du filtre	OK
Critère de cohésion		OK

B4.4.2.2 Transition Filtre (aval) – Drain

Critère de rétention	Terzaghi	OK
	Sherard	OK
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	OK
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo	OK
	Coeff d'uniformité du filtre	OK
Critère de cohésion		OK

D_{15} pour le drain varie entre 1,75 et 5,74 (voir fuseau granulométrique du drain). La perméabilité estimée de la couche de drain varie donc entre 1,1 et 11,5 cm/s (formule de Sherard). Le débit évacué sur une tranche de 1m latéral de drain, en comptant 2,5m d'épaisseur de la couche de drain en pied

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B4 - Note de Calcul de justification granulométriques des matériaux

aval, varie ainsi entre 30 L/s et 290 L/s. Même en considérant le palier bas, c'est-à-dire un débit d'évacuation de 30 L/s par mètre linéaire de barrage en enrochements, ce débit est bien supérieur au débit d'écoulement à travers le noyau, donc le drain a une épaisseur suffisante.

B4.4.2.3 Transition Drain – Enrochements

Critère de rétention	Terzaghi Sherard	OK OK
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	OK
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo Coeff d'uniformité du filtre	Trop large OK
Critère de cohésion		OK

Un des deux critères de ségrégation n'est pas validé, en raison du fuseau granulométrique trop large des enrochements. Il serait envisageable de réaliser un zonage des enrochements ou de restreindre leur fuseau granulométrique, solutions qui aboutiraient à un coût additionnel significatif.

B4.4.2.4 Transition Enrochements – Riprap (grossier)

Critère de rétention	Terzaghi Sherard	OK OK
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	Non (4,6<5)
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo Coeff d'uniformité du filtre	OK OK
Critère de cohésion		OK

Le critère de perméabilité donne $D_{15}/d_{15} = 4.6 < 5$. Néanmoins $D_{15}/d_{15} > 4$, ce qui est acceptable (confère définition du critère). Cette condition ne pose en outre pas de problème étant donné que les deux matériaux sont très semblables.

B4.4.2.5 Transition Argile – Filtre (amont)

Critère de rétention	Terzaghi Sherard	OK OK
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	OK
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo Coeff d'uniformité du filtre	OK Non (20>5)
Critère de cohésion		OK

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B4 - Note de Calcul de justification granulométriques des matériaux

Le filtre amont a une granulométrie étendue (coefficient d'uniformité de 20 au lieu de 5 ou moins). Cependant, sauf dans le cas de vidange rapide, l'écoulement de l'eau est orthogonal à ce filtre, ce qui réduit fortement le risque de ségrégation due à l'eau.

Néanmoins il est conseillé de porter une attention particulière lors du transport et du placement de cette couche de filtre afin de limiter au maximum la ségrégation lors de la phase de construction.

B4.4.2.6 Transition Filtre (amont) – Enrochements

Critère de rétention	Terzaghi Sherard	OK Non
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	OK
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo Coeff d'uniformité du filtre	Trop large OK
Critère de cohésion		OK

Pour la largeur de la bande granulométrique, les conclusions sont les mêmes que dans la transition Filtre (aval) – Enrochements.

Le critère de Sherard n'est pas validé ($D_{15} = 34 < F_{15} = 51$). Cependant ce critère est théoriquement conçu pour les roches de diamètre inférieur à 75mm, et donc est en limite d'applicabilité pour les enrochements.

B4.4.2.7 Transition Enrochements – Riprap (gros blocs)

Critère de rétention	Terzaghi Sherard	OK /
Critère de fines		OK
Critère de perméabilité	Terzaghi	OK
Critère de ségrégation	Largeur bande granulo Coeff d'uniformité du filtre	OK OK
Critère de cohésion		OK

Dans ce cas particulier, le critère de Sherard n'est pas applicable (il est théoriquement applicable pour les roches de diamètre inférieur à 75mm).

B4.4.2.8 Matériau Remblais

Les remblais doivent vérifier le critère de ségrégation ainsi que le critère de non cohésion, afin de garantir une mise en place aisée et une absence de fissuration au cours du temps. Ces critères sont énoncés en B4.4.1.4 et B4.4.1.5.

B4.5 CONCLUSION

Les courbes granulométriques présentées en section 2.3 sont bien vérifiées.

A noter que la mise en place de la couche de filtre amont doit être réalisée avec précaution de manière à limiter le risque de ségrégation.

Le fuseau granulométrique des enrochements gagnerait à être restreint, de manière à éviter tout risque de ségrégation.

B4.6 ANNEXE

L'ensemble des résultats précédents est détaillé ci-dessous, avec les valeurs correspondant à chaque critère énoncé. Les données granulométriques sont celles éditées en section 2.3.

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Argile
Filtre Filtre (aval)

Données				D10	D15	D50	D60	D85	<80µm
Matériau le plus fin "Base"	Min	Argile	#N/A			0.06	0.16	0.82	52%
Matériau le plus fin "Base"	Max	Argile	0.02	0.09	1.15	2.16	14.38	14%	
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	Filtre (aval)	0.15	0.19	0.50	0.60	0.95	0.95	5%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	Filtre (aval)	0.63	0.71	1.58	2.00	3.54	3.54	0%
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	Argile	#N/A	0.00	0.61	1.16	1.16	7.60	33%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	Filtre (aval)	0.39	0.45	1.04	1.30	2.24	2.24	3%

Critères généraux				
Coeff. d'uniformité (filtre)	F	3.4		OK
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	3.2		OK
Passant à 80 µ	F	5%		OK
Calcul du critère de Sherard				
Coeff. d'uniformité (base)	B	#N/A		#N/A
Matériau de base	B	type 2		
D15 maxi du filtre	F	0.70		
F15 (moyenne fuseau)	F	0.45		
Critère de Sherard		OK		
Autres critères				
D15/d85		0.1		OK
D15/d15		896.5		OK
Critère de cohésion	F	0.2		OK
Perméabilité (m/s)	F	7.03E-04		OK

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B	
type 1 : silts fins, argile, ...	7.38 mm
type 2 : sables, silts argileux, ...	0.7 mm
type 3 : sables, gravier sileux ou argileux	0.70 mm
type 4 : sables et graviers	3.28 mm

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Filtre (aval)
Filtre Drain

Données		D10	D15	D50	D60	D85	<80µm
Matériau le plus fin "Base"	Min	0.15	0.19	0.50	0.60	0.95	5%
Matériau le plus fin "Base"	Max	0.63	0.71	1.58	2.00	3.54	0%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	1.25	1.75	6.30	7.94	14.14	5%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	5.00	5.74	14.70	19.00	35.50	0%
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	0.39	0.00	1.04	1.30	2.24	3%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	3.13	3.75	10.50	13.47	24.82	3%

Critères généraux		F	4.3	OK
Coef d'uniformité (filtre)	F	4.3		OK
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	2.3		OK
Passant à 80 µ	F	5%		OK
Calcul du critère de Sherard				
Coef d'uniformité (base)	B	4.1		OK
Matériau de base	B	type 4		
D15 maxi du filtre	F	3.80		
F15 (moyenne fuseau)	F	3.75		
Critère de Sherard		OK		
Autres critères				
D15/d85		1.7		OK
D15/d15		7492.2		OK
Critère de cohésion	F	1.7		OK
Perméabilité (m/s)	F	4.91E-02		OK

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B	
type 1 : silts fins, argile, ...	8.55 mm
type 2 : sables, silts argileux, ...	0.7 mm
type 3 : sables, gravier siltieux ou argileux	5.04 mm
type 4 : sables et graviers	3.80 mm

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Drain
Filtre Enrochements

Données			D10	D15	D50	D60	D85	<80µm
Matériau le plus fin "Base"	Min	Drain	1.25	1.75	6.30	7.94	14.14	5%
Matériau le plus fin "Base"	Max	Drain	5.00	5.74	14.70	19.00	35.50	0%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	Enrochements	0.50	2.00	20.45	25.98	66.66	5%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	Enrochements	73.74	100.00	300.00	347.14	500.00	0%
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	Drain	3.13	0.00	10.50	13.47	24.82	3%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	Enrochements	37.12	51.00	160.23	186.56	283.33	3%

Critères généraux				
Coeff d'uniformité (filtre)	F	5.0		OK
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	13.4		Trop large
Passant à 80 µ	F	5%		OK
Calcul du critère de Sherard				
Coeff d'uniformité (base)	B	6.3		OK
Matériau de base	B	type 4		
D15 maxi du filtre	F	56.57		
F15 (moyenne fuseau)	F	51.00		
Critère de Sherard		OK		
Autres critères				
D15/d85		2.1		OK
D15/d15		102000.0		OK
Critère de cohésion	F	2.0		OK
Perméabilité (m/s)	F	9.10E+00		OK

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B	
type 1 : silts fins, argile, ...	127.28 mm
type 2 : sables, silts argileux, ...	0.7 mm
type 3 : sables, gravier siltieux ou argileux	78.92 mm
type 4 : sables et graviers	56.57 mm

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Entrochements
Filtre Riprap grossier

Données										
Matériau le plus fin "Base"	Min	Entrochements	D10	D15	D50	D60	D85	<80µm		
Matériau le plus fin "Base"	Max	Entrochements	0.50	2.00	20.45	25.98	66.66	5%		
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	Riprap (intérieur)	73.74	100.00	300.00	347.14	500.00	0%		
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	Riprap (intérieur)	278.90	318.21	600.00	700.00	874.81	0%		
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	Entrochements	133.59	154.87	300.00	332.27	428.96	0%		
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	Riprap (intérieur)	37.12	0.00	160.23	186.56	283.33	3%		
			206.25	236.54	450.00	516.13	651.88	0%		

Critères généraux				
Coef d'uniformité (filtre)	F	2.5	OK	
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	0.5	OK	
Passant à 80 µ	F	0%	OK	
Calcul du critère de Sherard				
Coef d'uniformité (base)	B	52.0	NON	
Matériau de base	B	type 4		
D15 maxi du filtre	F	266.64		
F15 (moyenne fuseau)	F	236.54		
Critère de Sherard		OK		
Autres critères				
D15/d85		0.8	OK	
D15/d15		473086.1	OK	
Critère de cohésion	F	318.2	OK	
Perméabilité (m/s)	F	1.96E+02	OK	

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B	
type 1 : silts fins, argile, ...	599.95 mm
type 2 : sables, silts argileux, ...	0.7 mm
type 3 : sables, gravier siltieux ou argileux	373.02 mm
type 4 : sables et graviers	266.64 mm

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Argile
Filtre Filtre (amont)

Données									
Matériau le plus fin "Base"	Min	Argile	D10	D15	D50	D60	D85	<80µm	
Matériau le plus fin "Base"	Max	Argile	#N/A	#N/A	0.06	0.16	0.82	52%	
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	Filtre (amont)	0.02	0.09	1.15	2.16	14.38	14%	
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	Filtre (amont)	0.11	0.15	1.25	2.00	8.52	5%	
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	Argile	0.41	0.53	5.00	8.52	27.07	0%	
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	Filtre (amont)	#N/A	0.00	0.61	1.16	7.60	33%	
			0.26	0.34	3.13	5.26	17.80	3%	

Critères généraux			
Coef d'uniformité (filtre)	F	20.2	NON OK
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	3.6	OK
Passant à 80 µ	F	5%	OK
Calcul du critère de Sherard			
Coef d'uniformité (base)	B	#N/A	#N/A
Matériau de base	B	type 2	
D15 maxi du filtre	F	0.70	
F15 (moyenne fuseau)	F	0.34	
Critère de Sherard		OK	
Autres critères			
D15/d85		0.0	OK
D15/d15		682.8	OK
Critère de cohésion	F	0.1	OK
Perméabilité (m/s)	F	4.08E-04	OK

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B
 type 1 : silt fins, argile, ... 7.38 mm
 type 2 : sables, silt argileux, ... 0.7 mm
 type 3 : sables, gravier siltieux ou argileux 0.70 mm
 type 4 : sables et graviers 3.28 mm

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Filtre (amont)
Filtre Enrochements

Données		D10	D15	D50	D60	D85	<80µm
Matériau le plus fin "Base"	Min	0.11	0.15	1.25	2.00	8.52	5%
Matériau le plus fin "Base"	Max	0.41	0.53	5.00	8.52	27.07	0%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	0.50	2.00	20.45	25.98	66.66	5%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	73.74	100.00	300.00	347.14	500.00	0%
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	0.26	0.00	3.13	5.26	17.80	3%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	37.12	51.00	160.23	186.56	283.33	3%

Critères généraux		F	5.0	OK
Coeff d'uniformité (filtre)	F	5.0		OK
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	13.4		Trop large
Passant à 80 µ	F	5%		OK
Calcul du critère de Sherard				
Coeff d'uniformité (base)	B	20.8		NON
Matériau de base	B	type 4		
D15 maxi du filtre	F	34.09		
F15 (moyenne fuseau)	F	51.00		
Critère de Sherard		NON		
Autres critères				
D15/d85		2.9		OK
D15/d15		102000.0		OK
Critère de cohésion	F	2.0		OK
Perméabilité (m/s)	F	9.10E+00		OK

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B
 type 1 : silts fins, argile, ... 76.70 mm
 type 2 : sables, silts argileux, ... 0.7 mm
 type 3 : sables, gravier siltieux ou argileux 47.44 mm
 type 4 : sables et graviers 34.09 mm

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B4 - Note de Calcul de Justification granulométriques des matériaux

Base Entrochements
Filtre Riprap (gros blocs)

Données	D10	D15	D50	D60	D85	<80µm		
Matériau le plus fin "Base"	Min	Entrochements	0.50	2.00	20.45	25.98	66.66	5%
Matériau le plus fin "Base"	Max	Entrochements	73.74	100.00	300.00	347.14	500.00	0%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Min	Rip-rap (supérieur)	556.61	587.27	858.25	950.32	1260.73	0%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Max	Rip-rap (supérieur)	765.29	800.18	1106.68	1224.74	1569.95	0%
Matériau le plus fin "Base"	Moyenne	Entrochements	37.12	0.00	160.23	186.56	283.33	3%
Matériau le plus grossier "Filtre"	Moyenne	Rip-rap (supérieur)	660.95	693.72	982.47	1087.53	1415.34	0%

Critères généraux				
Coef d'uniformité (filtre)	F	1.6		OK
Largeur bande granulo (ségrégation)	F	1.3		OK
Passant à 80 µ	F	0%		OK
Calcul du critère de Sherard				
Coef d'uniformité (base)	B	52.0		NON
Matériau de base	B	type 4		
D15 maxi du filtre	F	266.64		
F15 (moyenne fuseau)	F	693.72		
Critère de Sherard		NON		
Autres critères				
D15/d85		2.4		OK
D15/d15		1387444.7		OK
Critère de cohésion	F	587.3		OK
Perméabilité (m/s)	F	1.68E+03		OK

F15 max calculé (mm), avec courbe moy. du fuseau de B	
type 1 : silts fins, argile, ...	599.95 mm
type 2 : sables, silts argileux, ...	0.7 mm
type 3 : sables, gravier siltieux ou argileux	373.02 mm
type 4 : sables et graviers	266.64 mm

SOMMAIRE CHAPITRE B5 CALCULS HYDRAULIQUES DES OUVRAGES FONCTIONNELS

B5 .1 RESUME DES INSTALLATIONS HYDRAULIQUES	1
B5.1.1 Dérivation provisoire	1
B5.1.2 Evacuateur de crues	1
B5.1.3 Vidange de fond	2
B5 .2 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES PERTUIS DE DERIVATION	2
B5.2.1 Données du projet	2
B5.2.2 Dimensionnement – Première saison sèche (phase 2)	4
B5.2.2.1 Fonctionnement en surface libre	4
B5.2.2.2 Fonctionnement en charge	6
B5.2.2.3 Résumé du fonctionnement	9
B5.2.3 Fonctionnement lors de la deuxième saison humide (phase 3)	9
B5 .3 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUES	10
B5.3.1 Données du projet	10
B5.3.2 Laminage des crues	11
B5.3.3 Dissipation de l'énergie	15
B5 .4 DIMENSIONNEMENT DE LA REVANCHE	19
B5 .5 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DE LA VIDANGE DE FOND	22
B5.5.1 Données du projet	22
B5.5.2 Dimensionnement	22
B5 .6 ECOULEMENT A L'AVAL	25
B5 .7 REFERENCES	29

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

LISTE DES FIGURES :

Figure B5. 1 : Crues mensuelles moyennes à Koukoutamba en fonction de la période de retour (m^3/s)	3
Figure B5. 2: Relation entre le débit moyen mensuel et le Qjmax associé (tout en m^3/s)	3
Figure B5. 3 : Débit des pertuis de dérivation provisoire	8
Figure B5. 4 : Vitesse de l'eau dans chaque pertuis de dérivation provisoire	8
Figure B5. 5 : Histogrammes moyens normés – formes synthétiques.....	10
Figure B5. 6 : Hydrogrammes des crues concentrées (CMP, 10000 ans, 1000 ans).....	11
Figure B5. 7 : Variation du coefficient de débit en fonction de la charge	12
Figure B5. 8 : Laminage des crues concentrées	13
Figure B5. 9 : Cote de la retenue lors du passage des crues considérées	14
Figure B5. 10 : Résultats du laminage en fonction du nombre de groupes en fonctionnement	15
Figure B5. 11 : Ecoulement sur un évacuateur à seuil libre en marche d'escalier	16
Figure B5. 12 : Schéma du bajoyer de l'évacuateur à l'aval (sans revanche)	17
Figure B5. 13 : Courbe de débit de la vidange de fond.....	24
Figure B5. 14 : Courbe de vitesse de l'eau dans la vidange de fond (pertuis et sortie).....	24
Figure B5. 15 : Profils considérés (1-6,A-H).....	25
Figure B5. 16 : Courbe de tarage théorique (extrapolée)	26
Figure B5. 17 : Niveau d'eau au niveau du pont (profil C) pour la crue millénaire	27
Figure B5. 18 : Ligne d'eau de l'écoulement pour une cote aval de 467	27
Figure B5. 19 : Profil des vitesses de l'eau à l'aval du barrage.....	28
Figure B5. 20 : Courbes de tarage à l'aval du barrage pour les débits majeurs	28

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B5. 1: Valeurs caractéristiques du laminage des crues considérées.....	14
Tableau B5. 2 : Résultats du laminage en fonction du nombre de groupes en fonctionnement	15
Tableau B5. 3 : Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier en marches d'escaliers	18
Tableau B5. 4 : Cas de charge considérés pour le calcul de la revanche	19
Tableau B5. 5 : Détermination de la revanche	21
Tableau B5. 6 : Cas de charge et crête du barrage	21

CHAPITRE B5

CALCULS HYDRAULIQUES DES OUVRAGES FONCTIONNELS

B5.1 RESUME DES INSTALLATIONS HYDRAULIQUES

B5.1.1 Dérivation provisoire

En saison sèche, les débits sont inférieurs à 520 m³/s. La dérivation du Bafing est assurée par 3 pertuis en RG de 4 x 5 mètres, débouchant à l'amont comme à l'aval sur un canal de 23m de largeur, associé à deux batardeaux en BCR permettant la mise à sec du fond de fouille. La cote du batardeau amont est fixée à 478.

La crue de chantier est estimée à 1530 m³/s lors de la saison des pluies (crue de période de retour 10 ans). Les pertuis ne sont alors plus suffisants pour contrôler les débits importants du Bafing. Mais ces débits sont également trop importants pour espérer les dériver intégralement de manière économique. Lors de la saison des pluies, le batardeau amont est alors submergé, ainsi que la partie en BCR en construction. Une brèche sera aménagée au milieu de manière à y concentrer le débit. Les canaux de dérivation provisoire resteront cependant ouverts et permettront d'évacuer beaucoup plus rapidement la crue (sans l'éviter néanmoins).

Les pertuis sont réalisés en béton lisse et seront blindés à l'amont pour palier à une éventuelle cavitation lors de la mise en charge.

Les pertuis ne comportent aucun dispositif de batardeau ou de vantellerie. Lors de leur fermeture, le batardeau amont sera ouvert et le Bafing sera dérivé à travers la dérivation provisoire. Ces pertuis seront alors bouchés à l'amont et à l'aval par un bouchon de béton dans la continuité de l'évacuateur de crues (en marches d'escalier à l'aval). La dérivation provisoire fera donc intégralement partie de l'évacuateur de crues.

B5.1.2 Evacuateur de crues

L'évacuateur de crue est placé sur le cœur en BCR du barrage. Il s'agit d'un évacuateur à seuil libre, long de 160 mètres, placé à la RN (cote 545). La lame d'eau reste inférieure à 4,4 mètres au passage de la crue décennale, définissant les PHE à la cote 549,40.

Sur le parement aval, des marches d'escalier d'une hauteur de 1,2 mètre assurent la dissipation de l'énergie. Les bajoyers latéraux doivent être supérieurs à 2,5 mètres sur l'ensemble du parement aval (comptés orthogonalement à la pente du parement aval), et remontent progressivement jusqu'à la hauteur de crête en haut du barrage. Les marches d'escalier sont réalisées en GERCC.

B5.1.3 Vidange de fond

La vidange de fond est nécessaire afin d'assurer le débit minimum au barrage aval de Manatali. Elle est constituée d'un pertuis rectangulaire de largeur 2,5 mètres et de hauteur 3,5 mètres, situé au pied du barrage en RD, à gauche de la prise d'eau. Un rétrécissement de la section est prévu à l'aval (la hauteur diminue à 3 mètres) afin de limiter les vitesses et la cavitation dans le pertuis.

Le pertuis est blindé sur l'ensemble de sa longueur. Les vitesses pouvant atteindre plus de 30 m/s, une attention particulière doit être portée sur le blindage et sur la jonction aval (vanne).

L'écoulement est contrôlé à l'aval par une vanne de garde et une vanne de sécurité d'utilisation mécanique permettant de bloquer l'écoulement en amont de la vanne de garde en cas de problème à l'aval. Un batardeau est installé à l'amont et sera descendu en eaux mortes grâce à des câbles depuis la crête du barrage. Il permettra la vidange du pertuis pour son éventuelle inspection.

B5 .2 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES PERTUIS DE DERIVATION

B5.2.1 Données du projet

Il convient de différencier le contrôle des eaux en saison sèche et en saison des pluies, qui revêt un caractère complètement différent au regard des débits atteints. Les débits mensuels moyens relevés sont tracés en fonction de leur période de retour en figure B5.1. Le débit des crues journalières associées est obtenu par multiplication d'un facteur 1,489, provenant de la figure 2 (issue du rapport hydrologique. Une augmentation de 15% est considérée vis-à-vis de ce coefficient, comme les échantillons sont traités mois par mois et peuvent différer des résultats globaux sur l'année. En saison sèche, les débits moyens mensuels du Bafing au niveau de Koukoutamba sont de 304 m³/s (débit mensuel de période de retour de 10 ans délimitée par le mois de juillet), ce qui correspond à un débit journalier maximal de 520 m³/s.

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 1 : Crues mensuelles moyennes à Koukoutamba en fonction de la période de retour (m³/s)

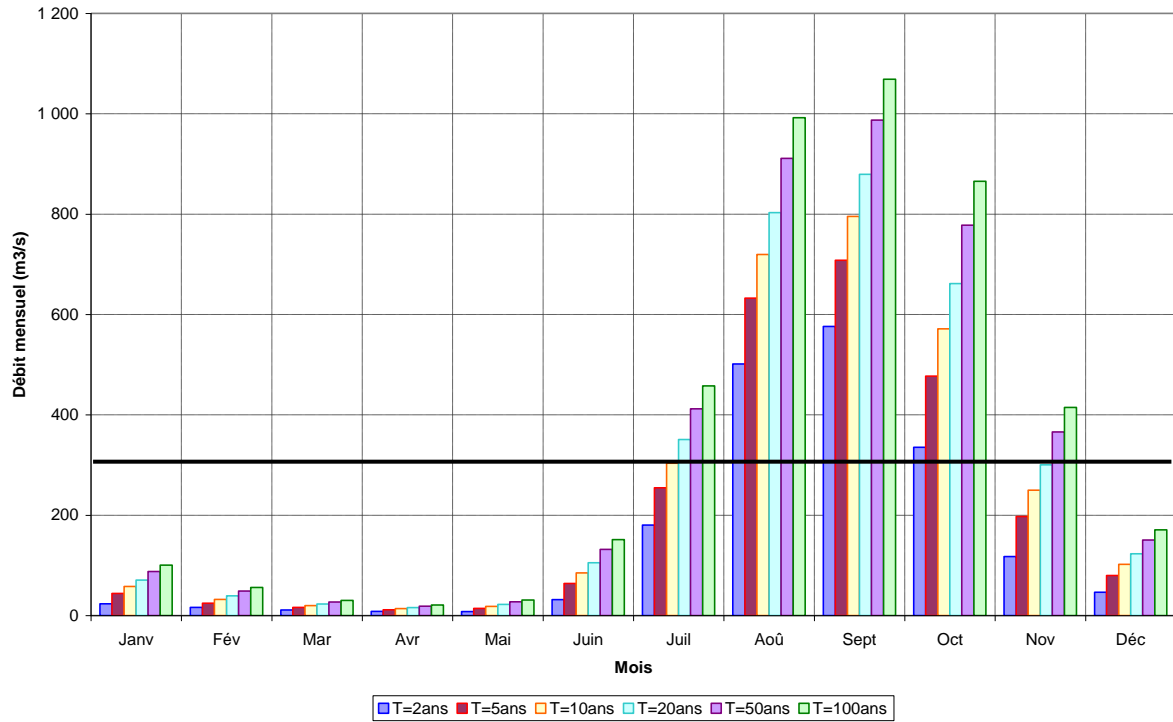
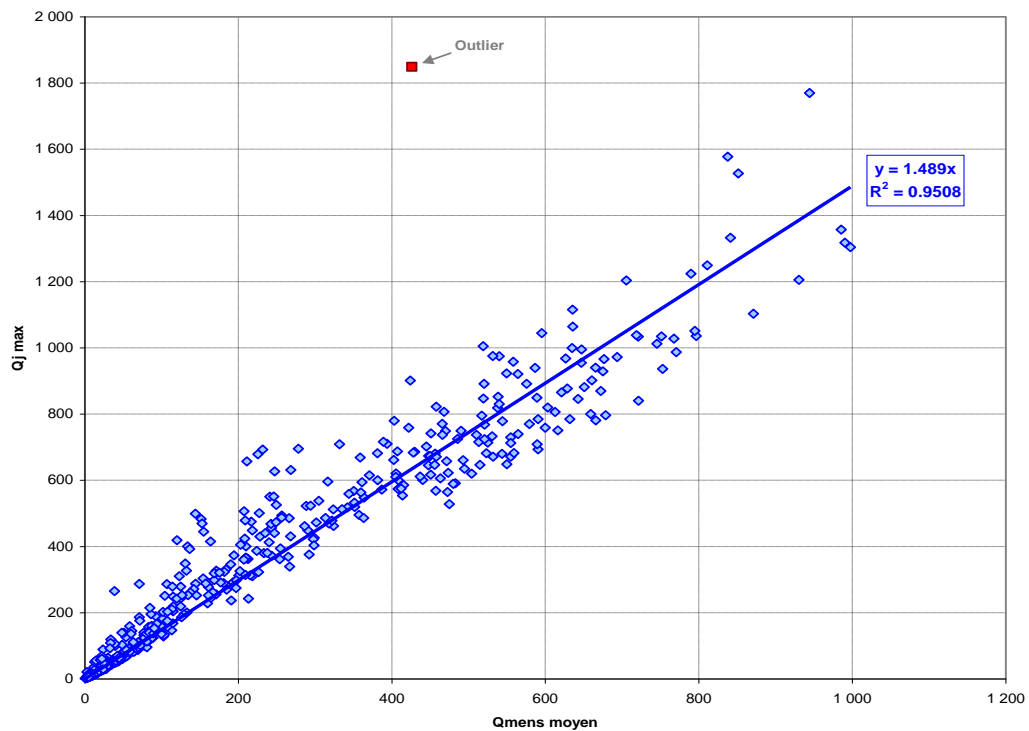


Figure B5. 2: Relation entre le débit moyen mensuel et le Qjmax associé (tout en m³/s)



Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

La crue de chantier est trop importante pour espérer la dériver intégralement de manière économique. La solution retenue est la dérivation des eaux du Bafing durant l'ensemble de la saison sèche grâce à des pertuis de dérivation en rive gauche. Lors de la saison des pluies, le batardeau en BCR ainsi que la partie centrale du barrage en construction (en BCR également) pourront être submergés. Une brèche sera aménagée au milieu de la partie centrale du barrage de manière à y concentrer le débit. Le BCR peut être submergé sans protection particulière, après retrait des engins de chantier, ce qui facilite le programme des travaux, réduit largement les coûts de dérivation, et limite les risques pendant la construction par rapport à une solution en remblais seule.

Le débit évacué est choisi à 520 m³/s en saison sèche, permettant de limiter la durée de l'arrêt du chantier aux quelques mois de la saison des pluies. A ce débit d'évacuation, les travaux dureront au minimum 9 mois par an (de début Novembre à fin Juillet) pour la période de retour de 10 ans, et 7 mois pour un cas exceptionnel (crue de période de retour supérieure à 50 ans durant la durée du chantier). Durant la période de surverse, les travaux pourront néanmoins continuer sur certains ouvrages annexes.

Le volume de la retenue créée par le batardeau amont étant petit, il n'est pas envisageable de laminer la crue, d'où le dimensionnement des ouvrages de dérivation provisoire au débit de pointe entrant (520 m³/s).

B5.2.2 Dimensionnement – Première saison sèche (phase 2)

La dérivation est assurée par un canal large amont se prolongeant en un canal en rive gauche équipé de 3 pertuis rectangulaires de dimensions identiques. Le fonctionnement de ces pertuis est prévu à la fois à surface libre et en charge pour pouvoir évacuer les débits entrants inférieurs à 520 m³/s. En saison des pluies, ces pertuis ne seront pas fermés et supporteront la mise en charge.

En pratique, l'écoulement à surface libre a été calculé jusqu'à une hauteur critique de l'écoulement de l'ordre de 80% de la hauteur des pertuis, et l'écoulement en charge a été calculé à partir d'une hauteur de charge à l'amont de l'ordre de 130% de la hauteur des pertuis.

B5.2.2.1 Fonctionnement en surface libre

Le niveau d'eau dans la section amont du pertuis est calculé en appliquant la formule de Bernoulli entre la section amont et aval des pertuis [10] :

$$h_{\text{amont}} + \frac{Q^2}{2gB^2h_{\text{amont}}^2} = h_{\text{aval}} + \frac{Q^2}{2gB^2h_{\text{aval}}^2} + \Delta H$$

Avec Q le débit d'écoulement, h la hauteur d'eau, B la largeur (totale) de la section, ΔH les pertes de charges.

L'écoulement dans les galeries étant torrentiel (compte tenu du rétrécissement de la section), le niveau d'eau est contrôlé par la section amont du pertuis.

Pour ce calcul, les trois pertuis peuvent être considérés comme une unique galerie dont la largeur B est égale à la somme de celles des galeries séparées.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Pour une section rectangulaire, la hauteur critique est donnée par [10] :

$$h_{\text{amont}} = h_c = \left(\frac{Q}{B\sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

Les pertes de charges linéaires dues aux frottements de l'écoulement dans un des pertuis de dérivation peuvent être estimées selon la formule de Manning-Strickler [10] :

$$\Delta H = L \left(\frac{V}{K_s R_h^{2/3}} \right)^2$$

Avec : K_s coefficient de Strickler dans les pertuis. Pour un béton lisse, ce coefficient est de l'ordre de 70 [10]; R_h rayon hydraulique de l'écoulement ; L longueur du pertuis de dérivation ; V la vitesse moyenne de l'eau dans le pertuis.

Les pertes de charges dues au passage des rainures du batardeau amont sont de l'ordre de

$$\Delta H_{\text{rainures}} = 0,1 \frac{V_c^2}{2g}$$

La formule de Bernoulli utilisée avec la somme des pertes de charge ci-dessus permettent d'évaluer le niveau d'eau à la sortie des pertuis par rapport au niveau d'eau critique (dans la section amont des pertuis).

On applique ensuite la formule de Bernoulli entre le niveau d'eau à l'amont des pertuis (niveau d'eau dans le réservoir créé par le batardeau amont) et le niveau d'eau de la section amont des pertuis (niveau d'eau critique défini précédemment). Seules les pertes de charges liées à l'entonnement sont prises en compte dans ce calcul.

On se place dans le cas d'un entonnement sans saillie à l'intérieur du réservoir, avec raccordement de profil arrondi. Ainsi $\Delta H_{\text{entonnement}} = 0,2 \frac{V_c^2}{2g}$ [9].

On obtient donc le niveau d'eau à l'amont des pertuis (dans le réservoir).

Les pertuis sont considérés à surface libre tant que le niveau d'eau critique est inférieur à 80% de la hauteur des pertuis.

Les paramètres suivants ont été choisis dans cette étude après optimisation :

- Nombre de pertuis : 3
- Longueur des pertuis : $L = 72 \text{ m}$
- Largeur de chaque pertuis : $B_{1 \text{ pertuis}} = 4 \text{ m}$
- Hauteur de chaque pertuis : $H = 5 \text{ m}$

Ces valeurs conduisent aux valeurs maximales suivantes (maximum évacué en régime libre) :

- Débit maximal évacué (en fonctionnement à seuil libre) : $Q = 195 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vitesse maximale d'écoulement amont (en fonctionnement à seuil libre) : $V_{\text{aval}} = 5,42 \text{ m/s}$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

- Vitesse maximale d'écoulement aval (en fonctionnement à seuil libre) : $V_{\text{amont}} = 4,07 \text{ m/s}$

D'autres débits et vitesses inférieurs ont été calculés et sont reportés sur la Figure B5. 3.

Chaque pertuis aura donc une section de largeur 4m, hauteur 5m sur les 72m de long. Les vitesses d'écoulement en régime libre, inférieures à 6 m/s , sont relativement modérées et n'entraînent aucun phénomène de cavitation, à l'amont comme à l'aval. La dérivation provisoire permettra donc d'évacuer environ $200 \text{ m}^3/\text{s}$ en fonctionnement à seuil libre. Pour des crues plus importantes, le fonctionnement en charge est détaillé dans la section suivante.

B5.2.2.2 Fonctionnement en charge

Lors de crues supérieures à $200 \text{ m}^3/\text{s}$, ces pertuis de dérivation provisoire ne pourront plus fonctionner à surface libre, entraînant une augmentation du niveau d'eau amont, contenu par le batardeau amont allant de pair avec une mise en charge des pertuis. Le but est de déterminer la hauteur acceptable pour le batardeau amont afin d'évacuer des débits de l'ordre de $520 \text{ m}^3/\text{s}$ sans noyer le chantier, et de vérifier que les vitesses d'écoulement dans les pertuis de dérivation restent acceptables même lors de la saison des pluies, afin de ne pas détériorer les pertuis.

Le calcul en charge est réalisé de la même manière que celui de la vidange de fond (confère B5.5.2) et le cheminement est repris ci-dessous.

Le théorème de Bernoulli donne la relation suivante :

$$h_{\text{amont}} = h_{\text{aval}} + \frac{Q^2}{2gB^2h_{\text{aval}}^2} + \Delta H$$

Avec Q le débit d'écoulement, h la hauteur d'eau, B la largeur (totale) de la section, ΔH les pertes de charges.

La section est contrôlée à l'aval, et la loi de débit est donnée par $Q = Bh_{\text{aval}}V_{\text{aval}}$.

Les pertes de charge sont de plusieurs natures :

- Pertes de charge à l'entonnement ΔH_1
- Pertes de charge dues aux rainures des batardeaux ΔH_2
- Pertes de charge linéaires dues au frottement ΔH_3

On se place dans le cas d'un entonnement sans saillie à l'intérieur du réservoir, avec raccordement de profil arrondi. Ainsi, de manière conservatrice, $\Delta H_1 = 0,2 \frac{V^2}{2g}$ avec V la vitesse moyenne de l'eau dans le pertuis (dans le cas d'un entonnement sans profil arrondi, on prendrait $\Delta H_1 = 0,5 \frac{V^2}{2g}$).

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

La perte de charge due aux rainures des batardeaux amont est classiquement prise à $\Delta H_2 = 0,1 \frac{V^2}{2g}$.

La perte de charge due au frottement est donnée par l'équation générale suivante :

$$\Delta H_3 = \lambda \frac{L V^2}{D_h 2g}$$

Avec le coefficient de perte de charge λ donné par la formule de Colebrook et White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,71 D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec ε la rugosité absolue du pertuis, D_h son diamètre hydraulique et Re le nombre de Reynolds de l'écoulement.

Dans le cas d'une conduite en béton lisse, la rugosité a été choisie à 0,1mm (correspondant approximativement à un coefficient de Strickler de 70).

Pour trois pertuis de largeur 4m, de hauteur 5m, de longueur 72m, on obtient une relation directe entre les débits évacués par le dispositif et la hauteur d'eau à l'amont. Pour une hauteur d'eau amont à 476, les résultats sont les suivants :

- Débit total des trois pertuis : $Q = 517 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vitesse de l'eau dans chaque pertuis : $V = 8,6 \text{ m/s}$

Ainsi un batardeau amont monté à la cote 476 permet de faire passer un débit d'environ 520 m³/s dans un fonctionnement en charge, avec une vitesse de l'eau modérée (inférieure à 9 m/s).

Les débits obtenus pour différentes cotes de niveau d'eau amont à partir de la mise en charge sont représentés sur la Figure B5. 3.

Notons que la mise en charge n'est réellement effective qu'à partir d'une hauteur d'eau supérieure à 130% de la hauteur de la conduite (dans notre cas 6,5m, donc cote 474).

Pour des débits supérieurs à 520 m³/s, l'eau déversera sur le batardeau et le chantier sera noyé. L'eau pourra alors monter jusqu'à la cote de construction du barrage pour ensuite déverser par la partie centrale en BCR, dans laquelle une brèche sera aménagée. Néanmoins les pertuis de dérivation resteront ouverts et fonctionnels, et les débits évacués en fonction de la cote d'eau atteinte sont représentés sur la Figure B5. 3. A titre indicatif, la vitesse de l'écoulement dans chaque pertuis est représentée (fonctionnement à seuil libre et en charge) en fonction de la hauteur d'eau à l'amont dans la Figure B5. 4.

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 3 : Débit des pertuis de dérivation provisoire

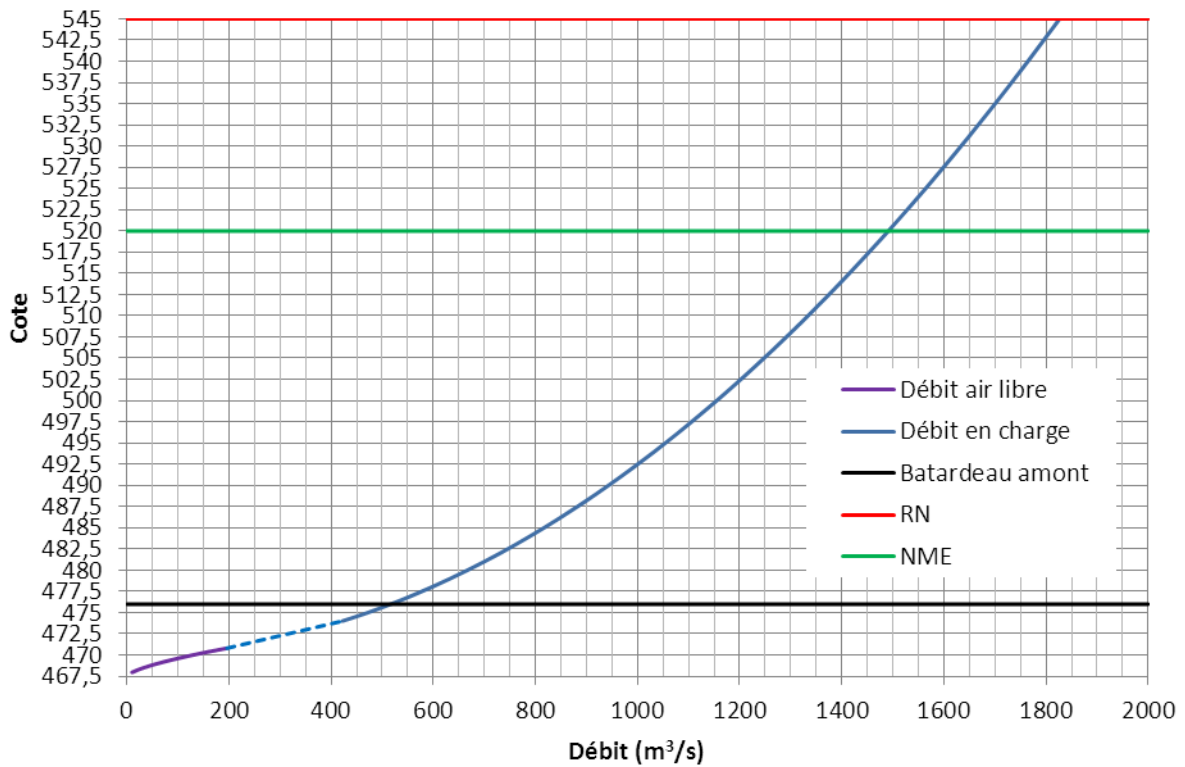
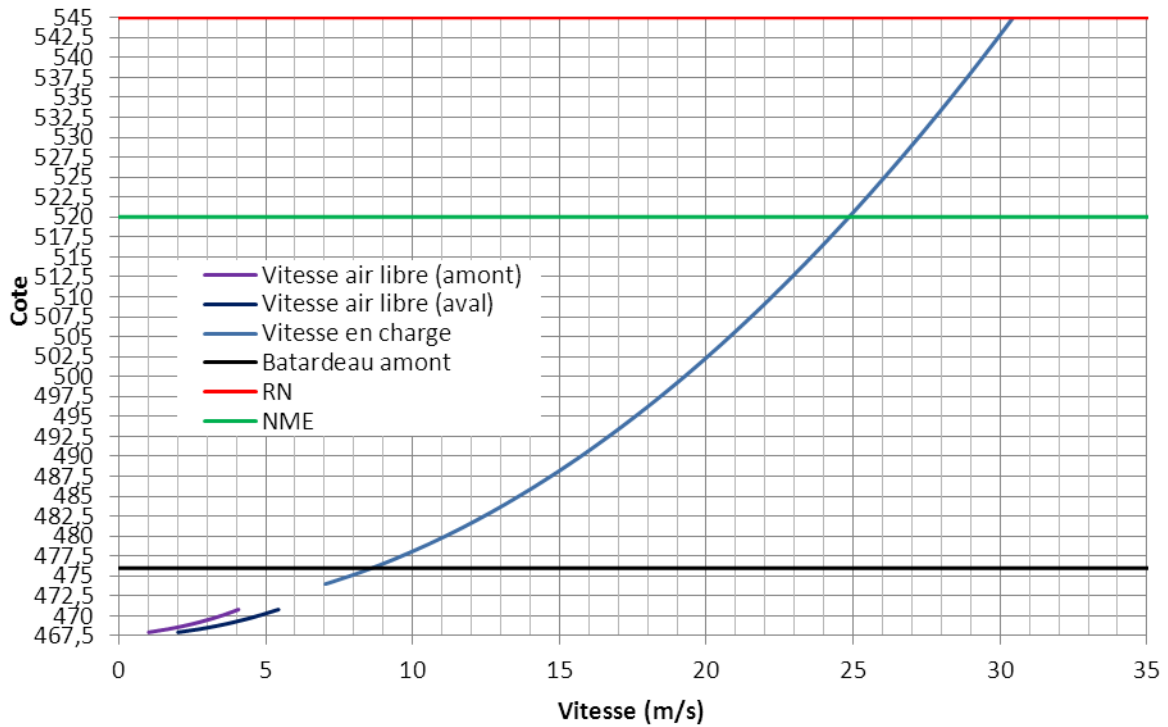


Figure B5. 4 : Vitesse de l'eau dans chaque pertuis de dérivation provisoire



B5.2.2.3 Résumé du fonctionnement

La dérivation provisoire sera constituée de trois pertuis de largeur 4m, de hauteur 5m, de longueur 72m. A l'amont, un batardeau en BCR sera monté à la cote 476.

Ces pertuis fonctionneront à surface libre jusqu'à des débits inférieurs à 200 m³/s, puis une mise en charge progressive aura lieu. Avec le batardeau amont à la cote 476, le chantier sera protégé pour des débits inférieurs à 520 m³/s.

En fonctionnement en charge, les débits d'évacuation augmenteront, de même que la vitesse d'écoulement à travers les pertuis. Les débits et les vitesses de l'eau dans les pertuis en fonction de la hauteur d'eau amont sont représentés en Figure B5. 3/ Figure B5. 4.

B5.2.3 Fonctionnement lors de la deuxième saison humide (phase 3)

Lors de la deuxième saison humide une brèche est aménagée dans le corps du barrage en BCR afin de canaliser les débits. Cette brèche est dimensionnée pour la crue de chantier cinquantennale (1997 m³/s). Les pertuis de dérivation provisoire restent ouverts durant cette période et permettent d'évacuer une partie du débit.

Le seuil de la partie déversante est pris à la cote 476. La loi de seuil épais considérée est la suivante :

$$Q_{\text{seuil}} = CLh^{3/2}$$

Avec L la longueur déversante du seuil, C le coefficient de seuil épais pris à 1,8, et h la différence entre le niveau d'eau amont et la cote du seuil. Cette loi est valable en régime dénoyé.

Le niveau d'eau aval est pris à 466,60 d'après la courbe de tarage aval.

En prenant une brèche de largeur 120 m (correspondant à 6 plots formant une partie de l'évacuateur) à la cote 480, la lame d'eau déversante sur le seuil s'élève à 3,4 m pour faire passer la crue de chantier cinquantennale. Le débit de pointe évacué par le seuil libre est de 1354 m³/s, auxquels s'ajoutent 647 m³/s évacués par les pertuis de dérivation provisoire, soit un total de 2001 m³/s.

Le seuil fonctionne effectivement en régime dénoyé pour ces conditions [12] : la hauteur du seuil est supérieure à deux fois la hauteur de la lame d'eau, ce qui garantit que la vitesse d'approche est faible ; et l'écart entre les niveaux d'eau amont et aval est supérieur à 80% de la lame d'eau.

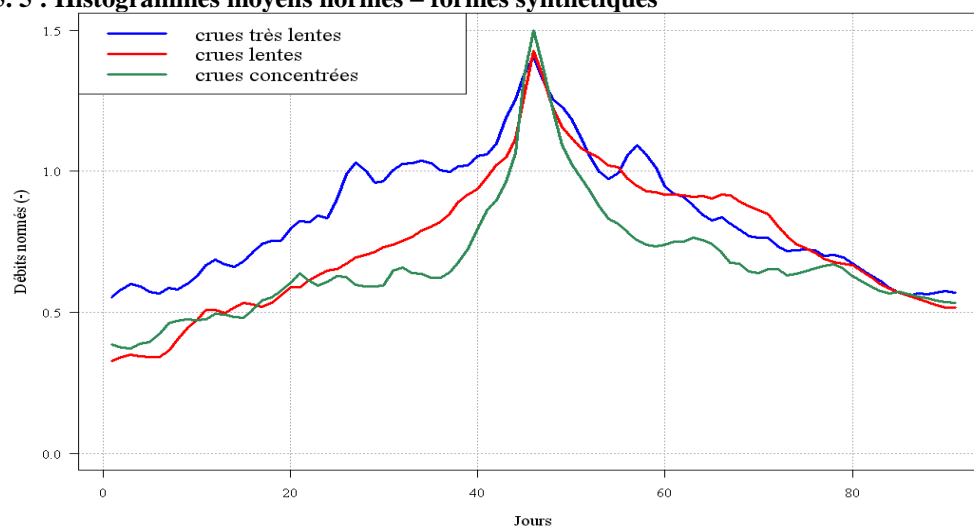
La brèche le BCR nécessaire pour pouvoir faire passer la crue cinquantennale en saison humide est donc prise de longueur 100 m et de hauteur 3,5 m. Le seuil doit être placé à la cote 476 au minimum. Les reste de l'ouvrage doit être monté à la cote 481 au minimum (intégrant une sécurité d'1,5 m).

B5 .3 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUES

B5.3.1 Données du projet

Des hydrogrammes de crues ont été calculés (confère note hydrologique), permettant d'identifier trois types de crues (crues concentrées, lentes ou très lentes, représentées en débits normés sur la Figure B5. 5. Les crues dimensionnantes pour la crue de projet sont les crues concentrées, les valeurs de pics étant plus élevées (pour plus de détails, se référer à la note hydrologique). La présente étude ne considère donc que les crues concentrées.

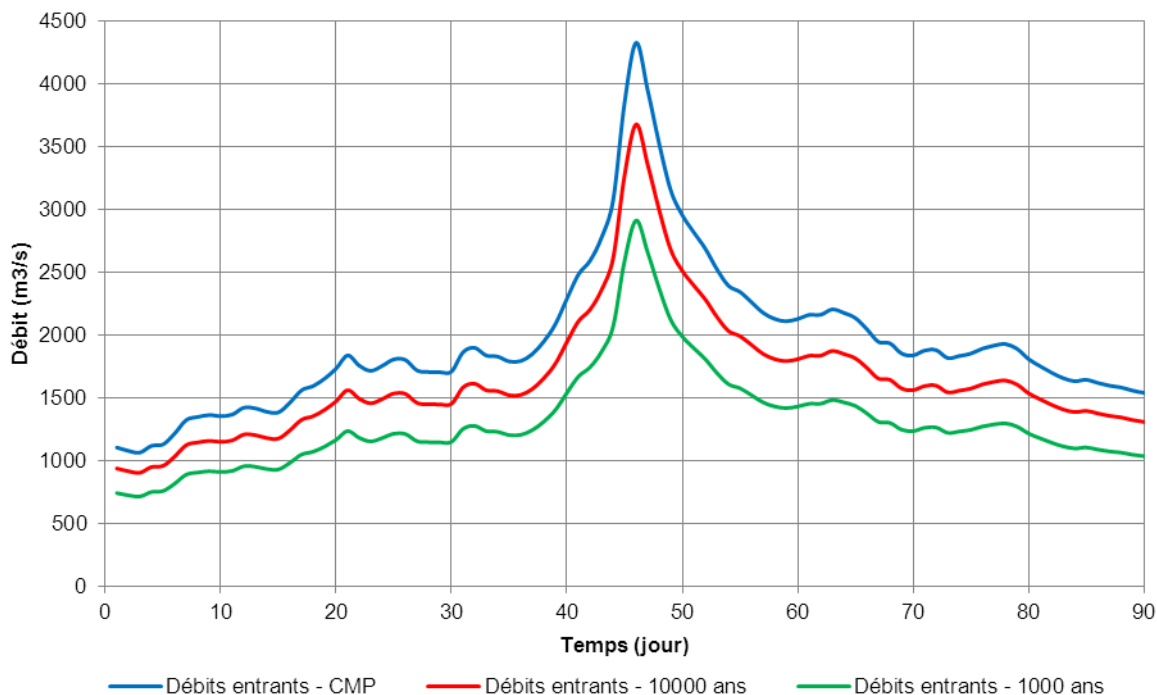
Figure B5. 5 : Histogrammes moyens normés – formes synthétiques



L'évacuateur de crue doit être dimensionné par le débit de pointe devant être évacué. L'évacuateur est dimensionné de manière à pouvoir passer la crue maximale probable (CMP).

Les crues concentrées de période de retour 1000 ans, 10000 ans et la CMP sont tracés dans la Figure B5. 6 (pour plus de détail, se reporter à la note hydrologique).

Figure B5. 6 : Hydrogrammes des crues concentrées (CMP, 10000 ans, 1000 ans)



B5.3.2 Laminage des crues

Les débits de crue sont très importants, mais concentrés, si bien que le volume d'eau charrié par la crue est faible vis à vis de la capacité de stockage de la retenue. La crue va donc être principalement stockée et restituée progressivement à l'aval. C'est ce qui est appelé laminage de crue. Lorsque le volume du réservoir entre les cotes RN et PHE est important par rapport au volume d'eau de la crue, il peut être utile et économique d'étudier le phénomène de laminage : la capacité de l'évacuateur peut être réduite par rapport au débit de pointe de la crue de projet.

Cette étude simule l'arrivée de la crue de projet sur le barrage de Koukoutamba. Elle est réalisée au pas de temps journalier, de manière explicite ; à chaque pas, on détermine :

- Les débits entrants (Q_e , données d'entrée, voir Figure B5. 6).
- Les débits évacués (Q_s , en fonction de la cote du réservoir)
- Le volume stocké
- La nouvelle cote du réservoir

Les débits évacués correspondent à une loi de seuil (seuil libre) :

$$Q_s = \mu L \sqrt{2gH}^{3/2}$$

Avec H la hauteur entre le niveau d'eau de la retenue et le seuil de l'évacuateur de crues ; L la longueur effective du seuil de l'évacuateur, et μ le coefficient de débit.

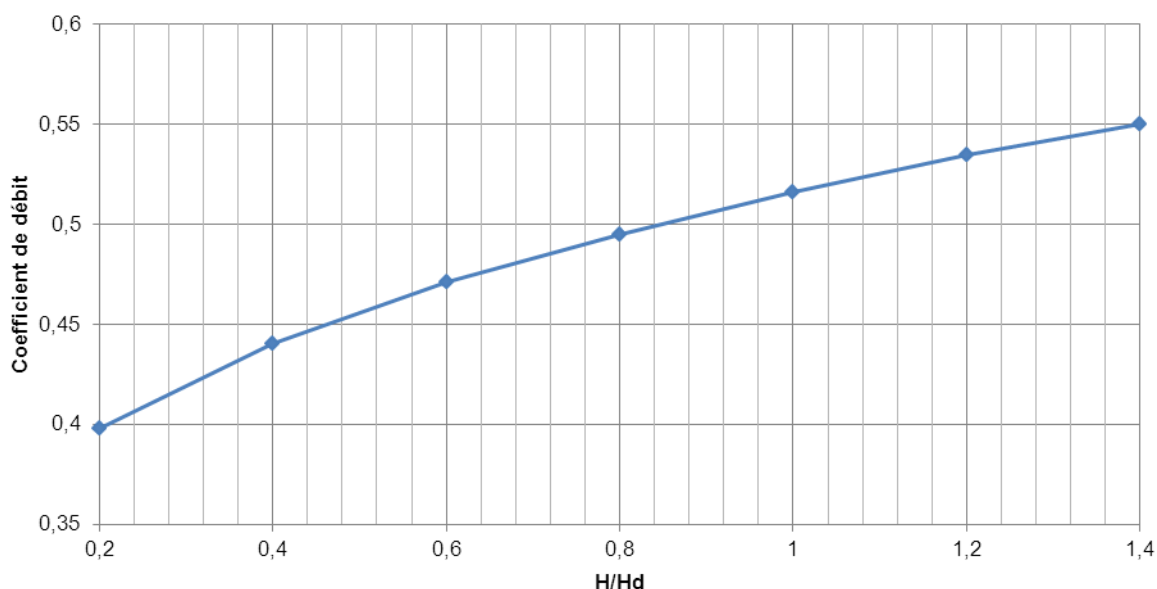
La longueur effective du seuil de l'évacuateur est donnée par

$$L = L' - K_r H$$

Avec L' la portée réelle du seuil, K_r le coefficient de contraction dû aux rives, et H la charge de fonctionnement. K_r a été choisi de manière classique à 0,1 [10,11].

Le coefficient de débit varie avec la pente du parement amont et en fonction du rapport entre la charge totale et la charge de dimensionnement. Pour un seuil de type WES (seuil considéré dans l'étude), la variation du coefficient de débit est représentée dans la Figure B5. 7, approchée par une loi puissance. H est la charge de fonctionnement, H_d la charge admissible.

Figure B5. 7 : Variation du coefficient de débit en fonction de la charge



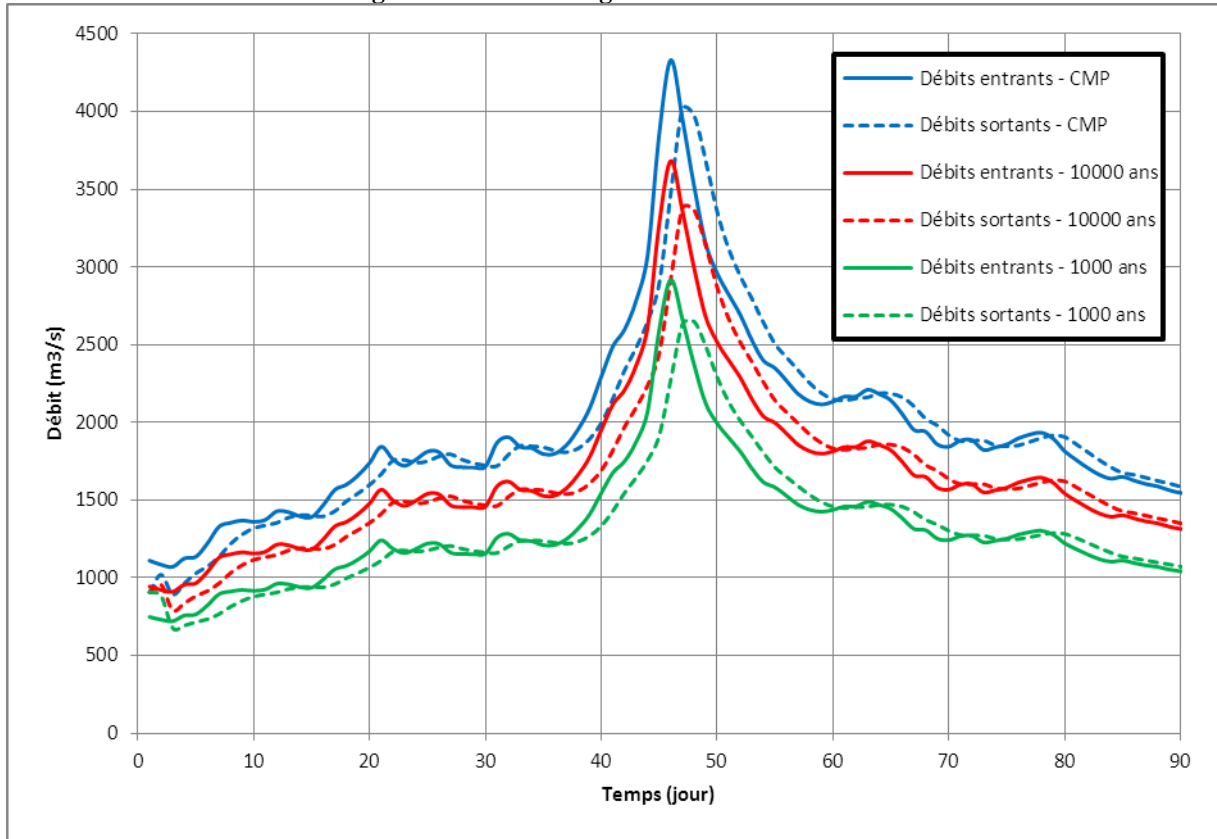
La loi Hauteur Surface Volume est une donnée de base de la retenue de Koukoutamba. Elle permet d'établir la nouvelle cote de la retenue à partir du volume stocké à chaque pas de temps.

L'évacuateur considéré est un évacuateur à seuil libre de type WES, de largeur 160m, situé à la RN (cote 545).

Les résultats de la simulation sont représentés dans la Figure B5. 8 pour la CMP et les crues de période de retour 10000 ans et 1000 ans. Les débits de pointes sont amortis par le laminage de la retenue dans les trois cas. Les cotes de la retenue au cours de la crue sont représentées par pas de temps journalier dans la Figure B5. 9.

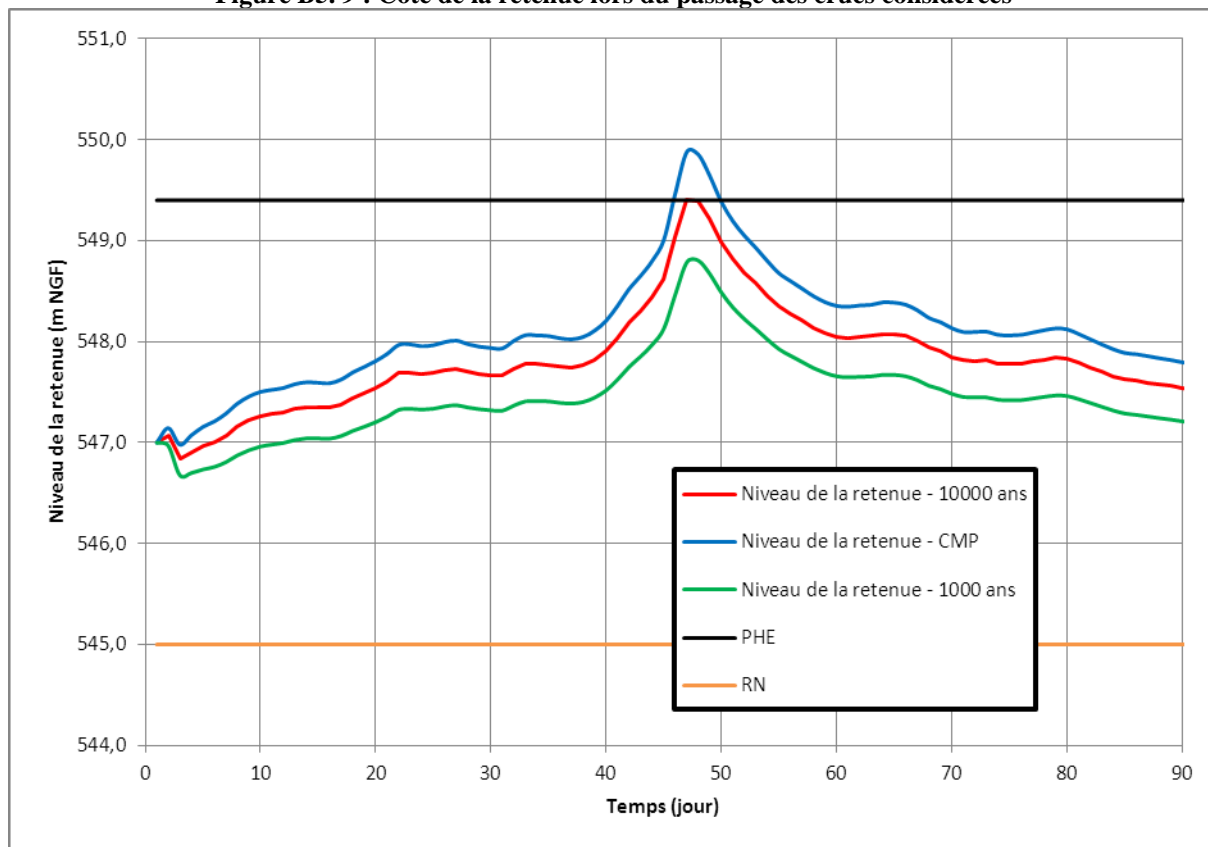
Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 8 : Laminage des crues concentrées



Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 9 : Cote de la retenue lors du passage des crues considérées



Les principales valeurs caractéristiques des courbes ci-dessus sont présentées dans le Tableau B5. 1.

Tableau B5. 1: Valeurs caractéristiques du laminage des crues considérées

Crue		CMP	10000 ans	1000 ans
(m ³ /s)	Qe max	4331	3682	2917
	Qs max	4017	3378	2649
(cote)	Z initial	547.0	547.0	547.0
	Z max	549.9	549.4	548.8
(hm ³)	V initial	2608	2608	2608
	V max	3137	3049	2943
% laminé		7.3%	8.3%	9.2%

Le laminage permet donc de gagner 8,3% du débit de pointe de la crue décennale. La retenue monte au maximum à la cote 549,40, d'où le choix des PHE à la cote 549,4. Les PHE sont en outre représentées sur la Figure B5. 9.

Le niveau atteint pour la CMP est inférieur au niveau de la crête (551,5).

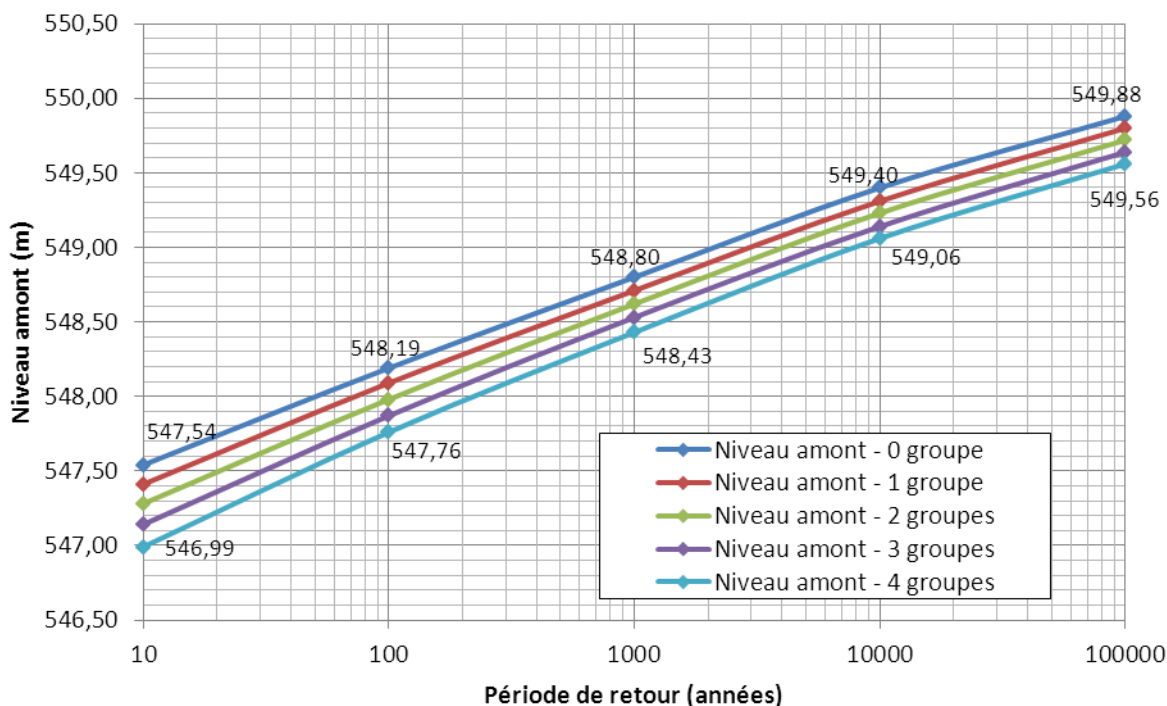
Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Il faut toutefois noter qu'une partie du débit peut être turbinée. Le tableau et la figure suivantes récapitulent les résultats obtenus en fonction du nombre de groupes en fonctionnement.

Tableau B5. 2 : Résultats du laminage en fonction du nombre de groupes en fonctionnement

Crue		0 groupe		1 groupe		2 groupes		3 groupes		4 groupes	
		$Q_{\text{usine}} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_{\text{usine}} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_{\text{usine}} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_{\text{usine}} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_{\text{usine}} = 400 \text{ m}^3/\text{s}$	
T (années)	Q (m ³ /s)	Q _{seuil} (m ³ /s)	H _{amont} (m)	Q _{seuil} (m ³ /s)	H _{amont} (m)	Q _{seuil} (m ³ /s)	H _{amont} (m)	Q _{seuil} (m ³ /s)	H _{amont} (m)	Q _{seuil} (m ³ /s)	H _{amont} (m)
10	1530	1347	547.54	1239	547.41	1130	547.28	1018	547.14	907	546.99
100	2205	1980	548.19	1874	548.09	1767	547.98	1660	547.87	1551	547.76
1000	2917	2649	548.80	2545	548.71	2440	548.62	2335	548.53	2229	548.43
10000	3682	3378	549.40	3270	549.31	3161	549.23	3057	549.14	2953	549.06
100000	4331	4017	549.88	3909	549.80	3801	549.72	3692	549.64	3584	549.56

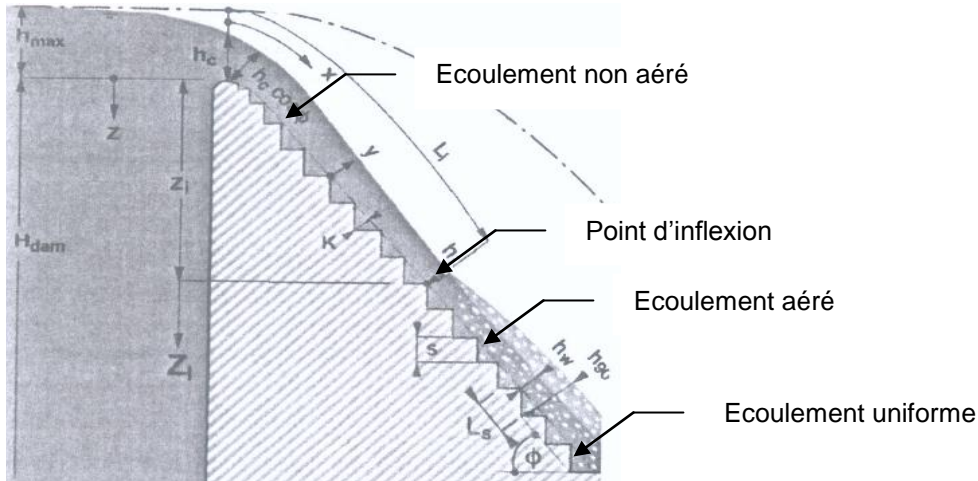
Figure B5. 10 : Résultats du laminage en fonction du nombre de groupes en fonctionnement



B5.3.3 Dissipation de l'énergie

L'énergie est principalement dissipée par les marches d'escalier située en parement aval. Ces marches introduisent d'une part un frottement qui résiste à l'écoulement et dissipe en partie l'énergie, et permettent d'aérer la nappe afin d'éviter tout problème de cavitation.

Figure B5. 11 : Ecoulement sur un évacuateur à seuil libre en marche d'escalier



Il convient donc de vérifier dans un premier temps que l'aération de l'écoulement intervient avant que les vitesses de celui-ci soit problématique vis-à-vis du risque de cavitation. Ensuite il faut déterminer l'énergie résiduelle, non dissipée par les marches d'escalier.

Le début d'aération de l'écoulement est atteinte après une longueur L_i , déterminée par :

$$L_i = \frac{5,9h_c^{6/5}}{\sin\varphi^{7/5}s^{1/5}}$$

Avec h_c la hauteur d'eau au droit de l'évacuateur (déterminée par $h_c = 0,559H$ avec H la hauteur de charge totale), φ l'angle définissant la pente du parement aval, et s la hauteur de chaque marche d'escalier.

La hauteur de la lame d'eau est alors :

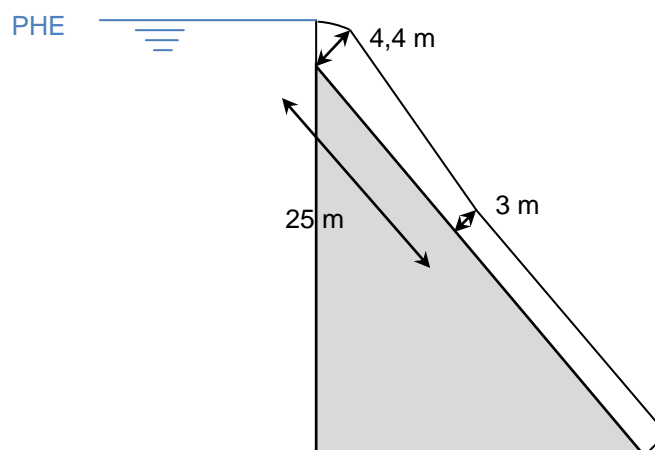
$$h_{m,i} = 0,4s \left(\frac{Q/L}{\sqrt{g \sin\varphi s^3}} \right)^{0,6}$$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Considérant une hauteur de marche classique de 1,2m (correspondant à 4 couches de BCR), l'aération débute 22,4m après le seuil. La hauteur d'eau correspondante à partir du point d'inflexion est de 1,55m (mesurée orthogonalement au parement aval), et la vitesse de l'écoulement à partir du point d'inflexion est de 16,5m/s, ce qui ne pose pas de problème vis-à-vis des risques de cavitation. Notons qu'en prenant en compte l'ensemble de l'écoulement aéré, la hauteur approximative atteinte par l'eau est de 2,00m (en prenant une concentration d'air de 0,23).

La hauteur des marches est donc choisie à 1,2m et le bajoyer décroît progressivement de 4,4m à l'entonnement jusqu'à 3m à 25m du seuil (orthogonalement au parement aval). Il reste ensuite constant égal à 3m jusqu'au bas du barrage. Une représentation schématique en est donnée Figure B5. 12.

Figure B5. 12 : Schéma du bajoyer de l'évacuateur à l'aval (sans revanche)



Les données caractéristiques de l'évacuateur de crues pour le dimensionnement du coursier en marches d'escalier sont les suivantes :

$$q = \frac{Q}{L}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

avec :

- q débit spécifique
- h_c hauteur critique
- Q débit évacué
- g accélération de la pesanteur
- L largeur du seuil libre

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Afin que l'écoulement soit extrêmement turbulent (« skimming flow »), glisse sur le coursier fictif formé par les arêtes des marches et maintienne constamment une recirculation tourbillonnaire dans les cavités formées par les marches, il est nécessaire de vérifier le critère suivant :

$$\frac{h_c}{s} \geq 0,8$$

Avec s la hauteur des marches

Pour des marches de 1,20 m de haut et un seuil libre de 160 m, l'écoulement est extrêmement turbulent pour un débit évacué supérieur à 470 m³/s.

Le tableau ci-dessous fait la synthèse des résultats obtenus.

Tableau B5. 3 : Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier en marches d'escaliers

T (années)	Q (m ³ /s)	hc/s
10	1530	1.61
100	2205	2.08
1000	2917	2.53
10000	3682	2.97
CMP	4331	3.34

Il apparaît que, pour des forts débits, le rapport précédent est de l'ordre de 2,5 à 3 ce qui est une fourchette acceptable.

B5 .4 DIMENSIONNEMENT DE LA REVANCHE

La revanche (surélévation de la crête du barrage par rapport aux PHE) est calculée par rapport à la hauteur des vagues arrivant sur le barrage. Plusieurs cas de figure sont envisagés, résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau B5. 4 : Cas de charge considérés pour le calcul de la revanche

Cas de charge	Crue considérée	Vent (à 10m au-dessus de la retenue)	Hauteur des vagues	Revanche minimale
Extrême	CMP	Aucun	Aucune	0
Rare	1 : 10 000	80 km/h	Hauteur significative	1 m
Normal	1 : 1 000	100 km/h	1% des vagues les plus fortes	1,5 m

Le fetch, représentant la distance maximale de propagation des vagues impactant le barrage, est pris à 6,2 km pour la retenue de Koukoutamba. Il s'agit du fetch maximal (valeur conservative représentant la distance maximale de propagation des vagues).

Le calcul de la revanche est réalisé grâce à la méthode SBM [2] en eaux profondes.

La hauteur des vagues utilisées pour le cas rare est donnée par ([2], chapitre 3, p3-48) :

$$H_s = 5,112 \cdot 10^{-4} U_A F^{1/2}$$

$$U_A = 0,71 V_w^{1,23} \text{ (effet du vent)}$$

Avec V_w la vitesse du vent à 10m au-dessus de la retenue.

La période (T_w) et la longueur (L_w) des vagues de hauteur significative sont données par les formules suivantes :

$$T_w = 6,238 \cdot 10^{-2} (U_A F)^{1/3}$$

$$L_w = \frac{g T_w^2}{2\pi}$$

Etant donné que la surverse n'est pas admissible pour les ailes en remblais et en enrochements, la hauteur des vagues admissibles dans le cas de charges « normal » est fixée à 1% des vagues les plus fortes, correspondant à un facteur de 1,67 de la hauteur des vagues significatives. Ainsi la hauteur des vagues dans le cas de charge « normal » est déterminée par :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

$$H_d = 1,67 H_s$$

La revanche est alors calculée en fonction de la hauteur des vagues dépendant du cas de charge (définie précédemment), de la pente amont du barrage, de la direction de propagation des vagues par rapport à la direction orthogonale à l'axe du barrage, et du matériau constituant le parement amont (rugosité, porosité).

Dans le cas d'un barrage en remblais avec un riprap amont, la revanche peut être calculée ([7] p13) par :

$$R = \frac{H_s}{0,4 + \left(\frac{H_s}{L_w}\right)^{0,5} \cot \theta}$$

Avec θ l'angle de la face amont du barrage avec l'horizontal.

Pour les parties en enrochements (effet différent sur la dissipation de l'énergie), en considérant une pente amont de 1 :1,7, on obtient un facteur de revanche R/H_s de l'ordre de 0,9 ([7] p26).

Pour les parties en BCR avec un parement amont vertical, le facteur de revanche est choisi à 1,1 (voir [7] p27 pour le déterminer).

De manière conservatrice, on considère que le fetch est orienté orthogonalement à l'axe du barrage, ce qui est vrai en rive droite mais pas dans le reste de l'ouvrage. Ainsi aucun facteur correctif n'est appliqué à la revanche vis-à-vis de l'inclinaison du fetch.

Par ailleurs il faut considérer l'effet de l'accumulation de l'eau résultant de la force horizontale exercée par le vent sur la surface de l'eau. La hauteur de cette accumulation est exprimée par la formule de Zuider Zee ([6] p. 4-18) :

$$S = \frac{V_w^2 F}{4850 D}$$

Avec D la profondeur moyenne de la retenue dans la direction du fetch. Dans le cas présent, cette profondeur a été prise à 60m.

La revanche totale est donc déterminée par $R = S + \left[R/H_s \right] H_s$ pour le cas de charge « normal » et $R = S + \left[R/H_s \right] H_d$ pour le cas rare.

Les formules précédentes appliquées au barrage de Koukoutamba donnent les résultats suivants :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Tableau B5. 5 : Détermination de la revanche

	Cas de charge	
	Normal	Rare
F (m)	6200	6200
V _w (km/h)	80	100
H _s (m)	1,30	1,71
H _d (m)	/	2,85
L _w (m)	20,8	24,9
S (m)	0,011	0,016

Coefficients de revanche :

Barrage en BCR :	1,1
Barrage en enrochements :	0,9
Barrage en remblais avec riprap :	0,87

Revanche maximale (m)	1,44	1,89
-----------------------	------	------

En reprenant le tableau définissant les différents cas de charge, la cote de la crête du barrage est donc déterminée par le tableau ci-dessous :

Tableau B5. 6 : Cas de charge et crête du barrage

Cas de charge	Cote initiale	Revanche supplémentaire	Cote de la crête
Exceptionnel	549,90	0	549,90
Rare	549,40	1,44	550,84
Normal	548,80	1,89	550,69

La crête du barrage doit donc être plus élevée que 550,84. Par sécurité vis-à-vis des calculs précédents, la crête du barrage est fixée à 551,50 pour l'ensemble des installations, soit une revanche totale de 2,1m.

B5 .5 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DE LA VIDANGE DE FOND

B5.5.1 Données du projet

La vidange de fond sert à réguler les débits en cas d'apports insuffisants et/ou d'arrêt de la production de l'usine. En effet l'apport d'eau en aval de l'aménagement de Koukoutamba doit toujours rester supérieur ou égal à celui qu'il y aurait eu en l'absence du barrage, afin d'assurer les apports minimum pour le barrage de Manantali directement à l'aval. Le soutien d'étiage nécessaire à Manantali est de l'ordre de 80 m³/s, à ajouter au débit réservé de 10 m³/s.

Si l'usine est fermée, il faut pouvoir assurer le débit d'entrée jusqu'à ce que le réservoir déverse. En comptant que le réservoir déverse dès l'arrivée des premières crues de la saison des pluies, le débit maximum à assurer est de l'ordre de 100 m³/s. Ce débit doit être évacué quel que soit le niveau de la retenue, entre le niveau minimal d'exploitation (NME) et la retenue normale (RN).

B5.5.2 Dimensionnement

La vidange de fond sera composée d'un pertuis rectangulaire en rive droite du barrage, à gauche de la prise d'eau, à la cote 468.5. Le dimensionnement se fait de la même manière que celui de la dérivation provisoire, avec des pertuis en charge.

Le théorème de Bernoulli donne la relation suivante :

$$h_{\text{amont}} = h_{\text{aval}} + \frac{Q^2}{2gB^2h_{\text{aval}}^3} + \Delta H$$

Avec Q le débit d'écoulement, h la hauteur d'eau, B la largeur (totale) de la section, ΔH les pertes de charges.

La section est contrôlée à l'aval, et la loi de débit est donnée par $Q = Bh_{\text{aval}}V_{\text{aval}}$.

Les pertes de charge sont de plusieurs natures :

- Pertes de charge à l'entonnement ΔH_1
- Pertes de charge dues aux rainures ΔH_2
- Pertes de charge linéaires dues au frottement ΔH_3

On se place dans le cas d'un entonnement sans saillie à l'intérieur du réservoir, avec raccordement de profil arrondi. Ainsi, de manière conservatrice, $\Delta H_1 = 0,2 \frac{V^2}{2g}$ avec V la vitesse moyenne de l'eau dans le tuyau (dans le cas d'un entonnement sans profil arrondi, on prendrait $\Delta H_1 = 0,5 \frac{V^2}{2g}$).

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Les rainures constituent des singularités courtes. Pour chaque rainure, on considèrera des pertes de charges classiques de $0,1 \frac{V^2}{2g}$, donc $\Delta H_2 = 0,2 \frac{V^2}{2g}$.

La perte de charge due au frottement est donnée par l'équation générale suivante :

$$\Delta H_3 = \lambda \frac{L}{D_h} \frac{V^2}{2g}$$

Avec le coefficient de perte de charge λ donné par la formule de Colebrook et White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,71 D_h} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec ε la rugosité absolue du pertuis, D_h son diamètre hydraulique et Re le nombre de Reynolds de l'écoulement.

Dans le cas d'une conduite en béton lisse, la rugosité a été choisie à 0,1mm (correspondant approximativement à un coefficient de Strickler de 70).

Pour un pertuis de longueur 72m, de largeur 2,5m, de hauteur 3,5m, présentant un rétrécissement en hauteur de 50cm à l'aval (donc une hauteur de 3m à l'aval), et pour une hauteur d'eau amont aux NME (cote 520), les résultats sont les suivants :

- Débit : $Q = 199 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vitesse de l'eau dans le pertuis : $V = 22,7 \text{ m/s}$
- Vitesse de l'eau à la sortie (après le rétrécissement) : $V_{\text{aval}} = 26,5 \text{ m/s}$

La vitesse de l'eau dans le pertuis et à la sortie est importante et nécessite un blindage tout le long de la galerie.

Les courbes de vitesse et de débit de la vidange de fond en fonction de la cote amont de l'eau sont présentées dans les figures ci-dessous.

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 13 : Courbe de débit de la vidange de fond

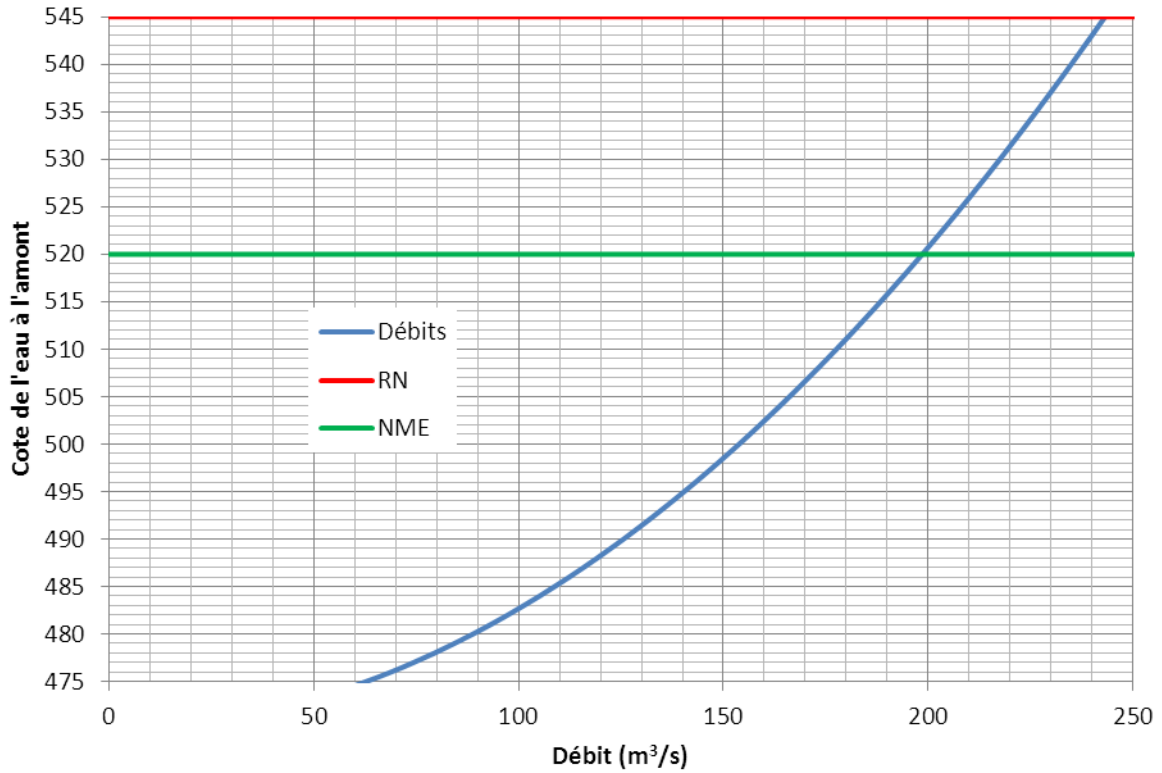
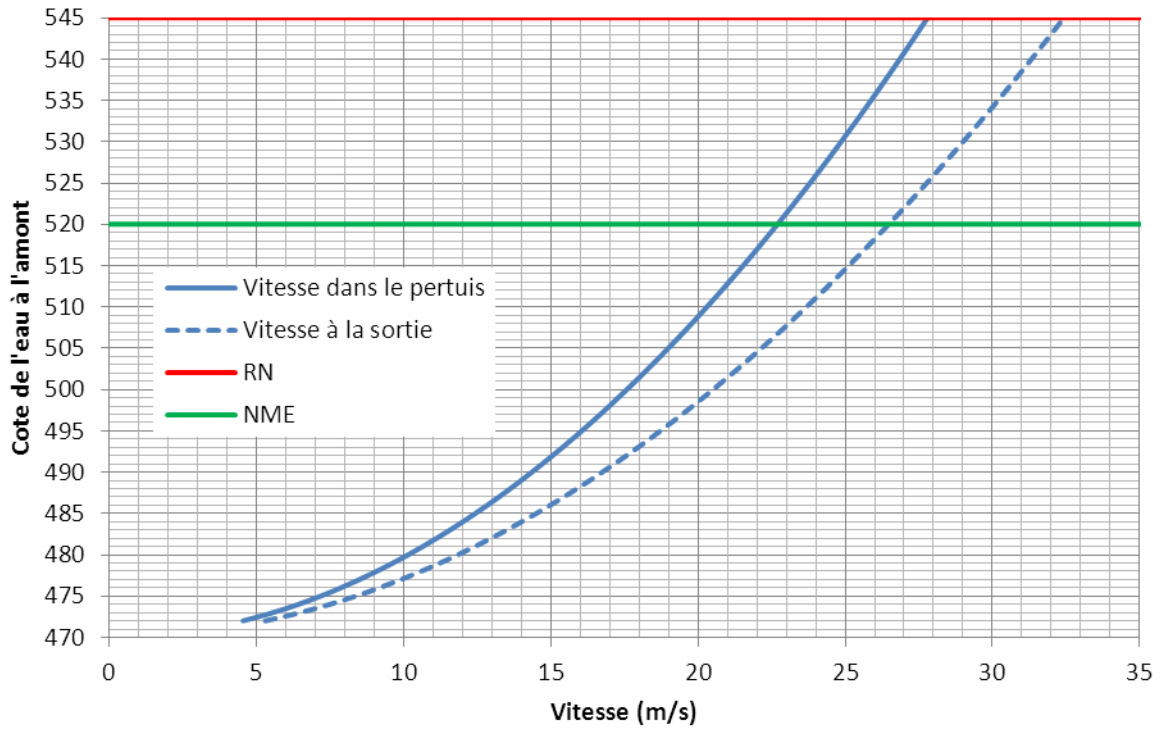


Figure B5. 14 : Courbe de vitesse de l'eau dans la vidange de fond (pertuis et sortie)

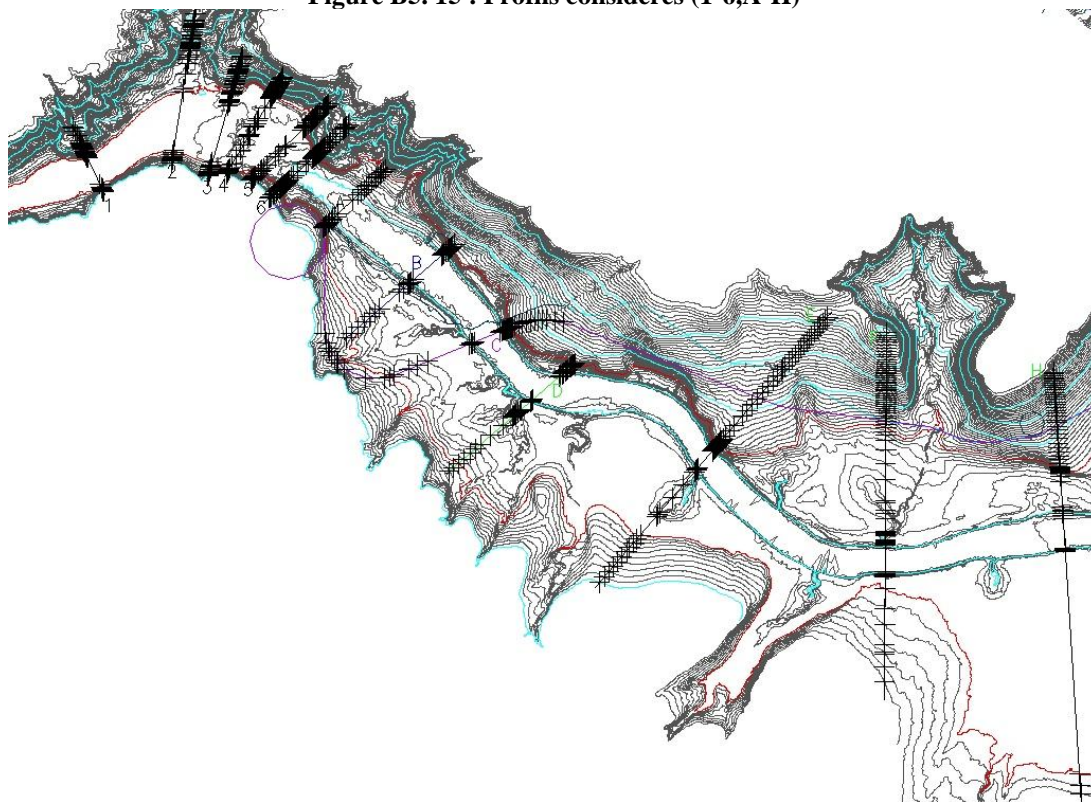


B5 .6 ECOULEMENT A L'AVAL

L'accès au barrage nécessite la construction d'un pont à l'aval du barrage. La présente note a pour but d'étudier l'éventuelle submersion de ce pont et son impact sur le niveau d'eau à l'aval du barrage. La modélisation de l'écoulement aval est réalisée par le logiciel HEC-RAS. 13 profils sont considérés, représentés dans la figure ci-dessous (dont 6 à l'aval de la position actuelle, numérotés de 1 à 6, et 7 à l'aval du barrage (numérotés de A à H)). Le canal étant globalement régulier (pas d'autres affluents et pas de variations brutales ou de coudes), il n'y a pas besoin de plus de profils pour la simulation attendue. Le profil A correspond à l'aval immédiat du barrage.

Le coefficient de Manning est pris dans l'ensemble des berges de la rivière à 0,040. Dans le lit de la rivière, une distinction est faite entre la zone des cascades (profils 3 à 6) où le coefficient de Manning est pris à 0,035, et le reste du lit où il est pris à 0,030.

Figure B5. 15 : Profils considérés (1-6,A-H)

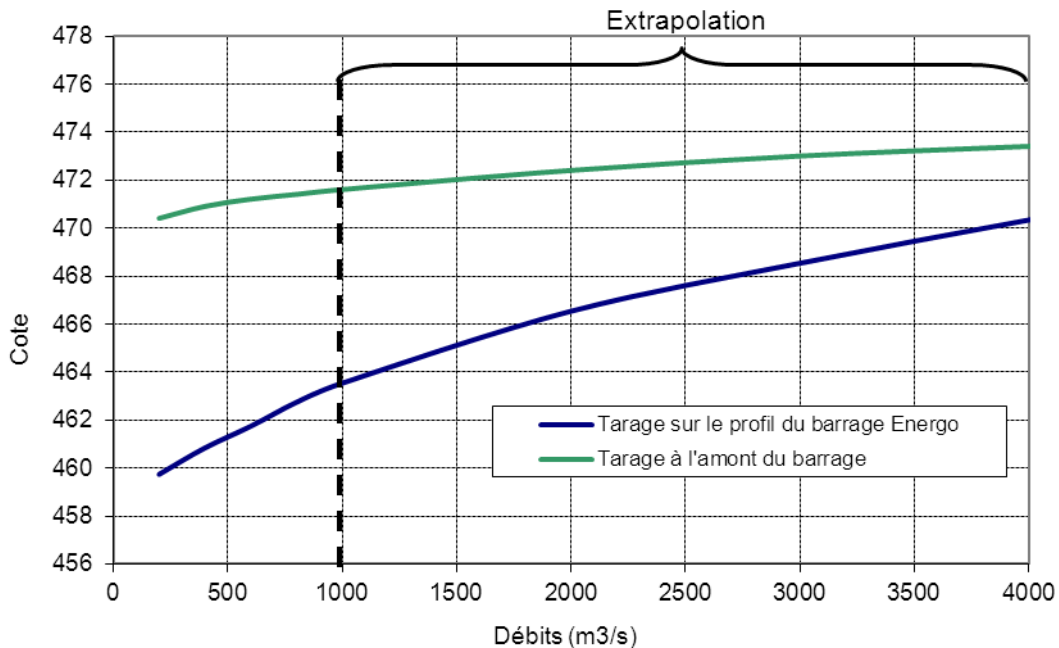


Une interpolation linéaire est réalisée entre les profils. Le pont est ajouté au niveau du profil C ; il est représenté conformément aux plans, avec 10 piles de diamètre 2m et d'espacement 20m, le tablier faisant 9m de large et étant situé à la cote 472,45. Le bas du tablier est fixé à la cote 471. Le pont est prolongé en rive droite par un remblai de pente 3H:1V jusqu'à atteindre la cote 472,45.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

L'écoulement considéré est celui de la crue millénale, le but étant de passer le débit maximal (on ne considère aucun laminage à l'amont du pont). Le débit à l'aval du barrage est fixé à $2650 \text{ m}^3/\text{s}$ (le laminage de la retenue par le barrage est pris en compte), et la cote des PHE aval est donnée par la courbe de tarage aval présentée ci-dessous (le profil du barrage Energo correspond au profil B). Les PHE aval (niveau d'eau au profil B) sont donc de 469,5.

Figure B5. 16 : Courbe de tarage théorique (extrapolée)



Cette cote de PHE aval n'est cependant valide que si le pont sur le profil C ne réalise pas un goulot d'étranglement qui viendrait augmenter la cote des eaux à l'amont du pont.

La modélisation HEC-RAS est réalisée tout d'abord sans pont et sans barrage afin de retrouver les valeurs de la courbe de tarage. Un débit de $2650 \text{ m}^3/\text{s}$ donne un niveau d'eau au profil H de 467,43 (calé pour obtenir 467,84 au profil B) et 467,86 au profil A (position directement à l'aval du barrage actuel). Une nouvelle courbe de tarage est ainsi déterminée au profil H (à l'aval du modèle).

L'ajout du pont se fait avec conservation de la cote aval du profil H (très en aval du pont, donc peu influencée par sa présence). Les piles du pont sont modélisées grâce à un coefficient d'écoulement de 1,20, correspondant à des piles circulaires. Le niveau d'eau sous le pont est alors à la cote 467,70 (il atteint 467,80 juste à l'amont du pont, soit une chute de 10cm au passage du pont). L'eau atteint 467,89 au profil B et 467,90 au profil A (position directement à l'aval du barrage actuel).

La vitesse de l'eau sous le pont est inférieure à 2 m/s pour la crue millénale, ce qui ne pose aucun problème. Le niveau d'eau sous le pont ne pose pas de problème non plus, le pont résiste donc à une crue millénale. Les courbes de tarage à l'aval du barrage actuel (profil A) sont tracées avec et sans pont à partir des modélisations HEC-RAS (cf. Figure B5. 20). L'influence du pont dans le niveau de l'eau à l'aval du barrage est très limitée (une dizaine de centimètres seulement pour la crue décennale).

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 17 : Niveau d'eau au niveau du pont (profil C) pour la crue millénaire

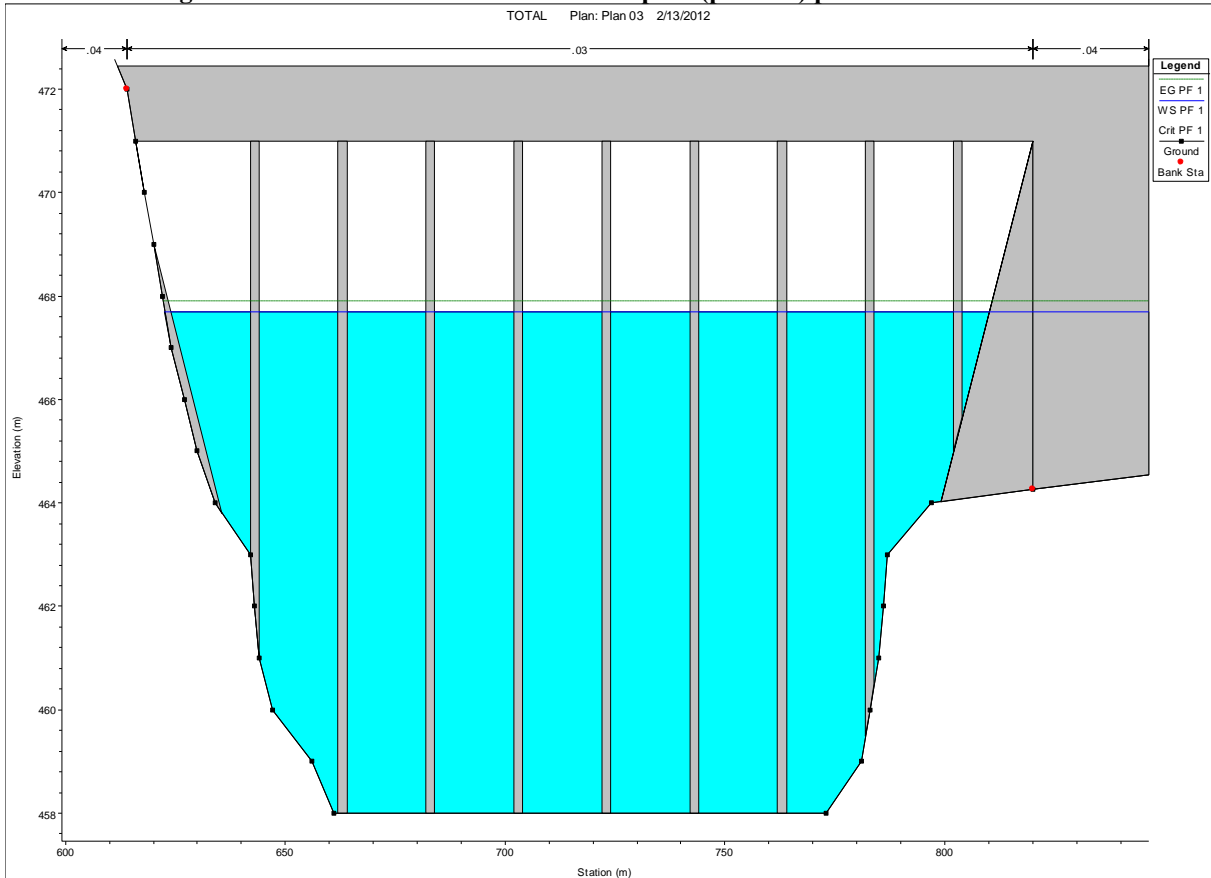
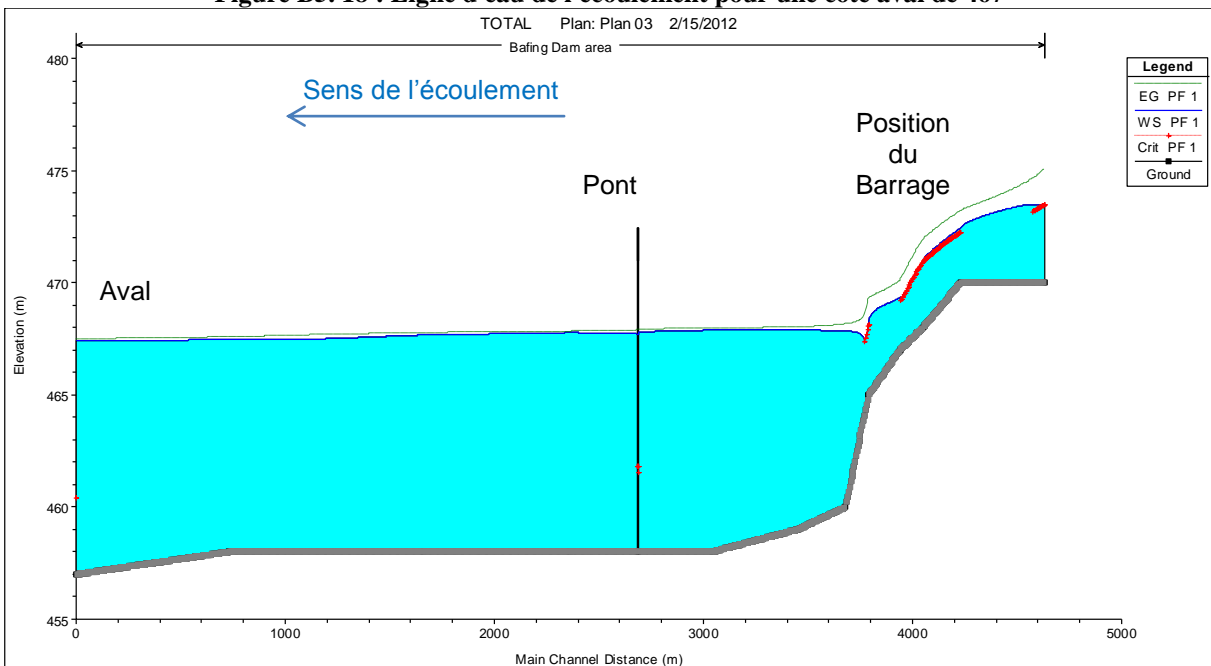


Figure B5. 18 : Ligne d'eau de l'écoulement pour une cote aval de 467



Avant-Projet Détaillé
Chapitre B5 - Calcul Hydraulique des Ouvrages Fonctionnels

Figure B5. 19 : Profil des vitesses de l'eau à l'aval du barrage

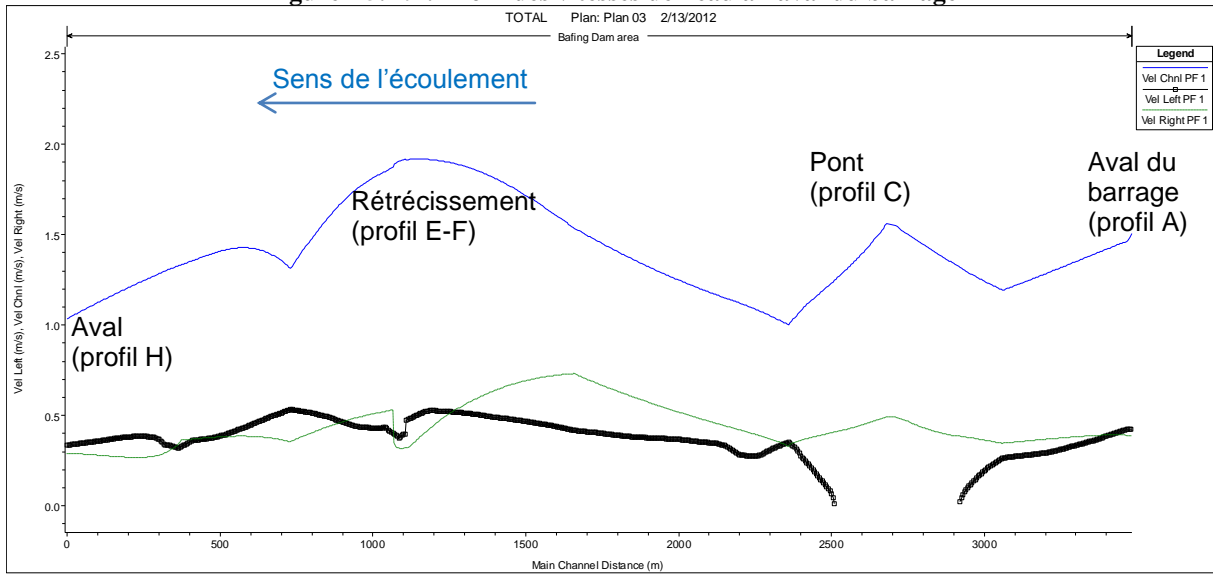
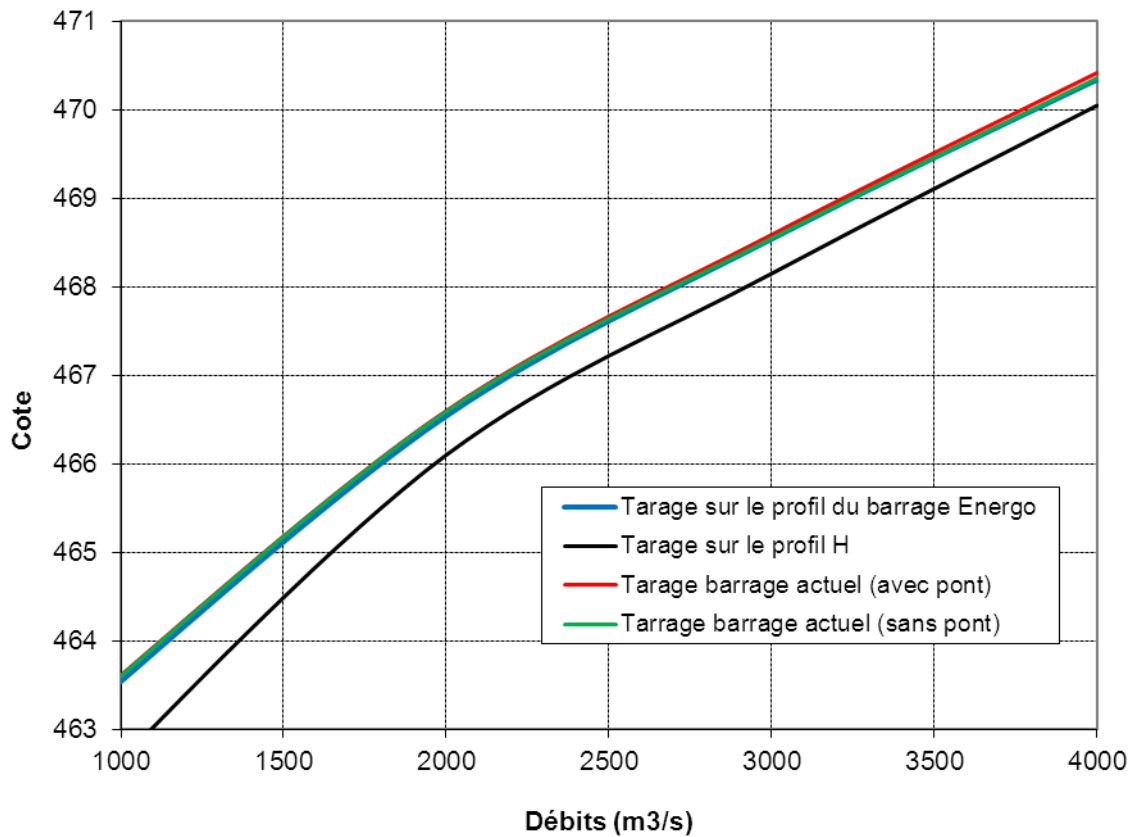


Figure B5. 20 : Courbes de tarage à l'aval du barrage pour les débits majeurs



B5 .7 REFERENCES

- [1] Employer's Requirements – Part B: Design Requirements (+ adjustments on the freeboard definition related to the note THXP/0171/CMC)
- [2] Shore Protection Manual, Vol 1 by U.S. Dept of Army Corps of Engineers (1984)
- [3] "Freeboard allowances for waves in inland reservoirs", T. Saville, E. W. McClenden, A. L. Cochran, Journal of the Waterways and Harbors division, ASCE, May 1962
- [4] Hydraulic structures fourth edition – P.Novak, A.I.B. Moffat, C. Nalluri and R.Narayanan
- [5] "Bemessungdes freibords im Erdammbau", A. Poweleit, Wasserwirtschaft 75, 1985 (10)
- [6] Handbook of applied Hydraulics – Davis and Sorensen
- [7] "Freeboard criteria and guidelines for computing freeboard allowances for storage dams", Acer technical memorandum n°2, assistant commissioner er engineering and research, USBR.
- [8] "Two-phases flow characteristics of stepped spillways", R.M. Boes, Journal of Hydraulic Engineering. (2003), 129(9), p661
- [9] "Formulaire des conduits forces oléoducs et conduits d'aération", L. Levin, 1968
- [10] « Memento des pertes de charge », I.E. Idel'cik, 1960
- [11] "Hydraulique générale", A. Lencastre, 1991



Rue 438-P 133 ACI 2000
BP E 1609-Bamako
gid@afribone.net.ml



Rue 33 Porte 21 Kalaban Coura
BP E2027 Bamako Mali
labogec@afribone.net.ml

ROUTE D'ACCES KENIE-OULA-KOUKOUTAMBA
REPUBLIQUE DE GUINEE CONAKRY
Reconnaisances GEOTECHNIQUES

RAPPORT V_2

CLIENT: TRACTEBEL Engineering/COYNE ET BELLIER

Mars 2012

SOMMAIRE

1	GENERALITES	5
2	PUITS DE RECONNAISSANCE POUR LES SOLS DE PLATE-FORME	5
3	PUITS DE RECONNAISSANCE POUR LES ZONES D'EMPRUNTS LATERITIQUES.	6
3-1	POINTS SINGULIERS	7
4	PUITS DE RECONNAISSANCE POUR LES ZONES D'EMPRUNTS DES GRAVELEUX LATERITIQUES	8
5	QUANTITE ET TYPOLOGIE DES ESSAIS	8
5.1	REFERENTIELS	8
5.2	SOLS DE PLATE-FORME	8
5.3	EMPRUNTS LATERITIQUES	10
5.4	MATERIAUX POUR BETONS ET REVETEMENT.	12
6	DIMENSIONNEMENT.	13
6.1	CLASSE DE PORTANCE	13
6.2	TRAFIC.	13
7	ANNEXE	14
	ANNEXE 1 SOLS DE PLATE-FORME	15
	ANNEXE 2 EMPRUNTS LATERITIQUES	16
	ANNEXE 3 PHOTOS Puits DE SONDAGE/ ECHANTILLONS	17

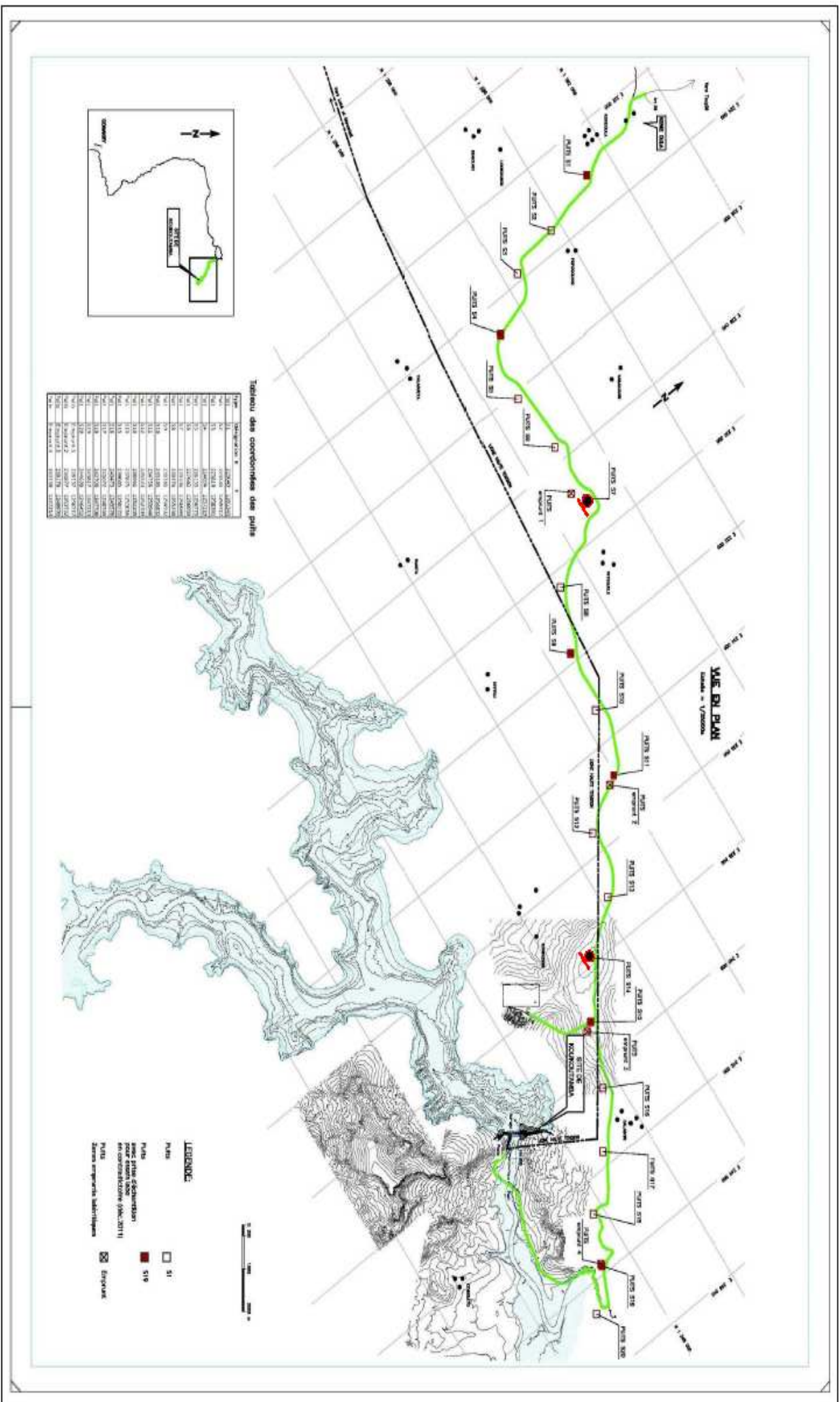
LISTE DES FIGURES

Figure 1	3
----------------	---

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1- Activités réalisés par GID le long de la route Kénié Oula – Koukoutamba	4
Tableau 2 – Puits réalisés sur la plateforme	5
Tableau 1- Puits réalisés dans les zones d'emprunts latéritiques	6
Tableau 4 – Analyses de laboratoire réalisées	11

Figure 1 – Localisation des puits de reconnaissance par le Géologue TEF - COB



1 GENERALITES

Les travaux de reconnaissances objet du présent rapport entrent dans le cadre de l'aménagement hydroélectrique de KOUKOUTAMBA en Guinée Conakry.

C'est dans le cadre de la campagne de reconnaissances géologiques et géotechniques de la route d'accès Kénié Oula– Koukoutamba. que **Tractebel Engineering** a sous-traité à **GID.sa** les dits travaux.

La route d'accès est d'environ 30 km entre le village de Kenié-Oula et le futur site du barrage Koukoutamba.

Ce rapport présente les résultats de la reconnaissance sur le terrain (puits sur le sol de plate-forme et pour les zones d'emprunt des graveleux latéritiques) et des essais au laboratoire.

Les activités réalisées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 1- Activités réalisés par GID le long de la route Kénié Oula – Koukoutamba

<i>Type</i>		<i>Quantités</i>	<i>Zone</i>	<i>Activités in situ</i>	<i>Essais labo</i>
PUITS	Sols de plate-forme	20 puits (prof. max. 1m)	Route entre Kénié Oula et Koukoutamba (tous le 1,5 km)	Complet	Complet
	Emprunts latéritiques	4 zonesx9 puits (prof. max. 0,80m)	Route entre Kénié Oula et Koukoutamba (tous les 8 km)	Complet	Complet
	Gravier pour béton	2 emprunts (par ramassage)	Route entre Kénié Oula et Koukoutamba	Complet	Complet

2 PUITS DE RECONNAISSANCE POUR LES SOLS DE PLATE-FORME

La reconnaissance des sols de la plate-forme conformément aux termes de référence, a été effectuée par l'exécution de puits manuels chaque 1.5km, avec prélèvement d'échantillons aux fins des essais de laboratoire, à savoir.

Au total vingt (20) sondages ont été exécutés sur l'ensemble du tracé.

Les sondages ont été descendus en moyenne à 1,00 mètre en dessous du niveau du terrain naturel, sauf si la carapace est rencontrée avant.

Des prélèvements ont été effectués dans les sondages de plate forme en vue des essais de laboratoire.

Les coupes sondages plate forme sont données en annexe.

Les 20 puits réalisés sur les sols de la plate-forme, chaque 1.5 km sont :

Tableau 2- Puits réalisés sur la plateforme

Type	Désignation	X	Y	Prof. [m]	Repéré lors de la mission TEF/OMVS en décembre 2011 ⁽¹⁾
Puits	S1	223049	1261243	1,10	X (échantillon)
Puits	S2	223534	1259717	0,40	-
Puits	S3	223819	1258391	0,80	-
Puits	S4	224694	1257219	0,30	X (échantillon)
Puits	S5	226155	1256775	0,20	X
Puits	S6	227642	1256959	0,70	X
Puits	S7	229106	1256989	0,50	-
Puits	S8	230374	1255238	0,80	X
Puits	S9	231781	1254592	1,00	X (échantillon)
Puits	S10	233245	1254402	0,10	-
Puits	S11	234756	1253946	0,90	X (échantillon)
Puits	S12	235523	1252709	0,55	X
Puits	S13	236961	1252205	0,40	X
Puits	S14	237825	1251016	0,30	-
Puits	S15	239045	1250172	0,60	X (échantillon)
Puits	S16	240473	1249576	0,40	-
Puits	S17	241672	1248740	0,10	-
Puits	S18	242706	1247706	1,00	X
Puits	S19	243817	1247213	1,00	X (échantillon)
Puits	S20	244638	1246452	1,10	X

⁽¹⁾Dans les puits S1, S4, S9, S11, S15 et S19 lors de la mission de décembre 2012 les géologues de TEF/OMVS ont procédé au prélèvement d'échantillons de sol pour des essais au laboratoire complémentaires.

3 PUIES DE RECONNAISSANCE POUR LES ZONES D'EMPRUNTS LATÉRIQUES.

Des recherches détaillées ont permis la prospection de quatre (4) emprunts de graveleux latéritique et deux (2) gisements de gravier de ramassage pour béton.

Il a été exécuté conformément aux termes de référence sur chaque emprunt de graveleux latéritique neuf (9) sondages manuels.

Les quatre (4) emprunts latéritiques totalisent un volume de plus de soixante quatorze mille (74000) m³ cubes.

Les schémas des emprunts sont donnés en annexe.

Des échantillons remaniés ont été prélevés en vue des essais en laboratoire.

Pour chaque emprunt, il a été établi un plan de situation avec les coordonnées GPS et un tableau récapitulatif des données de l'emprunt. Les épaisseurs moyennes de découverte ainsi que celles des matériaux exploitables ont été portées sur les plans de sondage.

Les plans de situation sont donnés en annexe.

Tableau 3- Puits réalisés dans les zones d'emprunts latéritiques

Type	Désignation	X	Y	Profondeur [m]
Puits	Emprunt 1	228737	1256717	0,08
Puits	Emprunt 2	234877	1253732	0,10
Puits	Emprunt 3	239178	1249970	0,05
Puits	Emprunt 4	243758	1247213	0,09

3-1 Points singuliers

Du point de vue géotechnique, les seuls points singuliers rencontrés sur le tracé sont :

- ✓ Une zone basse sur environ 700m (soit 600 m avant le sondage N°1 et 100 m après celui ci) de part et d'autre de Kénié Oula
Coordonnées GPS X 0222833, Y 1261887
- ✓ Une deuxième zone basse située à 600 m de Kénié Oula où existe un dalot abandonné.

Le reste du tracé est une succession des zones de carapace apparente et des zones de graveleux latéritique et argileux

4 PUIITS DE RECONNAISSANCE POUR LES ZONES D'EMPRUNTS DES GRAVELEUX LATERITIQUES

Deux échantillons de gravier pour bétons et revêtement ont été prélevés par ramassage.

Ces matériaux pour bétons et revêtement (graviers de ramassage) sont disponibles en quantité suffisante tout au long du tracé. Des échantillons (2) ont été prélevés sur place par ramassage et par l'exécution de puits.

Les coordonnées GPS sont les suivants :

Gravier latéritique N°1 X= 22 91 94 Y= 125 69 93

Gravier latéritique N°2 X= 23 78 24 Y= 125 10 14

Les deux prélèvements ont l'objet d'essais en laboratoire.

5 QUANTITE ET TYPOLOGIE DES ESSAIS

5.1 Référentiels

Tous les essais ont été faits selon les normalisations françaises ou européennes.

Granulométrie	NF X 11-501
Limites d'Atterberg	NF P94-051
Proctor Modifié	NF P94-093
CBR	NF P94-078
Los Angeles	NF EN 1097-2
Micro Deval MDE	NF P 1097-1

5.2 Sols de plate-forme

Tous les échantillons prélevés (20) ont été systématiquement soumis dans un premier temps aux essais d'identification (granulométrie et Limites d'Atterberg).

Ils ont été ensuite classés en familles par la méthode HRB. Sur chaque famille, il a été exécuté des essais d'identifications et de portance (Proctor Modifié et Proctor à 3 énergies et à 4 jours d'imbibition). Au total 8 essais de portance ont été exécutés.

A partir des résultats des essais un profil géotechnique du tracé a été établi.

Les résultats des essais sont donnés dans les pages qui suivent.

Les fiches d'essais sont présentées en annexe 1.

Les sols sont peu à plastiques

Désignation sondage (Prof. prél. m)	GRANULOMETRIE																				Limites d'Atterberg		Classification HRB	PROCTOR Yd kN/m³	W %	CBR				
	% PASSANT AU TAMIS (mm)																				W	L				I	P	92%	95%	98%
	40	31.5	25	20	10	5	2	1	0.425	0.25	0.16	0.08																		
SOND N°1, (0,00 - 0,90 m)					100	99	95	91	85	82	80	78	41	12																
SOND N°2, (0,00 - 0,30 m)	100	89	83	82	73	46	26	21	19	18	18	17	32	15																
SOND N°3, (0,00 - 0,70 m)	90	87	86	84	71	49	35	31	27	25	23	22	43	14																
SOND N°4, (0,00 - 0,20 m)	100	91	86	85	69	52	36	32	25	22	20	18	39	13																
SOND N°5, (0,00 - 0,10 m)	100	86	81	71	66	36	19	16	13	12	11	10	41	12																
SOND N°6, (0,00 - 0,60 m)	40	92	91	89	75	44	26	24	21	20	18	18	43	14																
SOND N°7, (0,00 - 0,40 m)		100	95	92	71	34	8	7	6	5	5	4	57	22																
SOND N°8, (0,00 - 0,060 m)		100	94	92	80	46	22	21	19	18	17	16	38	12																
SOND N°9, (0,00 - 1,00 m)	95	90	86	81	61	36	21	20	19	19	19	19	44	16																
SOND N°11, (0,00 - 0,90 m)	94	91	89	87	71	51	39	37	35	34	34	33	48	16																
SOND N°12, (0,00 - 0,50 m)	95	91	90	89	69	36	20	18	17	17	16	16	38	14																
SOND N°13, (0,0 - 0,20 m)	100	93	92	90	77	42	17	15	14	14	13	13	38	13																
SOND N°14, (0,00 - 0,20 m)	100	97	95	88	61	31	14	12	11	10	10	9	44	16																
SOND N°15, (0,00 - 0,30 m)	100	93	88	82	66	35	7	6	6	6	6	5	46	19																
SOND N°16, (0,00 - 0,20 m)	100	96	93	89	50	22	15	14	13	12	12	11	36	14																
SOND N°18, (0,0 - 1,10 m)					100	99	98	97	96	95	95	94	47	18																
SOND N°19, (0,00 - 1,00 m)	92	86	85	78	61	41	26	24	23	23	23	22	54	20																
SOND N°20, (0,00 - 1,10 m)					100	99	99	99	99	96	80	65	31	13																
MELANGES																														
Mél.1 S (1)					100	99	95	91	85	82	80	78	41	12																
Mél.2 S (2+4+8)	88	86	72	68	45	20	10	10	9	8	7	7	36	13																
Mél.3 S (3+5+6+7)	95	93	91	89	73	44	24	21	18	17	15	14	46	13																
Mél.4 S (9+11)	100	87	84	81	66	47	31	28	21	18	16	14	41	15																
Mél.5 S (12+13+16)		100	93	91	69	35	12	10	8	8	7	6	36	12																
Mél.6 S (14+15+19)		100	93	87	52	23	8	6	6	5	5	4	48	18																
Mél.7 S (18)					100	99	98	97	96	95	95	94	47	18																
Mél.8 S (20)					100	99	99	99	99	96	80	65	31	13																

5.3 Emprunts latéritiques

Les échantillons prélevés dans les emprunts ont fait l'objet d'essais d'identification (granulométrie et limites d'Atterberg).

Ils ont été ensuite classés en familles par la méthode HRB. Sur chaque famille d'un même emprunt, il a été exécuté des essais d'identifications et de portance (Proctor Modifié et Proctor à 3 énergies et à 4 jours d'imbibition). Au total 6 essais de portance ont été exécutés.

Les résultats des essais sont donnés dans les pages qui suivent.

Les fiches d'essais sont présentées en annexe 2.

Désignation sondage (Prof préél. m)	GRANULOMETRIE												Limites d'Atterberg		Classific ation H R B	PROCTOR		CBR		
	% PASSANT AU TAMIS (mm)												W L	I P		Y _d kN /m ³	W %	92 %	95 %	98 %
	40	31 .5	2 5	2 0	1 0	5	2	1	0.425	0. 25	0. 16	0. 08								
Emprunt n°1 (E1)																				
E 1 S1	10 0	90	8 9	8 6	7 6	6 4	5 8	4 8	40	36	34	34	52	20	A-2-7					
E 1 S2	10 0	92	8 9	8 4	6 8	4 1	2 9	2 6	21	18	17	16	56	21	A-2-7					
E 1 S3	90	89	8 8	8 6	7 9	6 6	5 8	4 8	42	37	34	30	51	19	A-2-7					
E 1 S4	95	89	8 7	8 4	7 3	5 8	4 8	4 6	38	35	33	32	53	19	A-2-7					
E 1 S5	96	90	8 8	8 5	7 5	5 9	4 0	4 3	36	33	30	29	53	20	A-2-7					
E 1 S6	95	90	8 9	8 6	7 8	6 5	5 8	4 8	41	37	34	32	52	19	A-2-7					
E 1 S7	80	78	7 6	7 2	6 4	5 8	4 6	3 8	24	20	18	14	44	16	A-2-7					
E 1 S8	90	81	7 5	6 7	5 6	4 2	3 0	2 6	22	17	14	14	44	19	A-2-7					
E 1 S9	83	80	7 7	7 1	5 8	3 9	2 6	2 4	18	16	14	13	46	18	A-2-7					
E 1 Mél.1 S (1+2+3+4+5+6)	10 0	92	8 9	8 4	6 8	4 1	2 9	2 6	21	18	17	16	51	18	A-2-7	2.02	15.7 5	37	46	59
E 1 Mél.2 S (7+8+9)	10 0	87	8 2	8 0	6 5	4 1	2 7	2 4	18	15	13	12	44	16	A-2-7	2.01	15.7 5	31	35	45
Emprunt n°2 (E2)																				
E 2 S1	10 0	94	9 1	8 7	7 7	5 0	2 8	2 2	15	12	11	10	55	21	A-2-7					
E 2 S2		10 0	9 0	8 6	7 1	5 8	3 9	3 0	24	18	14	13	53	21	A-2-7					
E 2 S3	10 0	96	9 2	8 9	7 9	5 8	4 2	3 0	26	19	16	10	52	22	A-2-7					
E 2 S4	10 0	92	8 9	8 6	7 2	4 6	4 0	2 5	18	15	13	12	54	20	A-2-7					
E 2 S5	10 0	91	8 8	8 4	7 1	4 5	3 1	2 4	18	15	14	13	53	22	A-2-7					

E 2 S6	10 0	95	9 2	8 8	7 8	5 4	3 5	2 6	21	16	14	10	52	21	A-2-7				
E 2 S7		10 0	9 2	8 7	7 3	5 4	3 6	2 8	22	18	16	12	55	22	A-2-7				
E 2 S8	10 0	94	9 1	8 8	7 7	5 2	3 6	2 6	20	16	14	11	54	21	A-2-7				
E 2 S9		10 0	9 4	8 7	7 0	5 7	3 0	2 6	19	17	15	13	57	22	A-2-7				
E 2 Mél. unique		10 0	9 3	8 9	7 2	4 4	2 5	2 1	16	13	12	11	48	15	A-2-7	1.98	16.2 5	27	36 50
Emprunt n°3 (E3)																			
E 3 S1	98	94	8 9	8 0	7 7	3 8	1 4	1 3	12	12	10	8	42	13	A-2-7				
E 3 S2	10 0	95	9 0	8 5	7 1	3 3	1 2	1 1	11	10	9	7	42	15	A-2-7				
E 3 S3	96	92	8 8	8 5	5 7	2 3	1 2	1 1	10	10	9	8	45	18	A-2-7				
E 3 S4	99	94	9 0	8 7	6 8	3 1	3 0	2 7	18	17	15	14	43	13	A-2-7				
E 3 S5	10 0	96	9 2	9 1	7 1	3 3	1 3	1 2	12	11	10	8	50	19	A-2-7				
E 3 S6	95	95	9 4	8 8	6 6	3 0	2 3	1 5	14	14	13	13	45	15	A-2-7				
E 3 S7	10 0	94	9 0	8 6	6 6	2 8	1 0		9	8	8	7	42	13	A-2-7				
E 3 S8	98	94	9 1	8 7	6 5	2 9	1 7	1 6	14	14	13	12	43	15	A-2-7				
E 3 S9	99	98	9 2	8 6	5 8	3 2	2 8	2 5	16	15	15	14	43	13	A-2-7				
E 3 Mél.unique	95	95	9 4	8 7	6 6	3 2	1 8	1 7	16	16	16	15	42	13	A-2-7	2.07	10.0 0	51	89 98
Emprunt n°4 (E4)																			
E 4 S1	92	91	8 8	7 0	5 5	4 2	3 0	2 7	22	20	18	14	52	19	A-2-7				
E 4 S2	93	91	8 6	7 6	7 0	4 8	3 4	3 0	22	18	16	15	45	18	A-2-7				
E 4 S3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
E 4 S4	95	88	8 6	7 8	6 1	4 6	3 3	3 0	24	24	23	18	50	19	A-2-7				
E 4 S5	92	90	8 8	8 5	7 1	4 7	2 8	2 3	17	15	13	11	48	18	A-2-7				
E 4 S6	94	92	8 6	8 4	6 9	4 5	3 4	3 4	25	23	22	20	48	19	A-2-7				
E 4 S7	95	90	8 9	8 6	7 8	4 8	4 4	3 6	26	25	22	20	45	18	A-2-7				
E 4 S8	94	89	8 8	8 0	7 5	4 5	3 6	3 0	22	20	18	16	45	19	A-2-7				
E 4 S9	88	78	7 7	7 5	6 6	4 8	3 3	2 9	25	24	23	22	53	19	A-2-7				
E 4 Mél.1 S 1+4+9	94	91	8 8	7 4	6 5	4 4	3 0	2 7	24	22	21	18	52	19	A-2-7	2	15.0 0	28	34 38
E 4 Mél.2 S 2+5+6+7+8	95	92	8 8	8 3	6 8	5 0	3 4	3 0	25	23	21	20	48	19	A-2-7	1.99	16.0 0	28	33 45

5.4 Matériaux pour bétons et revêtement.

Les échantillons prélevés dans deux emprunts de gravier de ramassage pour bétons et revêtement ont fait l'objet d'essais Los Angeles et micro Deval (MDE).

Les résultats des essais sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Désignation	Provenance	Los Angeles	Micro Deval	Los Angeles	Micro Deval
		Calibre 6.3/10		Calibre 10/25	
Echantillon N°1			9		8
Echantillon N°2		21		24	

Au vu des résultats, les graviers sont bons pour être utilisés comme gravillons pour béton et pour revêtement hydrocarboné.

Les quantités des essais réalisés et reportées dans le présent rapport, sont résumés dans le tableau suivant et respectent les quantités envisagés dans l'Annexe 4 du Contrat de Sous-traitance TEF/COB-G.I.D.

Tableau 4 – Analyses de laboratoire réalisées

Essais au laboratoire réalisées (rapport " Rapport V_1 – Route d'accès Kenié Oula-Koukoutamba - Etude géotechniques ; G.I.D – janvier 2012")					
	g+Att	Proct	CBR	LA	MD
Sols de plate-forme	18+8	8	8	-	-
Emprunts latéritiques	11+10+10+10	6	6	-	-
Gravier pour béton	-	-	-	2	2
TOTAL REALISE	67	14	14	2	2

g+Att. : granulométrie+limites d'Atterberg ; **Proct** : essai Proctor modifié ; **CBR** : essai CBR ; **LA** : essai Los Angeles ; **MDV** : essai Micro Deval.

NB : Les sondages N°3 et N°4 sont sur des zones de carapace apparente et n'ont pas fait l'objet de granulométrie et de limites d'Atterberg .

6 DIMENSIONNEMENT.

Le dimensionnement d'une piste ou d'une route se fait à partir de la portance des sols de plate-forme et en fonction du trafic cumulé en essieux équivalents pendant la durée de vie de la chaussée.

6.1 Classe de portance

Cinq classes de portance de sol sont habituellement retenues dans le "Guide pratique de dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux" du CEBTP à savoir

Classe	Valeur CBR
S1	CBR < 5
S2	5 < CBR < 10
S3	10 < CBR < 15
S4	15 < CBR < 30
S5	CBR > 30

D'une façon générale, on entend par "plate-forme", la couche des 30cm supérieurs des terrassements.

La couche de forme est indispensable sur les sols pour lesquels la portance des sols est très faible (classe S1 : CBR<5). La nouvelle classe de plate-forme améliorée à prendre en compte pour le dimensionnement de la chaussée dépendra et de la qualité et de l'épaisseur de la couche de forme.

D'après le "Guide Pratique du Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux", le tableau ci-dessous donne la nouvelle classe de portance selon l'épaisseur et la qualité des matériaux d'apport.

Matériaux d'apport		Nouvelle classe de plate-forme
CBR	Epaisseur minimale cm	
5-10 (S2)	45	S2
10-15 (S3)	35	S2
10-15 (S3)	45	S3
15-30 (S4)	30	S2
15-30 (S4)	35	S3
15-30 (S4)	50	S4

Pour la classe de portance en crête de plate-forme, il a été pris en compte une valeur du CBR pour taux de compactage de 95% de la densité sèche OPM.

6.2 Trafic.

Aucune donnée sur le trafic ne nous a été communiquée.

7 ANNEXES

Annexe 1 Sols de plate-forme





TABEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS SUR LES MATERIAUX

ROUTE D'ACCES KENIEOUA - KOUKOUTAMBA: SOLS DE PLATE FORME

CLIENT : G I D

Désignation sondage (Prof préf. m)	GRANULOMETRIE													Limites		Classification H R B	PROCTOR		CBR		
	% PASSANT AU TAMIS (mm)													d/Atterberg	I P		Yd kN /m ³	W %	92%	95%	98%
SOND N°1, (0,00 - 0,90 m)	40	31.5	25	20	10	5	2	1	0,425	0,25	0,16	0,08	41	12	A-7-6						
SOND N°2, (0,00 - 0,30 m)	100	89	83	82	73	46	26	21	19	18	18	17	32	15	A-2-6						
SOND N°3, (0,00 - 0,70 m)	90	87	86	84	71	49	35	31	27	25	23	22	43	14	A-2-7						
SOND N°4, (0,00 - 0,20 m)	100	91	86	85	69	52	36	32	25	22	20	18	39	13	A-2-6						
SOND N°5, (0,00 - 0,10 m)	100	86	81	71	66	36	19	16	13	12	11	10	41	12	A-2-7						
SOND N°6, (0,00 - 0,60 m)	40	92	91	89	75	44	26	24	21	20	18	18	43	14	A-2-7						
SOND N°7, (0,00 - 0,40 m)		100	95	92	71	34	8	7	6	5	5	4	57	22	A-2-7						
SOND N°8, (0,00 - 0,060 m)		100	94	92	80	46	22	21	19	18	17	16	38	12	A-2-6						
SOND N°9, (0,00 - 1,00 m)	95	90	86	81	61	36	21	20	19	19	19	19	44	16	A-2-7						
SOND N°11, (0,00 - 0,90 m)	94	91	89	87	71	51	39	37	35	34	34	33	48	16	A-2-7						
SOND N°12, (0,00 - 0,50 m)	95	91	90	89	69	36	20	18	17	17	16	16	38	14	A-2-6						
SOND N°13, (0,0 - 0,20 m)	100	93	92	90	77	42	17	15	14	14	13	13	38	13	A-2-6						
SOND N°14, (0,00 - 0,20 m)	100	97	95	88	61	31	14	12	11	10	10	9	44	16	A-2-7						
SOND N°15, (0,00 - 0,30 m)	100	93	88	82	66	35	7	6	6	6	6	5	46	19	A-2-7						
SOND N°16, (0,00 - 0,20 m)	100	96	93	89	50	22	15	14	13	12	12	11	36	14	A-2-6						
SOND N°18, (0,0 - 1,10 m)					100	99	98	97	96	95	95	94	47	18	A-7-6						
SOND N°19, (0,00 - 1,00 m)	92	86	85	78	61	41	26	24	23	23	23	22	54	20	A-2-7						
SOND N°20, (0,00 - 1,10 m)					100	99	99	99	99	96	80	65	31	13	A-6						
MELANGES																					
Mé.1 S (1)					100	99	95	91	85	82	80	78	41	12	A-7-6	1,75	17,5	10	11	13	
Mé.2 S (2+4+8)	88	86	72	68	45	20	10	10	9	8	7	7	36	13	A-2-6	2,18	10	67	69	82	
Mé.3 S (3+5+6+7)	95	93	91	89	73	44	24	21	18	17	15	14	46	13	A-2-7	2,3	8	30	49	78	
Mé.4 S (9+11)	100	87	84	81	66	47	31	28	21	18	16	14	41	15	A-2-7	2,03	11,5	47	60	62	
Mé.5 S (12+13+16)		100	93	91	69	35	12	10	8	8	7	6	36	12	A-2-6	2,18	11,5	57	68	86	
Mé.6 S (14+15+19)		100	93	87	52	23	8	6	6	5	5	4	48	18	A-2-7	2,19	12	43	45	88	
Mé.7 S (18)					100	99	98	97	96	95	95	94	47	18	A-7-6	1,63	21	12	21	29	
Mé.8 S (20)					100	99	99	99	99	96	80	65	31	13	A-6	1,9	14,5	9	10	11	

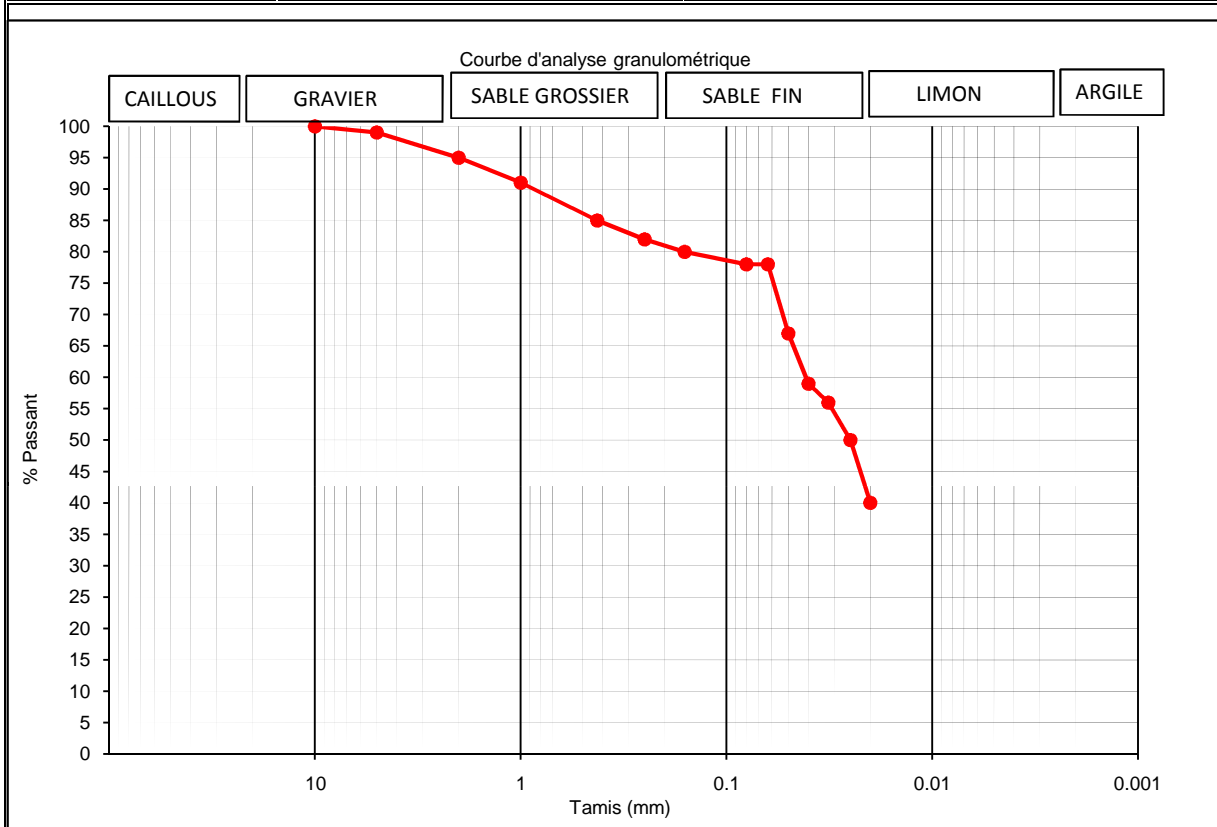



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

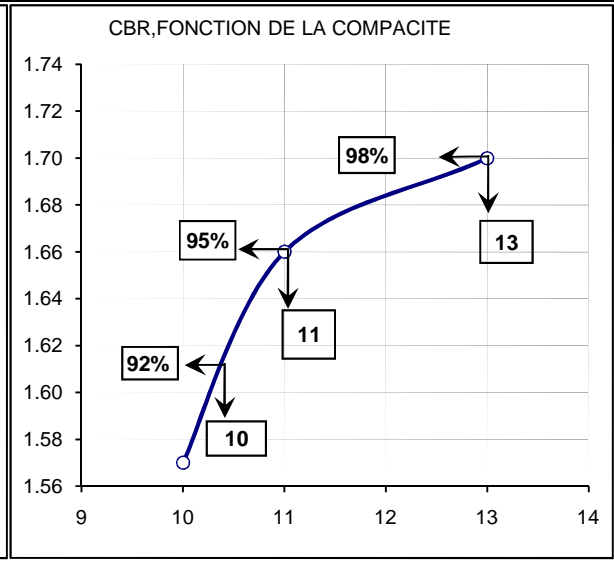
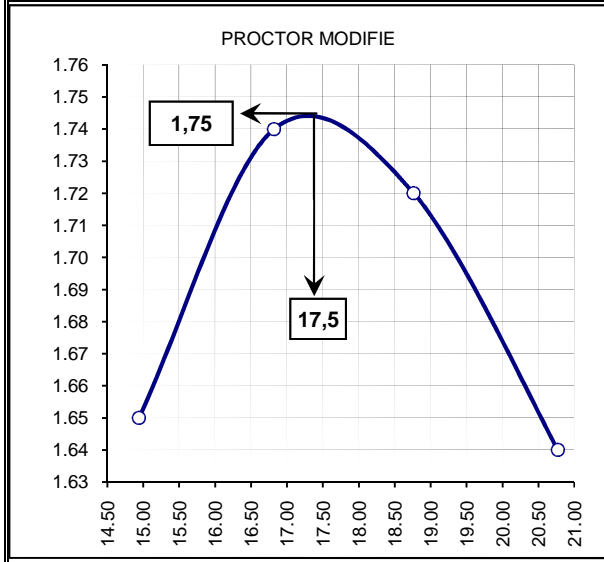
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 1				Prélèvement sondage (1)		
LL	41	CLASSIFICATION			PK	:
IP	12	H-R-B	U S C S	R T R	Date	:
% < 0,08mm	78	A-7-6				:
IG	9					décembre-11



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	1.75 t/m³	55 coups	97%	1.70	13	19.7%
W _{opm} =	17.5 %	25 coups	95%	1.66	11	20.8%
W _{sd} =		12 coups	90%	1.57	10	22.0%



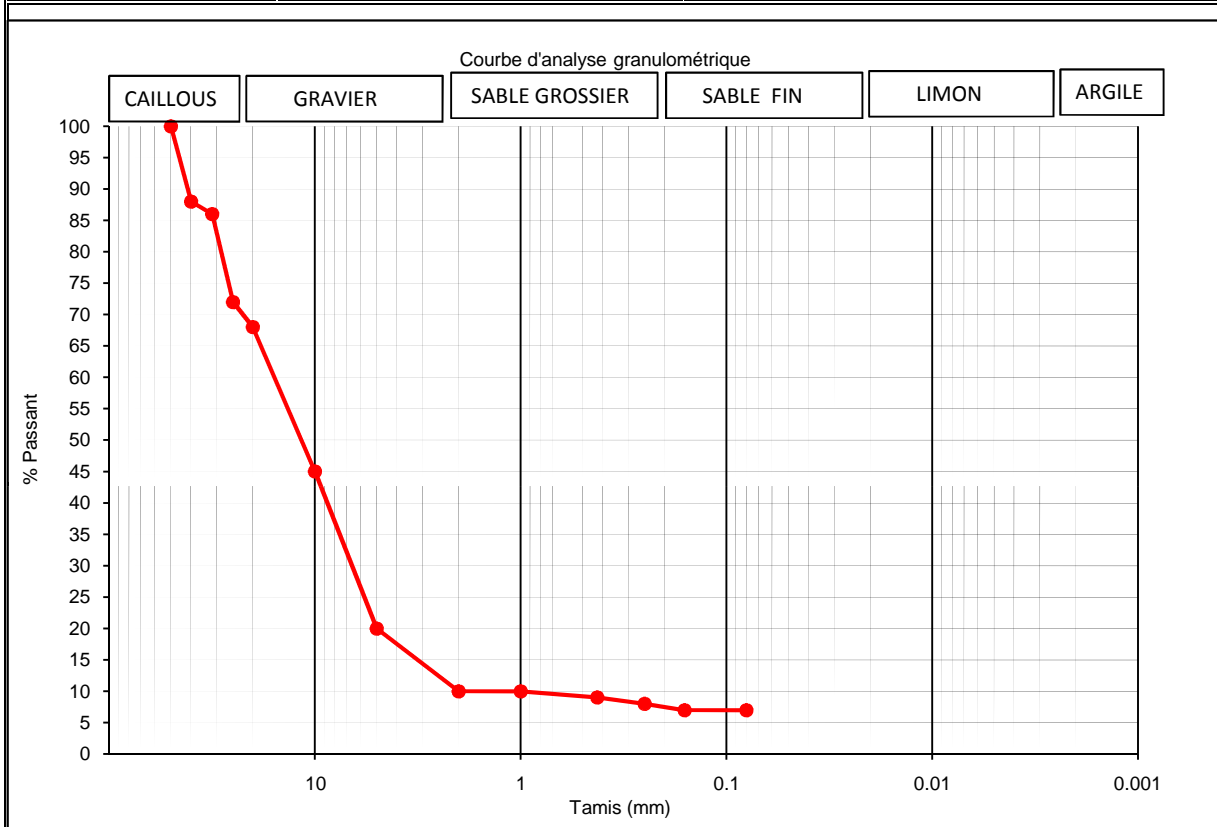



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

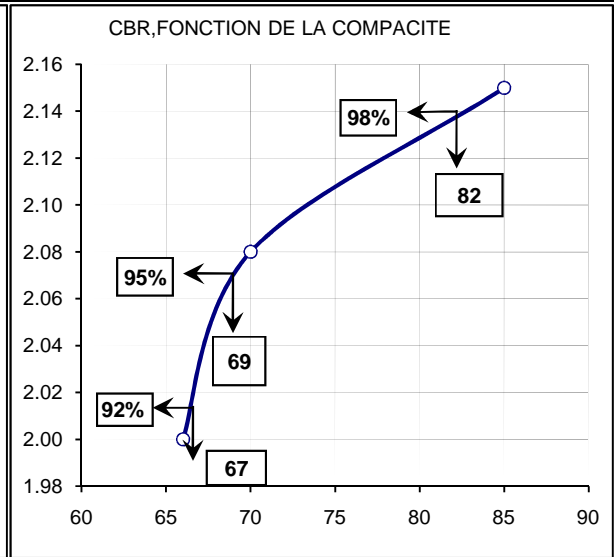
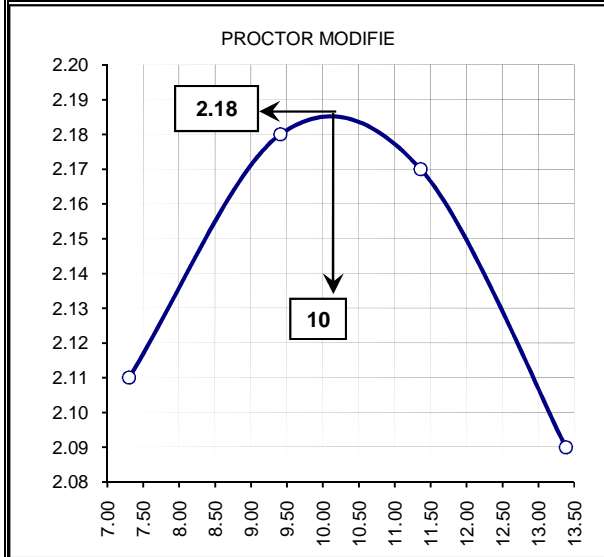
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 2				Prélèvements sondages (2+4+8)	
LL	36	CLASSIFICATION			PK :
IP	13	H-R-B	U S C S	R T R	
% < 0,08mm	7	A-2-6			Date : décembre-11
IG	0				



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2.18 t/m ³	55 coups	99%	2.15	85	12.3%
W _{opm} =	10. %	25 coups	95%	2.08	70	13.4%
W _{sd} =		12 coups	92%	2.00	66	13.9%



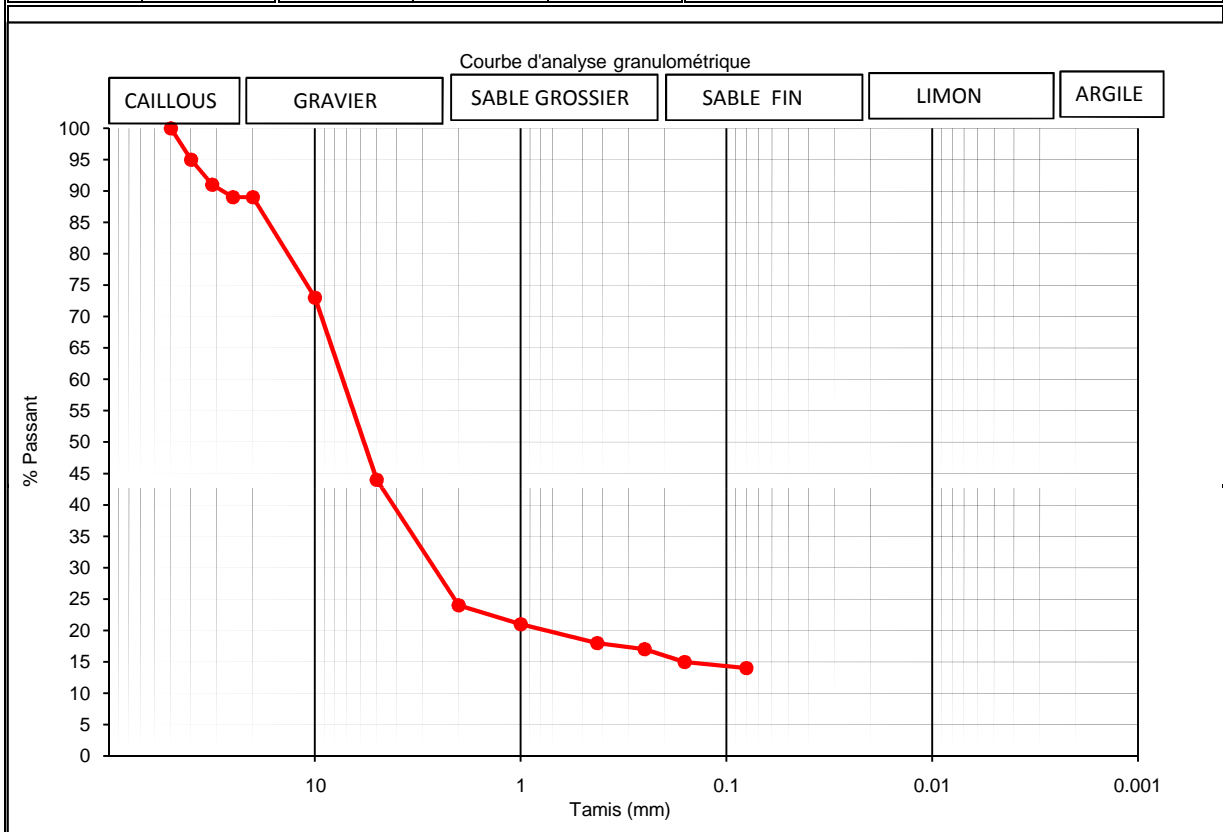



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

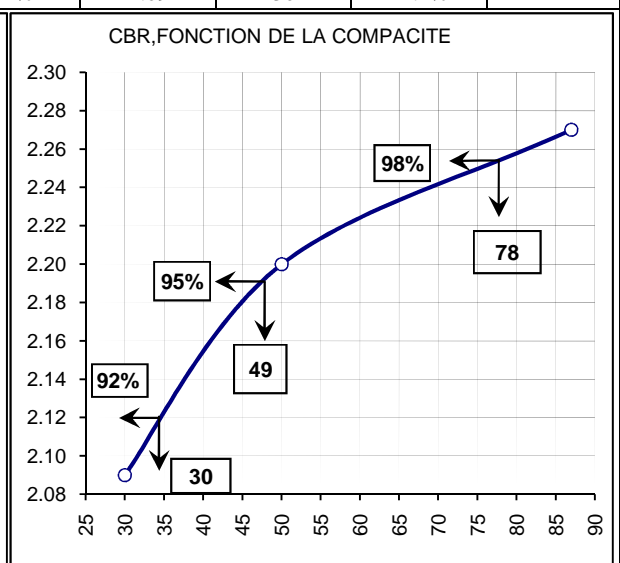
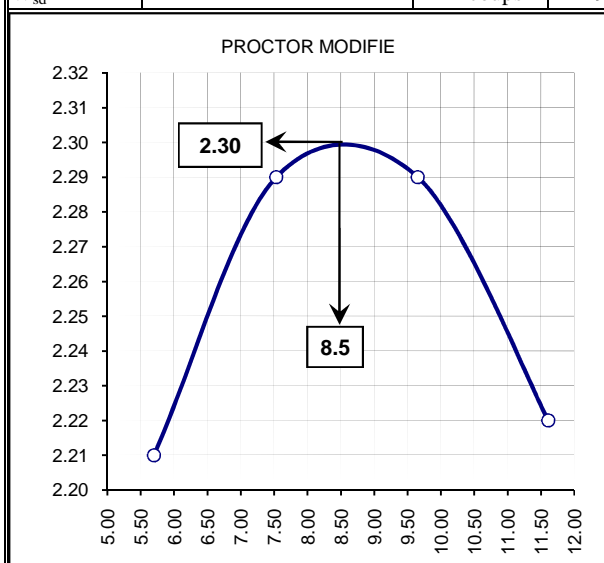
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 3				Prélèvements sondages (3+5+6+7)	
LL	46	CLASSIFICATION			PK :
IP	13	H-R-B	U S C S	R T R	
% < 0,08mm	14	A-2-7			Date :
IG	0				décembre-11



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2.3 t/m³	55 coups	99%	2.27	87	11.3%
W _{opm} =	10. %	25 coups	96%	2.20	50	12.2%
W _{sd} =		12 coups	91%	2.09	30	14.2%



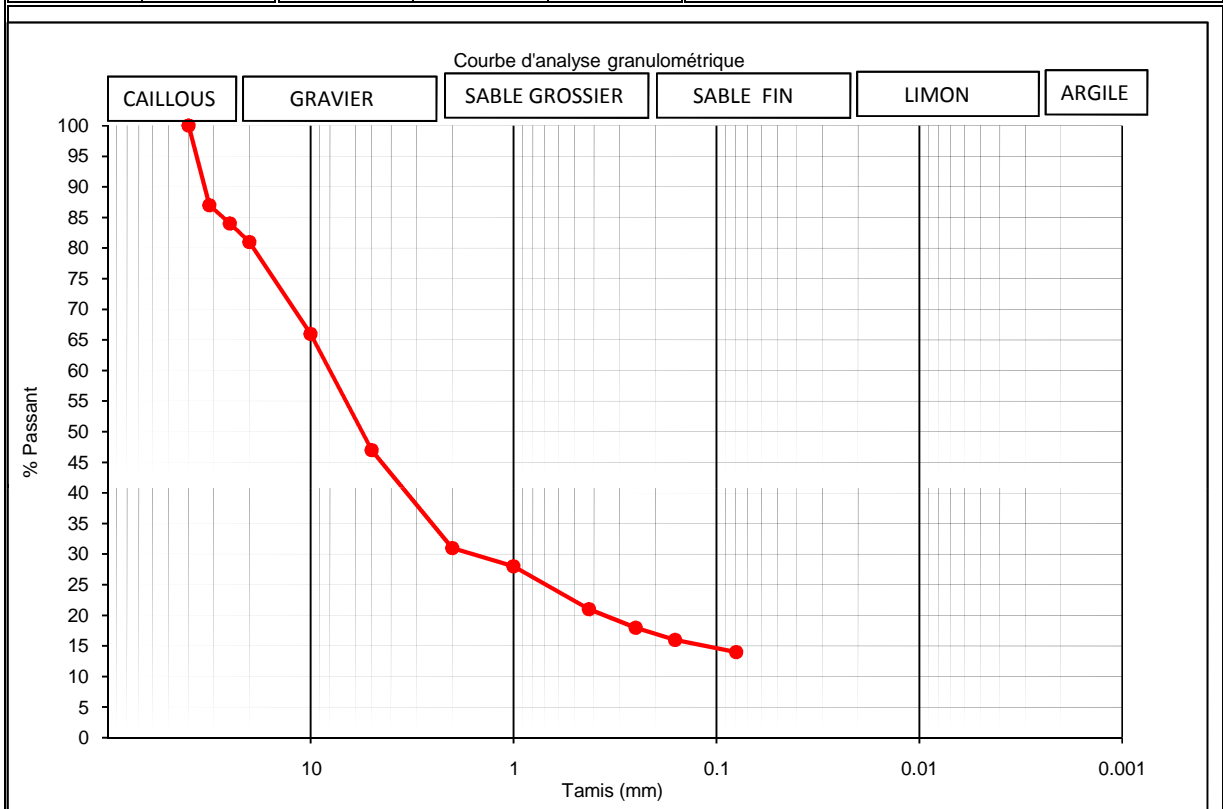



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

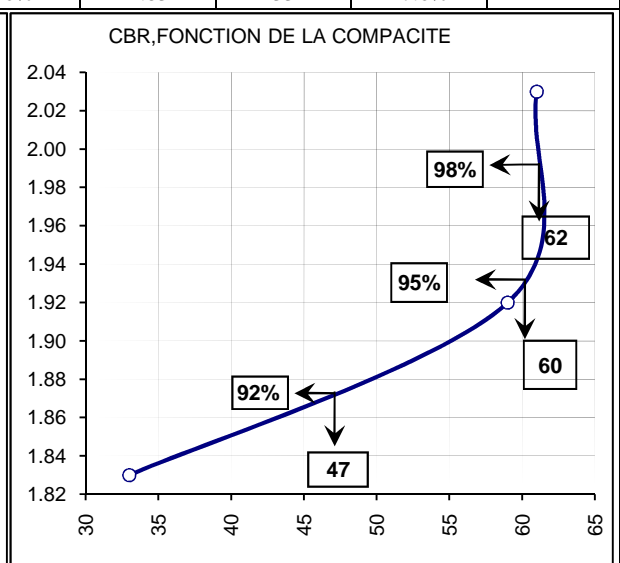
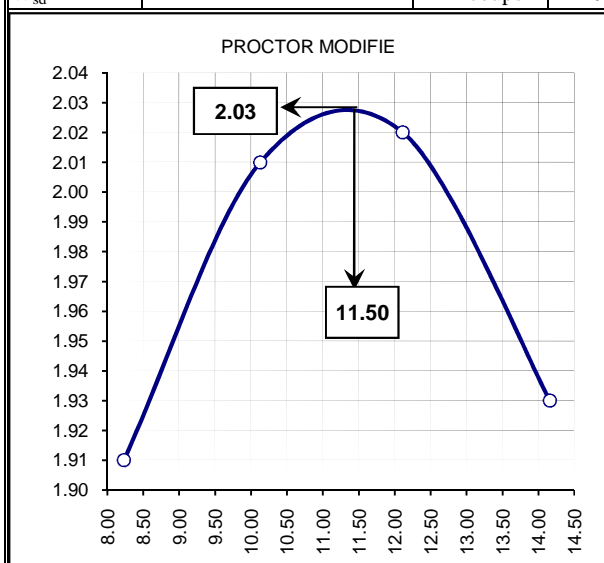
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 4				Prélèvements sondages (9+11)	
LL	41	CLASSIFICATION			PK :
IP	15	H-R-B	U S C S	R T R	Date :
% < 0,08mm	14	A-2-7			décembre-11
IG	0				



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2.03 t/m ³	55 coups	2.03	61	12.6%	
W _{opm} =	11.5 %	25 coups	1.92	59	15.7%	
W _{sd} =		12 coups	1.83	33	17.6%	



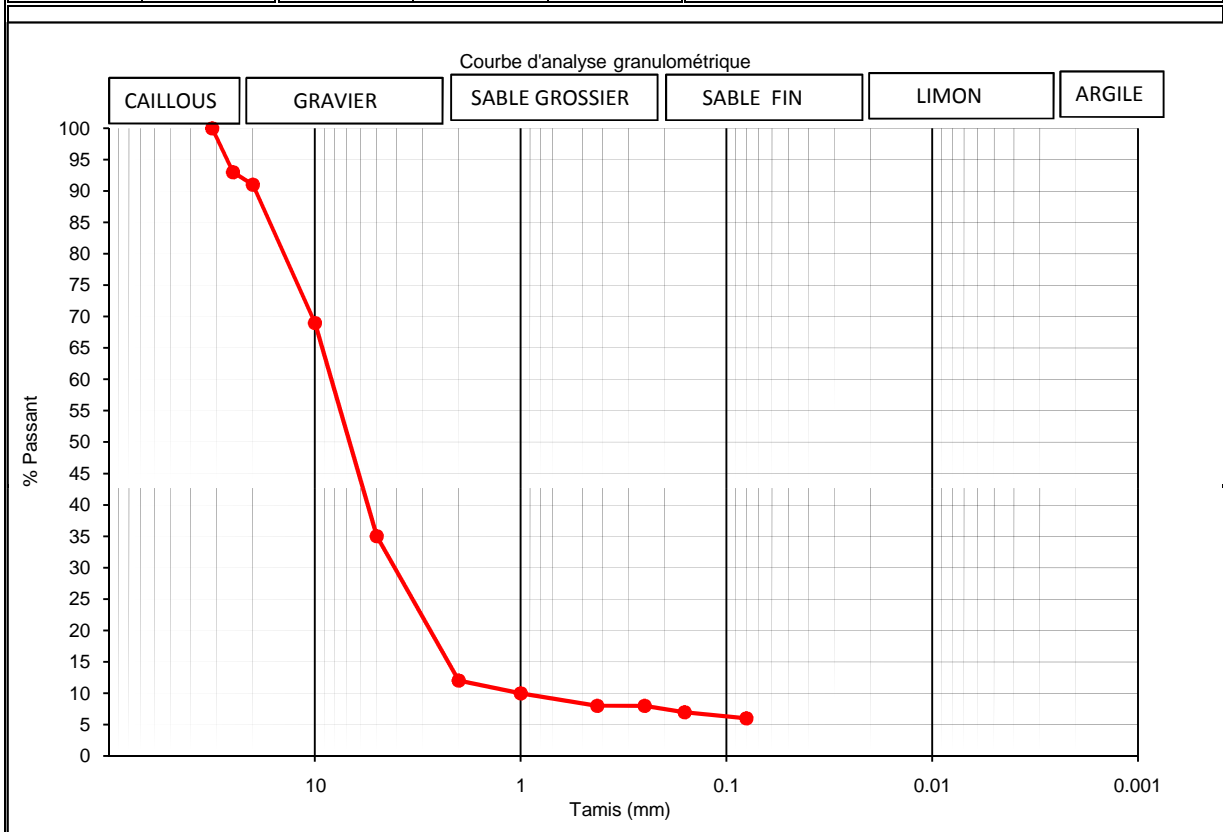



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

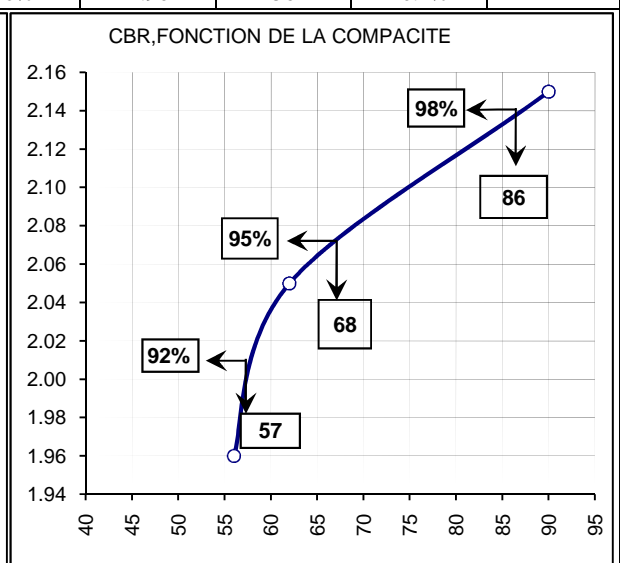
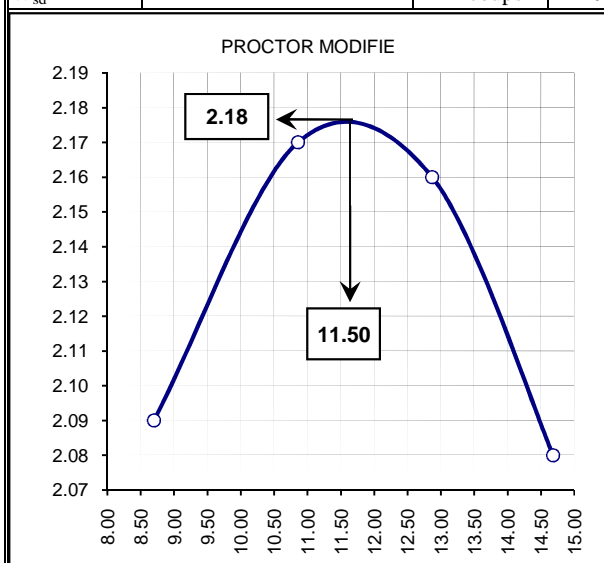
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 5				Prélèvements sondages (12+13+16)	
LL	36	CLASSIFICATION			PK :
IP	12	H-R-B	U S C S	R T R	Date :
% < 0,08mm	6	A-2-6			décembre-11
IG	0				



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2.18 t/m ³	55 coups	99%	2.15	90	13.6%
W _{opm} =	11.5 %	25 coups	94%	2.05	62	14.5%
W _{sd} =		12 coups	90%	1.96	56	20.4%



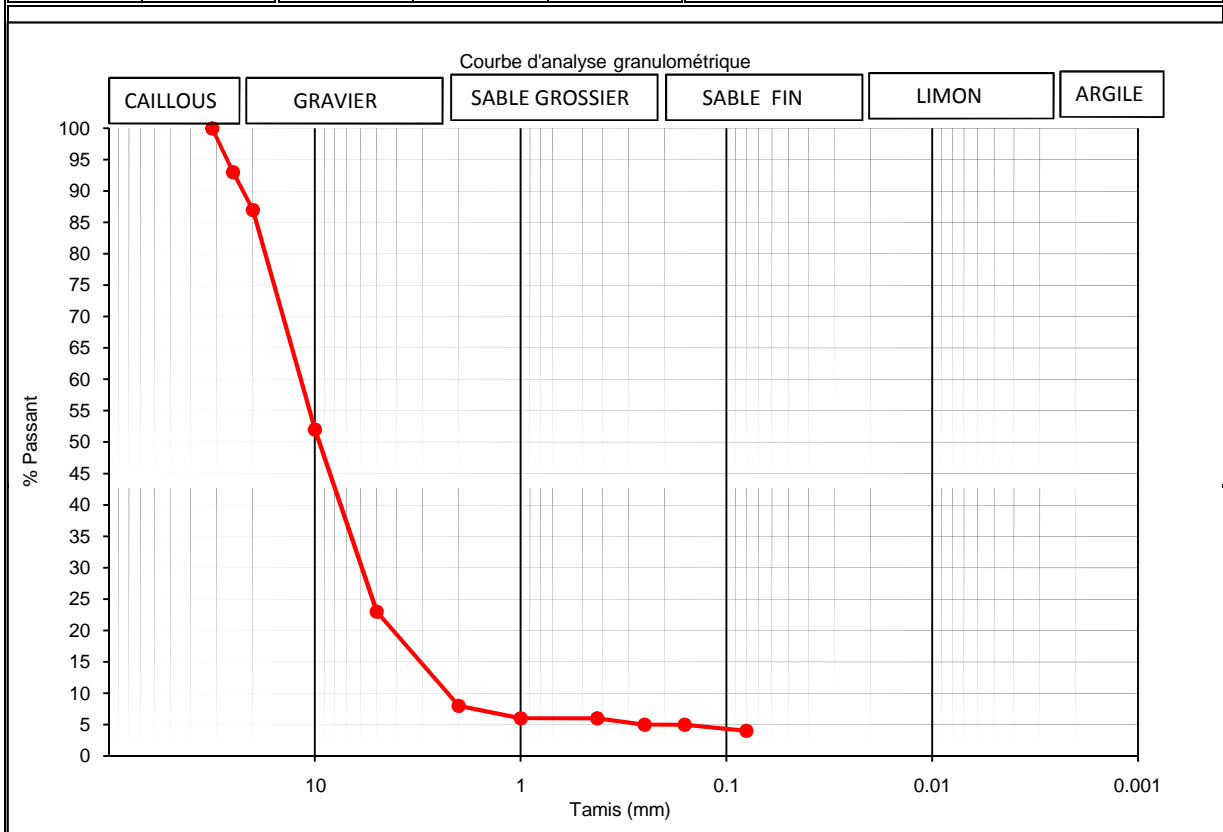



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

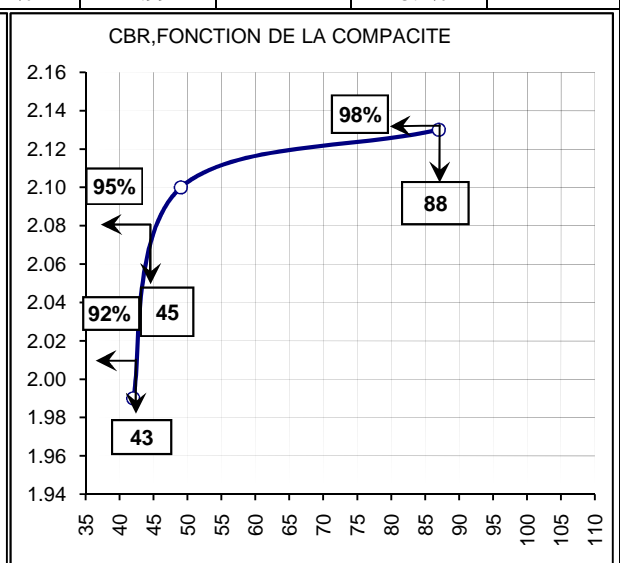
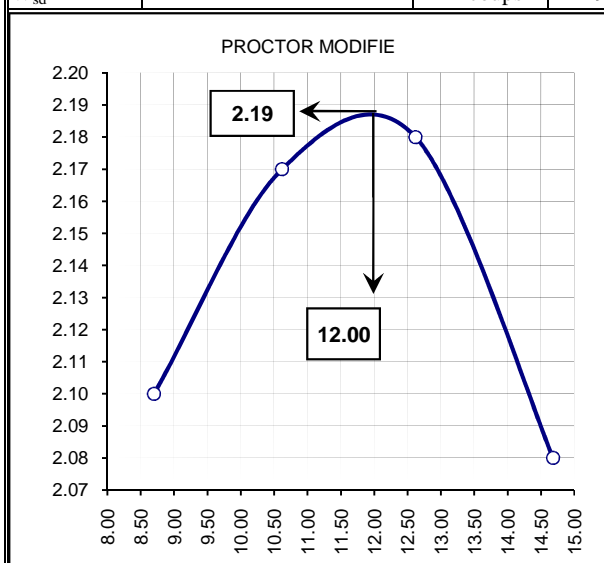
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 6				Prélèvements sondages (14+15+19)		
LL	48	CLASSIFICATION			PK	:
IP	18	H-R-B	U S C S	R T R	Date	:
% < 0,08mm	4	A-2-7				
IG	0					décembre-11



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2.19 t/m ³	55 coups	97%	2.13	87	13.2%
W _{opm} =	11.5 %	25 coups	96%	2.10	49	14.5%
W _{sd} =		12 coups	91%	1.99	42	15.4%



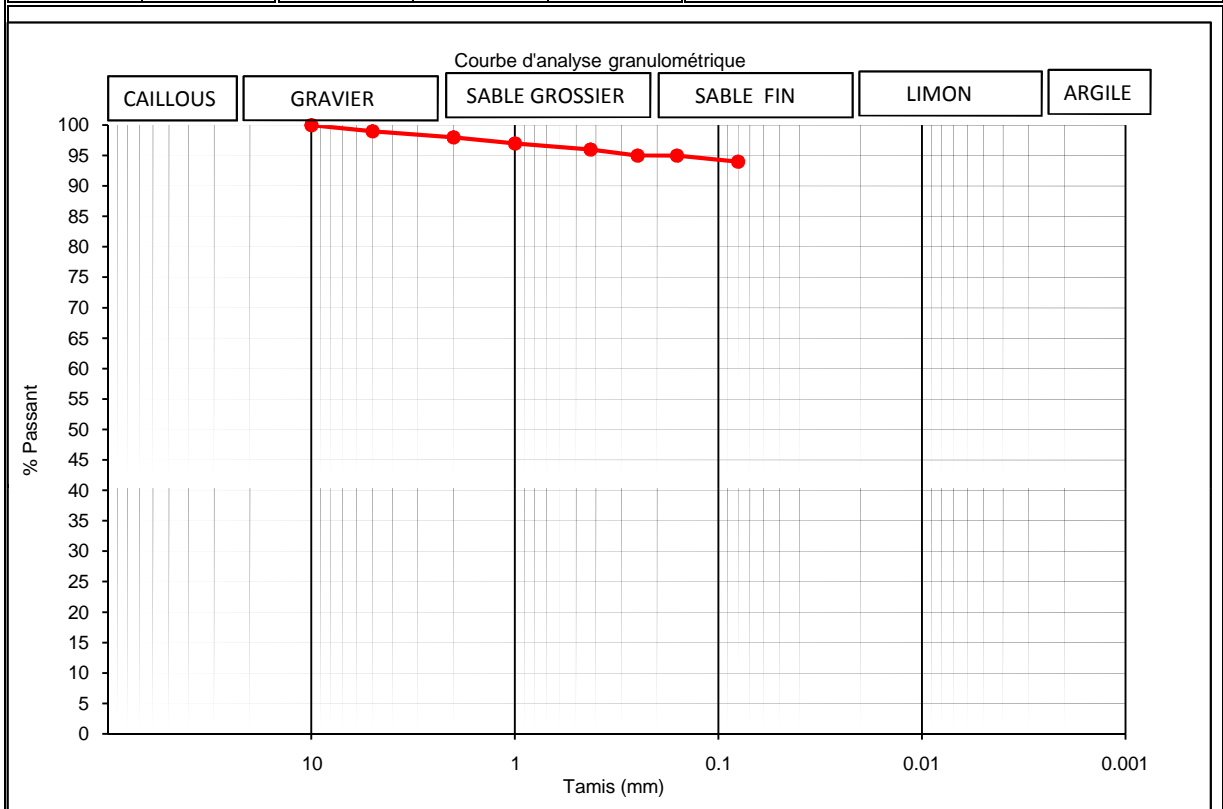



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

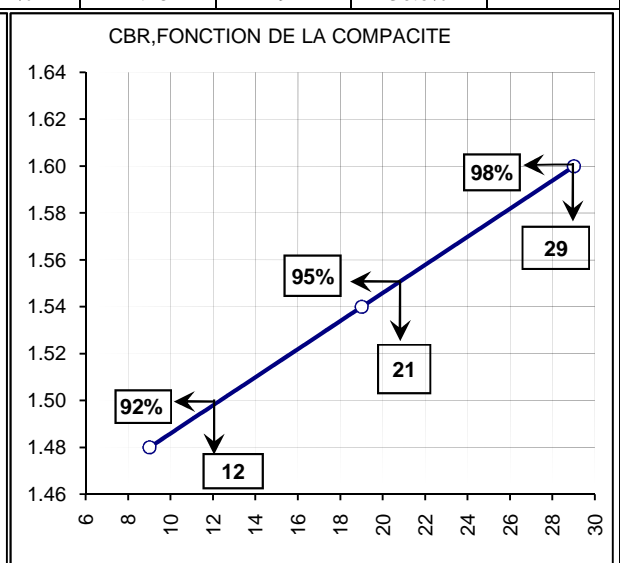
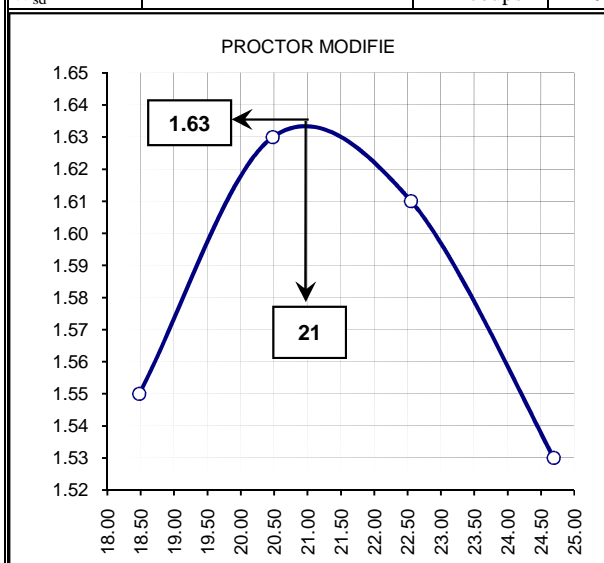
OBJET: Sols de plate forme



CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 7				Prélèvements sondages 18	
LL	47	CLASSIFICATION			PK :
IP	18	H-R-B	U S C S	R T R	
% < 0,08mm	94	A-7-6			Date :
IG	13				décembre-11



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	1.63 t/m³	55 coups	1.60	29	25.3%	
W _{opm} =	21 %	25 coups	1.54	19	28.3%	
W _{sd} =		12 coups	1.48	9	30.0%	



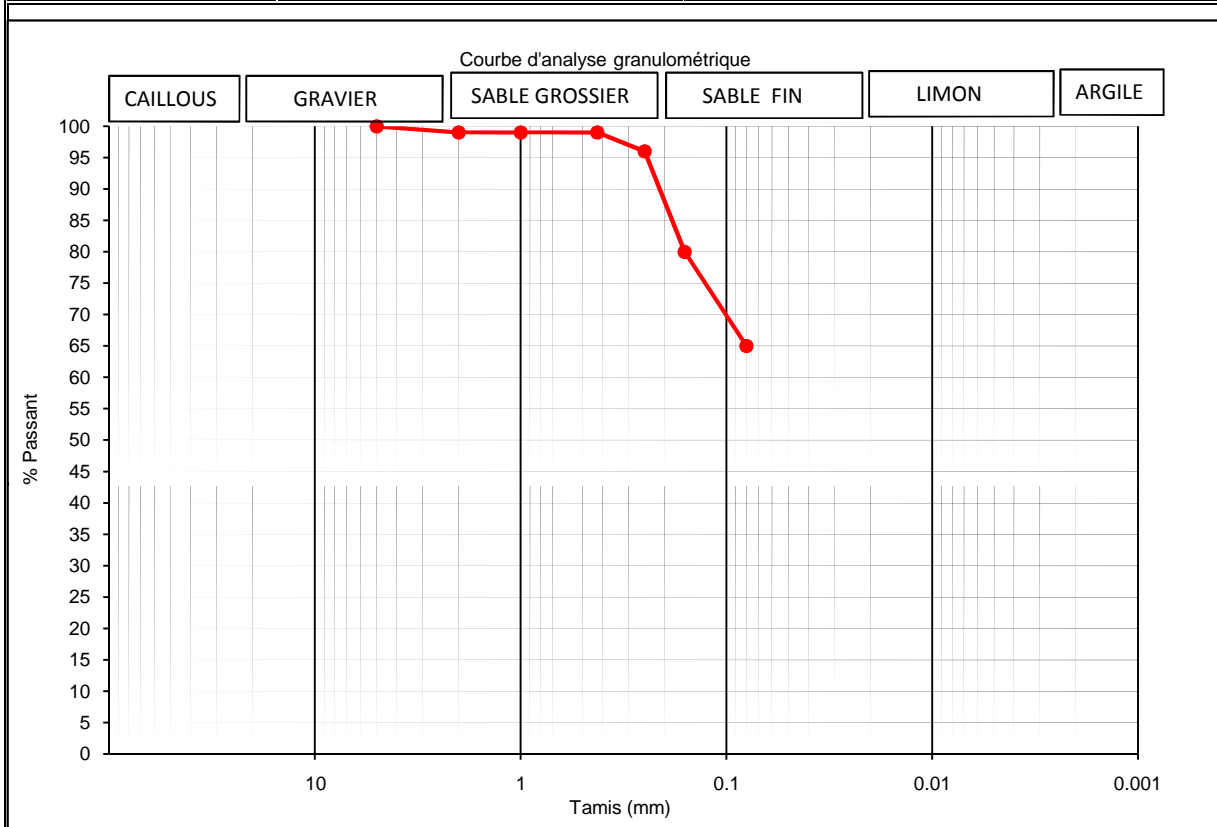



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

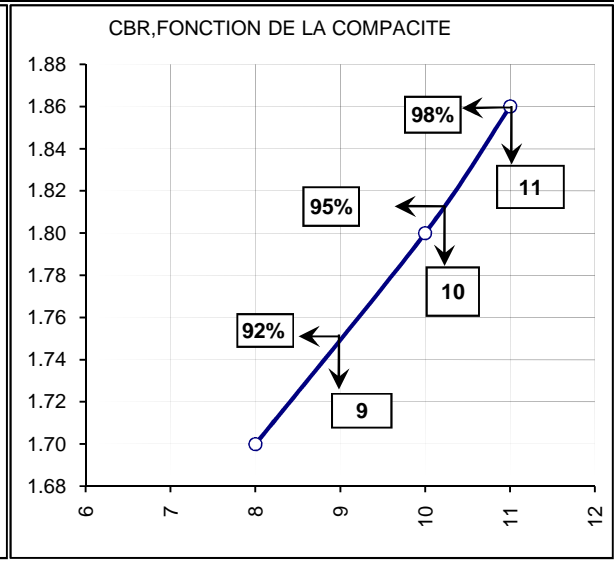
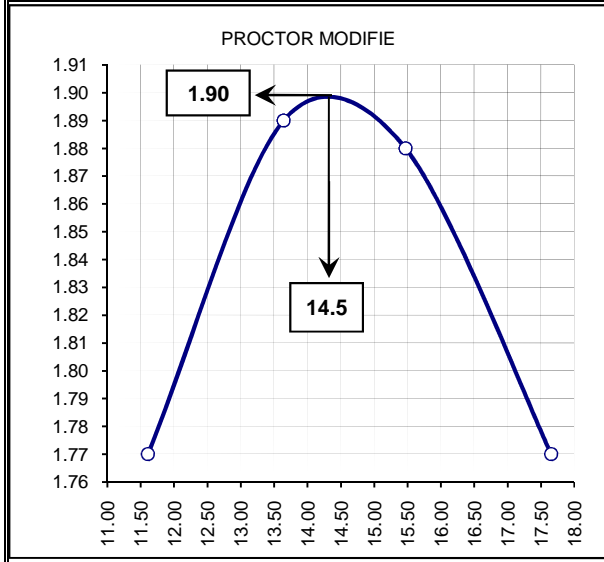
OBJET: Sols de plate forme

CLIENT: GID

Sols de Plate forme Mél. 8				Prélèvements sondages 20		
LL	47	CLASSIFICATION			PK	:
IP	18	H-R-B	U S C S	R T R	Date	:
% < 0,08mm	65	A-7-6				
IG	10					décembre-11

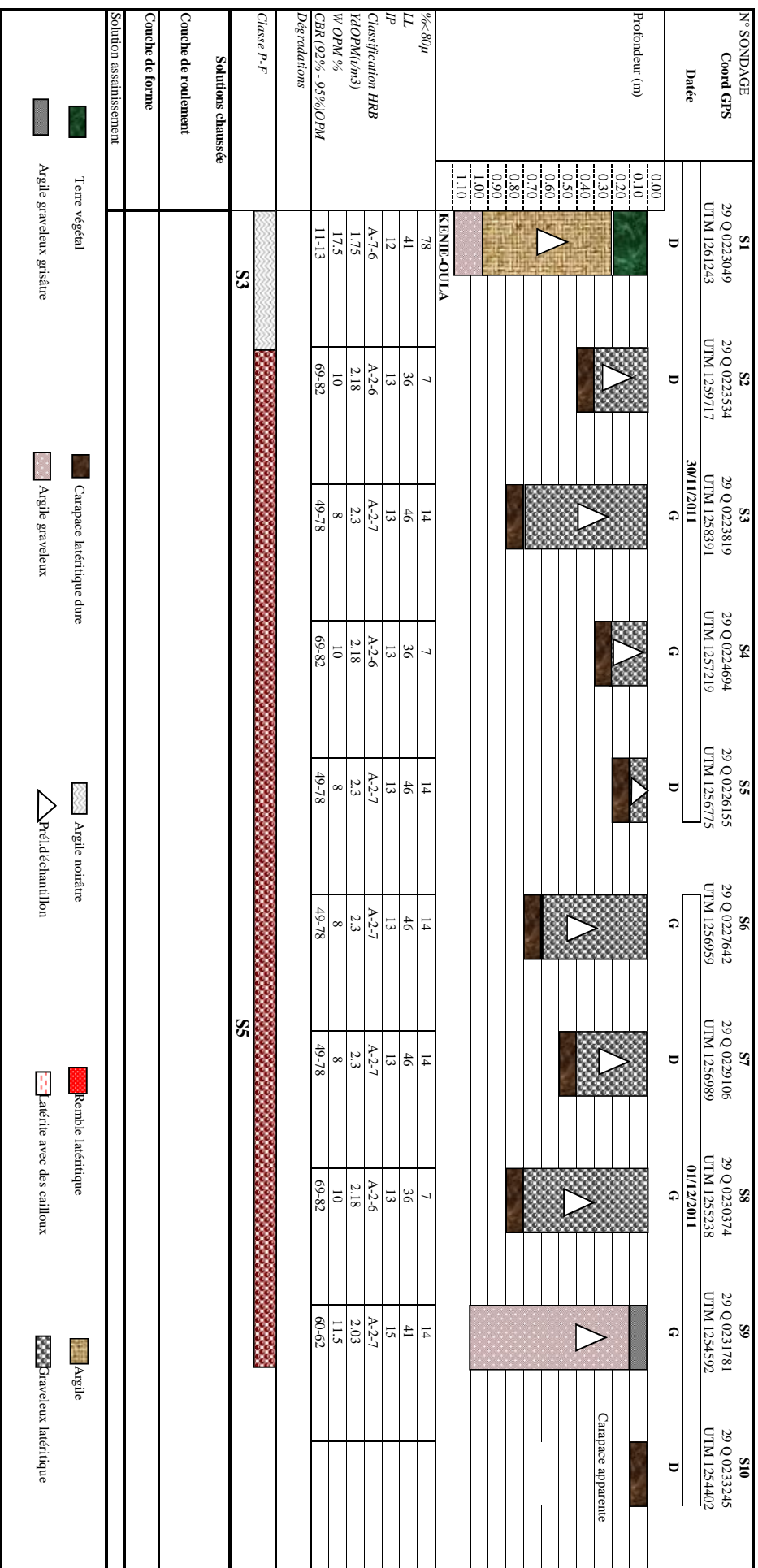


O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	1.9 t/m ³	55 coups	98%	1.86	11	16.2%
W _{opm} =	14.5 %	25 coups	95%	1.80	10	16.5%
W _{sd} =		12 coups	89%	1.70	8	19.4%





**ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA ROUTE D'ACCES KENIE-OUILA-KOUKOUTAMBA
COUPE DES SONDAGES DE PLATE - FORME ET PROFIL GEOTECHNIQUE DE KENIE-OUILA A KOUKOUTAMBA**



Terre végétal
Argile graveleux grsâtre

Carapace latéritique dure
Argile graveleux

Argile noirâtre
Pré/déchantillon

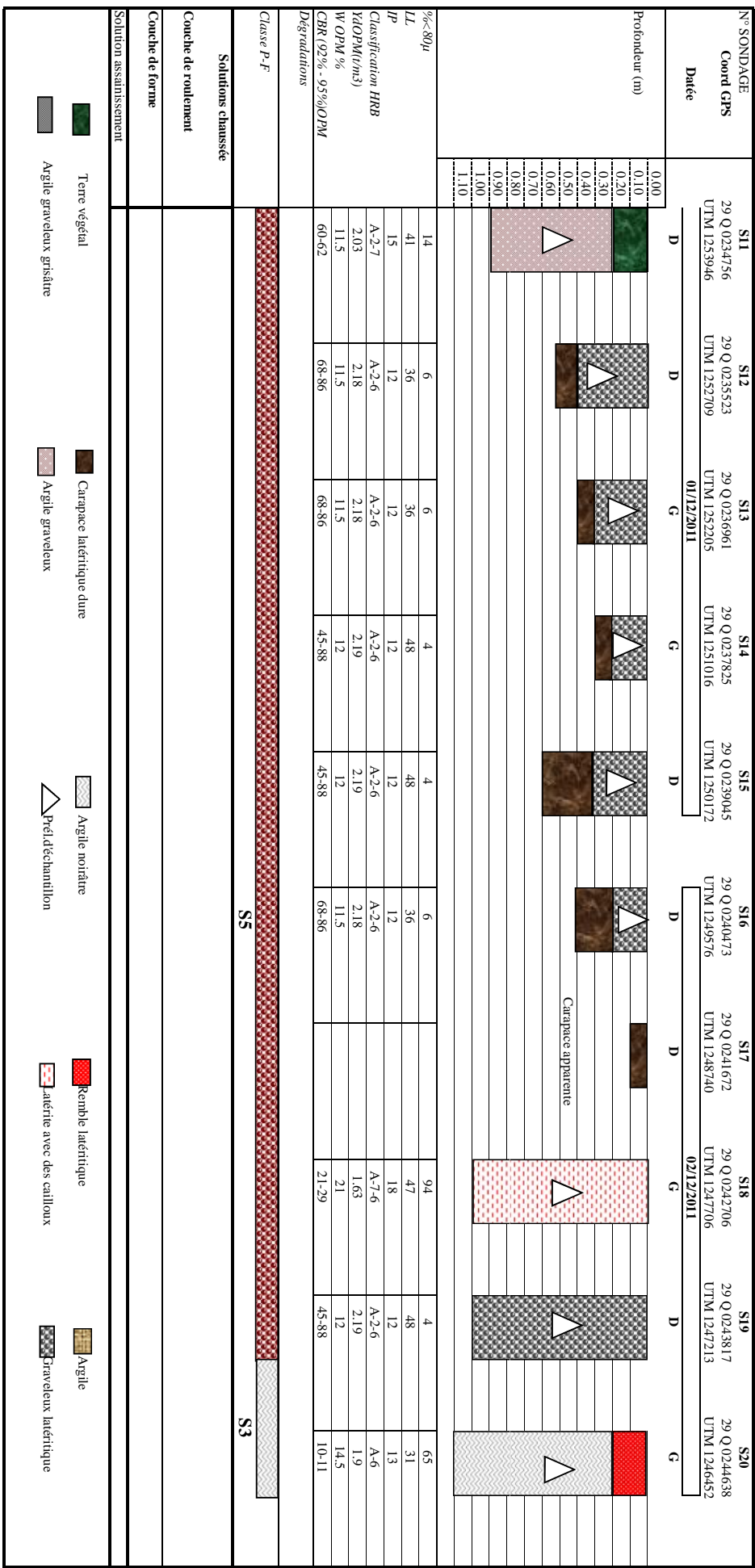
Remble latéritique
Atérite avec des cailloux

Argile
Graveleux latéritique



ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA ROUTE D'ACCES KENIE-OUA-KOUKOUTAMBA

COUPE DES SONDAGES DE PLATE - FORME ET PROFIL GEOTECHNIQUE DE KENIE-OUA A KOUKOUTAMBA



- Terre végétal
- Argile graveleux grisâtre

- Carapace latéritique dure
- Argile graveleux

- Argile moirée
- Prélèvement

- Remble latéritique
- Latérite avec des cailloux

- Argile
- Gravelleux latéritique

Annexe 2 Emprunts latéritiques



TABLEAU RECAPITULATIF DES ESSAIS SUR LES MATERIAUX

ROUTE D'ACCES KENIEOULA - KOUKOUTAMBA: EMPRUNTS DE 1 à4

Désignation sondage (Prof. pré1. m)	GRANULOMETRIE										Limites d'Atterberg W L I P	Classification H R B	PROCTOR		CBR					
	% PASSANT AU TAMIS (mm)												Y _d KN/m ²	W %	92%	95%	98%			
	40	31.5	25	20	10	5	2	1	0.425	0.25	0.16	0.08								
Emprunt n°1 (E1)																				
E1 S1	100	90	89	86	76	64	58	48	40	36	34	34	52	20	A-2-7					
E1 S2	100	92	89	84	68	41	29	26	21	18	17	16	56	21	A-2-7					
E1 S3	90	89	88	86	79	66	58	48	42	37	34	30	51	19	A-2-7					
E1 S4	95	89	87	84	73	58	48	46	38	35	33	32	53	19	A-2-7					
E1 S5	96	90	88	85	75	59	50	43	36	33	30	29	53	20	A-2-7					
E1 S6	95	90	89	86	78	65	58	48	41	37	34	32	52	19	A-2-7					
E1 S7	80	78	76	72	64	58	46	38	24	20	18	14	44	16	A-2-7					
E1 S8	90	81	75	67	56	42	30	26	22	17	14	14	44	19	A-2-7					
E1 S9	83	80	77	71	58	39	26	24	18	16	14	13	46	18	A-2-7					
E1 Mèl1 S (1+2+3+4+5+6)	100	92	89	84	68	41	29	26	21	18	17	16	51	18	A-2-7	2.02	15.75	37	46	59
E1 Mèl2 S (7+8+9)	100	87	82	80	65	41	27	24	18	15	13	12	44	16	A-2-7	2.01	15.75	31	35	45
Emprunt n°2 (E2)																				
E2 S1	100	94	91	87	77	50	28	22	15	12	11	10	55	21	A-2-7					
E2 S2		100	90	86	71	58	39	30	24	18	14	13	53	21	A-2-7					
E2 S3	100	96	92	89	79	58	42	30	26	19	16	10	52	22	A-2-7					
E2 S4	100	92	89	86	72	46	40	25	18	15	13	12	54	20	A-2-7					
E2 S5	100	91	88	84	71	45	31	24	18	15	14	13	53	22	A-2-7					
E2 S6	100	95	92	88	78	54	35	26	21	16	14	10	52	21	A-2-7					
E2 S7		100	92	87	73	54	36	28	22	18	16	12	55	22	A-2-7					
E2 S8	100	94	91	88	77	52	36	26	20	16	14	11	54	21	A-2-7					
E2 S9		100	94	87	70	47	30	26	19	17	15	13	57	22	A-2-7					
E2 Mèl. unique		100	93	89	72	44	25	21	16	13	12	11	48	15	A-2-7	1.98	16.25	27	36	50
Emprunt n°3 (E3)																				

Désignation sondage (Prof. préél. m)	GRANULOMETRIE																Limites		Classification H R B	PROCTOR		CBR			
	% PASSANT AU TAMIS (mm)																W _L	I _P		Y _d KN/m ²	W %	92%	95%	98%	
	40	31.5	25	20	10	5	2	1	0.425	0.25	0.16	0.08													
E 3 S1	98	94	89	80	77	38	14	13	12	12	10	8	42	13	A-2-7										
E 3 S2	100	95	90	85	71	33	12	11	11	10	9	7	42	15	A-2-7										
E 3 S3	96	92	88	85	57	23	12	11	10	10	9	8	45	18	A-2-7										
E 3 S4	99	94	90	87	68	31	30	27	18	17	15	14	43	13	A-2-7										
E 3 S5	100	96	92	91	71	33	13	12	12	11	10	8	50	19	A-2-7										
E 3 S6	95	95	94	88	66	30	23	15	14	14	13	13	45	15	A-2-7										
E 3 S7	100	94	90	86	66	28	10	9	9	8	8	7	42	13	A-2-7										
E 3 S8	98	94	91	87	65	29	17	16	14	14	13	12	43	15	A-2-7										
E 3 S9	99	98	92	86	58	32	28	25	16	15	15	14	43	13	A-2-7										
E 3 Mél.unique	95	95	94	87	66	32	18	17	16	16	16	15	42	13	A-2-7	2.07	10.00	51	89	98					
Emprunt n°4 (E4)																									
E 4 S1	92	91	88	70	55	42	30	27	22	20	18	14	52	19	A-2-7										
E 4 S2	93	91	86	76	70	48	34	30	22	18	16	15	45	18	A-2-7										
E 4 S3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
E 4 S4	95	88	86	78	61	46	33	30	24	24	23	18	50	19	A-2-7										
E 4 S5	92	90	88	85	71	47	28	23	17	15	13	11	48	18	A-2-7										
E 4 S6	94	92	86	84	69	45	34	34	25	23	22	20	48	19	A-2-7										
E 4 S7	95	90	89	86	78	48	44	36	26	25	22	20	45	18	A-2-7										
E 4 S8	94	89	88	80	75	45	36	30	22	20	18	16	45	19	A-2-7										
E 4 S9	88	78	77	75	66	48	33	29	25	24	23	22	53	19	A-2-7										
E 4 Mél.S1+4+9	94	91	88	74	65	44	30	27	24	22	21	18	52	19	A-2-7	2	15.00	28	34	38					
E 4 Mél.S2+5+6+7+8	95	92	88	83	68	50	34	30	25	23	21	20	48	19	A-2-7	1.99	16.00	28	33	45					



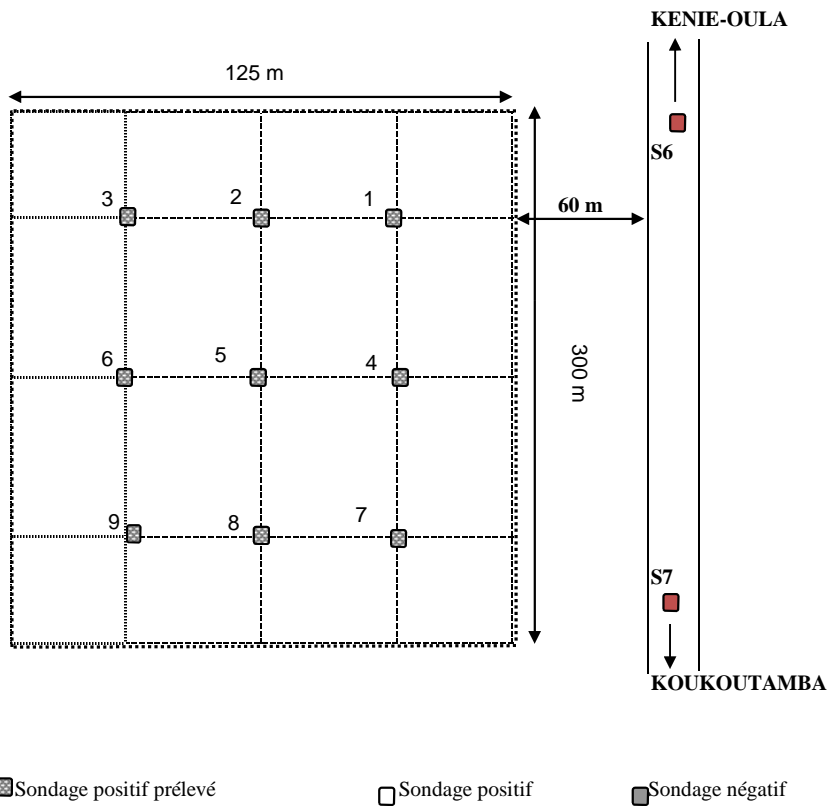
ROUTE KENIE-OULA - KOUKOUTAMBA

OBJET: Recherche de Gisements de Matériaux

EMPRUNT N°1 à Droite au bord de la route

Maille: 50 X 100 m²

Coordonnées GPS	
29 Q	0228737
UTM	1256717



Sondage positif prélevé
 Sondage positif
 Sondage négatif

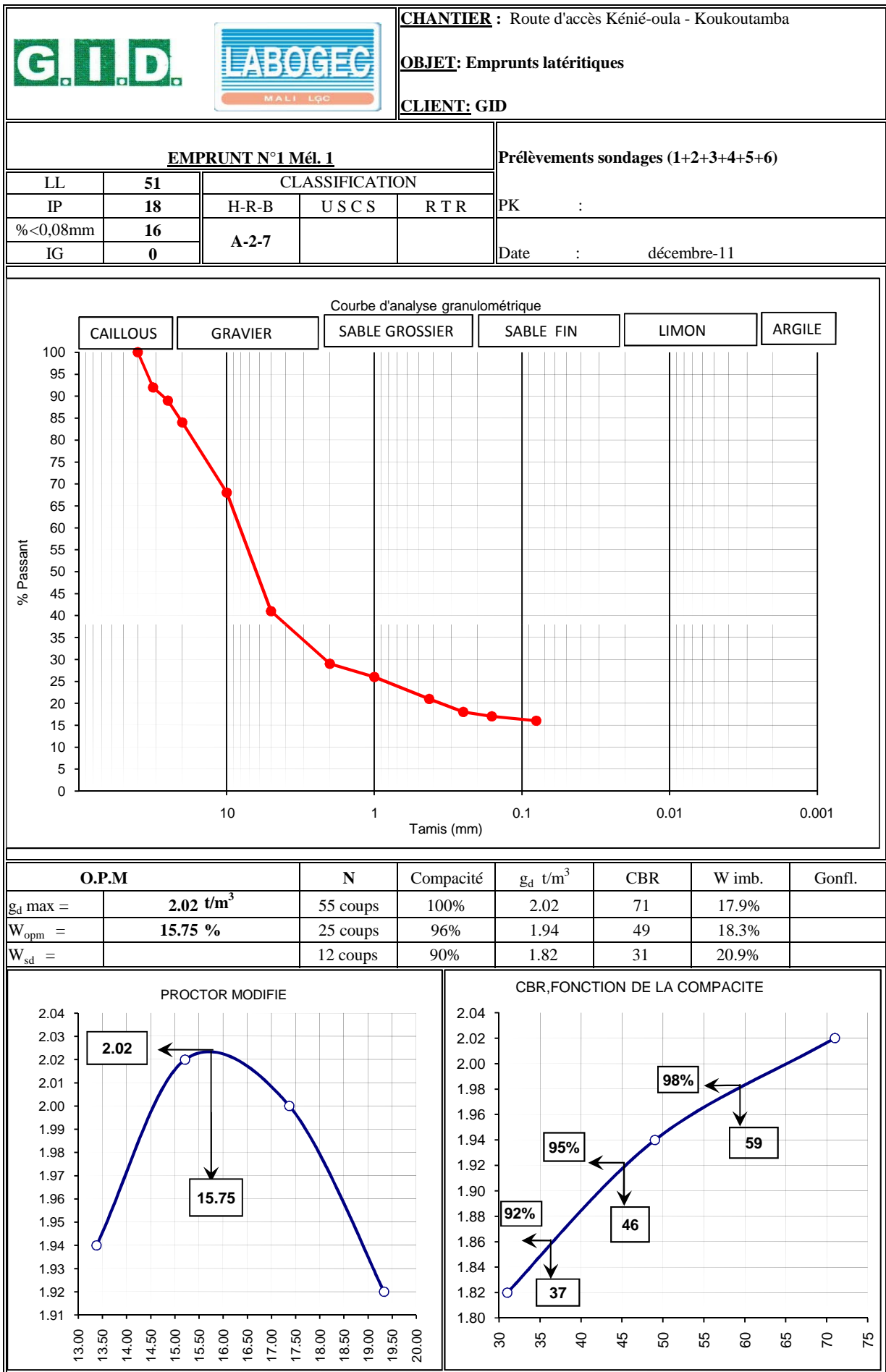
Détails et Coupes des sondages (Cm)



N°	1	2	3	4	5	6	7
Découverte	10	5	10	5		10	10
Ep. Exploit.	10	60	50	30	80	50	10
Prof. Tot.	20	65	60	35	80	60	20

8	9
10	5
30	45
40	50

Données Générales de l'Emprunt

Surface reconnue (m ²)	37 500
Epaisseur Découverte (m)	0.08
Epaisseur moyenne exploitable (m)	0.41
Volume exploitable (m ³)	15 208



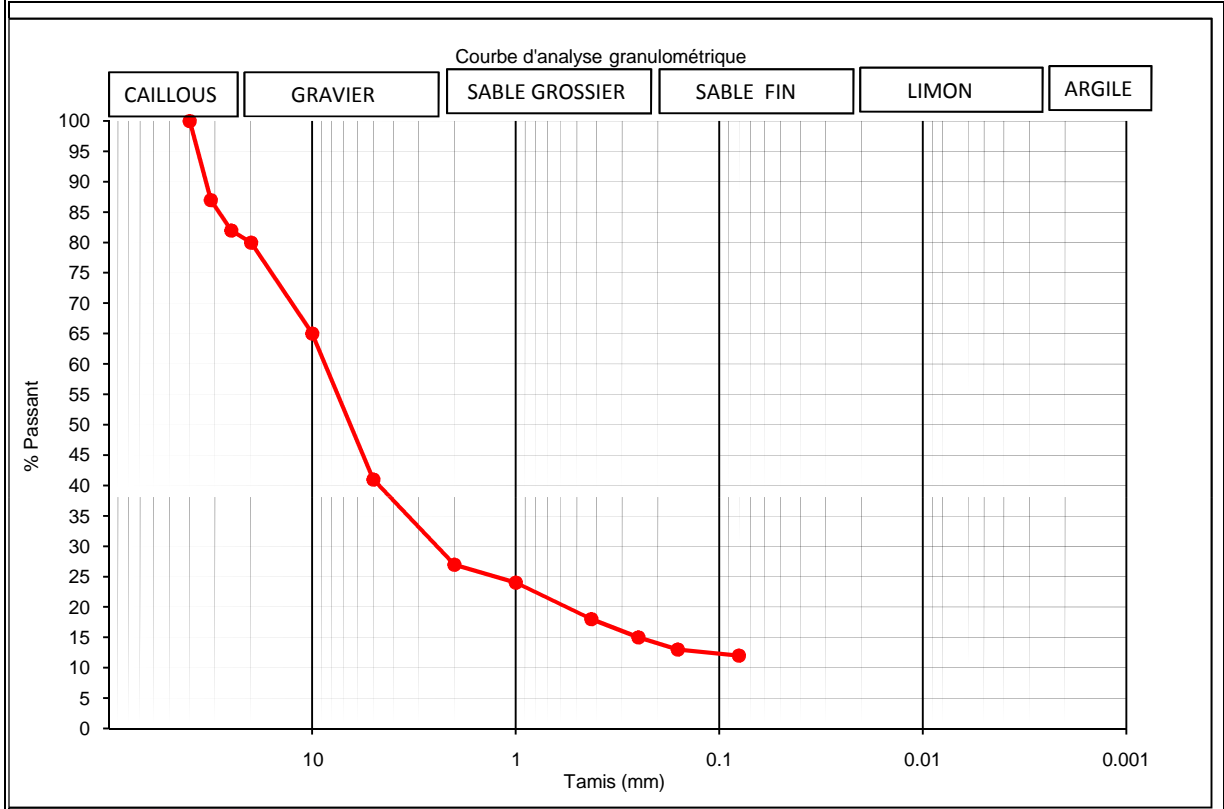



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

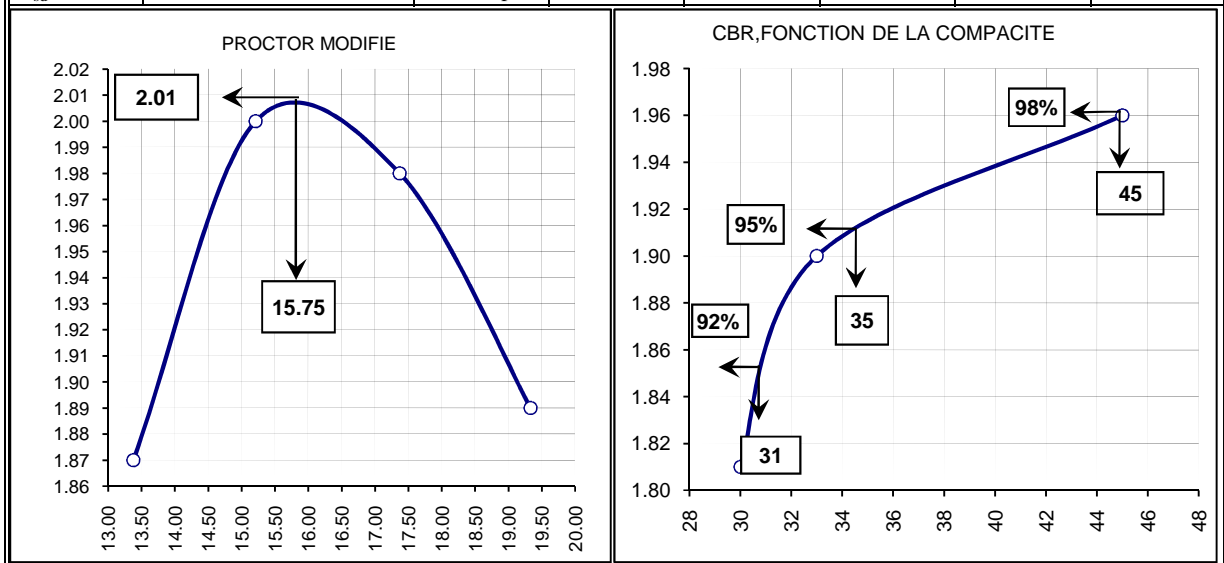
OBJET: Emprunts latéritiques

CLIENT: GID

EMPRUNT N°1 Mél. 2				Prélèvements sondages (7+8+9)	
LL	51	CLASSIFICATION			PK :
IP	18	H-R-B	U S C S	R T R	
%<0,08mm	12	A-2-7			Date :
IG	0				décembre-11



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2.01 t/m³	55 coups	98%	1.96	45	16.8%
W _{opm} =	15.75 %	25 coups	95%	1.90	33	18.9%
W _{sd} =		12 coups	90%	1.81	30	20.2%





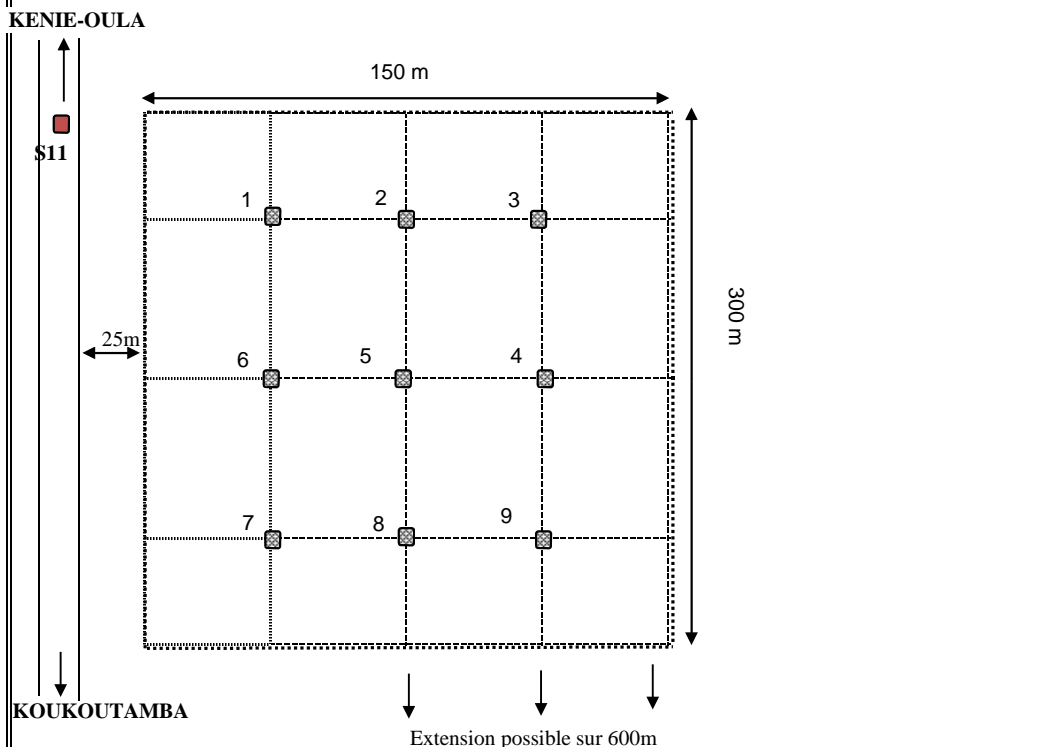
ROUTE KENIE-OULA - KOUKOUTAMBA

OBJET: Recherche de Gisements de Matériaux

EMPRUNT N°2 à Gauche au bord de la route

Maille: 50 X 100 m²

Coordonnées GPS	
29 Q	0234877
UTM	1253732



Sondage positif prélevé
 Sondage positif
 Sondage négatif



Détails et Coupes des sondages (Cm)

N°	1	2	3	4	5	6	7
Découverte	10	10	10	10	10	10	10
Ep. Exploit.	60	50	60	70	70	60	60
Prof. Tot.	70	60	70	80	80	70	70

8	9
10	10
60	50
70	60

Données Générales de l'Emprunt

Surface reconnue (m ²)	45 000
Epaisseur Découverte (m)	0.10
Epaisseur moyenne exploitable (m)	0.60
Volume exploitable (m ³)	27 000

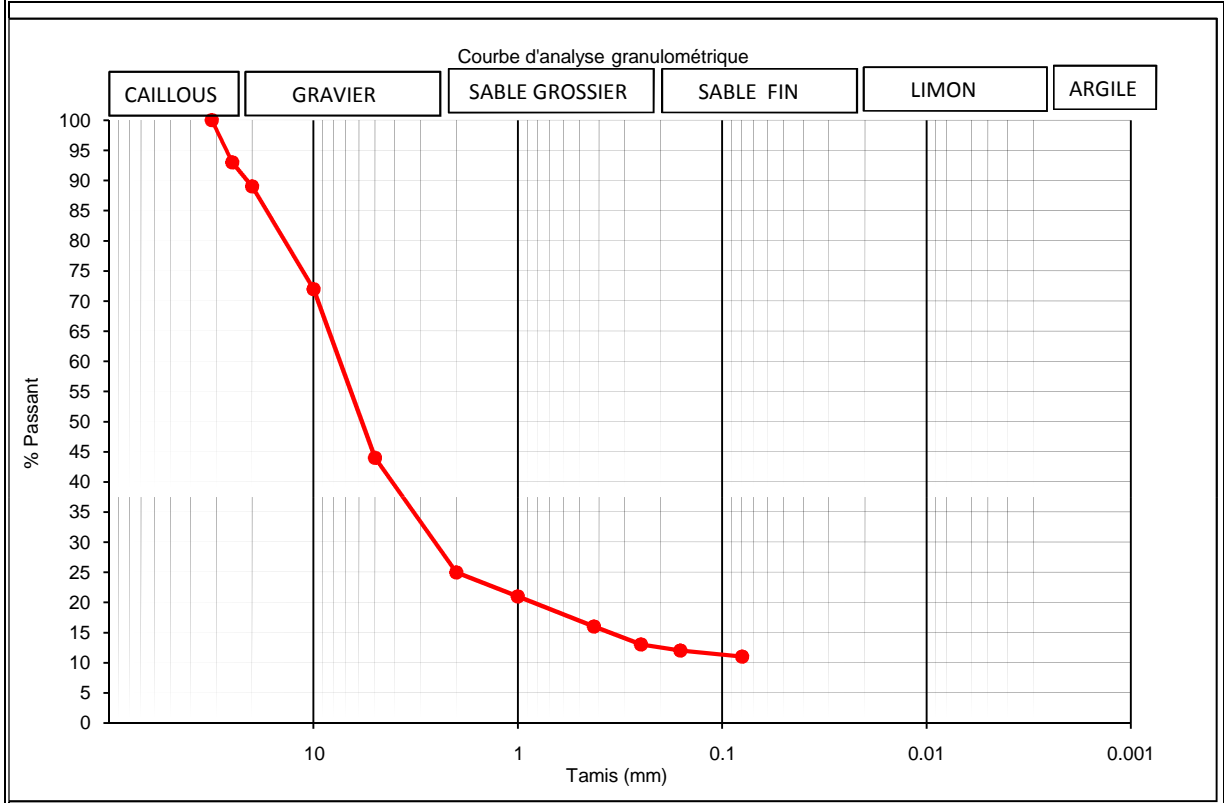



CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

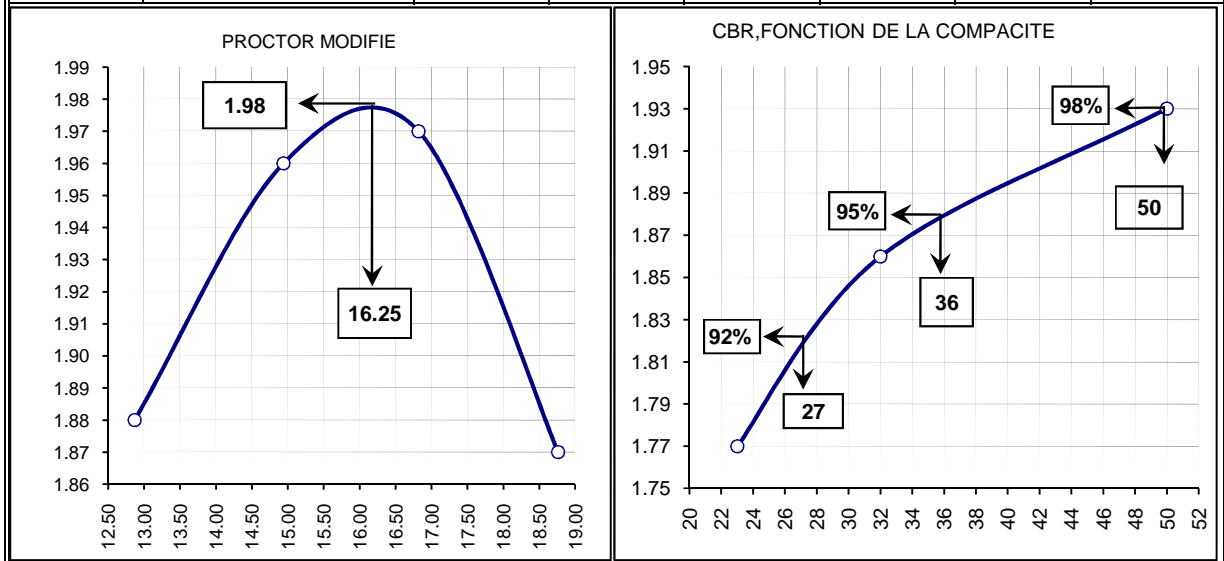
OBJET: Emprunts latéritiques

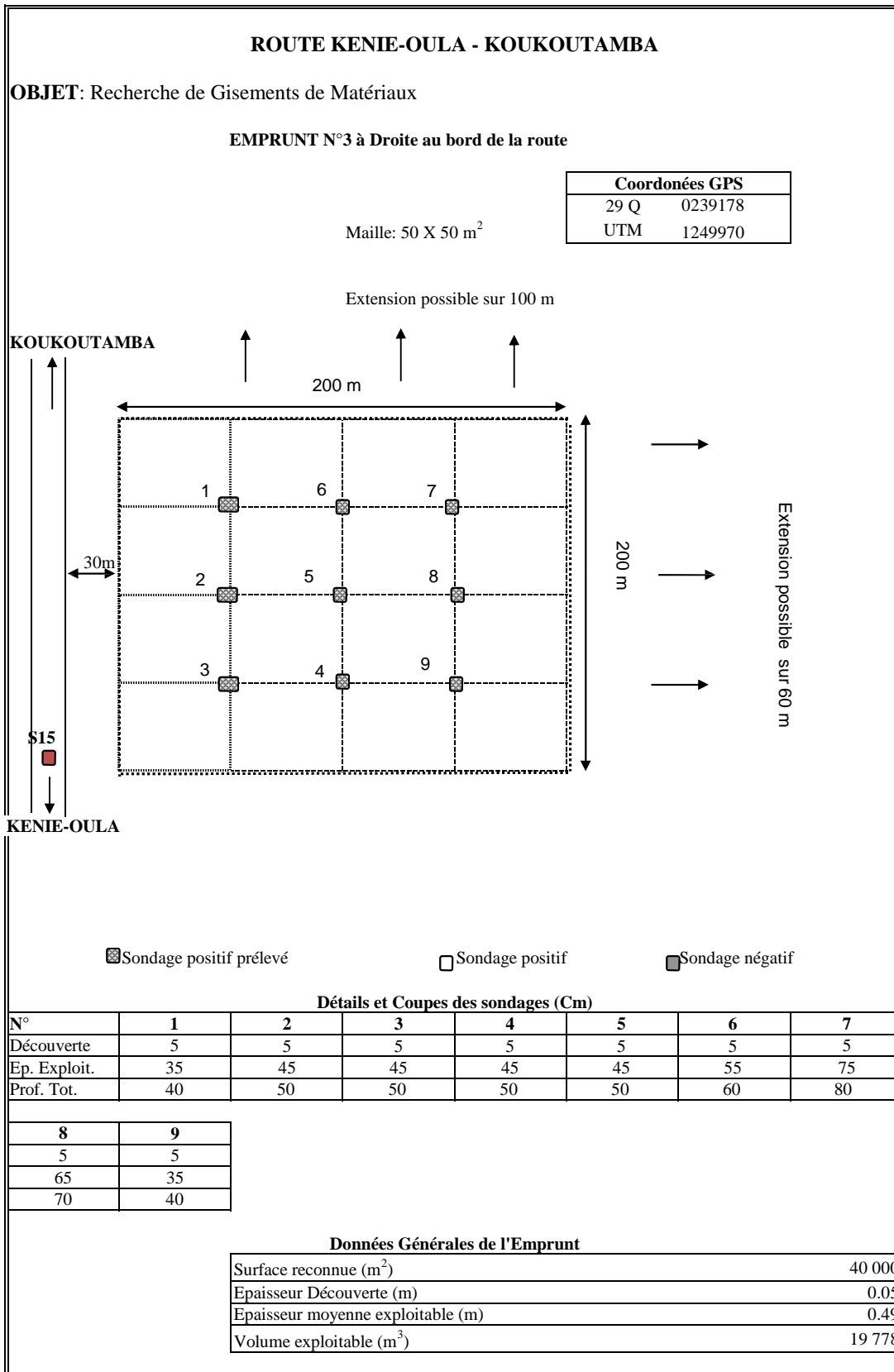
CLIENT: GID

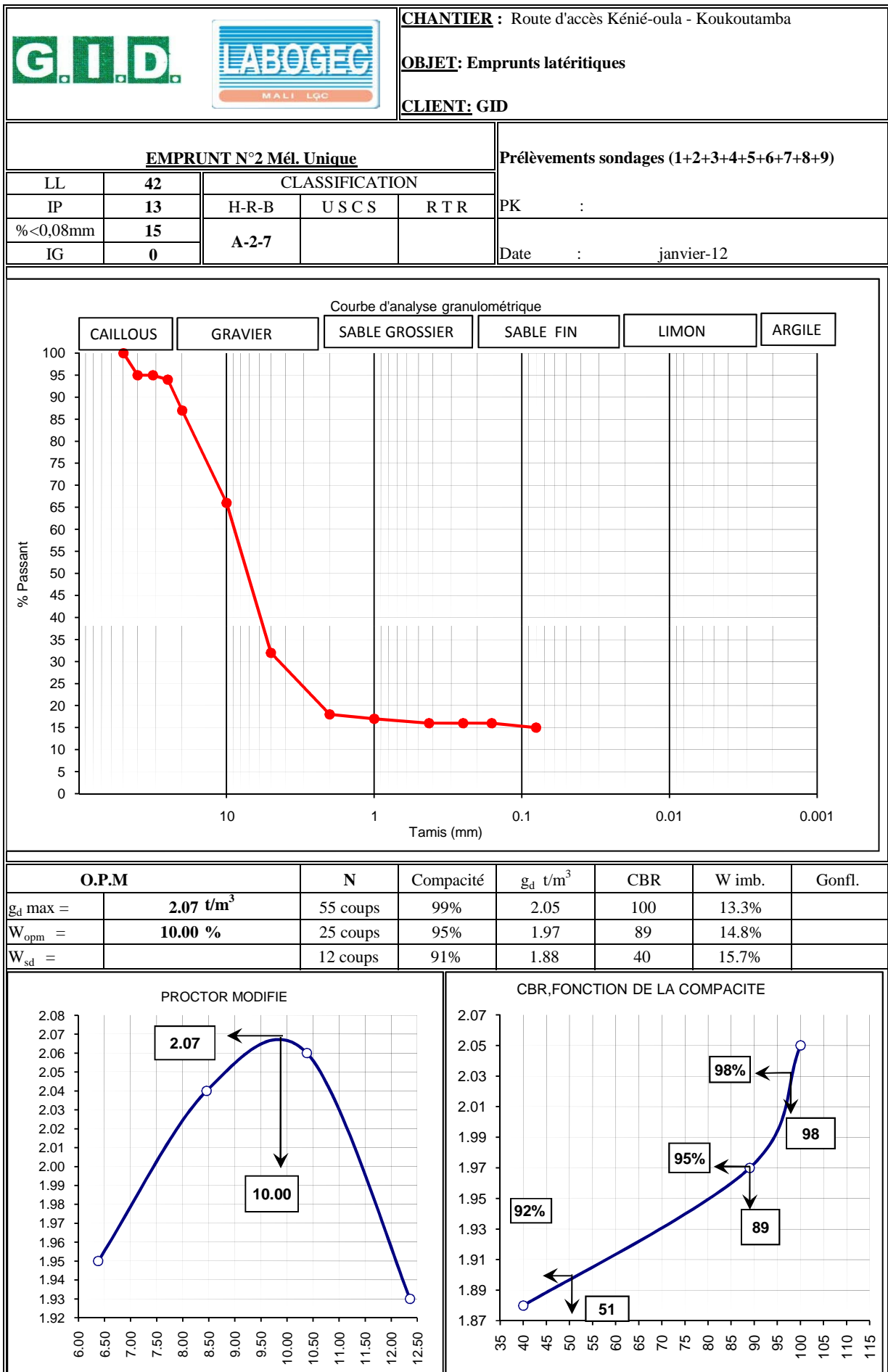
EMPRUNT N°2 Mél. Unique				Prélèvements sondages (1+2+3+4+5+6+7+8+9)	
LL	51	CLASSIFICATION			PK :
IP	18	H-R-B	U S C S	R T R	
%<0,08mm	11	A-2-7			Date :
IG	0				janvier-12

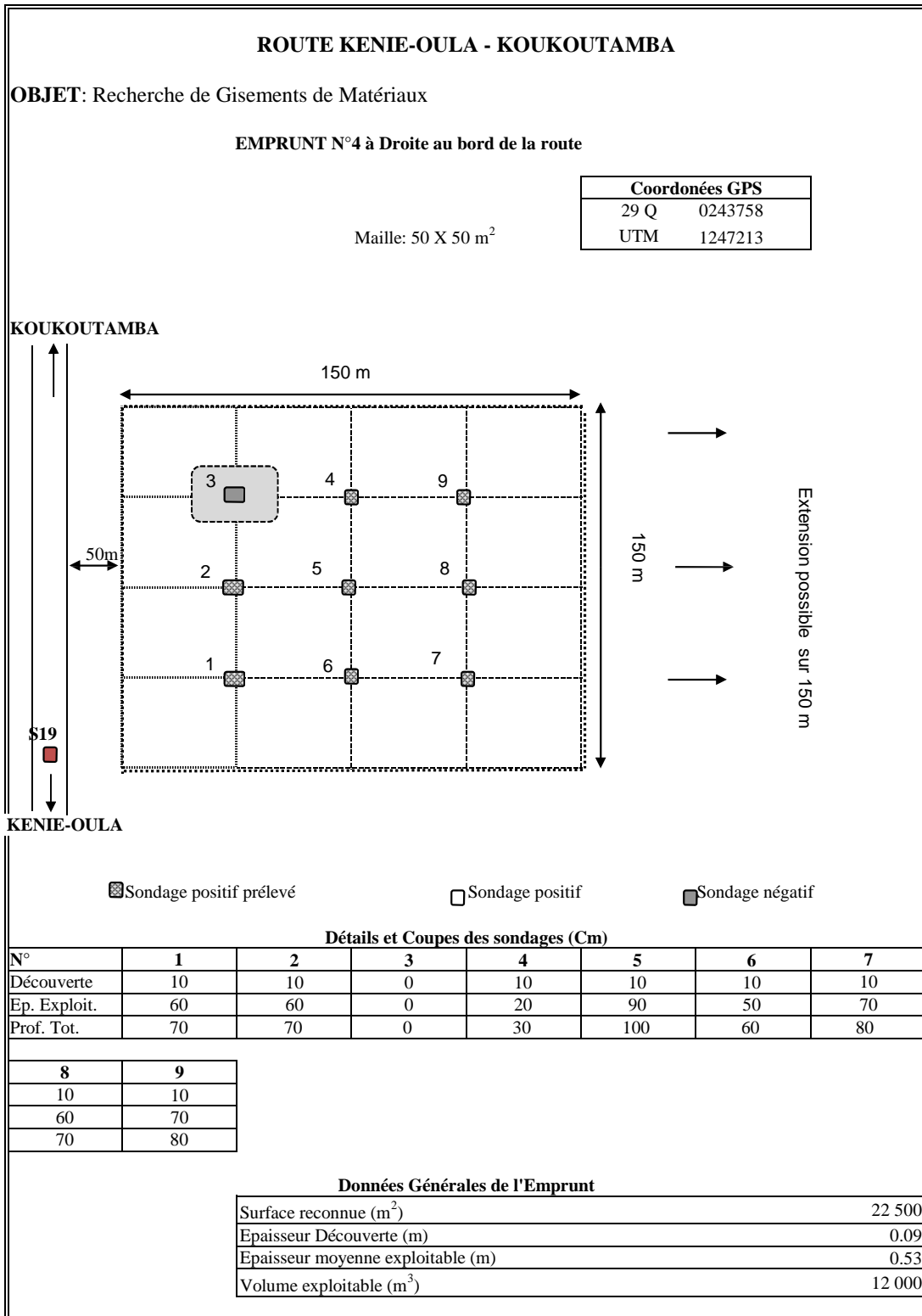


O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	1.98 t/m³	55 coups	1.93	50	17.5%	
W _{opm} =	16.25 %	25 coups	1.86	32	18.7%	
W _{sd} =		12 coups	1.77	23	20.4%	











CHANTIER : Route d'accès K énié-oula - Koukoutamba

OBJET: Emprunts lat éritiques

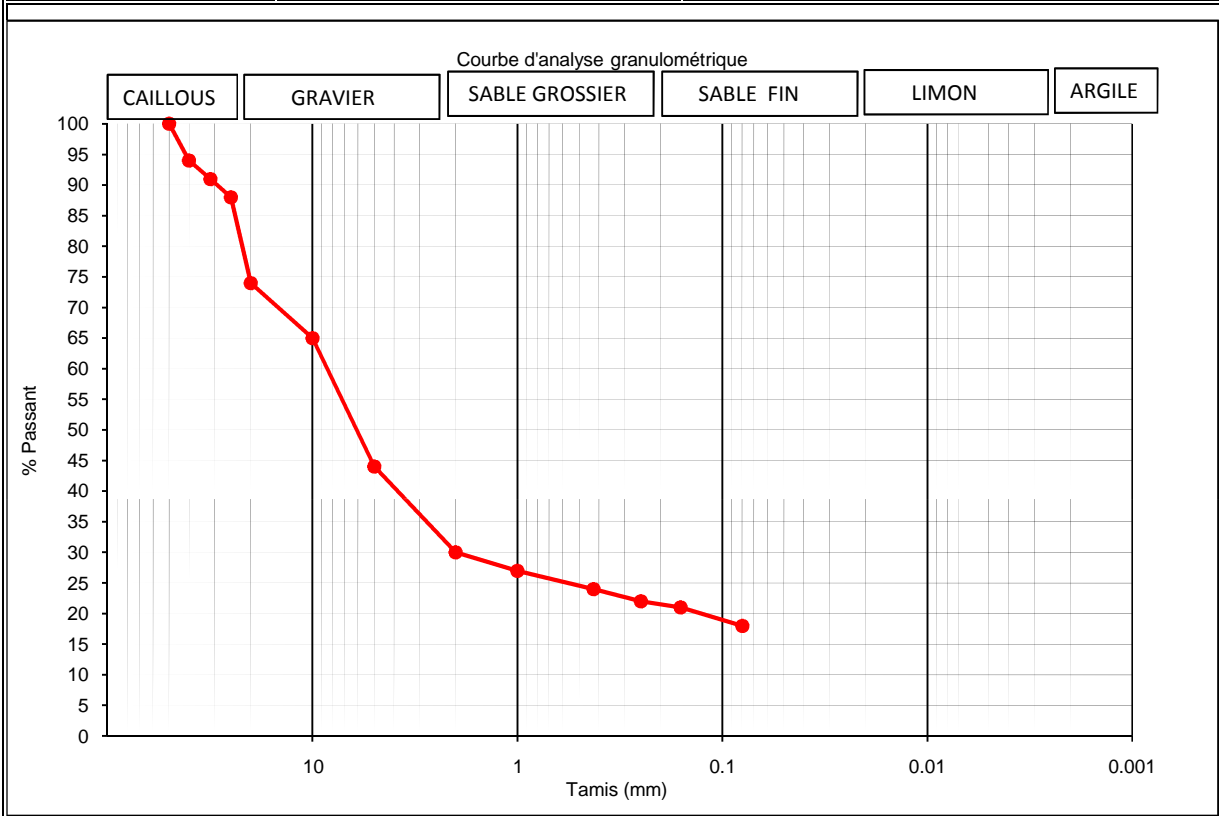
CLIENT: GID

EMPRUNT N°4 M él.1

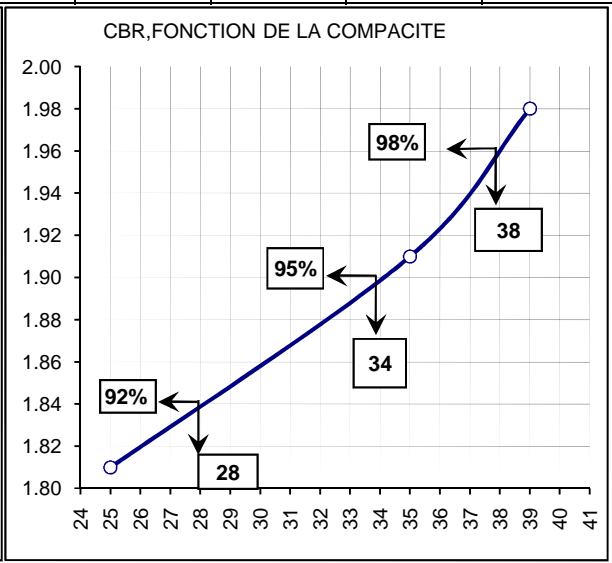
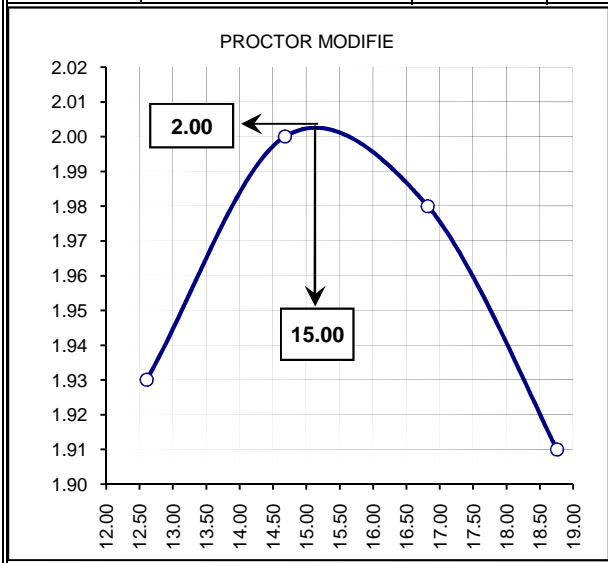
Prél èvements sondages (1+4+9)

LL	52	CLASSIFICATION		
IP	19	H-R-B	U S C S	R T R
% < 0,08mm	18	A-2-7		
IG	0			

PK :
Date : janvier-12



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	2 t/m ³	55 coups	99%	1.98	39	17.9%
W _{opm} =	15.00 %	25 coups	96%	1.91	35	18.6%
W _{sd} =		12 coups	91%	1.81	25	20.4%





CHANTIER : Route d'accès Kénié-oula - Koukoutamba

OBJET: Emprunts latéritiques

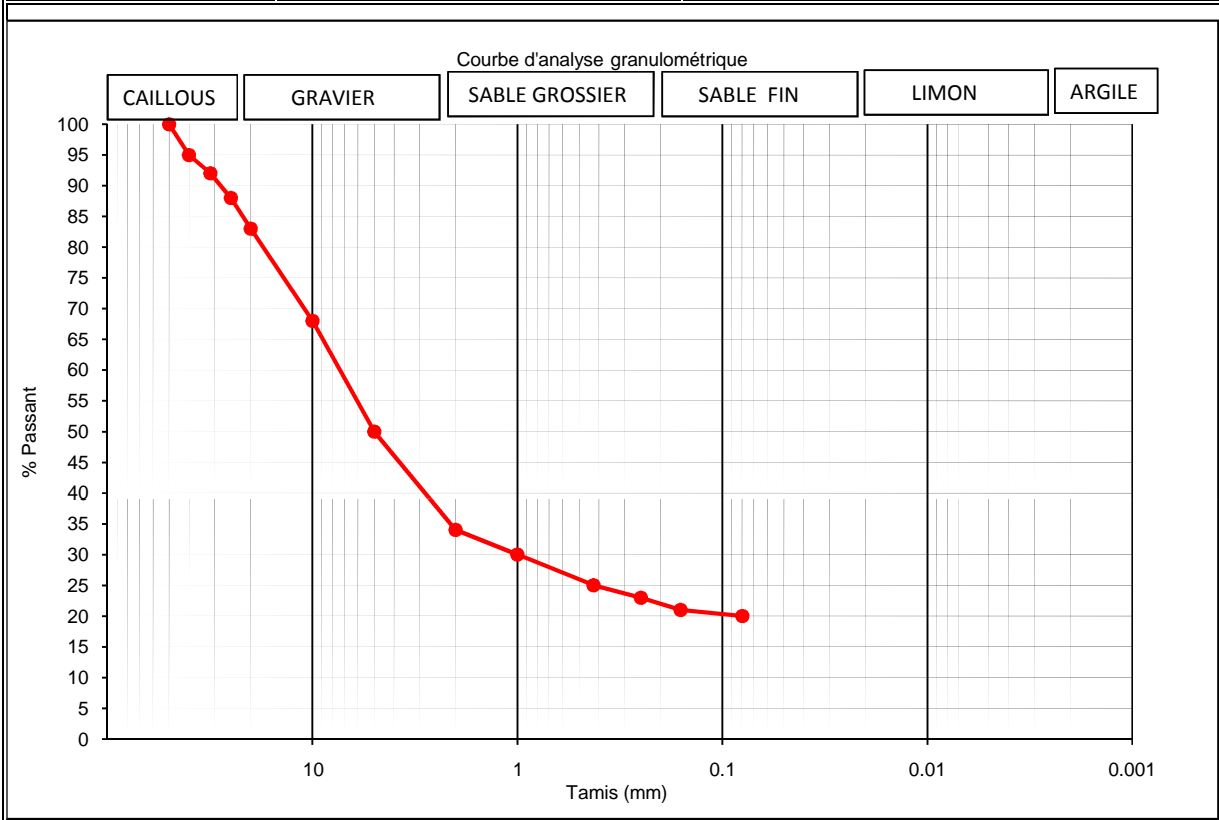
CLIENT: GID

EMPRUNT N°4 Mél. 1

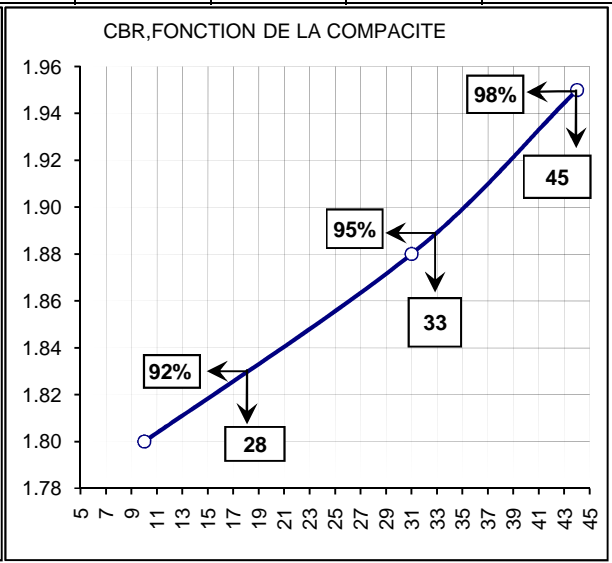
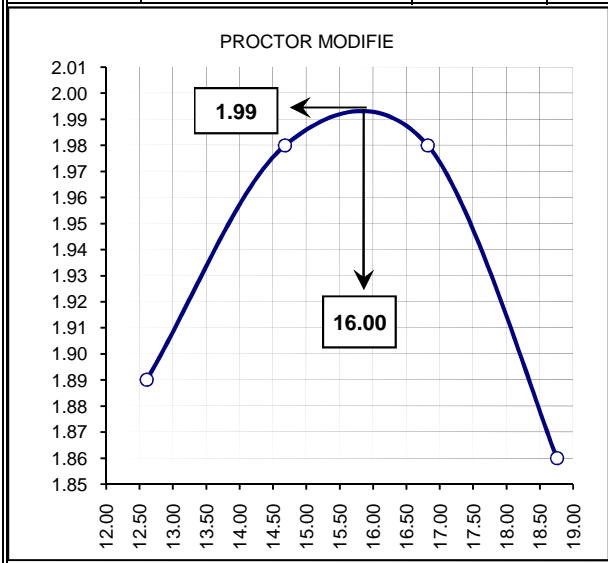
Prélèvements sondages (1+4+9)

LL	48	CLASSIFICATION		
IP	19	H-R-B	U S C S	R T R
% < 0,08mm	20	A-2-7		
IG	0			

PK :
Date : janvier-12



O.P.M	N	Compacité	g _d t/m ³	CBR	W imb.	Gonfl.
g _d max =	1.99 t/m ³	55 coups	98%	1.95	44	18.1%
W _{opm} =	16.00 %	25 coups	94%	1.88	31	19.9%
W _{sd} =		12 coups	90%	1.80	10	23.3%



Annexe 3 Photos puits de sondage/ échantillons



Chute du barrage de Koukoutamba

ROUTE

КЕНЬЕОУЛА - КУАКУАТМЛБА

Санд 3

P.P.S : 0,00 - 0,70

P.P : 0,80m .

ROUTE

HELYEOLLA - KOUKOUTAHTA

Sand 3

P.P.S : 0,00 - 0,70

P.F : 0,80m .

ROUTE - d'ACCÈS
ΚΕΝΥΕΟΥΛΑ - ΚΟΥΚΟΥΤΑΡΒΑ.

Send. 4

P. Prod : 0,00 - 0,20

P.T : 0,30cm.

ROUTE-d'ACCES
ΚΕΝΥΕΟΥΛΑ - ΚΟΥΚΟΥΤΑΝΩΒΑ.

Send. 4

P. Prod : 0,00 - 0,20

P.T : 0,30m.

ROUTE - d'ACCES

ΚΕΑΥΕΟΥΛΑ - ΚΟΥΚΟΥΤΑΠΠΑ.

Send. 5

P. Prod : 0,00 - 0,20

P. T : 0,20m.





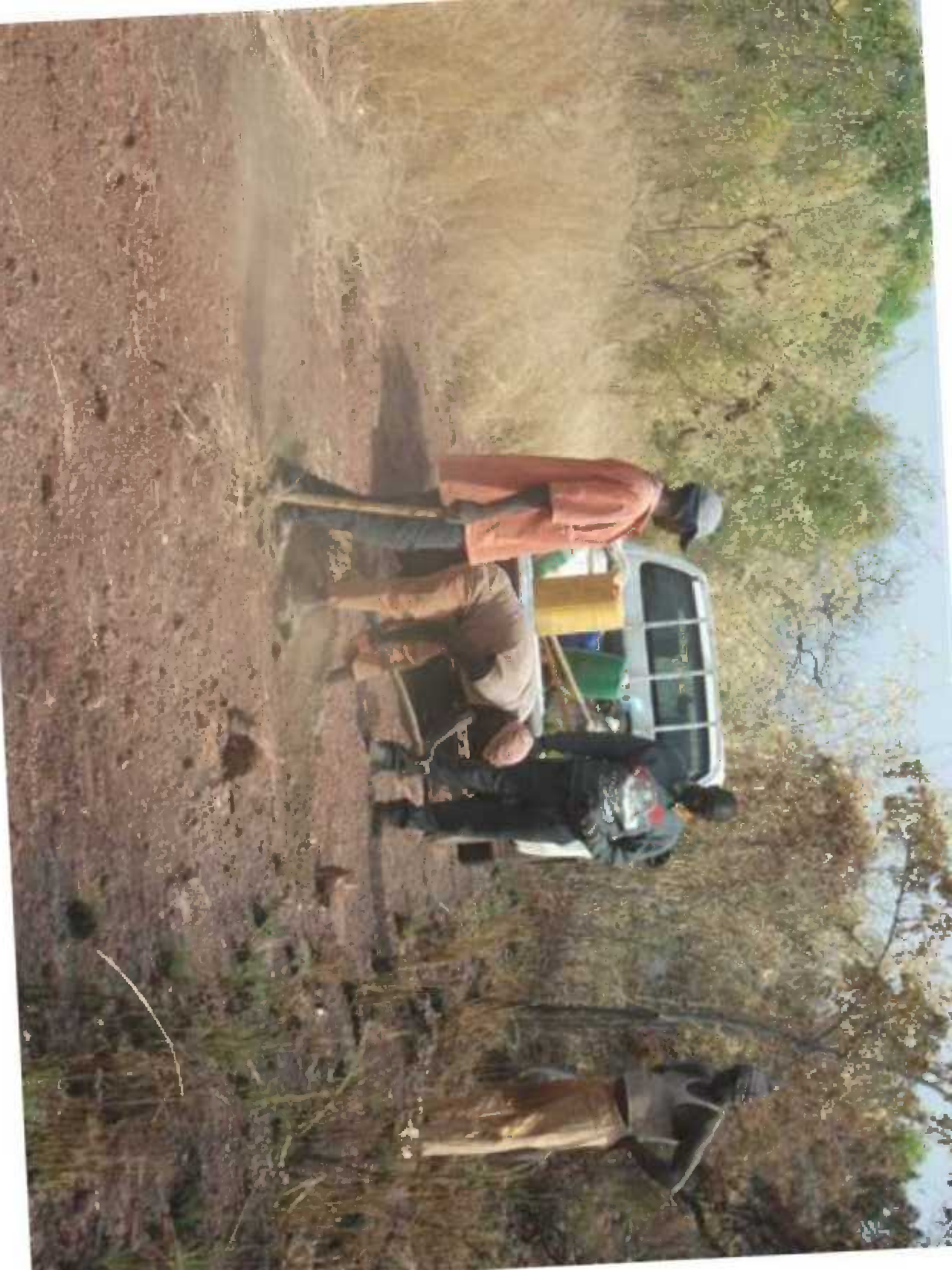














ROUTE D'ACCES

KENYENGA - KOUKOUTAMBA

SOND. 15

P. Prof: 0,30

P. T: 0,60

ROUTE D'ACCES

KENYESOUHA - KOUKOUTAMBA

SOND. 15

P. Prof: 0,00 - 0,30

P. T: 0,60

ROUTE D'ACCÈS

KENYÉOUA - KOUKOUTAMBA

SOND. 15

P. Bas: 900 - 9,30

P. T: 0,60

ROUTE D'ACCES

KENYE OULA - KOUKOUTAMBA

SOND. 15

P. Pail: 0,00 - 0,30

P. T: 0,60







Ronde s'écrit :

KEYNEOLA - KUKUKUTAMBA
Sondis

Prati: 0,00 - 1,10

PT: 1,10

Route d'accès :

KENYEOLA - KOUKOUTAMBA
Sond 18

P. Prd: 0,00 - 1,10

PT: 1,10

Route d'accès :

KENYEOLA - KOUKOUTAMBA
SOMDAS

P.Rul: 0,00 - 1,10

PT: 1,10

Route d'accès .

KEMYECULA - KOUKOUTAMBA
Sond 18

P. Rad: 0,00 - 1,10

PT: 1,10

Unit 15
K. P. ...
Project ...
PT: 4.80

Route d'accès :

KENYEOLA - KOUKOUTAMBA
Sondage

P. Rad: 0,00 - 1,00

PT: 1,00

Route d'accès :

KENYEOLA - KoukouTAMBA
Sond 19

P. Rad: 0,00 - 1,00

PT: 1,00

SOMMAIRE DU CHAPITRE B6

NOTE DE CALCUL JUSTIFICATIVE DE LA ROUTE D'ACCES AU SITE DE KOUKOUTAMBA

B6.1	GENERALITES	1
	B6.1.1 Objet du rapport	1
B6.2	REFERENCES TECHNIQUES	2
	B6.2.1.1 Documentation générale de référence	2
	B6.2.1.2 Références normatives	2
	B6.2.1.3 Liste des plans du projet	2
	B6.2.2 Sigles utilisés	3
B6.3	DONNEES GENERALES DU PROJET	4
	B6.3.1 Reconnaissances topographiques	4
	B6.3.2 Reconnaissances géologiques et géotechniques	4
	B6.3.3 Climat5	
	B6.3.3.1 Généralités	5
	B6.3.3.2 Température	5
	B6.3.3.3 Pluviométrie	6
	B6.3.4 Hypothèses générales	7
	B6.3.4.1 Trafic	7
	B6.3.4.2 Chargement	8
	B6.3.4.3 Classes de portance des sols	9
B6.4	DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DE LA CHAUSSEE	9
	B6.4.1 Chaussée existante	9
	B6.4.1.1 Structure type	12
	B6.4.1.2 Couche de forme	12
	B6.4.1.3 Couche de fondation	12
	B6.4.1.4 Couche de base	13
	B6.4.1.5 Récapitulatif	14
	B6.4.1.6 Cas avec reprofilage	15
	B6.4.1.7 Imprégnation et revêtement	17

B6.5	TRACE GEOMETRIQUE DE LA ROUTE	17
B6.5.1	Profil en travers	17
B6.5.2	Tracé en plan	18
B6.5.3	Profil en long	20
B6.5.4	Drainage de la route	20
B6.5.4.1	Caniveaux latéraux	20
B6.5.4.2	Buses de franchissement	21

LISTE DES FIGURES :

Figure B6. 1 - Températures mensuelles maximales, minimales et moyennes.....	6
Figure B6. 2 - Pluies mensuelles moyennes sur 4 stations pluviométriques régionales	7
Figure B6. 3 – convoi type pour acheminement des équipements lourds	8
Figure B6. 4 – coupes géologiques au droit des sondages à l'axe de la route – puits S1 à S10	10
Figure B6. 5 – coupes géologiques au droit des sondages à l'axe de la route – puits S11 à S20	11
Figure B6. 6 : Cas des travaux à envisager suivant les résultats des sondages.....	15
Figure B6. 7 : Cas des travaux à envisager en cas de mise en place de remblais sur la route existante	16

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B6. 1 : Températures de l'air à Dabola en °C (période : 1994-2006).....	6
Tableau B6. 2 : Moyennes des pluies mensuelles sur 4 stations pluviométriques régionales	7
Tableau B6. 3 : Classes de portance des sols	9
Tableau B6. 4 : Epaisseurs types des couches de la chaussée	12
Tableau B6. 5 – zones de fondations à traiter.....	13
Tableau B6. 6 : Courbures – Dévers – Surlargeur.....	19
Tableau B6. 7 : Longueur des transitions.....	19
Tableau B6. 8 : Longueur critique des caniveaux	21
Tableau B6. 9 : Liste des ouvrages de franchissement	22
Tableau B6. 10 : Types des ouvrages de franchissement	24

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

CHAPITRE B6

NOTE DE CALCUL JUSTIFICATIVE DE LA ROUTE D'ACCES AU SITE DE KOUKOUTAMBA

B6.1 GENERALITES

B6.1.1 Objet du rapport

L'aménagement hydroélectrique de Koukoutamba est situé en Moyenne Guinée, à 570 km au nord-est de la capitale Conakry, entre 11°23'O de longitude et 11°16'N de latitude.

L'accès principal au site tel que validé à l'issue des études d'avant-projet sommaire consistera à un accès par un trajet entièrement routier par la rive gauche de l'aménagement. Ce trajet routier comprendra:

- Par la Route Nationale N1 de Conakry jusqu'à Mamou via Kindia. Il s'agit d'une route revêtue d'une distance de 270 km environ ;
- Ensuite de Mamou on prend la Route Nationale N5 de Mamou jusqu'à Labé ; route elle aussi revêtue d'une distance de 140 km environ ;
- Depuis Labé on prend la Route Nationale N27 de Labé jusqu'à Kénié-oula, en passant par Tougué et Kollé. Cette route est en fait une piste non revêtue, de praticabilité difficile mais permanente pour une distance de 120 km environ ;
- Enfin depuis Kénié-Oula on quitte les routes nationales pour un trajet d'environ 30km jusqu'au site, actuellement très difficilement praticable. Ce trajet ce trajet est considéré au sens de notre étude comme route d'accès au site.

Les tronçons bitumés de routes nationales de Conakry à Labé sont à ce jour en bon état de praticabilité moyennant quelques travaux d'entretien courant. Le tronçon en terre Labé – Tougué – Kollé – Kénié-oula compte-tenu de son état actuel, nécessitera sa reconstruction avant le début des travaux de l'aménagement, notamment pour permettre l'acheminement des matériaux, du matériel, et des équipements. L'étude de ce tronçon ne fait cependant pas l'objet de cette étude ⁽¹⁾.

Le présent document constitue le rapport justificatif des travaux à envisager pour la route d'accès Kénié-Oula – Koukoutamba.

¹ A l'issue de l'atelier de validation de l'APS, il a été préconisé la réalisation en option du tronçon Labé – Tougué – Kénié-Oula dans le cadre du projet d'Aménagement de Koukoutamba en cas de retard du projet SITRAM.

B6.2 REFERENCES TECHNIQUES

B6.2.1.1 Documentation générale de référence

[1] Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, *CEBTP - Ministère de la Coopération 1980.*

[2] Réalisation des remblais et des couches de forme ; fascicules I et II, *LCPC/SETRA - Ministère de l'Équipement du logement et des transports Juillet 2000.*

[3] Comprendre les principaux paramètres de conception géométrique des routes, *Note technique. SETRA, janvier 2006*

[4] Transports exceptionnels – Définition des convoi-types et règles pour la vérification des ouvrages d'art. *SETRA- Ministère des transports / Direction des routes, Octobre 1982.*

[5] Ouvrages d'assainissement – Fascicule n°70 *SETRA- Ministère de l'Équipement, du Logement et des transports, Juillet 1992.*

[6] Exécution des ouvrages en béton de faible importance – Fascicule n°65B *SETRA- Ministère de l'Équipement, du Logement et du transport et du Tourisme, Mai 1996.*

B6.2.1.2 Références normatives

[7] Norme Française AFNOR,

[8] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHO),

[9] ARP : Aménagement des Routes Principales.

B6.2.1.3 Liste des plans du projet

Les plans à consulter issues de cette étude sont :

- KTB-II10-RA-AM-001 – *Route d'accès Kénié-Oula - Koukoutamba* – Implantation - Vue en Plan
- KTB-II10-RA-AM-002 – *Route d'accès Kénié-Oula - Koukoutamba* – Liste des Ouvrages de franchissement
- KTB-II10-RA-AM-003 à 017 – *Route d'accès - Labé - Koukoutamba* – Plan Général

- KTB-II10-RA-PT-001 à 022 – *Route d'accès Kénié-Oula - Koukoutamba* – Tracé en Plan – Profil et long – feuille 1/22 à 22/22
- KTB-II10-RA-PT-023 – *Route d'accès Kénié-Oula – Koukoutamba* – Coupes types sur chaussées
- KTB-II10-RA-PT- 024 – *Route d'accès Kénié-Oula – Koukoutamba* – Raccordement entre alignement droit et courbure
- KTB-II10-RA-PC- 001 – *sur le Bafing à Koukoutamba* - Vue en Plan et coupe longitudinale
- KTB-II10-RA-PC- 002 – *sur le Bafing à Koukoutamba* – Piles – Coupes types
- KTB-II10-RA-PC- 003 – *sur le Bafing à Koukoutamba* – Culées – Coupes types
- KTB-II10-RA-PC- 004 – *sur le Bafing à Koukoutamba* – Poutres – Coupes types
- KTB-II10-RA-PC- 005 et 006 – *Route d'accès Kénié-Oula* – Passages hydrauliques circulaires types A – B – C
- KTB-II10-RA-PC- 008 et 009 – *Route d'accès Kénié-Oula* – Passages hydrauliques rectangulaires types D – E – F
- KTB-II10-RA-PC- 007– *Route d'accès Kénié-Oula* – Passages hydrauliques – Buses tous les 400 à 600m

B6.2.2 Sigles utilisés

PTRA : Poids Total Roulant Autorisé

OPM : Optimum Proctor Modifié

B6.3 DONNEES GENERALES DU PROJET

B6.3.1 Reconnaissances topographiques

Le relevé topographique de la route a été réalisé par la technique de relevé aérien par LIDAR pendant les études de faisabilité et avant-projet sommaire. La zone relevée a consisté à une bande de 15m de part et d'autre à l'axe de la piste existante qui a préalablement été reconnue au sol lors des études de faisabilité⁽²⁾.

A l'issue du relevé LIDAR, un semis dense de points topographiques a été obtenu. Le traitement de ces semis de points a permis par ailleurs d'obtenir le tracé des courbes de niveau tous les mètres afin de faciliter leur exploitation. Ces données étant disponibles sous forme numériques, elles ont servi à réaliser les études détaillées et pourront servir de base en phase d'exécution pour les études d'exécution.

B6.3.2 Reconnaissances géologiques et géotechniques

Une campagne de reconnaissances géologiques et géotechniques a été réalisée pour les études détaillées de la route. Le but de cette campagne était de :

- Caractériser la plateforme actuelle de la piste existante
- Identifier les zones d'emprunts pour les remblais de la route et de carrières potentielles routiers pour les agrégats pour béton des ouvrages d'art.

La portée de ces reconnaissances consistait à réaliser des puits de reconnaissance de 1m de profondeur répartis comme suit :

- 20 puits sur l'axe identifié de la piste existante à raison d'à peu près 1 puits tous les 1.5km
- 30 puits dans les zones d'emprunts identifiés à raison d'une zone d'emprunt tous les 8km,
- Localiser les zones potentielles de matériaux rocheux.

Pour les matériaux prélevés dans les zones d'emprunts, les essais suivants ont été réalisés :

² Une étude de la problématique des transports a été faite lors des études de faisabilité. Un relevé d'état des routes existantes a été fait. Cf chapitre

Granulométrie	NF X 11-501
Plasticité (Limites d'Atterberg)	NF P94-051
Proctor Modifié	NF P94-093
CBR	NF P94-078
Los Angeles	NF EN 1097-2
Micro Deval MDE	NF P 1097-1

Le plan KTB-II10-RA-PT-025 donne la localisation des différents puits des sondages réalisés.

Les résultats de ces reconnaissances sont donnés dans le rapport en annexe de la présente note justificative.

B6.3.3 Climat

B6.3.3.1 Généralités

Le bassin versant du Bafing à Koukoutamba est soumis à un climat tropical de transition. Il est caractérisé par une saison sèche en hiver et une saison humide en été. La température moyenne est élevée et la pluviométrie annuelle relativement forte. Les caractéristiques de ce climat s'expliquent par le mécanisme de la circulation de deux masses d'air :

- L'harmattan qui est un air continental tropical, sec et chaud, provenant du Sahara. Sa direction générale est nord-est ;
- La mousson qui est un air équatorial maritime, humide, instable et plutôt frais. Il provient de l'anticyclone de Sainte-Hélène et sa direction générale est sud-ouest.

B6.3.3.2 Température

Les températures mensuelles maximales et minimales mesurées à Dabola, au sud-est de Koukoutamba, sont données dans le tableau B6.1 ci-dessous (source : *Direction Nationale de la Météorologie, DNM, de Guinée*). Les valeurs retenues sont des moyennes mensuelles interannuelles des extrema journaliers, ainsi que leurs valeurs minimales et maximales sur la période 1994-2006. La température moyenne correspond à la moyenne de T_{\min} et T_{\max} .

L'évolution des températures mensuelles au cours de l'année dans la région de l'étude est présentée sur la figure B6.1. Les mois de mars à mai sont les mois les plus chauds avec des températures mensuelles maximales dépassant les 35 °C et des minimales voisines de 23 °C. Les plus fortes amplitudes thermiques sont observées de novembre à février (17 à 20 °C d'écart entre les extrema) quand règne l'harmattan et les plus faibles amplitudes de juin à septembre (9 à 10 °C d'écart), c'est-à-dire pendant la saison humide (période de mousson).

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

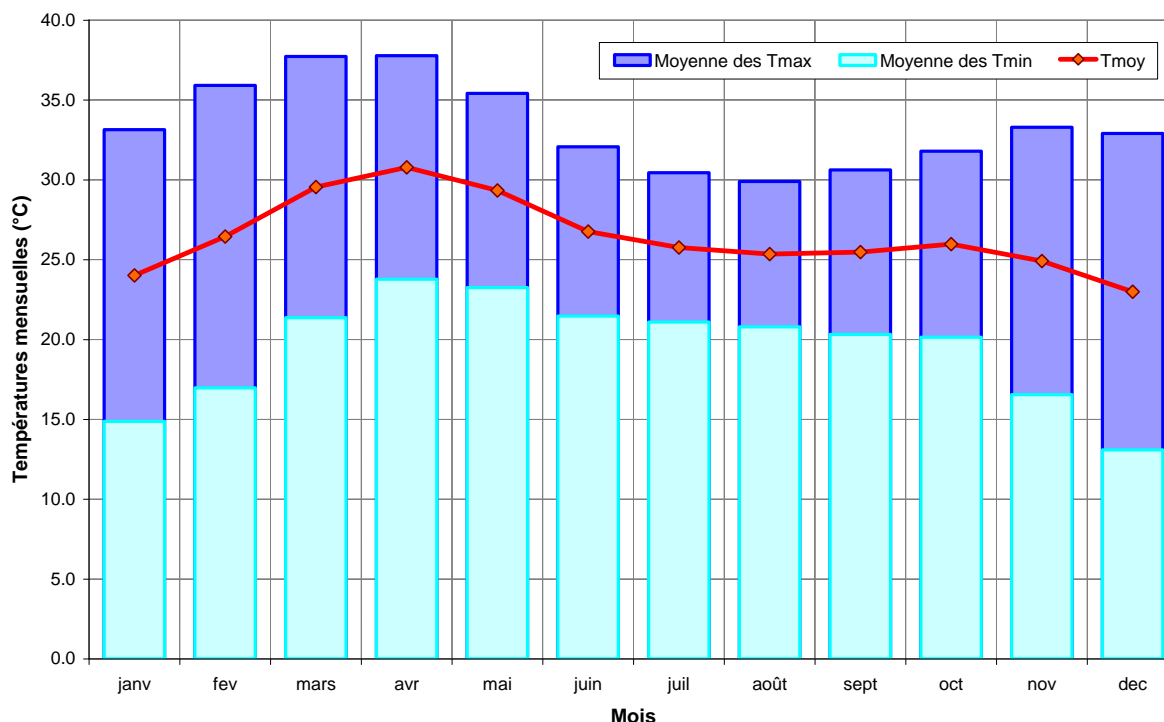


Figure B6. 1 - Températures mensuelles maximales, minimales et moyennes

Tableau B6. 1 : Températures de l'air à Dabola en °C (période : 1994-2006)

		janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	août	sept	oct	nov	dec
Tmax	Moy	33.1	35.9	37.7	37.8	35.4	32.1	30.4	29.9	30.6	31.8	33.3	32.9
	Min	26.4	34.6	36.1	36.5	34.7	31.3	29.6	29.0	30.2	30.9	32.1	31.5
	Max	35.2	37.6	39.1	38.8	37.5	33.4	31.2	30.6	31.4	32.7	34.7	34.6
Tmin	Moy	14.9	17.0	21.4	23.8	23.3	21.5	21.1	20.8	20.3	20.1	16.5	13.1
	Min	11.0	14.3	18.8	22.5	21.8	19.9	19.8	19.4	19.0	18.2	14.5	9.8
	Max	19.5	21.2	23.3	24.5	24.4	22.2	22.4	21.5	21.1	21.1	19.1	17.1
Tmoy	Moy	24.0	26.4	29.6	30.8	29.3	26.8	25.8	25.3	25.5	26.0	24.9	23.0

B6.3.3.3 Pluviométrie

Les données mensuelles sont disponibles sur les stations de Dabola, Tougué, Bafing Makana et Faléa. L'évolution de la pluviométrie au cours de l'année pour ces quatre stations est précisée par les moyennes mensuelles présentées à la Figure B6. 2 et dans le Tableau B6. 2. La répartition des pluies mensuelles est caractéristique d'un régime tropical des pluies avec l'alternance de deux saisons bien distinctes :

- Une saison des pluies de mai à octobre, avec de forts cumuls, plus particulièrement de juillet à septembre. Plus de 90 % de la pluie annuelle se produit pendant cette saison ;
- Une saison sèche de novembre à avril, avec des cumuls très faibles, voire quasiment nuls de décembre à février.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d’Accès au site de Koukoutamba

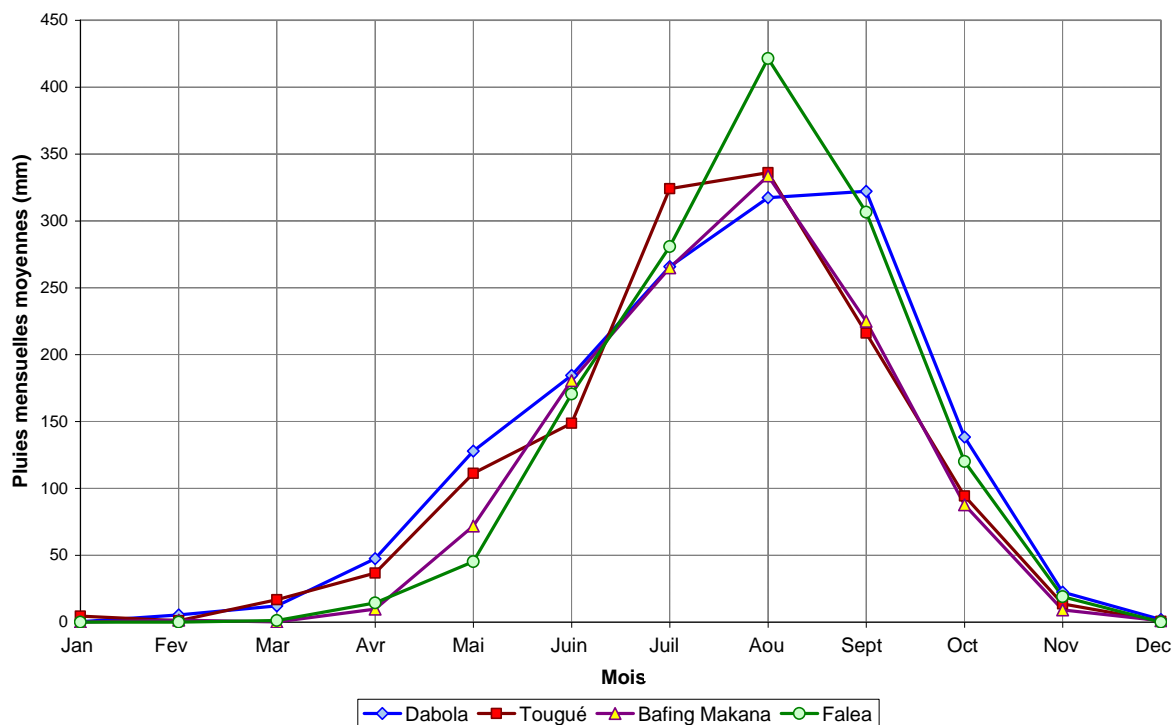


Figure B6. 2 - Pluies mensuelles moyennes sur 4 stations pluviométriques régionales

Tableau B6. 2 : Moyennes des pluies mensuelles sur 4 stations pluviométriques régionales

		jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sept	oct	nov	dec	Année
Dabola	P (mm)	0	5	12	48	128	184	266	317	322	138	22	2	1446
	P _{mens} /P _{an} (%)	0	0	1	3	9	13	18	22	22	10	2	0	100
Tougué	P (mm)	4	1	17	37	111	149	324	336	216	94	14	1	1304
	P _{mens} /P _{an} (%)	0	0	1	3	9	11	25	26	17	7	1	0	100
Bafing Makana	P (mm)	0	1	0	10	72	181	265	334	225	88	9	1	1185
	P _{mens} /P _{an} (%)	0	0	0	1	6	15	22	28	19	7	1	0	100
Faléa	P (mm)	0	0	1	14	45	171	281	421	307	120	19	0	1379
	P _{mens} /P _{an} (%)	0	0	0	1	3	12	20	31	22	9	1	0	100

B6.3.4 Hypothèses générales

B6.3.4.1 Trafic

L’objectif principal de l’étude est la réhabilitation de la route existante à travers la mise aux normes de son gabarit de circulation.

La chaussée est dimensionnée pour une période de vie de quinze ans. Cette valeur est la durée usuelle utilisée pour les routes dans la sous-région et elle équivaut à la période au bout de laquelle un retraitement de la chaussée est envisageable.

Le critère adopté pour le dimensionnement de la route est le suivant : le trafic est de 20 à 30 camions/jour pendant les travaux avec une pointe de 50 camions/jour en début et en fin des travaux.

L'AASHO [8] définit 5 classes de trafic suivant le nombre de véhicules par jour estimé sur la voie ou suivant de nombre cumulé de poids lourds (30% du trafic total) à l'horizon 15 ans sur la chaussée. L'estimation faite du nombre de véhicules par jour conduit à classer la voie dans la classe T1 (classe de très faible trafic). Celle-ci correspond aux critères suivants :

- moins de 300 véhicules par jour,
- moins de 500 000 poids lourds pendant la période de 15ans.

B6.3.4.2 Chargement

La route est conçue pour admettre les essieux simples dont la charge maximale statique admissible sur la chaussée par essieu est de 13 tonnes avec une surcharge maximale de 10%. Cette hypothèse de convoi est celle usuellement admise, sauf conditions particulières dans la sous-région.

Pour l'acheminement des charges lourdes (transformateurs/rotors) au site de Koukoutamba, le passage d'un convoi exceptionnel de type C1 au sens de la réglementation française [4] est considéré. Le PTRA considéré pur ce convoi sera de 94tonnes avec une charge par essieu n'excédant pas 13tonnes. Le schéma-type de ce convoi est donné à la Figure B6. 3 ci-après.

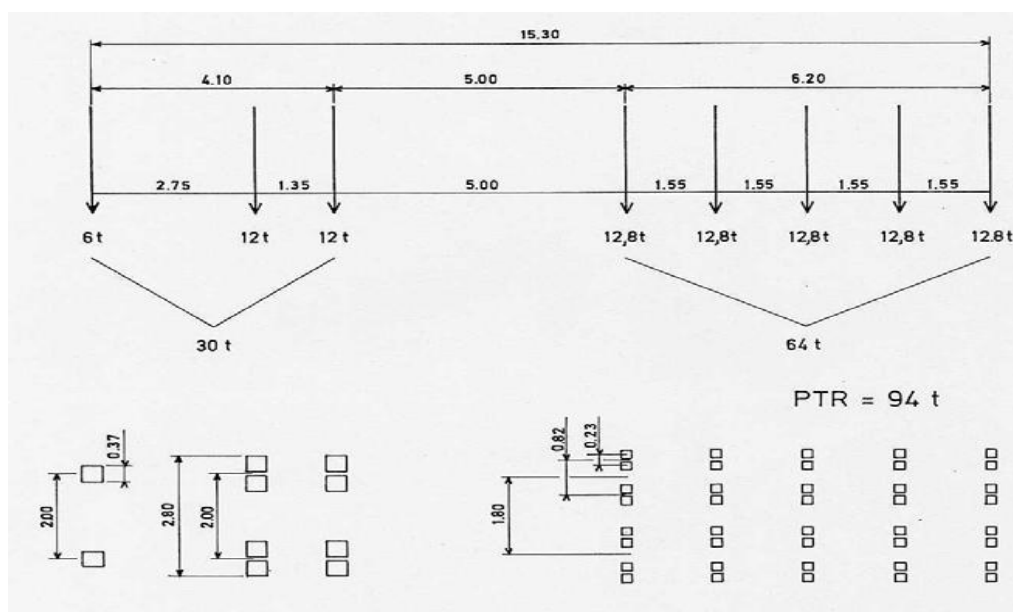


Figure B6. 3 – convoi type pour acheminement des équipements lourds

B6.3.4.3 Classes de portance des sols

Le projet se trouve dans une zone tropicale à très forte pluviométrie ($P_{an} > 1.2$ m); la moyenne annuelle est estimée à 1.35 m d'eau à Tougué. Dans ces conditions, la chaussée reste fortement imbibée avec une teneur en eau au-delà de l'OPM pendant une bonne partie de l'année. Le principe de base de la conception de la structure de la chaussée sera basé sur l'indice CBR mesuré sur des éprouvettes immergées pendant 4 jours et soumises au poinçonnement type CBR.

Cinq classes de portance de sol sont identifiées d'après le Guide de dimensionnement [1]. Ces classes sont les suivantes :

S1	CBR<5
S2	5<CBR<10
S3	10<CBR<15
S4	15<CBR<30
S5	CBR>30

Tableau B6. 3 : Classes de portance des sols

B6.4 DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DE LA CHAUSSEE

B6.4.1 Chaussée existante

La route existante est dans un contexte latéritique généralisé avec une succession des zones de carapaces apparentes et des zones de graveleuses et argileuses. Les figures ci-après issues des reconnaissances géologiques résument les coupes géologiques telles qu'issues des sondages.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

COUPE DES SONDAGES DE PLATE - FORME ET PROFIL GEOTECHNIQUE DE KENIE-OUYA A KOUKOUTAMBA

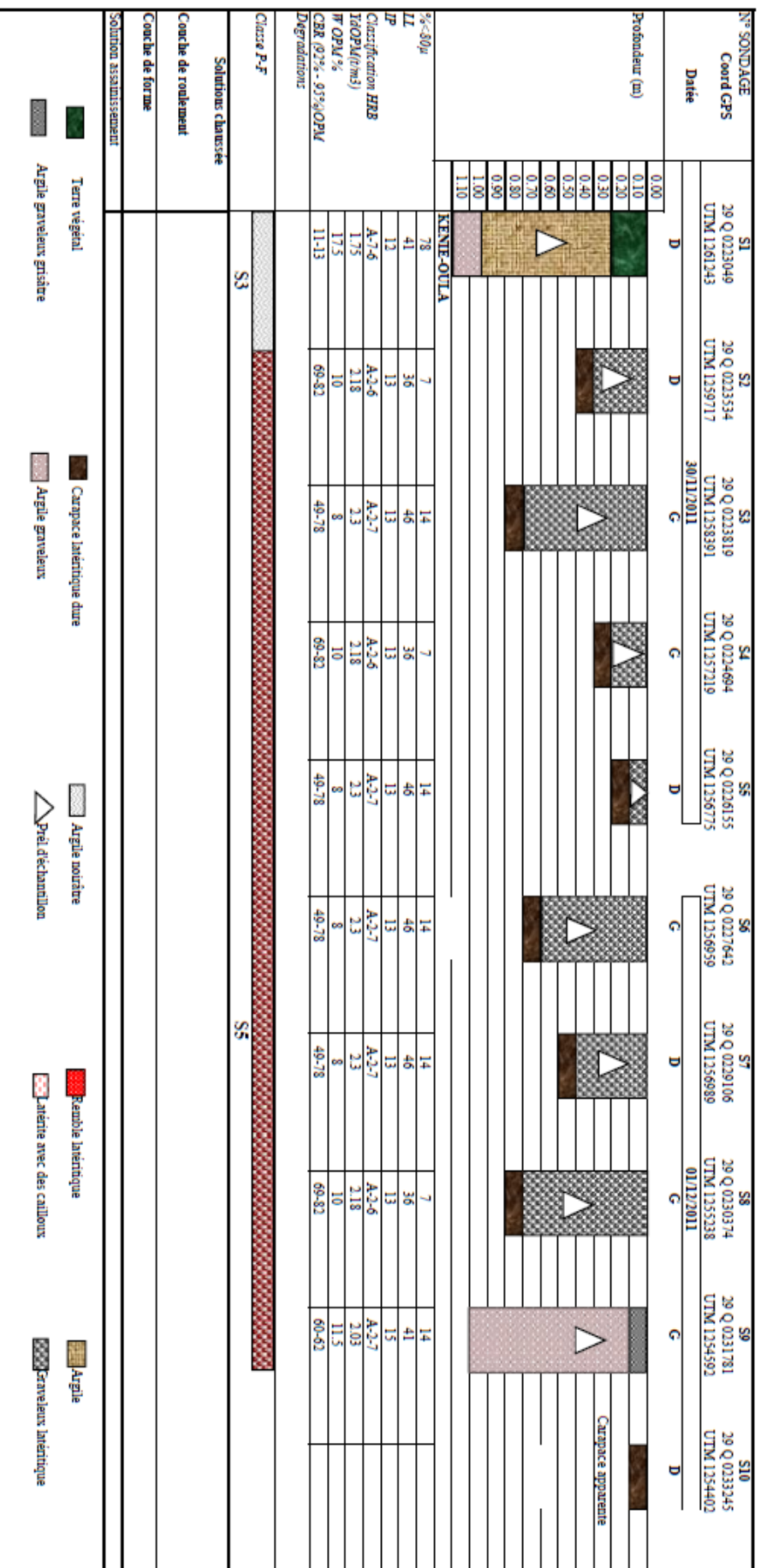


Figure B6. 4 – coupes géologiques au droit des sondages à l'axe de la route – puits S1 à S10

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

COUPE DES SONDAGES DE PLATE - FORME ET PROFIL GEOTECHNIQUE DE KENI-OUTA A KOUKOUTAMBA

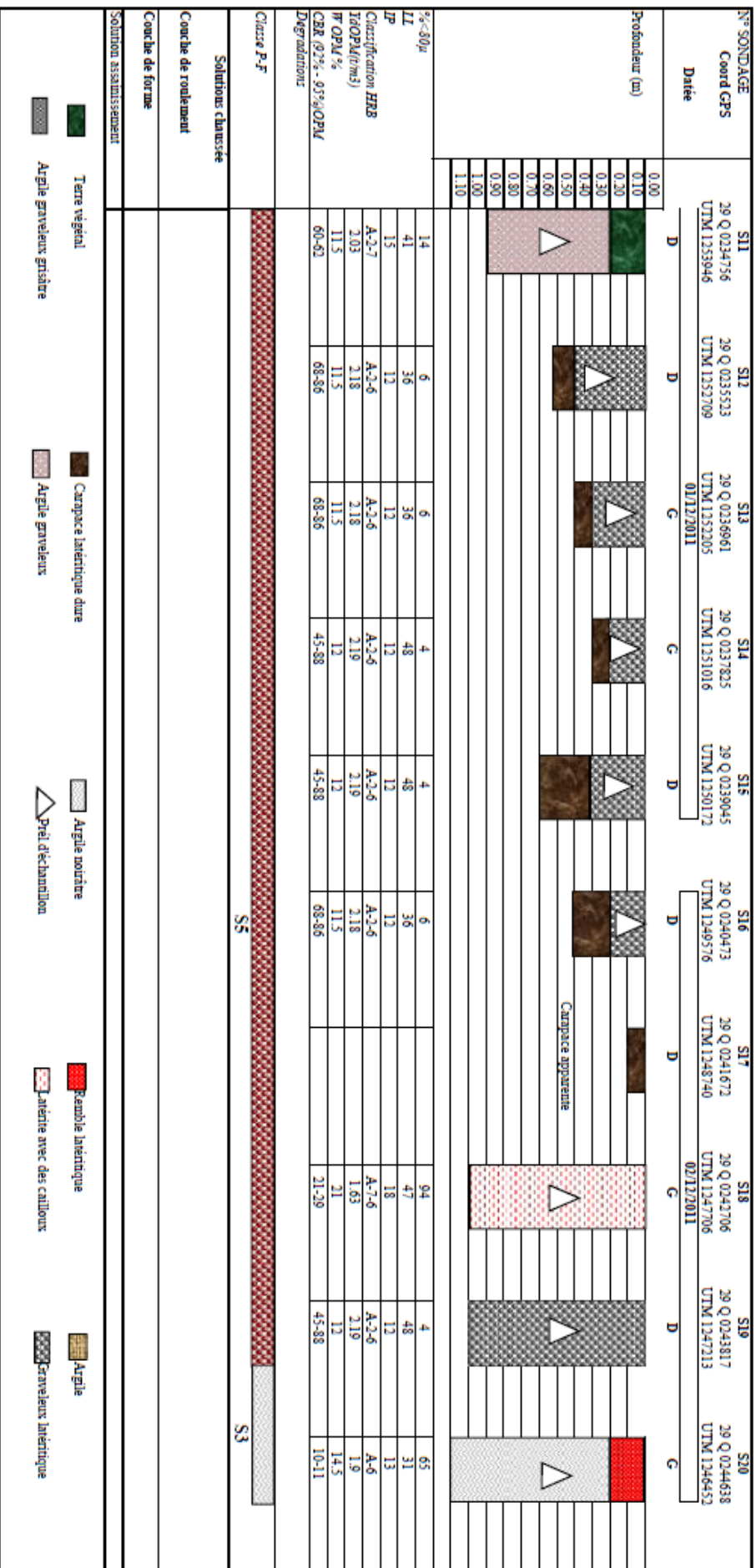


Figure B6. 5 – coupes géologiques au droit des sondages à l'axe de la route – puits S11 à S20

B6.4.1.1 Structure type

La structure type d'une chaussée est constitué de:

- une couche de forme dont le but est d'améliorer la plateforme de terrassement,
- une couche de fondation,
- une couche de base et,
- le revêtement.

La couche de forme est indispensable dès lors que la plateforme des terrassements, correspondant aux 30 cm supérieurs, est de classe de portance S1. Une faible portance de la plateforme rend les travaux difficiles ; il est même conseillé d'avoir une plateforme de classe S3.

Les épaisseurs des différentes couches supérieures dépendent de la classe de trafic de la route et de la portance de la plateforme. Les dimensions minimales de ces couches telle que proposées par le Guide de dimensionnement [1] sont les suivantes :

	Classe de portance de la plateforme				
	S1	S2	S3	S4	S5
Revêtement	Bc* ou 3E**	Bc ou 3E	Bc ou 3E	Bc ou 3E	Bc ou 3E
Couche de base (cm)	15	15	15	15	25
Couche de fondation (cm)	45	35	25	15	0

*Bc : bitume fluidifié en bicouche

**3E : 3 couches d'émulsions

Tableau B6. 4 : Epaisseurs types des couches de la chaussée

B6.4.1.2 Couche de forme

Au regard des valeurs de CBR obtenus pour différents puits, on observe que la plateforme existante a une qualité suffisante pour ne pas nécessiter la reconstitution d'une couche de forme (CBR>10).

B6.4.1.3 Couche de fondation

L'indice CBR préconisé pour la couche de fondation est de 30 ; la valeur de 25 étant tolérable pour les chaussées de classe T1. Cette valeur sera donc recherchée sur la route existante en-dessous de 20 cm de profondeur.

Une couche de fondation sera nécessaire dans les cas où l'indice CBR < 25, ce qui est le cas dans les zones aux alentours des puits S1, S18 et S20. Ce sera aussi les cas des zones où le remblai est reconstitué.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

Les résultats des reconnaissances montrent que dans l'essentiel des cas il n'y a pas nécessité de refaire la couche de fondation de la piste existante car l'indice de portance de la plateforme existante est bonne (CBR > 25 en-dessous de 20cm de profondeur) sur la grande partie de la route.

Une attention particulière sera cependant apportée aux zones environnant les points suivants pour lesquels les qualités requises de CBR ne sont pas atteints :

Tableau B6. 5 – zones de fondations à traiter

Puits	E	N	CBR (92% - 95%)OPM
S1	223 049	1 261 243	11 - 13
S18	242 706	1 247 706	21 -29
S20	244 638	1 246 452	10 -11

Pour ces zones à purger et reconstituer, la couche de fondation à réaliser est de 25 cm d'épaisseur avec un matériau d'indice CBR ≥ 25 , obtenu pour une densité sèche correspondant à 95% de l'OPM.

Il est recommandé d'éviter des granulats de dimension maximale au-delà de 40 mm pour éviter toute ségrégation.

L'indice de plasticité maximal recommandé est de 30.

B6.4.1.4 Couche de base

L'indice CBR préconisé pour la couche de fondation est de 80 ; la valeur de 60 étant acceptable pour les chaussées de classe T1. Cette valeur sera donc recherchée sur la route existante pour les matériaux au-dessus de 20 cm de profondeur.

Les reconnaissances effectuées montrent la couche de base nécessite d'être purgée et reconstituée sur la moitié de la longueur de la route.

Quel que soit les résultats de reconnaissances, le traitement de la couche superficielle de la route existante est à envisager notamment parce qu'une reprofilage de la route in fine est indispensable. Son épaisseur dépend de la nature et la qualité des couches inférieures ; elle est précisée au paragraphe suivant selon les différents cas.

Les matériaux requis pour la couche de base doivent avoir un d'indice CBR ≥ 60 , obtenu pour une densité sèche correspondant à 95% de l'OPM.

Des exigences plus sévères sont demandées aux matériaux utilisés pour cette couche notamment concernant la matrice granulaire, leur résistance à la fragmentation, la déformation de la couche et la qualité de mise en œuvre.

B6.4.1.5 Récapitulatif

Les contraintes de réalisation des différentes couches sont les suivantes :

i) La couche 40-60 cm a un $CBR < 15$

La chaussée existante est purgée sur 60 cm minimum de profondeur et reconstruite avec des matériaux d'apports ou les matériaux existant traités de manière à obtenir :

- une couche de forme de 35 cm
- une couche de base de 25 cm.

ii) La couche 40-60 cm a un $CBR \geq 15$ et la couche 20-40 cm a un $CBR < 25$

La chaussée existante est purgée sur 40 cm minimum et reconstruite avec des matériaux d'apports ou les matériaux existant traités de manière à obtenir :

- une couche de fondation de 20 cm
- une couche de base 20 cm.

iii) La couche 40-60cm a un $CBR \geq 15$ et la couche 20-40 cm a un $CBR \geq 25$ et la couche 0-20 cm a un $CBR < 60$

La chaussée existante est purgée sur 20 cm minimum et reconstruite avec des matériaux d'apports ou les matériaux existant traités de manière à obtenir :

- une couche de base 20 cm.

iv) La couche 40-60cm a un $CBR \geq 15$ et la couche 20-40 cm a un $CBR \geq 25$ et la couche 0-20 cm a un $CBR \geq 60$

La chaussée existante est scarifiée sur 15 cm minimum de profondeur, puis reprofilée suivant le profil en travers type prescrit à rechercher. La plateforme obtenue après scarification avec apport de matériaux si nécessaire est compactée. Les caractéristiques de cette couche devront correspondre celles d'une couche de base.

Les schémas suivants résument les quatre structures types de chaussée.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

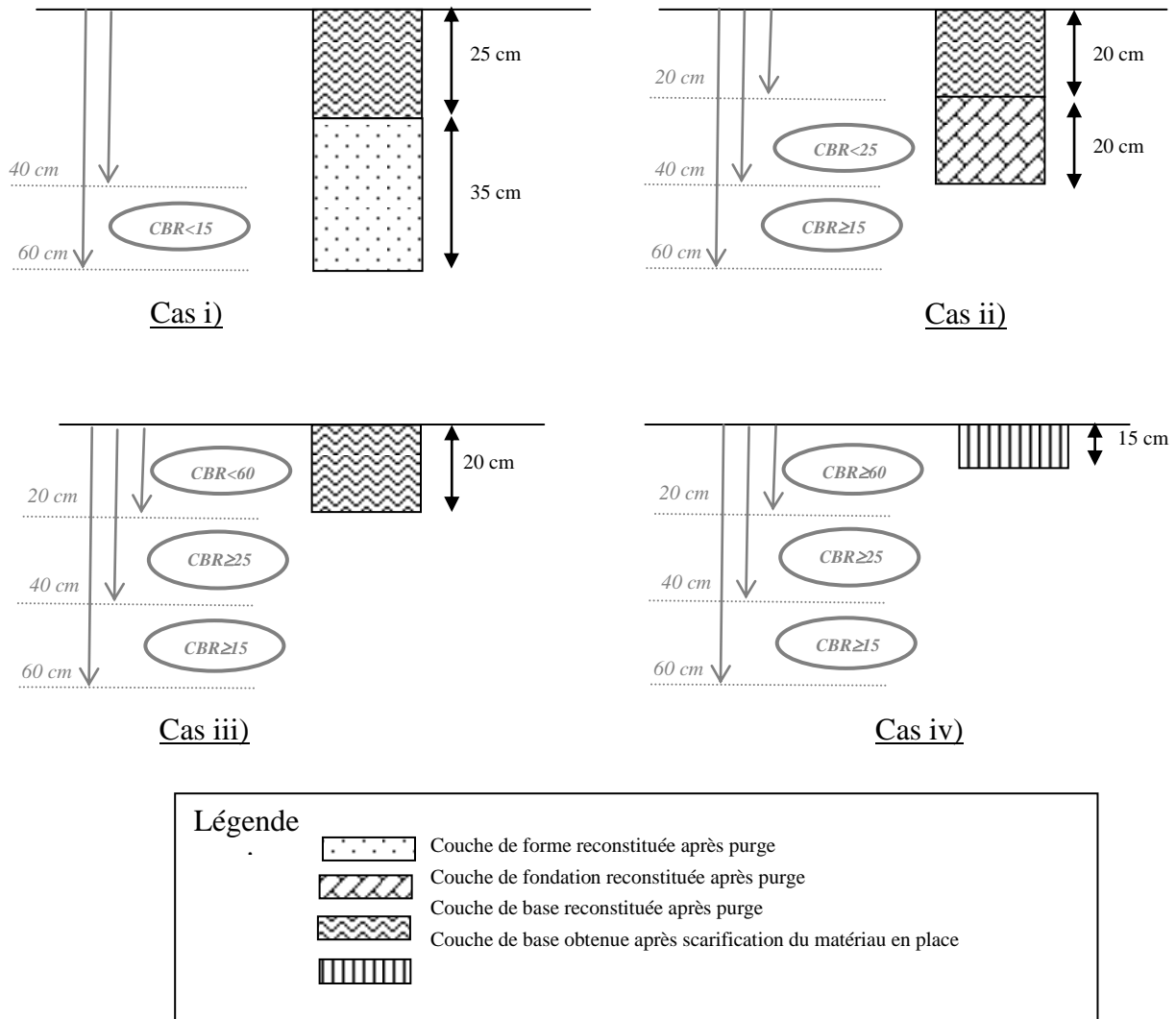


Figure B6. 6 : Cas des travaux à envisager suivant les résultats des sondages

B6.4.1.6 Cas avec reprofilage

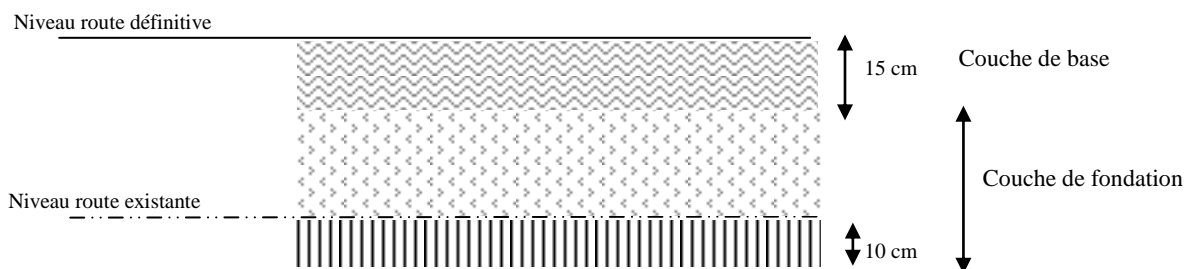
Dans le cas où le tracé de la route définitive est différent de celui de l'existant, les adaptations se feront de la façon suivante.

➤ Avec remblais de hauteur inférieure à 15 cm



Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

➤ Avec remblais de hauteur supérieure à 15 cm et inférieure à 30 cm



➤ Avec remblais de hauteur supérieure à 30 cm

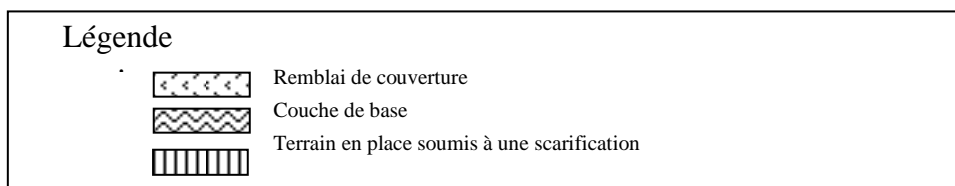
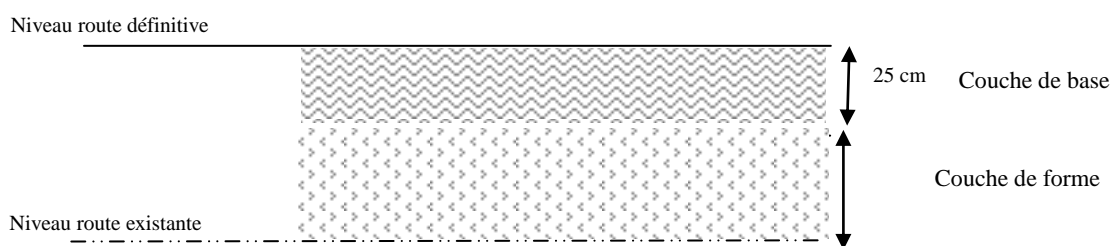
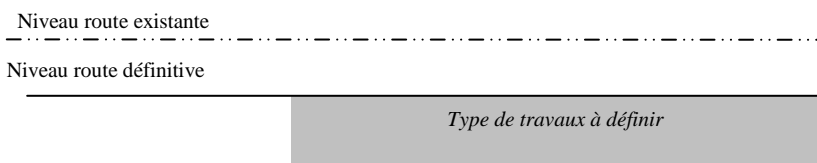


Figure B6. 7 : Cas des travaux à envisager en cas de mise en place de remblais sur la route existante

➤ Avec excavations



La coupe type finie dépendra de l'indice CBR des couches de sols en-dessous de 15cm de profondeur du niveau fini de la route définitive.

- Si en-dessous de 15cm de profondeur les qualités d'une couche de fondation sont atteintes, soit $CBR > 25$, le travail consistera à traiter le profil de la route de manière à avoir une couche de base de 15cm ($CBR > 60$).
- Si en-dessous de 15cm les qualités d'une couche de fondation ne sont pas atteintes, le travail consistera à traiter le profil de la route de manière à avoir une couche de base de 25cm.

B6.4.1.7 Imprégnation et revêtement

La couche d'imprégnation est indispensable notamment pour servir d'imperméabilisation de la couche de base d'une part et d'autre part pour servir d'accrochage entre la couche de base et le revêtement. Le liant utilisé est usuellement le bitume fluidifié ou l'émulsion de bitume préférée lorsque les conditions climatiques sont humides.

La solution la plus économique dans ces conditions climatiques est un revêtement en enduit superficiel. Les matériaux préconisés par le Guide de dimensionnement [1] pour la conception de l'enduit sont :

- Liant en bitume fluidifié (cut-back) 800/1400 dans les régions chaudes.
- Granulats issus de roches dures.

Pour les granulats les caractéristiques préconisées par la guide pour la classe de trafic T1 sont :

- Dureté : coefficient LA < 35 ou coefficient MDE < 20 ou coefficient ACV < 26, et coefficient CPA > 0.4.
- Propreté : le pourcentage des passants à 0.5mm doit être > 2%,
- Forme des granulats : le coefficient d'aplatissement doit être > 25,

Les coupures granulométriques 4/6 – 10/14 – 14/18 sont recommandées.

B6.5 TRACE GEOMETRIQUE DE LA ROUTE

B6.5.1 Profil en travers

La route projetée est une route qui s'inscrira dans un schéma interurbain voir régional. Nous proposons pour ce type de chaussée de la Classe T1 de trafic une route à 2 voies de circulation.

Le profil en travers type en alignement droit est défini par le plan KTB-II10-RA-PT-023. D'autres critères de devers et de largeurs sont appliqués en fonction de la courbure du tracé en plan de la route (*voir paragraphe B6.5.2*).

i) Largeur de la chaussée

La largeur des voies indiquée par la réglementation française ARP [9] dans un tel cas en alignement droit est de 3.50m ; 3 m étant admis dans le cas des contraintes de tracé importants ou de faible trafic, ce qui est le cas. Le choix de voies de 3 m est donc retenu.

La largeur des accotements indiquée est de 1 m, largeur retenue.

Ceci conduit à une voie de 8 m de largeur en section courante. La vitesse réglementaire en alignement droit dans ce cas est 90 km/h.

ii) Dévers

La pente transversale de la chaussée (dévers) recommandée en section courante pour le drainage est de 2.5% pour les voies et 4% pour les accotements. La forme de la chaussée est en forme de toit.

B6.5.2 Tracé en plan

Le choix du tracé de la route est réalisé de manière à coller au mieux avec la route existante. Ce choix est motivé par le fait que :

- la route est en bon état
- sa structure actuelle devrait permettre sur l'essentiel de son parcours d'avoir des travaux de terrassement de moindre importance par rapport à un nouveau tracé.

D'un point de vue topographique, le tracé de la route existante suit les lignes de crête des reliefs ; ce qui minimise l'importance des terrassements et des ouvrages d'art.

Le tracé est défini à partir du relevé topographique. L'axe de la route définitive est défini par une succession de points définis en X et Y (système de coordonnées WBS84), correspondant en général à l'axe de la route existante avec des adaptations en fonction des contraintes de tracé présentées ci-après portant sur :

- a) les alignements droits,
- b) les courbures,
- c) les raccordements,
- d) les enchainements.

a) Alignement droit

Il est conseillé d'avoir 40 à 60% d'alignement droit et ne pas dépasser 1 km pour un alignement droit. Le tracé en plan de la route existante respecte ces contraintes avec environ 52% d'alignement droit.

Les grandes courbures (Rayon ≥ 600 m) sont considérées dans la conception comme des alignements droits. Celles-ci doivent concerner les tronçons de 500 à 1000 m.

b) Courbures

Une modification de la largeur des voies et des dévers est apportée aux endroits de courbures. Cette modification dépend du rayon de courbure et de la vitesse imposée.

La surlargeur des voies préconisée est de $50/R$ (R étant le rayon de courbure). Par souci de simplification les valeurs suivantes dévers et de surlargeurs en fonction des rayons de courbures sont adoptées pour les rayons de courbure inférieurs à 600 m.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

Courbure	Rayons R	Dévers	Surlargeur	Vitesse limite
R1	$R \geq 400\text{m}$	5%	0 m	110 km/h
R2	$240\text{m} \leq R < 400\text{m}$	7%	0.25m	80 km/h
R3	$120\text{m} \leq R < 240\text{m}$	7%	0.50m	60 km/h
R4	$R < 120\text{m}$	7%	1.00m	50 km/h

Tableau B6. 6 : Courbures – Dévers – Surlargeur

Le plan KTB-II10-RA-PT-023 présente les profils type associés à chacun de ces rayons de courbures.

c) *Raccordements et transitions*

Le raccordement entre alignement droit et courbure doit se faire de manière progressive.

La longueur de la zone de transition est généralement donnée par $\min\{6R^{0.4}; 67\text{m}\}$. Par souci de simplification, nous conservons la valeur maximale de 67 m, conformément au tableau suivant et au plan KTB-II10-RA-PT-024.

Courbure	Rayons R	Longueur de transition avec un tronçon en alignement droit
R1	$R \geq 400\text{m}$	52.5 m
R2	$240\text{m} \leq R < 400\text{m}$	66.5 m
R3	$120\text{m} \leq R < 240\text{m}$	66.5 m
R4	$R < 120\text{m}$	66.5 m

Tableau B6. 7 : Longueur des transitions

d) *Enchainements*

Les principes d'enchaînement des raccordements qui doivent être vérifiés par le tracé sont les suivants :

- d₁- deux courbures de même sens sont séparées par un alignement droit,
- d₂- deux courbures de sens différents doivent avoir un rapport compris entre 0.66 et 1.5 entre leur rayon,
- d₃- l'alignement droit entre deux courbures doit être d'au moins 200 m.

La contrainte d₁ est vérifiée sur le tracé de la route existante.

Les contraintes d₂ et d₃ n'ont pu être vérifiées sur tout le tracé de la route existante notamment à l'approche du site dans les endroits entre les points P10a et P23b où on note une succession de petits cours d'eau avec une topographie difficile. Il conviendra naturellement de limiter à 50km/h dans cette zone avec une interdiction aux véhicules de doubler

La contrainte d_3 n'est pas toujours respectée sur le tracé de la route existante et n'a pas pu être imposé sur le tracé définitif étant donné les conditions existantes. Une limitation de vitesse est préconisée aux différents endroits qui ne respectent pas ce critère.

B6.5.3 Profil en long

Le profil en long a été défini de la même façon que le tracé en plan, sur la base des niveaux de la route existante. La succession de points définis en X et Y qui définit l'axe de la route définitive en tracé est renseigné aussi en Z afin de définir le profil en long.

Les niveaux de la route existants ont été adaptés pour vérifier dans la mesure du possible les principes énoncés ci-après. Ces principes qui doivent être vérifiés par le profil en long sont les suivants :

p_1 - Une pente longitudinale générale d'environ 1% minimum par tronçon de 100 m est assurée pour le drainage pluvial.

p_2 - Une pente maximale de 8 % est requise pour respecter les recommandations pour le passage du convoi exceptionnel.

P_3 - Le rayon de raccordement en angle saillant est 1 500 m de manière à pouvoir voir un véhicule en sens opposé à environ 200 m. Cette valeur est portée à 2 500 m lorsque dans la même zone, le tracé en plan présente un rayon de courbure inférieur à 200 m.

P_4 - Le rayon de raccordement minimal en angle rentrant recherché est de 1 500 m associée à une vitesse maximale de 70km/h.

Des adaptations du profil et du tracé de la route existante qui ont été apportées concernent des zones d'excavations ou de remblais sur certains tronçons afin de respecter au mieux les contraintes de pentes et courbures longitudinales.

B6.5.4 Drainage de la route

Le drainage de la route est assuré par :

- un drainage de la chaussée composé de caniveaux latéraux et de dispositifs d'évacuation des eaux vers le terrain naturel, et
- des ouvrages de franchissement composés de buses en béton disposées au niveau de cours d'eau repérés ou de zones d'écoulement privilégiés identifiés.

B6.5.4.1 Caniveaux latéraux

Ceux-ci sont prévus des deux côtés de la chaussée sauf contraintes particulières liées à la topographie ou aux voies de servitude le long de la route. Ils sont prévus pour récupérer uniquement des eaux de la chaussée.

La forme recherchée est la forme triangulaire avec des fruits de $2_{\text{minimal}}H/1V$ côté chaussée et $1_{\text{minimal}}H/1V$ côté terrain naturel avec une profondeur minimale de 60 cm.

Sa pente longitudinale est celle de la chaussée et elle est maçonnée pour des fortes pentes (au-delà de 4 à 5%).

On définit une longueur critique de caniveau au-dessus de laquelle un ouvrage d'évacuation est nécessaire. Cette longueur critique est définie en fonction de la pente longitudinale de la route, tel qu'indiqué dans le tableau suivant :

pente longitudinale	longueur critique
p =3%	600 m
p=4%	600 m
p=6%	500 m
p=8%	450 m

Tableau B6. 8 : Longueur critique des caniveaux

Suivant les pentes des profils en long de la route, lorsque la longueur critique est atteinte, l'évacuation des eaux sera effectuée soit :

- par orientation des fossés vers le terrain adjacent,
- par des saignées dans les caniveaux,
- sous la chaussée et les accotements dans le sens transversal au moyen de buses de diamètre Ø600, dont la pente minimale est égale à 3%.

Les caniveaux latéraux seront maçonnés lorsque la pente longitudinale de la chaussée est supérieure à 5%. Ce fossé est calculé pour collecter les eaux de ruissellement de la route seule.

Les plans KTB-II10-RA-PT-001 à 022 donnent le tracé en plan et profil en long retenu pour la route d'accès Kénié-Oula – Koukoutamba.

B6.5.4.2 Buses de franchissement

Ne sont pas considérées ici les petites buses de diamètre 600 mm à disposer si nécessaire tous les 450 à 600 m pour drainer les caniveaux.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

Les tableaux ci-dessous dénombrent, récapitulent et positionnent relativement les différents ouvrages de franchissement :

N° ouvrages	Localisation		N° ouvrages	Localisation	
	X	Y		X	Y
OA1	240 250	1 246 102	OA9	243 711	1 246 812
OA2	241 435	1 246 154	OA10	244 036	1 246 844
OA3	242 146	1 245 906	OA11	244 161	1 246 806
OA4	242 676	1 245 837	OA12	241 442	1 240 079
OA5	243 485	1 246 339	OA13	237 240	1 251 917
OA6	243 603	1 246 526	OA14	230 124	1 255 742
OA7	243 648	1 246 670	OA15	224 758	1 257 115
OA8	243 603	1 246 778	OA16	223 520	1 259 846

Tableau B6. 9 : Liste des ouvrages de franchissement

Ce positionnement est à confirmer sur terrain avec l'emplacement des cours d'eaux et des ouvrages existants.

Les buses seront munies :

- d'entonnement en béton armé à leurs entrées et sorties,
- un perré maçonné sur le talus des remblais adjacents aux murs d'entonnement,
- des protections en enrochements dans le lit mineur, notamment aux extrémités des ouvrages d'entonnement amont et aval.

L'aménagement de ces ouvrages annexes doit être adapté en fonction des conditions du site.

Les ouvrages se répartissent en trois catégories en fonction des débits estimés à ces endroits :

- Type A : 1 buse circulaire de diamètre 600 mm, transitant des débits inférieur à 0.50 m³/s
- Type B : 1 buse circulaire de diamètre 800 mm, transitant des débits compris entre 0.50 m³/s et 0.90 m³/s.
- Type C : 1 buse circulaire de diamètre 1 000 mm, transitant des débits compris entre 0.90m³/s et 1.50 m³/s.
- Type D : 1 dalot rectangulaire de section L1.50m x H1.00m, transitant des débits compris entre 1.5 m³/s et 3.0 m³/s.
- Type E : 1 double dalot rectangulaire de section 2 x (L1.50m x H1.00m), transitant des débits compris entre 3.00 m³/s et 6.0 m³/s.
- Type F : 1 dalot rectangulaire de section L2.80m x H1.60m, transitant des débits compris entre 6.0 m³/s et 10.00 m³/s.
- Type G : 1 double dalot rectangulaire de section 2 x (L2.80m x H1.60m), transitant des

débits compris entre 10.00 m³/s et 20.00 m³/s.

L'estimation des débits aux points de franchissement a été faite par la méthode dite rationnelle.

$$Q_{\text{orage}} \text{ (m}^3\text{/s)} = C_r \times I_t \times \frac{A}{360} \quad \text{où}$$

- C_r est le coefficient de ruissellement, estimé à 0.6.
- I_t (en mm/h) est l'intensité maximale de la pluie de période de retour 10 ans et tombée pendant le temps de concentration, T_c .
- A (ha) est la superficie du bassin versant.

L'évaluation du temps de concentration, T_c , a été faite par la méthode de Kirpich et de Mockus. Les résultats obtenus grâce à l'évaluation « Kirpich » étant plus défavorables, ceux-ci seront conservés par sécurité.

$$T_c \text{ (h)} = 0.000325 \times \frac{L^{0.77}}{P^{0.385}}$$

où L (m) est la longueur maximale parcourue par une goutte d'eau tombée sur le bassin versant,

P (m/m) est la pente moyenne longitudinale du bassin versant estimée entre 0.03 et 0.05.

Alors :

$$I_t \text{ (mm/h)} = P_{10} \times \frac{T_c}{24}$$

Où P_{10} (mm/j) est la pluviométrie journalière décennale, qui a été établie dans les études hydrologiques.

La superficie des bassins versant a été estimée assez difficilement compte-tenu de la qualité des plans généraux disponibles. Les superficies pris en compte dans les calculs vont de 1ha à 15ha à drainer pour un ouvrage

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B6 – Note de Calcul justificative de la Route d'Accès au site de Koukoutamba

Le choix du type d'ouvrage en fonction des débits transités est le suivant :

N° ouvrages	Type d'ouvrage	N° ouvrages	Type d'ouvrage
OA1	A	OA9	F
OA2	A	OA10	C
OA3	B	OA11	C
OA4	E	OA12	E
OA5	C	OA13	A
OA6	C	OA14	D
OA7	E	OA15	C
OA8	A	OA16	C

Tableau B6. 10 : Types des ouvrages de franchissement

Les plans décrivant ces ouvrages sont les plans KTB-II10-RA-PC-005 à 009 des ouvrages les principaux ouvrages.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B7

DIMENSIONNEMENT DU PONT SUR LE BAFING A L'AVAL DU BARRAGE

B7.1	INTRODUCTION	1
B7.1.1	Objet	1
B7.1.2	Documents de référence	1
B7.1.3	Règlements et normes	1
B7.2	DONNEES ET CONTRAINTES	2
B7.2.1	Données fonctionnelles	2
B7.2.2	Fondations de l'ouvrage	2
B7.2.3	Matériaux	3
B7.2.3.1	Béton	3
B7.2.3.2	Aciers pour béton armé	4
B7.2.4	Hypothèses d'environnement	4
B7.2.5	Hypothèses de chargement	4
B7.2.5.1	- Classe de ponts :	4
B7.2.5.2	Surcharges routières courantes	4
B7.2.5.3	Surcharge exceptionnelle	6
B7.2.5.4	Surcharges en phase d'exécution	7
B7.3	DESCRIPTION DES OUVRAGES	7
B7.4	CALCUL DU TABLIER	8
B7.4.1	Charges permanentes	8
B7.4.2	Charges routières courantes	9
B7.4.2.1	Charges A(l) :	9
B7.4.2.2	Charges B	9
B7.4.2.3	Freinage :	10
B7.4.3	Charges exceptionnelles	10
B7.4.4	Sollicitations dues aux différentes charges	11
B7.4.4.1	Phases d'étude	11

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

B7.4.4.2	Sollicitations dues aux charges permanentes	11
B7.4.4.3	Sollicitations dues aux charges routières	12
B7.4.4.4	Sollicitations dues aux charges occasionnelles	17
B7.4.5	Combinaison des sollicitations dues aux différentes charges	20
B7.4.5.1	Phase construction	20
B7.4.5.2	Phase de passage du convoi exceptionnel	21
B7.4.5.3	Phase de service	21
B7.4.6	Etats limites des sections	22
B7.4.6.1	Etats limites ultime	22
B7.4.6.2	Etats limites de service	22
B7.4.7	Justifications des sections	23
B7.4.7.1	Aciers principaux	23
B7.4.7.2	Aciers transversaux	27
B7.4.7.3	Vérification de la flèche	28
B7.4.7.4	Vérification du hourdis	30
B7.4.8	Calcul des piles	31
B7.4.8.1	Descente de charges statiques	31
B7.4.8.2	Ferraillage du tronc des piles	32
B7.4.8.3	Fondation des piles	33
B7.4.9	Calcul des culées	35
B7.4.9.1	Descente de charges statiques	35
B7.4.9.2	Ferraillage des culées	37

LISTE DES FIGURES :

Figure B7. 1 – Modèle de chargement type B_c	5
Figure B7. 2 – Modèle de chargement type B_t	5
Figure B7. 3 – modèle de chargement B_r	6
Figure B7. 4 – Modèle de chargement C2	6
Figure B7. 5 – section-type en travée des poutres.....	7
Figure B7. 6 – Charges routières B_c – enveloppe des moments fléchissant	13
Figure B7. 7 – Charges routières B_c – enveloppe de efforts tranchant	14
Figure B7. 8 - Charges routières B_t – enveloppe de moments fléchissant	15
Figure B7. 9 - Charges routières B_t – enveloppe de efforts tranchant.....	16
Figure B7. 10 - Convoi exceptionnel – enveloppe de moments fléchissant	18
Figure B7. 11 - Convoi exceptionnel – enveloppe de efforts tranchant	19
Figure B7. 12 – déplacement dû au passage du convoi exceptionnel.....	29
Figure B7. 13 – déplacement dû au passage des charges courantes routières	29

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau B7. 1 – caractéristiques géotechniques des fondations	3
Tableau B7. 2 – justification de sections d'acier en phase construction	24
Tableau B7. 3 – justification de sections d'acier en phase convoi exceptionnel.....	25
Tableau B7. 4 – justification de sections d'acier en phase service	26
Tableau B7. 5 – dimensionnement des aciers cadres	27
Tableau B7. 6 – dimensionnement des aciers de couture de la table	28
Tableau B7. 7 – combinaisons d'action statiques pour les piles et leurs fondations	32
Tableau B7. 8 – torseur à la base de la fondation des piles	34
Tableau B7. 9 – combinaisons d'action statiques pour les piles et leurs fondations	37
Tableau B7. 10 – ferrailage du voile de la culée à l'ELU.....	38
Tableau B7. 11 – ferrailage du voile de la culée à l'ELS	38

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

CHAPITRE B7

DIMENSIONNEMENT DU PONT SUR LE BAFING A L'AVAL DU BARRAGE

B7.1 INTRODUCTION

B7.1.1 Objet

Le présent document a pour objet les études de dimensionnement d'avant-projet détaillé du pont sur le Bafing à Koukoutamba permettant la communication entre les deux rives du fleuve et notamment l'accès aux ouvrages principaux de l'aménagement qui sont situés en rive droite.

B7.1.2 Documents de référence

Plans KTB II 10 RA PC 001 à 004 concernant les vues en plan, profil longitudinal et coupes des piles, culées et poutres maitresses du pont.

B7.1.3 Règlements et normes

Les règlements et normes à prendre en compte sont les textes européens et Françaises en vigueur concernant les types de travaux prévus. De manière générale, les justifications des ouvrages sont issues des textes énumérés suivants :

- [1] EN 1991-2 - Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic
- [2] EN 1992-2 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 2: Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives
- [3] Fascicule 62, titre V
- [4] Guide de conception des ouvrages en zone sismique – SETRA
- [5] Guide technique Aménagement des routes principales (ARP) – SETRA – 1994

B7.2 DONNEES ET CONTRAINTES

B7.2.1 Données fonctionnelles

L'ensemble des données fonctionnelles concernant le pont est présenté dans le tableau ci-dessous :

SITUATION :	<i>Pont sur le Bafing à Koukoutamba</i>
longueur :	180m
tirant d'air au-dessus de la crue centennale (466.50):	4.00m
tirant d'air au-dessus de la crue décennale (469.50):	1,00m
largeur chaussée :w	8m
Largeur de la voie conventionnelle w_f	3m
largeur accotements :	1m
biais :	Biais géométrique 100gr
contraintes particulières :	Convoi exceptionnel de 120T

B7.2.2 Fondations de l'ouvrage

L'inspection du site et les photos prises aux endroits des ponts montrent un sol plutôt rocheux sur le lit mineur et latéritique en rives. Un dossier de reconnaissance des sols devrait être fourni en procédant à tous les sondages et essais nécessaires à l'étude et à la réalisation des ouvrages.

Les piles en lit mineur sont fondées sur un substratum de très bonne résistance qui ne posera aucun problème en termes de capacité de portance de la fondation.

Les piles et culées situées en rive sont fondées sur un sol latéritique ou des grès altérés.

Les caractéristiques minimales des sols de fondation telles qu'issue des différentes reconnaissances du site et de la route d'accès sont :

Tableau B7. 1 – caractéristiques géotechniques des fondations

Fondations	Cohésion	Angle de frottement	Résistance à la compression	Résistance à la traction	Cu	Poids volumique	module de déformation
	C' (kPa)	ϕ' (°)	R _c (Mpa)	R _t (Mpa)	kPa	γ (kN/m ³)	E (Gpa)
Latérites	0 - 50	13-26			80	18	
Dolèrite	3200	60	230	15		28	21
Grés	2600	58	180			25	17
grés altérés	40	35	1			17	5

B7.2.3 Matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour les calculs de structure sont définies ci-dessous.

B7.2.3.1 Béton

Les bétons de structures sont de type C25/30 avec caractéristiques ci-après.

Poids spécifique du béton armé ρ_c : 25KN/m³ ;

Poids spécifique du béton non armé et du revêtement de chaussée ρ'_c : 24KN/m³ ;

Résistance mécanique :

- Compression : $f_{ck} = 25\text{MPa}$
- Traction : $f_{ctk} = 2.6\text{MPa}$

Paramètres de déformation :

Module d'élasticité pour des sollicitations normales de courte durée d'application $E_{cm} = 31000 \text{ MPa}$. On considère le tiers de ce module pour des sollicitations de longue durée d'application.

Le coefficient de poisson est pris à 0.20 pour des bétons non fissurés et 0 pour des bétons fissurés.

B7.2.3.2 Aciers pour béton armé

Les aciers sont de type :

- Type feE500 ($f_{yk} = 500\text{MPa}$) pour les aciers de haute adhérence,
- type feE235 ($f_{yk} = 235\text{MPa}$) pour les aciers ronds lisses.

B7.2.4 Hypothèses d'environnement

On considère l'environnement comme alternativement humide et sec. La classe au sens de l'Eurocode 2 sera donc XC4

B7.2.5 Hypothèses de chargement

B7.2.5.1 - Classe de ponts :

Largeur de la chaussée $w = 8,00\text{m}$.

Deux voies conventionnelles de largeur roulable $w_1 = 3,00\text{ m}$ chacune soit 6m au total; le pont est de classe 3 au sens du fascicule 61 titre II du CCTG français

Deux voies résiduelles de largeur 1m chacune.

B7.2.5.2 Surcharges routières courantes

Les type de chargement à prendre en compte en situation de projet sont :

- Le système de charge de type A(l) assimilables à une foule sur le pont,
- Le camion de service de type Bc de capacité 30Tonnes distribués comme suit :

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

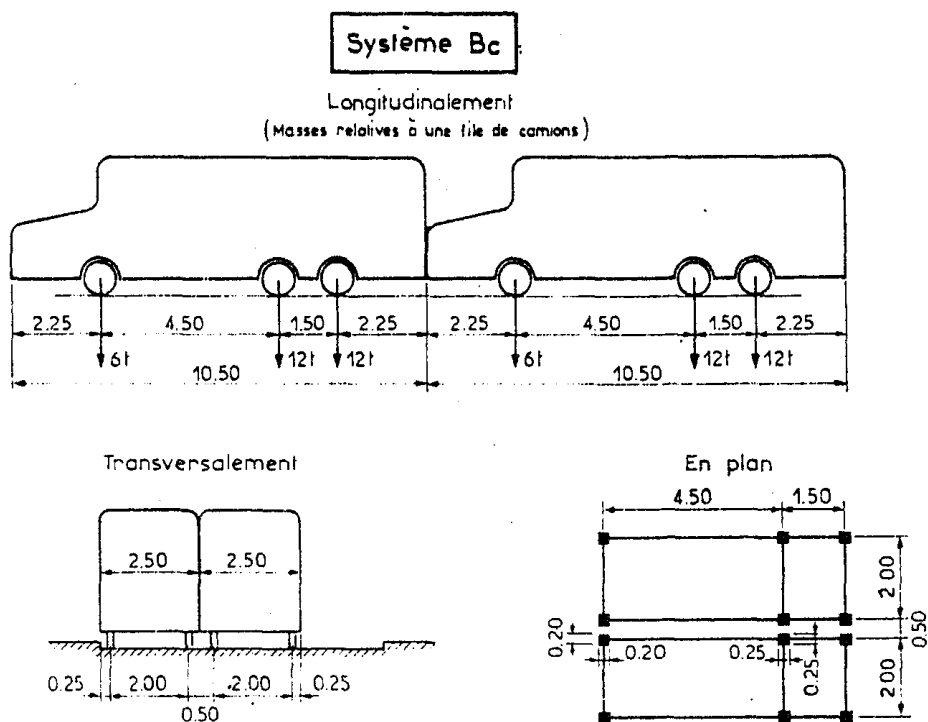


Figure B7. 1 – Modèle de chargement type B_c

- Le système d'essieu-tandem de type B_t de capacité 32Tonnes distribués comme suit :

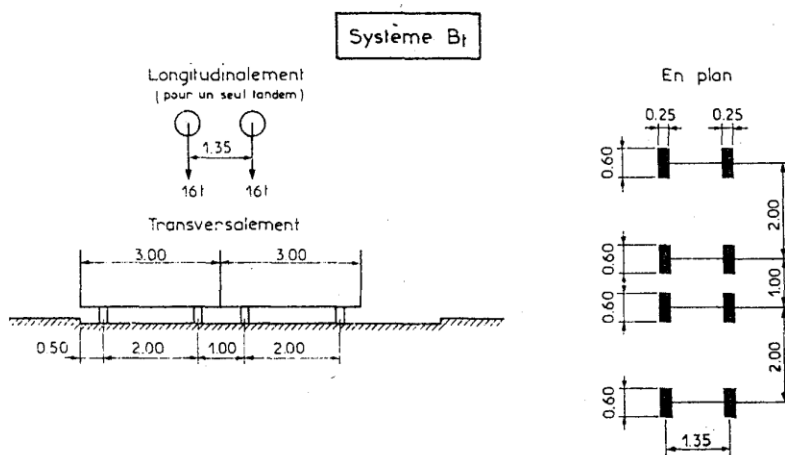


Figure B7. 2 – Modèle de chargement type B_t

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

- Le système de roue isolée de type Br de capacité 10Tonnes schématisé comme suit :

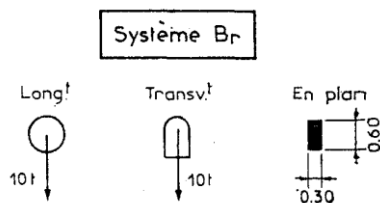


Figure B7. 3 – modèle de chargement Br

B7.2.5.3 Surcharge exceptionnelle

Pour l'acheminement des équipements lourds de l'usine il est prévu le passage d'un convoi exceptionnel de de PTR 120Tonnes. Le modèle retenue pour ce convoi est le modèle type C2 au sens de la réglementation française. Le schéma est le suivant.

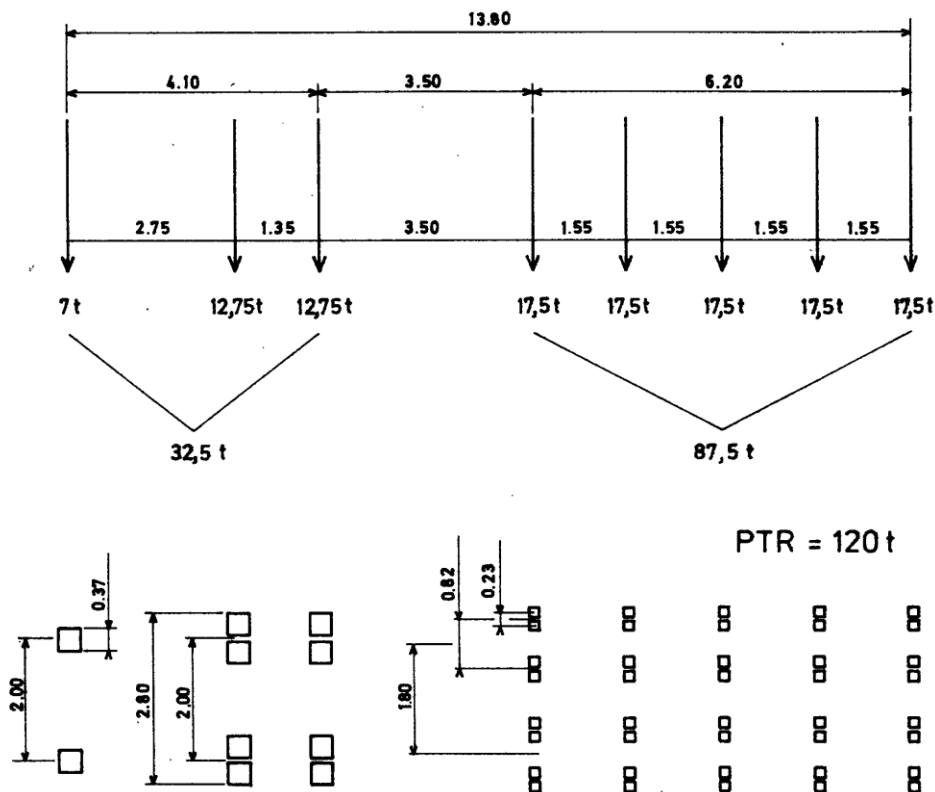


Figure B7. 4 – Modèle de chargement C2

B7.2.5.4 Surcharges en phase d'exécution

En phase d'exécution les surcharges dues aux travaux $Q_{tra} = 0.1t/m^2$

B7.3 DESCRIPTION DES OUVRAGES

L'ouvrage est un pont à 9 portées de poutres isostatiques en béton armé préfabriqué, solidarisés par un hourdis béton coulé sur place. La longueur des travées a été standardisée à 20m. Cette standardisation permet d'une part, de faciliter la mise en œuvre, voire de diminuer sensiblement les délais d'exécution et d'autre part de réduire le coût de l'ensemble de ces ouvrages.

Le recours à la préfabrication permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées permettant de faire travailler au mieux la matière. Le profil de la poutre est en double T, section de caractéristiques mécaniques bien adaptées à la gamme de portée de ces ouvrages. L'élanement pris en compte est de 1/16, ce qui donne une hauteur de poutre de 1.25m. Pour chaque portée Le nombre des poutres est 4 et leur espacement est de 2.35m (cf. schéma ci-dessous). L'épaisseur de l'âme varie linéairement de 30cm sur l'appui à 20cm au quart de la portée.

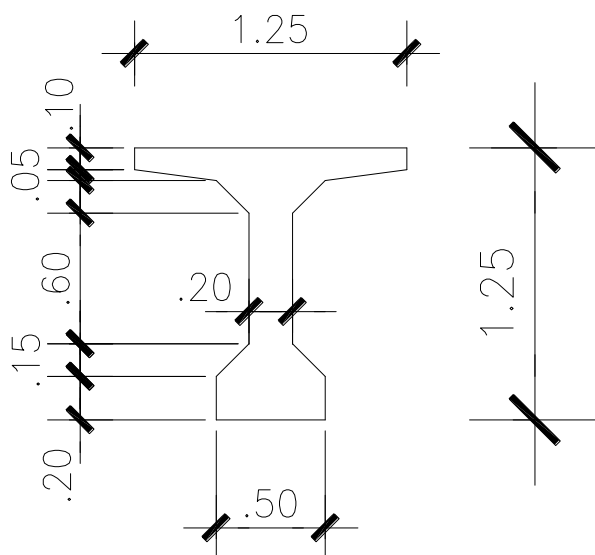


Figure B7. 5 – section-type en travée des poutres

Le poids propre de la poutre préfabriquée est d'environ 25 tonnes, ce qui respecte les limites des capacités des engins de levage envisageables sur le chantier lors des travaux de réalisation.

Les ponts comportent des entretoises d'about de 30cm d'épaisseur, ainsi que des entretoises intermédiaires en travée (à mi- portée et aux quarts de portée), ce qui conduit à 5 entretoises au total dans une travée. Ces entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les 4 poutres et de les encastrent à la torsion sur appuis. Les entretoises d'about ont un rôle indispensable pour le vérinage du tablier, rendu nécessaire pour le changement des appareils d'appuis. Sur les culées, les entretoises sont indispensables pour assurer une bonne tenue des joints de chaussée d'extrémité.

On dispose d'un hourdis général réalisé par-dessus les poutres sur toute la largeur du tablier. Le bétonnage du hourdis est réalisé sur des coffrages perdus appuyés sur les extrémités des tables de compression.

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit de culées de dimensions modestes formées d'un mur de front surmonté d'un mur garde-grève et de deux murs en retour. L'ensemble s'appuyant sur une semelle de fondation rectangulaire.

Tous les appuis intermédiaires ont été conçus en piles-marteaux réalisés en béton armé, comportant un chevêtre prolongé par un fût cylindrique et s'appuyant sur le sol à l'aide d'une semelle de section carrée. Les poutres reposent sur le chevêtre ou sommier d'appui, par l'intermédiaire de 4 appareils d'appui en néoprène.

Par crainte d'affouillement, des enrochements sont prévus au pied de chaque appui.

On présentera dans le paragraphe suivant le calcul du tablier (flexion longitudinale et effort tranchant dans les poutres, flexion transversale et vérification du hourdis, vérification des contraintes et de la flèche), le calcul des appuis et le calcul des fondations.

B7.4 CALCUL DU TABLIER

B7.4.1 Charges permanentes

- Poids propre des poutres :

$$g_p = 0.494 \text{ m}^2 \times 2.5 \text{ t/m}^3 = 1.235 \text{ t/m}$$

- Poids propre hourdis béton :

$$g_h = [(0.15+0.25)/2 \times 6/2 \times 2.5 \text{ t/m}^3] \times 0.75 \text{ (**)} = 1.125 \text{ t/m}$$

- Charges permanentes du tablier (couche de roulement + étanchéité) :

$$g_r = [0.11 \times 6/2 \times 2.4 \text{ t/m}^3] \times 0.75 \text{ (**)} = 0.594 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow \text{Total Charges permanentes : } G = 1.235 + 1.125 + 0.594 = \mathbf{2.954 \text{ t/m}}$$

(**) Le coefficient 0.75 qui apparaît dans les calculs des charges reprises par la poutre, consiste à répartir la charge d'un demi-tablier (6m / 2) entre la poutre intermédiaire et celle de rive.

B7.4.2 Charges routières courantes

Les hypothèses considérées pour le calcul des charges sont décrites ci-dessous :

B7.4.2.1 Charges A(l) :

$$A(l) = 0.230 + \frac{36}{1+12} (t/m^2) \text{ (Avec } l=20\text{m ; portée de la poutre)}$$

$$= 1.355 \text{ t/m}^2 > (400 - 0.2 \times 20) / 1000 = 0.396 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.9 \text{ (pont de 2}^{\text{ème}} \text{ classe à 2voies chargées)} \\ a_2 &= v_0 / v \text{ (avec } v = 3\text{m; largeur d'une voie, et } v_0 = 3, \text{ pont de 2}^{\text{ème}} \text{ classe)} \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \mathbf{A(l) = 1.355 \times 0.9 \times 1 = 1.22 \text{ t/m}^2}$$

B7.4.2.2 Charges B

Les 3 systèmes Bc, Br et Bt s'appliquent.

$$\text{Pour le système Bc : } bc = 1 \text{ (pont de 2}^{\text{ème}} \text{ classe)}$$

$$\text{Pour le système Bt : } bt = 0.9$$

La majoration dynamique pour les 3 systèmes Bc, Br et Bt est de :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

L = longueur d'élément = 20m

G = sa charge permanente = 24.7 tonnes x 4 poutres + 0.2 x 8 x 20 x 2.5 t/m³ (PP hourdis)
= 179 tonnes

Q = sa charge B maximale = 60 tonnes

⇒ $\delta = 1.34$

B7.4.2.3 Freinage :

Parmi les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Chaque essieu d'un camion B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids :

⇒ $F_b = 30$ tonnes, à répartir sur les deux appuis concernés.

N.B. : les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques ; le coefficient b_c ne s'appliquent pas non plus.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$\frac{1}{20 + 0.0035S}$; Expression dans laquelle S désigne en m² la surface chargée.

Pour une voie chargée $F_a = 3.62$ tonnes.

Pour 2 voies chargées $F_a = 7.17$ tonnes.

B7.4.3 Charges exceptionnelles

Des chargements lourds franchiront l'ouvrage notamment pour acheminer l'équipement lourd de l'usine pendant le montage de l'usine. L'équipement le plus lourd qu'il est envisageable de transporter en une pièce jusqu'au chantier, compte-tenu des routes nationales existantes et le transformateur dont le poids est estimé à ce stade à entre 85 et 90T auquel il faudra rajouter le poids du tracteur et de la remorque.

Nous estimons en conséquence le modèle de chargement type C2 (120T) comme modèle de convoi exceptionnel à prendre en compte et chargement exceptionnel.

B7.4.4 Sollicitations dues aux différentes charges

B7.4.4.1 Phases d'étude

Nous considérons trois phases pour le calcul des sollicitations de l'ouvrage :

- Une phase pendant la construction de l'ouvrage avant prise du béton du hourdis, la section résistante étant la poutre préfabriquée d'après sa section du B7.3. Les charges appliquées sont le poids propre de la poutre, celui du béton mou du hourdis au-dessus, ainsi que les charges d'exécution.
- Une phase en fin de construction lors du passage du convoi exceptionnel.
- Une phase définitive de l'ouvrage en service après prise du béton du hourdis, la section résistante étant la poutre d'après sa section du B7.3 + une table de compression du hourdis d'une largeur de 2m (entraxe des poutres) de manière à avoir une section en « Té ». Les charges appliquées sont toutes les charges permanentes et celles d'exploitations (charges routières).

B7.4.4.2 Sollicitations dues aux charges permanentes

B7.4.4.2.1 Poids propre des poutres préfabriquées

$$\text{Moments fléchissant : } Mg_p = g_p \frac{l^2}{8} = 1.235 \cdot 20^2 / 8 \quad \text{soit} \quad Mg_p = 61.75 \text{tm}$$

$$\text{Efforts tranchants : } Vg_p = g_p \frac{l}{2} = 1.235 \cdot 20 / 2 \quad \text{soit} \quad Vg_p = 12.35 \text{t}$$

B7.4.4.2.1 Poids propre du hourdis

$$\text{Moments fléchissant : } Mg_h = g_h \frac{l^2}{8} = 1.125 \cdot 20^2 / 8 \quad \text{soit} \quad Mg_h = 56.25 \text{tm}$$

$$\text{Efforts tranchants : } Vg_h = g_h \frac{l}{2} = 1.125 \cdot 20 / 2 \quad \text{soit} \quad Vg_h = 11.25 \text{t}$$

B7.4.4.2.1 Poids propre des revêtements

$$\text{Moments fléchissant : } Mg_r = g_r \frac{l^2}{8} = 0.594 * 20^2/8 \quad \text{soit} \quad Mg_r = 29.70tm$$

$$\text{Efforts tranchants : } Vg_r = g_r \frac{l}{2} = 0.594 * 20/2 \quad \text{soit} \quad Vg_p = 5.94t$$

B7.4.4.3 Sollicitations dues aux charges routières

B7.4.4.3.1 Charges A(l)

$$\text{Moments fléchissant : } M_{Al} = A(l) \frac{l^2}{8} * 3 * 0.75 = 1.22 * 3 * 20^2/8 * 0.75 (**)$$

$$\text{soit} \quad M_{Al} = 137.25tm$$

$$\text{Efforts tranchants : } V_{Al} = A(l) \frac{l}{2} * 3 * 0.75 = 1.22 * 3 * 20/2 * 0.75 (**) \quad \text{soit} \quad V_{Al} = 24.45t$$

(**) 3m étant la largeur de la voie et 0.75 tient compte de la répartition de ces charges entre les poutres intermédiaires et les poutres de rives

B7.4.4.3.1 Surcharges de type B

Les sollicitations dues aux surcharges de type B (B_c et B_t) sont obtenues en déplaçant ces modèles de convoi le long de la poutre sur ses appuis. Une modélisation numérique est faite. Il en ressort les résultats ci-après.

Les résultats obtenus sont à être multipliés par les coefficients b_c ou b_t respectivement ainsi que le coefficient de majoration dynamique δ .

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bâting à l'aval du Barrage

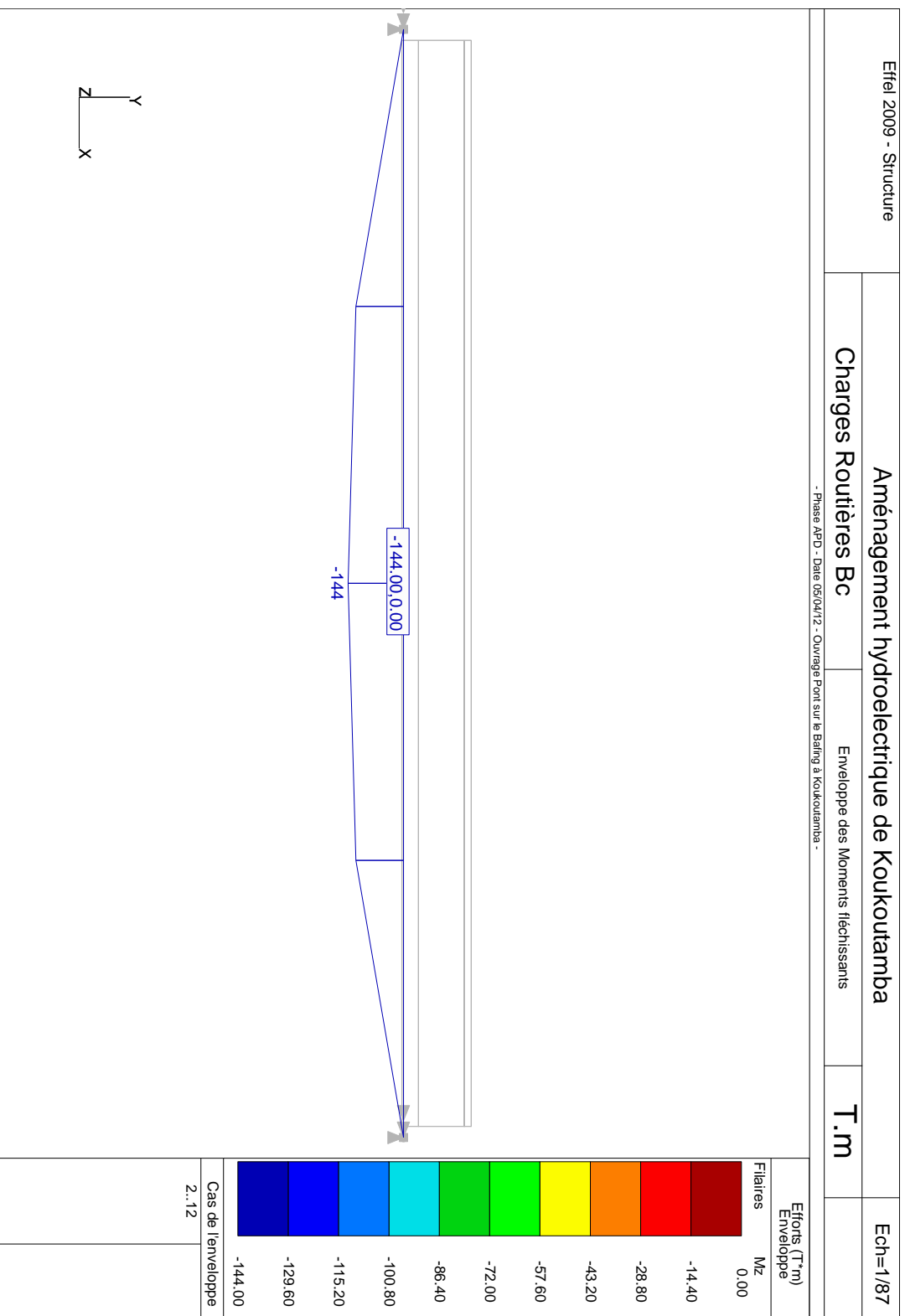


Figure B7. 6 – Charges routières Bc – enveloppe des moments fléchissant

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Baling à l'aval du Barrage

Efel 2009 - Structure	Aménagement hydroélectrique de Koukoutamba		Ech=1/87
	Charges Routières Bc	Enveloppe des efforts tranchants	T
- Phase APD - Date 05/04/12 - Ouvrage Pont sur le Baling à Koukoutamba -			

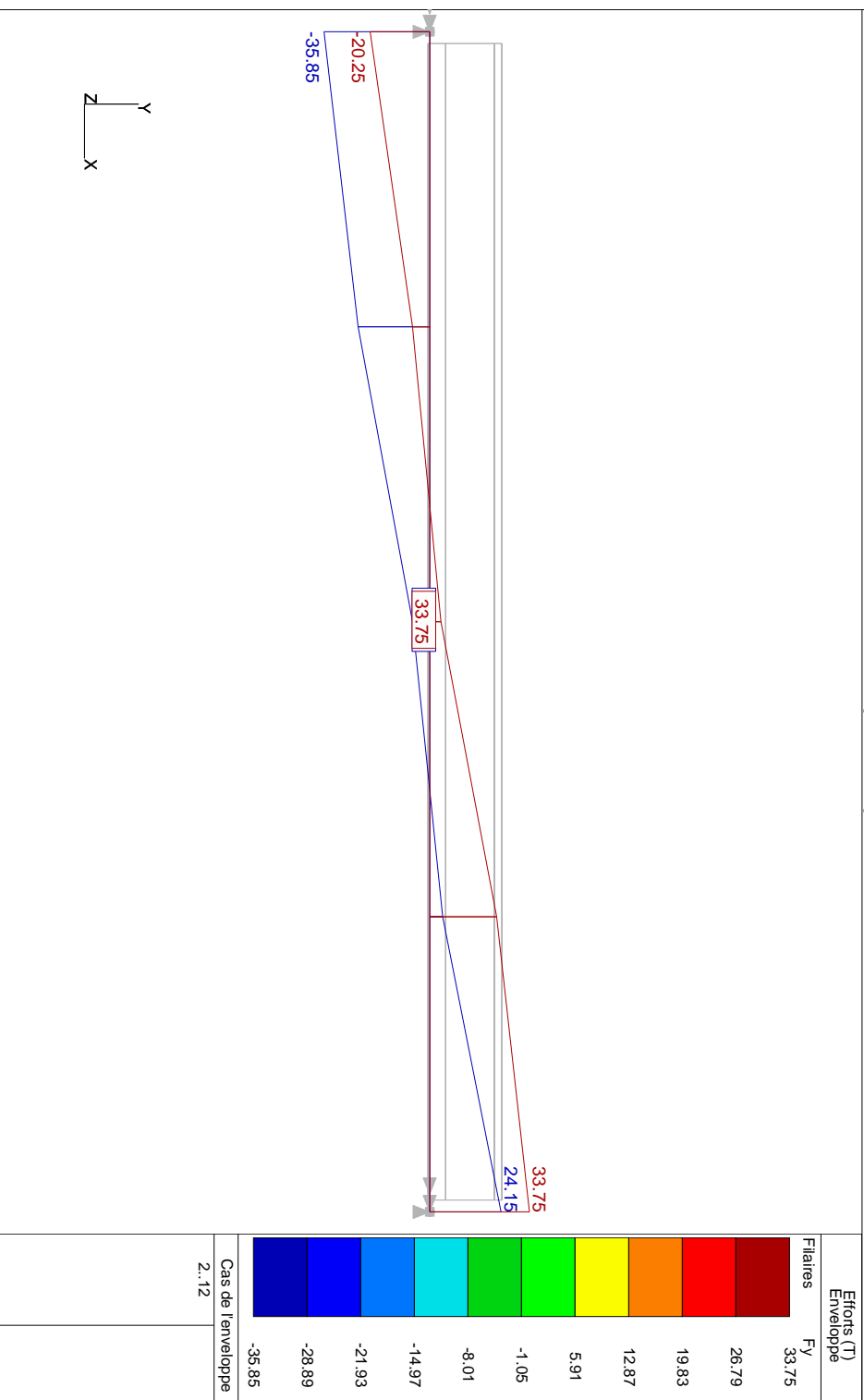


Figure B7. 7 – Charges routières Bc – enveloppe de efforts tranchant

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

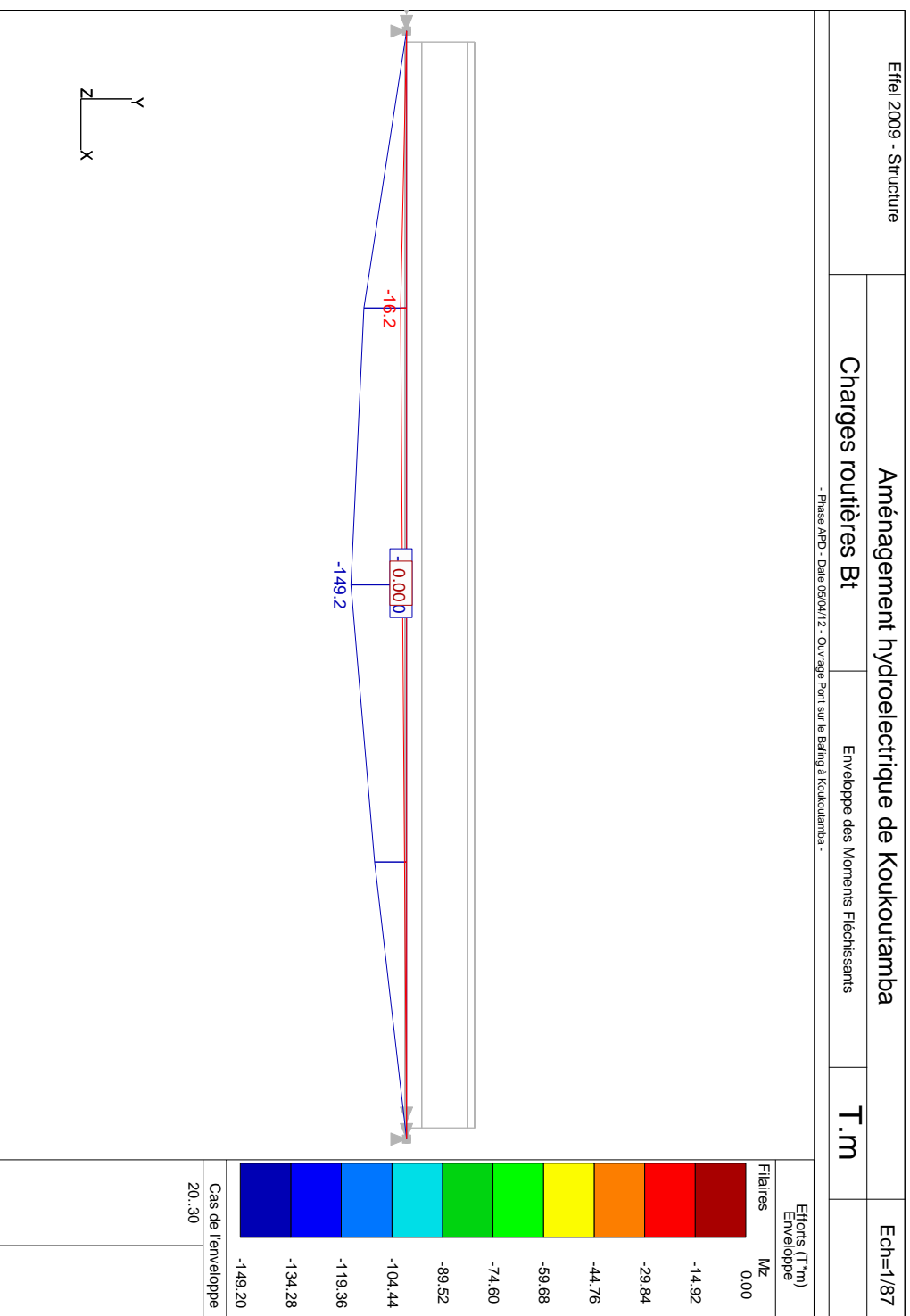


Figure B7. 8 - Charges routières Bt – enveloppe de moments fléchissant

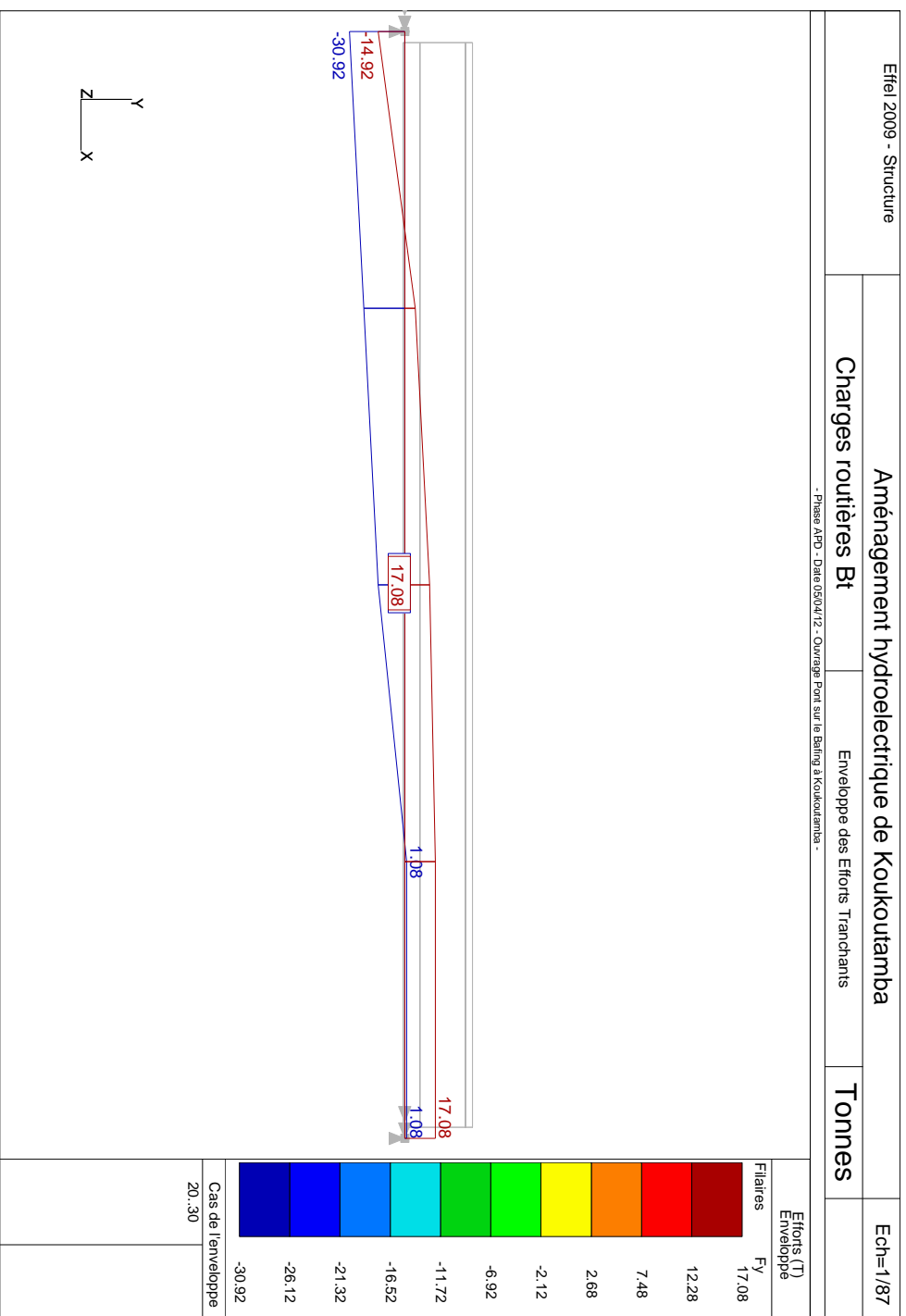


Figure B7. 9 - Charges routières Bt – enveloppe de efforts tranchant

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Il ressort les résultats suivants :

- Charges Bc

Moments fléchissant $M_{bcmax} = 1 * 1.34 * 144.00$ soit $M_{bcmax} = 192.96 \text{ tm}$

Efforts tranchant $V_{bcmax} = 1 * 1.34 * 35.85$ soit $V_{bcmax} = 48.04 \text{ t}$

- Charges Bt

Moments fléchissant $M_{btmax} = 0.9 * 1.34 * 149.20$ soit $M_{btmax} = 179.94 \text{ tm}$

Efforts tranchant $V_{btmax} = 0.9 * 1.34 * 30.92$ soit $V_{btmax} = 37.29 \text{ t}$

Les charges Br sont plutôt à prendre en compte dans le dimensionnement des éléments locaux, en phase d'exécution et n'ont pas d'incidence sur la flexion générale des poutres.

B7.4.4.4 Sollicitations dues aux charges occasionnelles

B7.4.4.4.1 Charges dues aux travaux Q_{tra}

Moments fléchissant : $M_{qtra} = q_{tra} \frac{l^2}{8} * 3 * 0.75 = 0.1 * 3 * 20^2 / 8 * 0.75 (**)$

soit $M_{qtra} = 11.25 \text{ tm}$

Efforts tranchants : $V_{qtra} = q_{tra} \frac{l}{2} * 3 * 0.75 = 0.1 * 3 * 20 / 2 * 0.75 (**)$ soit $V_{qtra} = 2.25 \text{ t}$

B7.4.4.4.1 Convoi exceptionnel

Ce convoi a été modélisé dans les mêmes conditions que les charge routières de type B. Ci-après les résultats.

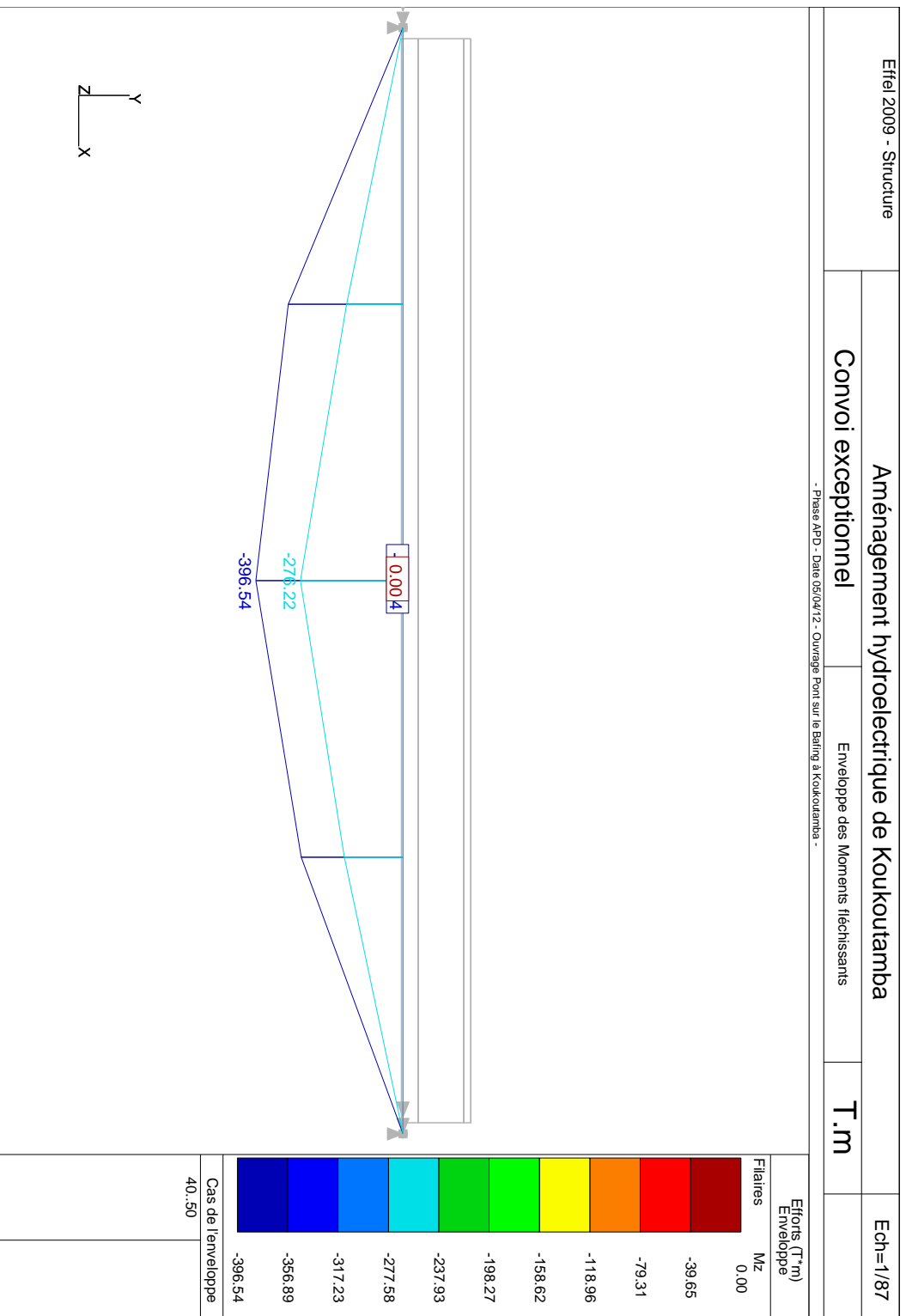


Figure B7. 10 - Convoi exceptionnel – enveloppe de moments fléchissant

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bâtiq à l'aval du Barrage

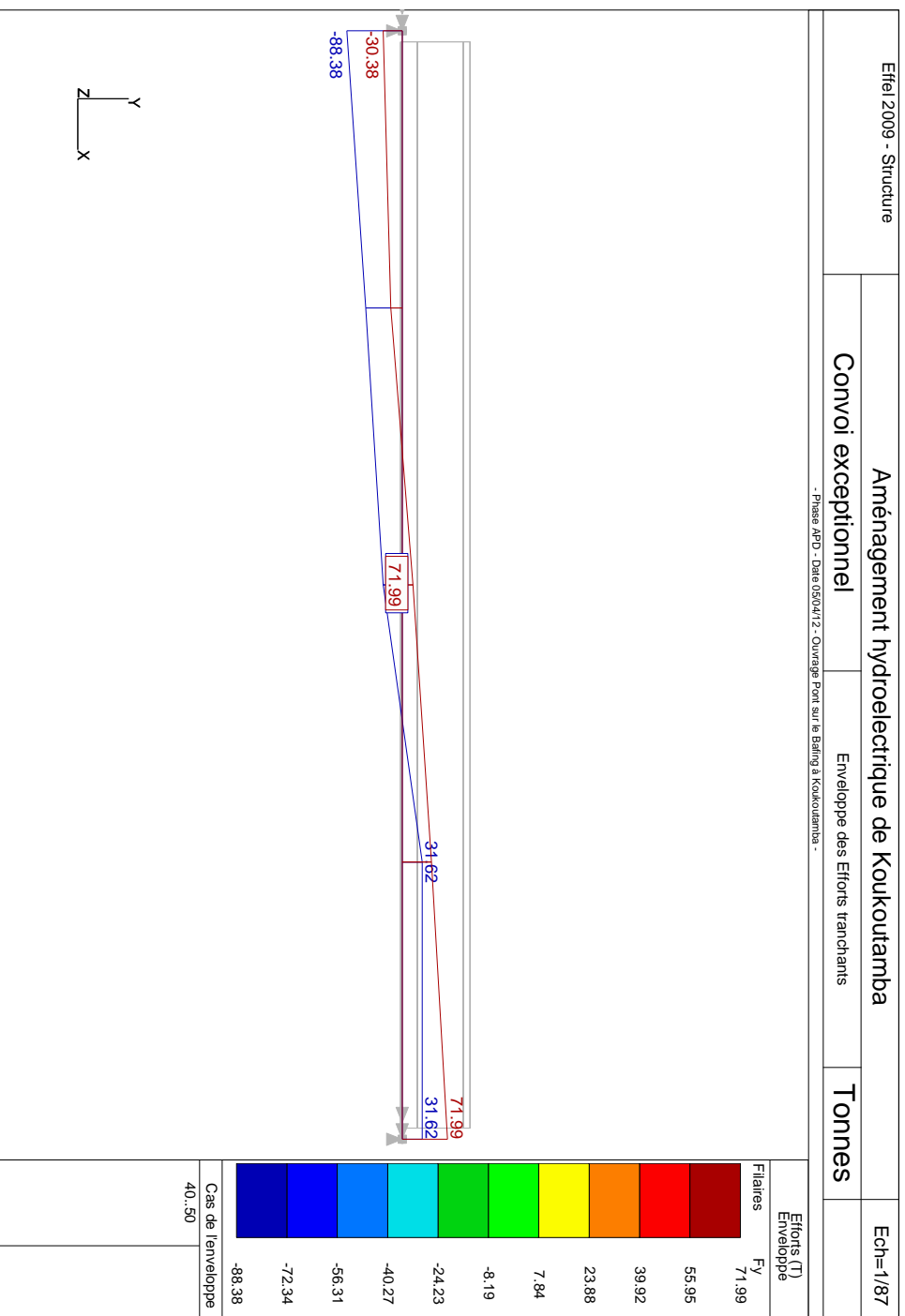


Figure B7. 11 - Convoi exceptionnel – enveloppe de efforts tranchant

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Ces résultats doivent être multipliés par 0.75 pour tenir compte de la répartition entre poutre de rive et poutre intermédiaire. Il en ressort :

$$\text{Moments fléchissant : } M_{ex} = 396.54 * 0.75 \quad \text{soit} \quad M_{ex} = 297.41 Tm$$

$$\text{Efforts tranchants : } V_{ex} = 88.38 * 0.75 \quad \text{soit} \quad V_{ex} = 66.29 T$$

B7.4.5 Combinaison des sollicitations dues aux différentes charges

B7.4.5.1 Phase construction

Les actions à prendre en compte sont celles dues au poids propre des poutres préfabriquées, du béton mou du hourdis ainsi que les surcharges de travaux.

La section résistante est la poutre préfabriquée seule.

NB : ce calcul ne tient pas compte de la méthode de montage des poutres notamment la manutention à la grue des poutres, selon la position des crochets de levage.

B7.4.5.1.1 Etat limite ultime

La combinaison d'action applicable est $1.35g_p + 1.35g_h + 1.5Q_{tra}$

$$\text{Le moment fléchissant est} \quad M_{u,const} = 176.18 Tm$$

$$\text{L'effort tranchant est} \quad V_{u,const} = 35.24 T$$

B7.4.5.1.1 Etat limite de service

La combinaison d'action applicable est $g_p + g_h + Q_{tra}$

$$\text{Le moment fléchissant est} \quad M_{s,const} = 129.25 Tm$$

$$\text{L'effort tranchant est} \quad V_{s,const} = 25.85 T$$

B7.4.5.2 Phase de passage du convoi exceptionnel

Les actions à prendre en compte sont celles dues au poids propre du tablier déjà coulé avec le passage du convoi de 120Tonnes dans sa position la plus défavorable.

NB : nous supposons ici que le revêtement définitif de la route n'est pas encore réalisé.

B7.4.5.2.1 Etat limite ultime

La combinaison d'action applicable est $1.35g_p + 1.35g_h + 1.35Ex$

Le moment fléchissant est $M_{u,ex} = 560.80 \text{ Tm}$

L'effort tranchant est $V_{u,ex} = 121.35 \text{ T}$

B7.4.5.2.2 Etat limite de service

La combinaison d'action applicable est $g_p + g_h + Ex$

Le moment fléchissant est $M_{s,ex} = 415.41 \text{ Tm}$

L'effort tranchant est $V_{s,ex} = 89.89 \text{ T}$

B7.4.5.3 Phase de service

Les actions à prendre en compte sont celles dues au poids propre du tablier déjà coulé avec son revêtement définitif avec le passage des surcharges routières dans leur position les plus défavorables.

Les sollicitations les plus défavorables sont induites par les surcharges de type B_c .

B7.4.5.3.1 Etat limite ultime

La combinaison d'action applicable est $1.35g_p + 1.35g_h + 1.35g_r + 1.5*1.07B_c$

Le moment fléchissant est $M_{u,ser} = 509.10 \text{ Tm}$

L'effort tranchant est $V_{u,ser} = 116.98 T$

B7.4.5.3.2 *Etat limite de service*

La combinaison d'action applicable est $g_p + g_h + g_r + 1.2B_c$

Le moment fléchissant est $M_{s,ser} = 379.25 Tm$

L'effort tranchant est $V_{s,ser} = 87.19 T$

B7.4.6 Etats limites des sections

B7.4.6.1 *Etats limites ultime*

Les coefficients de sécurité appliqués seront :

- Acier : $\gamma_s = 1.15$, $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$
- Béton : $\gamma_c = 1.5$, $f_{cd} = 14.16 \text{ MPa}$

B7.4.6.2 *Etats limites de service*

L'enrobage minimal des aciers sera de 50mm.

La contrainte maximale dans le béton sera $\sigma_{bc,f} = 0.6f_{cd} = 15 \text{ MPa}$.

La contrainte maximale dans l'acier sera $\sigma_s = 0.8f_{yd}$ sous réserve que cette valeur permette de maîtriser les fissures.

NB : le choix des aciers de type HA25, disposés avec un espacement de 250mm avec une contrainte maximale de 250MPa dans les aciers permettent de satisfaire cette condition de limitation de fissure sans autre justification.

B7.4.7 Justifications des sections

B7.4.7.1 Aciers principaux

Pour chaque phase de calcul, le calcul des aciers est fait à l'état limite ultime. Un choix des aciers est réalisé à partir de la phase la plus dimensionnante, à savoir le passage du convoi exceptionnel. La section d'aciers retenue est **16HA32 comme acier principaux à disposer dans le talon des poutres.**

Sur la base du choix d'acier réalisé, une vérification d'ouverture des fissures est faite notamment selon les étapes suivantes :

- Détermination de l'inertie de la poutre
- Calcul des contraintes dans les aciers à partir des moments ELS et de l'inertie
- Détermination de l'ouverture maximale des fissures.

Nous considérons le module de déformation court terme pour les phases de construction et passage du convoi exceptionnel, et long terme pour les phases de service de l'ouvrage. La largeur maximale des fissures obtenue est de l'ordre de $w_k=0.24\text{mm}$; la limite admissible étant de **0.4mm**.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Tableau B7. 2 – justification de sections d'acier en phase construction

dimensions poutres		caractéristiques des matériaux			
		béton		acier	
b (m)	1,25	fck(Mpa)	25	fyk(Mpa)	500
b0(m)	0,5		1,5	γ_s	1,15
h(m)	1,25	fcd(Mpa)	14,17	fcd(Mpa)	434,78
h0(m)	0,125	Ecm(Mpa)	31 000	Es(Mpa)	200 000
enrobage e(m)	0,05	fct, eff(Mpa)	1,8		
d(m)	1,125				
portée de la poutre l(20				
Justification ELU					
moment ELU		M_u	1,77 MNm		
moment résistant de la table de compression		M_{tu}	2,35 MNm		
moment réduit		μ_{bu}	0,04003		
bras de levier		z _b	1,10201 m		
section d'acier		A_{stu}	36,9415 cm²		
choix d'acier					
		nombre	type	diamètre	section (cm ²)
		16	HA	32	129
Justification ELS					
moment ELS		M_s	1,29 MNm		
axe neutre élastique		γ_1	0,37		
moment d'inertie		I (m ⁴)	6,49E-02		
contrainte limite du béton		σ_c	7,36 Mpa		
contrainte dans les aciers		σ_s	96,86 Mpa		
rapports Es/Ecm		α_e	6,45161		
rapport des sections acier/béton		$\rho_{p,eff}$	0,20589		
coef de chargement		long terme	k_t	0,4	
déformation moyenne		$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00044		
coefficient d'adhérence des aciers		k ₁	0,8		
coefficient de distribution des fissures		k ₂	0,5		
espacement maximal des fissures		S _{r, max}	0,19642		
ouverture des fissures		w_k (mm)	0,08713		fissures admissibles

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Tableau B7. 3 – justification de sections d'acier en phase convoi exceptionnel

dimensions poutres		caractéristiques des matériaux			
		béton		acier	
b (m)	1,25	fck(Mpa)	25	fyk(Mpa)	500
b0(m)	0,5		1,5	γ_s	1,15
h(m)	1,45	fcd(Mpa)	14,17	fcd(Mpa)	434,78
h0(m)	0,2	Ecm(Mpa)	13 000	Es(Mpa)	200 000
enrobage e(m)	0,05	fct, eff(Mpa)	1,8		
d(m)	1,2				
portée de la poutre l(20				
Justification ELU					
moment ELU			M_u	5,61 MNm	
moment résistant de la table de compression			M_{tu}	3,90 MNm	
moment réduit			μ_{bu}	0,22	
bras de levier			zb	1,049 m	
section d'acier			A_{stu}	123,003 cm²	
choix d'acier					
			nombre	type	diamètre
			16	HA	32
					section (cm ²)
					129
Justification ELS					
moment ELS			M_s	4,16 MNm	
axe neutre élastique			y1	0,561	
moment d'inertie			I (m4)	0,17166	
contrainte limite du béton			σ_c	13,12 Mpa	
contrainte dans les aciers			σ_s	279,41 Mpa	
rapports Es/Ecm			α_e	15,3846	
rapport des sections acier/béton			$\rho_{p,eff}$	0,6434	
coef de chargement		long terme	kt	0,4	
déformation moyenne			$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,00134	
coefficient d'adhérence des aciers			k1	0,8	
coefficient de distribution des fissures			k2	0,5	
espacement maximal des fissures			Sr, max	0,17846	
ouverture des fissures			wk (mm)	0,23843 fissures admissibles	

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Tableau B7. 4 – justification de sections d'acier en phase service

dimensions poutres		caractéristiques des matériaux			
		béton		acier	
b (m)	1,25	fck(Mpa)	25	fyk(Mpa)	500
b0(m)	0,5		1,5	γ_s	1,15
h(m)	1,45	fcd(Mpa)	14,17	fcd(Mpa)	434,78
h0(m)	0,2	Ecm(Mpa)	11000	Es(Mpa)	200 000
enrobage e(m)	0,05	fct, eff(Mpa)	1,8		
d(m)	1,2				
portée de la poutre l(20				
Justification ELU					
moment ELU		M_u	5,19 MNm		
moment résistant de la table de compression		M_{tu}	3,90 MNm		
moment réduit		μ_{bu}	0,20353		
bras de levier		z _b	1,06202 m		
section d'acier		A_{stu}	112,399 cm²		
choix d'acier					
		nombre	type	diamètre	section (cm ²)
		16	HA	32	129
Justification ELS					
moment ELS		M_s	379 MNm		
axe neutre élastique		y ₁	0,61		
moment d'inertie		I (m ⁴)	0,19064		
contrainte limite du béton		σ_c	12,13 Mpa		
contrainte dans les aciers		σ_s	251,22 Mpa		
rapports Es/Ecm		α_e	18,1818		
rapport des sections acier/béton		$\rho_{p,eff}$	0,6434		
coef de chargement		long terme	k_t	0,4	
déformation moyenne		$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,00119		
coefficient d'adhérence des aciers		k ₁	0,8		
coefficient de distribution des fissures		k ₂	0,5		
espacement maximal des fissures		S _{r, max}	0,17846		
ouverture des fissures		w_k (mm)	0,21148 fissures admissibles		

B7.4.7.2 Aciers transversaux

B7.4.7.2.1 Cadres principaux d'efforts tranchant

Ceux-ci sont dimensionnés en considérant la phase ELU la plus prépondérante à savoir lors du passage du convoi exceptionnel. Le choix d'acier est effectué en considérant éventuellement la disposition envisageable pour les aciers principaux à savoir **2 lits de 4 rangées de 2HA32**. Le choix de deux cadres pour servir en même temps de montage pour ces aciers est fait.

Tableau B7. 5 – dimensionnement des aciers cadres

efforts tranchants			
efforts tranchant	V_u	1,21 MN	
contrainte de cisaillement	τ_u	2,25 Mpa	
taux d'acier d'effort tranchant	A_t/st	25,8431 cm ² /m	
choix d'acier			
2 cadres HA	14	30,79 cm ² /ml	
espacement	20	cm	

Il en résulte donc 2cadres de HA14 tous les 20cm.

B7.4.7.2.1 Justification du cisaillement âme-débord de la poutre et T

Ce calcul est fait en phase provisoire pour la poutre préfabriquée et en phase définitive en considérant le hourdis solidarisé.

Par souci de simplification on considère l'effort de cisaillement comme étant proportionnel au moment ELU de la poutre¹. La longueur à considérer pour la diffusion de cet effort est la demi-portée de la poutre.

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau ci-après :

¹ Cet effort est en réalité proportionnel à la différence entre moment minimum et maximum sous la charge la plus défavorable. Cet effort doit alors être réparti sur la moitié de la distance entre ces moments.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Tableau B7. 6 – dimensionnement des aciers de couture de la table

aciers de couture table-débord				
effort de compression de la table	Mu/d	4,68 MN		
effort de glissement de la table	F_u	1,40 MN	$M_u(b-b_0)/2bd$	
contrainte de cisaillement moyen	v_{ed}	0,12 Mpa	$F_u/0,5l*d$	
capacité du béton		0,72 Mpa		
taux d'acier d'effort tranchant	Asf/sf	pas besoin	cm ² /m	
	$Asf/sf, min$	0,0010		
choix d'acier				
0	aciers HA 0	0,00	cm ² /ml	
	espacement	20 cm		

B7.4.7.3 Vérification de la flècheB7.4.7.3.1 *Contreflèche de la poutre préfabriquée*

La contreflèche à donner à la poutre préfabriquée, sera égale à la somme des flèches dues aux poids propres de la poutre, du hourdis et des charges permanentes sur le tablier.

L'inertie à prendre en compte est celle de la poutre préfabriquée à savoir $I = 6.49.10^{-2} \text{ m}^4$.

La flèche due à ces charges est $f_p = \frac{5pl^4}{384EI} = 0.031\text{m}$

La contreflèche à prévoir sera de $f_p = 31\text{mm}$

B7.4.7.3.1 *Flèche due à l'exploitation de l'ouvrage*

La figure suivante donne les déformations obtenues sous l'effet des charges routières

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

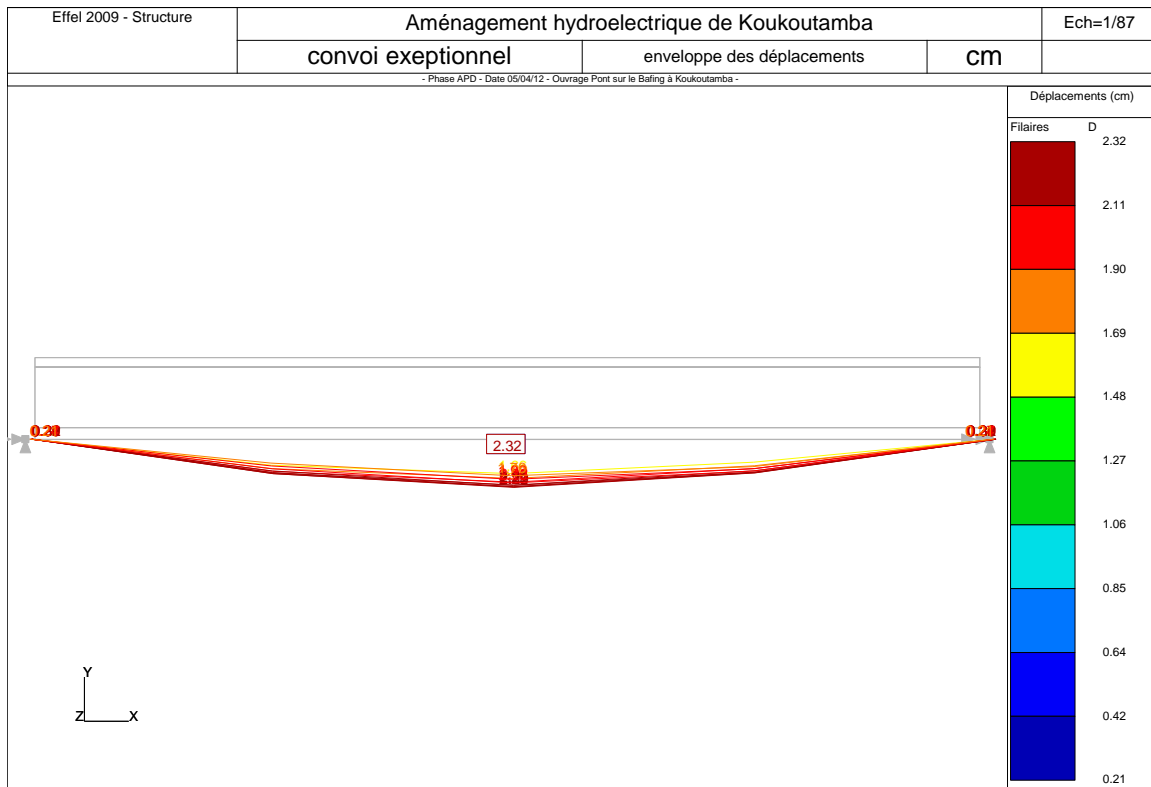


Figure B7. 12 – déplacement dû au passage du convoi exceptionnel

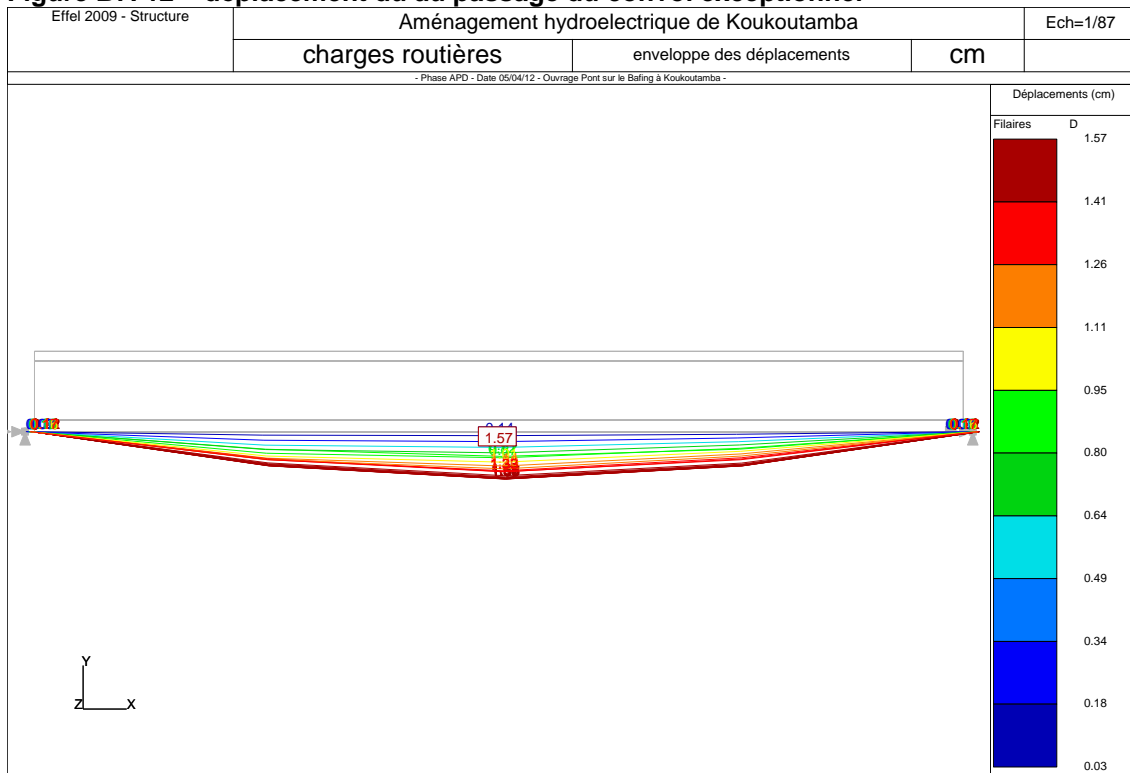


Figure B7. 13 – déplacement dû au passage des charges courantes routières

Ces valeurs sont assez faibles et sont inférieures aux valeurs acceptables dans le cas des planchers de bâtiments pour cette portée, à savoir 2.5cm.

B7.4.7.4 Vérification du hourdis

B7.4.7.4.1 Moment fléchissant

Le moment maximum sur le hourdis sera obtenu dans l'un des deux cas de chargement suivants :

- Système de charge B_r placé à la demi-portée entre deux poutres préfabriquées
- Roues voisines de deux essieux tandem B_t (distants de 1m) placés à 0.50m de part et d'autre de la demi-portée de deux poutres préfabriquées

Dans le 1^{er} cas le moment maximum dû à B_r est :

$$m_{br} = \frac{B_r l_0}{4} \quad \text{avec } l_0 = 2\text{m} ; \text{ portée entre poutres.}$$

$$m_{br} = 0.05\text{MNm}$$

dans le 2nd cas le moment maximum due à B_t est

$$m_{bt} = B t_0 * a \quad \text{avec}$$

- $B_{t0} = 8T$; charge sur chaque roue
- $a = 0.50\text{m}$; distance entre la roue et la poutre

$$m_{bt} = 0.04\text{MNm.}$$

Le système B_r est le plus pénalisant.

Le moment ELU résultant est : $(1.35*(0.11*2.4+.2*2.5)*2^2/8 + 1.5*5) Tm$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Soit $m_u = 7.78Tm = 0.0078MNm$; soit pour le hourdis de 20cm moyenne d'épaisseur, une section d'acier de $19.85cm^2/ml$. On fait le choix **de HA25 tous les 20cm**.

B7.4.7.4.1 Effort tranchant

Dans les cas précédent, l'effort tranchant dû au système Br est $Br/2$ soit 5T alors que celui dû au système Bt est $3Bt/2$ soit 12T.

Le système B_t est plus pénalisant vis-à-vis de l'effort tranchant.

L'effort de sollicitation ELU est $v_u = 1.35 \cdot (0.11 \cdot 2.4 + 2 \cdot 2.5) \cdot (2/2 - 0.5)/4^2 + 1.5 \cdot 12 \cdot 1.07$ Tm

$v_u = 19.78Tm$; soit une contrainte de cisaillement de $\tau_u = 1.1Mpa$

Cette valeur est du même ordre de grandeur que la capacité intrinsèque du béton à résister sans acier à savoir $0.07fcd/1.5 = 1.16MPa$.

Pas besoin de renfort et acier d'effort tranchant.

B7.4.8 Calcul des piles

B7.4.8.1 Descente de charges statiques

B7.4.8.1.1 Charges permanentes

- Poids propre des poutres préfabriqués : $g_1 = 4 \cdot 1.235t/ml \cdot 20m = 98.8T$
- Poids propre du hourdis $g_2 = 9m \cdot 0.25m \cdot 20 \cdot 2.5t/m^3 = 112.5T$
- Poids propre des revêtements du tablier $g_3 = 6m \cdot 0.11m \cdot 2.4t/m^3 = 31.68T$
- Poids propre du chevêtre de la pile $g_4 = (9m \cdot 2m \cdot 1m - 0.5 \cdot 0.5 \cdot (9+2)) \cdot 2.5T/m^3 = 38.125T$
- Poids propre de la pile $g_5 \approx 4.3m^2 \cdot 11m \cdot 2.5T/m^3 = 118T$.

Total charges permanentes : $g = 399 T$

Auxquels il faudra ajouter le poids propre de la semelle : $g_s = 0.5 \cdot (9m \cdot 5m + 8m \cdot 4m) \cdot 2.5T/m^3$

² Valeur de l'effort tranchant dû au poids propre selon la position des essieux tandem pour produire l'effet défavorable, soit à 50cm de l'appui

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

$$g_s = 96.25 \text{ T}$$

B7.4.8.1.1 Charges d'exploitations

Sans considération des charges horizontales, la charge A(l) produit la charge verticale maximal avec $q_{al} = 1.22\text{T/m}^2 * 6\text{m} * 20\text{m} = 146.4\text{T}$.

Il doit être considéré le freinage du convoi Bc de 30T sur le pont. Il en résulte le cas de charge à prendre en compte $q_{bc} = 15\text{T}$ en horizontal + 15T en vertical.

B7.4.8.1.1 Combinaisons d'actions

Il en résulte les combinaisons d'actions suivantes :

Tableau B7. 7 – combinaisons d'action statiques pour les piles et leurs fondations

sur la semelle		ELU		ELS	
		Nu (T)	Vu (T)	Ns (T)	Vs (T)
effort normal maximum		774	0	575	0
Effort horizontal maximum	N _{max}	563	20	417	15
	N _{min}	423	20	-	-
base de la semelle		Nu (T)	Vu (T)	Ns (T)	Vs (T)
effort normal maximum		904	0	671	0
Effort horizontal maximum	N _{max}	693	20	513	15
	N _{min}	519	20	-	-

Sous effet de freinage, l'excentricité de l'effort résultant reste assez faible par rapport à l'axe de la pile ($e \approx 4\text{cm}$; le poteau se considéré donc entièrement comprimé).

B7.4.8.2 Ferrailage du tronc des piles

B7.4.8.2.1 Section d'aciers longitudinaux des piles

$$Nu_{lim} = \alpha \left[\frac{Brfc28}{0.9\gamma_c} + \frac{fy}{\gamma_y} A \right] \quad \text{où} \quad \alpha \text{ est un coefficient qui dépend de l'élanement de la poutre}$$

λ estimé à 38.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

$$\alpha = \left[\frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \right] = 0.69 \quad \text{soit} \quad N_{ulim}/\alpha = 8.3\text{MN}$$

Sous

L'effort normal est suffisamment faible au regard de la capacité seule du béton qui est de l'ordre de 56MN. On mettra des sections d'acier minimum.

$$A_{l, \min} = \max \left[\frac{0.1N_{ed}}{f_{yd}}; 0.002A_c \right] = 86\text{cm}^2$$

B7.4.8.2.1 Section d'aciers transversaux des piles

Le cisaillement de la section reste assez faible de la section est de l'ordre de 0.06MPa soit très inférieur à la capacité de résistance de la section de béton sans armature

L'ouvrage ne se situe pas en zone reconnue comme étant sismique. Par mesure de sécurité les dispositions minimales parasismiques pour le ferrailage à savoir :

- Ferrailage minimal longitudinal : $\rho_g > 0.5\%$ ($\rho_g = \text{section d'acier longitudinaux} / \text{section de béton}$)
- Ferrailage transversal : Espacement $St_{\max} = \text{Min} [12\phi_t ; b ; 200\text{mm}]$; b étant le plus petit côté

On en déduit les dispositions sections minimales d'aciers suivantes :

- **Aciers longitudinaux : $A_l = HA25$ tous les 20cm** répartis sur le pourtour de la section de la pile; soit une section d'acier totales de 245cm² équivalent à un taux d'acier de 0.57%
- **Aciers longitudinaux : cadres $A_t = HA14$ tous les 20cm** de hauteur de la pile. On disposera en sus des armatures de montage

B7.4.8.3 Fondation des piles

B7.4.8.3.1 Etat limite du sol

Le torseur à la base de la fondation en considérant une hauteur maximale de pile de 14m est :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Tableau B7. 8 – torseur à la base de la fondation des piles

base de la semelle		Nu (T)	Vu (T)	Mu (T.m)	Ns (T)	Vs (T)	Ms (T.m)
effort normal maximum		904	0	0	671	0	0
Effort horizontal maximum	N _{max}	693	20	315	513	15	233
	N _{min}	519	20	315	-	-	-

L'excentricité maximale du torseur résultant à la base de la fondation est de l'ordre de 60cm ; il reste donc dans le tiers central de la fondation (4m/6 = 67cm) ; ceci sans compter l'effet stabilisant supplémentaire dû au poids des enrochements. La fondation reste donc entièrement comprimée.

Les contraintes minimales et maximales à la base de la fondation sont tel que :

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times v}{I} \quad \text{avec} \quad v = 4\text{m}/2 = 2\text{m} \quad \text{et} \quad I = 8 \times 4^3 / 12$$

$$\sigma_{\max} = 36.4\text{T}/\text{m}^2 = 0.37\text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = 6.9\text{T}/\text{m}^2 = 0.07\text{MPa}$$

$$\text{La contrainte de référence est } \sigma_{\text{ref}} = \frac{3}{4}\sigma_{\max} + \frac{1}{4}\sigma_{\min} \quad \text{soit} \quad \sigma_{\text{ref}} = 0.30\text{MPa}$$

La résistance à la compression du rocher altéré est de l'ordre de 1MPa. En lui appliquant un coefficient de sécurité à l'ELU de $\gamma = 2$ ($\sigma_{\text{lim, elu}} = 0.50\text{MPa}$), le taux travail à la base de fondation reste inférieur à la limite acceptable.

$\sigma_{\text{ref}} = 0.3\text{MPa} < (\sigma_{\text{lim, elu}} = 0.50\text{MPa})$. On peut donc fonder l'ouvrage sur des grès altérés.

B7.4.8.3.1 Ferrailage de la fondation

En supposant un enrobage de 5cm avec un béton coulé sur béton de propreté, la hauteur utile à considérer est :

$$d = 100\text{cm} - 5\text{cm} \quad \text{soit} \quad d = 95\text{cm}$$

compte-tenu des dimensions de la fondation, on n'a pas de poinçonnement. En effet :

$$d = 95\text{cm} \geq \frac{B-b}{4} = \frac{4-1}{4} = 75\text{cm} \quad \text{et} \quad d = 95\text{cm} \geq \frac{A-a}{4} = \frac{8-5}{4} = 75\text{cm}$$

L'effort axial vertical de la fondation est: $N_{ed} = 6.96\text{MN}$;

le moment de dimensionnement est:

$$M_{edx} = \frac{N_{ed}(1+e)(B-0.7b)^2}{8B} = \frac{6.93*(1+0.6)(4-0.7*1)^2}{8*4} = 3.77\text{MN.m}$$

La section d'acier principale est $A_{sx} = \frac{M_{ed,x}}{8*0.8d_x*f_{yd}} = 12\text{cm}^2\text{d'acier}$

La section d'acier secondaire est $A_{sy} = A_{xy} \frac{B}{C} \frac{C-0.7c}{B-0.7C} = 20\text{cm}^2\text{d'acier}$

On choisit des HA16 tous les 30cm dans le sens principal et HA12 tous les 30cm dans les sens secondaire.

B7.4.9 Calcul des culées

B7.4.9.1 Descente de charges statiques

B7.4.9.1.1 Charges permanentes de structure

- Poids propre des poutres préfabriqués : $g_1 = (0.5*4 * 1.235\text{t/ml})/12 * 20\text{m} = 4.12\text{T/ml}$
- Poids propre du hourdis $g_2 = 0.5*(9\text{m} * 0.25\text{m} * 20 * 2.5\text{t/m}^3)/12 = 4.7\text{T/ml}$
- Poids propre des revêtements du tablier $g_3 = 0.3*(6\text{m} * 0.11\text{m} * 2.4\text{t/m}^3) /12 = 1.4\text{T/ml}$
- Poids propre du mur garde-grève, gousset et dalle de transition $g_4 \approx 2\text{T/ml}$
- Poids propre du voile de la pile $g_5 \approx 0.9*9\text{m} * 2.5\text{T/m}^3 = 20\text{T/ml}$.

Total charges permanentes : $g = 31 \text{ T/ml}$, à appliquer à l'axe du voile

Auxquels il faudra ajouter le poids propre de la semelle : $g_s = 1\text{m}*3.9 * 2.5\text{T/m}^3$

$g_s = 9.8\text{T/ml}$, appliqué à l'axe de la semelle

B7.4.9.1.1 *Effet des remblais*

On considère la poussée des terres uniquement dans la partie hors du sol, soit environ.

- Poids des remblais sur le talon arrière de la culée: $p_r = 10m \cdot 1.8T/m^3 = 18T/m^2$, soit une résultante de 36T/ml appliqué à l'axe de ce talon
- Poussée due à ce remblai (on suppose le sol au repos avec $K_0=0.5$) : $H_r = 0.5 \cdot 0.5 \cdot 1.8 \cdot 8^2 / 2 = 14.4T/ml$ appliqué à 3m au-dessus de la semelle. Cette poussée induit un moment fléchissant de 38.4Tm/ml à la base du voile

B7.4.9.1.2 *Charges d'exploitations*

Sans considération des charges horizontales, la charge A(l) produit la charge verticale maximal avec $q_{al} = 1.22T/m^2 \cdot 6m \cdot 10m = 73.2T$; soit une charge linéaire de 6.1T/ml à considérer à l'axe du voile

Il doit être considéré le freinage du convoi Bc de 30T sur le pont. Il en résulte le cas de charge à prendre en compte $q_{bc} = 15T$ en horizontal + 15T en vertical. Cette force est à considérer sur les appareils d'appui. On considère en sus cette force uniformément réparti sur la demi-longueur du voile, ce qui conduit à 2.5T/ml dans chaque direction.

B7.4.9.1.3 *Combinaisons d'actions*

Il en résulte les combinaisons d'actions suivantes :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Tableau B7. 9 – combinaisons d'action statiques pour les piles et leurs fondations

	effort normaux		Moment (*)	efforts horizontaux		Moment (*)
	N(T/ml)	X(m)	M (T,m/ml)	V(T/ml)	Y(m)	M (T,m/ml)
charges permanentes du voile	31	-0,5	-15,5	0	0	0
poids des remblais	36	0,95	34,2	14,4	5,57	-80,16
poids propre fondation	9,8	0	0	0	0	0
charges A(l)	6,1	-0,5	-3,05	0	0	0
charge B(t)	2,5	-0,5	-1,25	2,5	9	-22,5
ELU de stabilité	Σ effort normal	Σ effort horizontal	Σ moment ELU Mu(T,m/ml)			excentricité
	Nu(T/ml)	Vu(T/ml)	Ms (stabilisant)	Mr (renversant)	Σ M	Σ M/N
valeur mini	80,8125	18,41	16,69	-116,2725	-99,58	1,23
valeur maxi	113,47	19,44	20,35	-108,216	-87,87	0,77
ELS de stabilité	Σ effort normal	Σ effort horizontal	Σ moment ELU Mu(T,m/ml)			excentricité
	Ns(T/ml)	Vs(T/ml)	Ms (stabilisant)	Mr (renversant)	Σ M	Σ M/N
valeur mini	79,8	17,40	17,2	-107,16	-89,96	1,13
valeur maxi	111	19,4	21,59	-108,22	-86,63	0,78
valeur fréquente(**)	107,5	19,4	23,32	-108,22	-84,90	0,79
(***) ces moement sont déterminés par rapport à l'axe de la fondation						
(**) en situation fréquente on considère deux camion Bt sur la travée sans freinage avec un coefficient de podération de 0,77 selon l'ECO						

B7.4.9.2 Ferrailage des culées**B7.4.9.2.1 Section d'aciers longitudinaux du tronc des culées**

- Sous effet de freinage :

Le moment ELU à considérer est $Mu = 1.35 \cdot 38.3 + 1.5 \cdot 1.07 \cdot 2.5 \cdot 8 = 84 \text{ Tm/ml}$; équivalent à la poussée des remblais et l'effet de freinage.

L'effort normal est $Nu = 1.35 \cdot 31 + 1.5 \cdot 1.07 \cdot 2.5 = 46 \text{ t/ml}$ équivalent au poids du voile ainsi que ceux du tablier avec le poids du camion.

Le torseur ELS correspondant au chargement ci-haut sont : $Ms = 62 \text{ Tm/ml}$ et $Ns = 34 \text{ T/ml}$.

- Sous charge A(l)

Le moment ELU à considérer est $Mu = 1.35 \cdot 38.3 = 52 \text{ Tm/ml}$; équivalent à la poussée des remblais

L'effort normal est $Nu = 1.35 \cdot 31 + 1.5 \cdot 1.07 \cdot 6.1 = 52 \text{ t/ml}$ équivalent au poids du voile ainsi que ceux du tablier avec le poids du camion.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B7 – Dimensionnement du pont sur le Bafing à l'aval du Barrage

Le torseur ELS correspondant au chargement ci-haut sont : $M_s = 38.3Tm/ml$ et $N_s = 38.3T/ml$.

- Pont à vide en phase de travaux sans tablier

Le moment ELU à considérer est $M_u = 1.35 * 38.3 = 52Tm/ml$; équivalent à la poussée des remblais

L'effort normal est $N_u = 1.35 * 22 = 30t/ml$ équivalent au poids du voile de la culée avec mur garde grève.

Le torseur ELS correspondant au chargement ci-haut sont : $M_s = 38.3Tm/ml$ et $N_s = 22T/ml$.

Les ferrailages ELU issue des cas de chargement ci-dessus sont

Tableau B7. 10 – ferrailage du voile de la culée à l'ELU

Cas	Données E L U										Résultats E L U					
	Section	h (m)	b (m)	c (m)	c' (m)	fe (MPa)	gs	fc28 (MPa)	gd	Mu (MN.m)	Nu (MN)	Etat de Contrainte	A' (cm2)	A (cm2)	Amin (cm2)	Xn
1	sous camion Bc	0,90	1,00	0,050	0,050	500	1,15	25,00	1,50	0,84	0,46	Section partiellement comprimée	0,00	18,67	8,21	0,112
2	sous A(l)	0,90	1,00	0,050	0,050	500	1,15	25,00	1,50	0,52	0,52	Section partiellement comprimée	0,00	8,49	8,21	0,078
3	pont à vide	0,90	1,00	0,050	0,050	500	1,15	25,00	1,50	0,52	0,3	Section partiellement comprimée	0,00	11,00	8,21	0,069
4	talon de semelle	0,90	1,00	0,050	0,050	500	1,15	25,00	1,50	0,45	0	Flexion simple	0,00	12,46	8,21	0,048

Si on applique les conditions de l'Eurocode 2 permettant de maîtriser les fissures sans calcul direct d'ouverture des fissures, pour une limite d'ouverture de fissure $w_k = 0.3mm$, en utilisant des aciers de type HA32 espacés de 30cm au maximum et travaillant à 160MPa au maximum, les ferrailages ELS en résultant sont :

Tableau B7. 11 – ferrailage du voile de la culée à l'ELS

Cas	Données ELS										Résultats ELS			
	SECTION	h (m)	b (m)	c (m)	c' (m)	Ms>0 (MN.m)	Ns (MN)	sigmas (MPa)	sigmab (MPa)	Section	A' (cm2)	A (cm2)	Xn m	
1	sous camion Bc	0,90	1,00	0,050	0,050	0,62	0,34	165,00	21,00	Section partiellement comprimée	0,00	40,87	0,314	
2	sous A(l)	0,90	1,00	0,050	0,050	0,38	0,38	160,00	30,00	Section partiellement comprimée	0,00	20,09	0,275	
3	pont à vide	0,90	1,00	0,050	0,050	0,38	0,22	160,00	18,00	Section partiellement comprimée	0,00	24,57	0,260	
4	talon semelle	0,90	1,00	0,050	0,050	0,25	0	200,00	15,00	Flexion simple	0,00	15,81	0,178	

L'ELS est plus défavorable avec un ferrailage d'environ 42cm²/ml.

Nous proposons des HA32 tous les 20cm d'espacement.

Nous proposons en acier de répartition des HA20 espacés 20cm ; longitudinaux filants ; soit environ 1/3 des aciers principaux.

Nous proposons en face opposés des HA20 tous les 20cm dans les deux sens.

B7.4.9.2.1 Section d'aciers longitudinaux des fondations

Les contraintes maximales sous la fondation en considérant les combinaisons du paragraphe B7.4.9.2.1 précédent est calculé avec la formule suivante

$$q = \left[\frac{N}{B} + 6 \frac{M}{B^2} \right]$$

Ce qui aboutit à 0.33MPa à l'ELS et 0.45MPa à l'ELU.

Le ferrailage de la semelle est calculée en considérant ce taux de travail uniformément réparti à la base des talons (considération défavorable).

Les sections d'aciers résultants sont 13cm²/ml à l'ELU et 20cm²/ml à l'ELS (*).

() : Cette section est en application de l'EC2, pour des ouvertures de fissures de 0.3mm, avec limitation du taux de travail dans les aciers à 200MPa pour des diamètres maximal 25mm espacés au maximal de 25cm.*

Nous proposons un choix d'acier de HA25 tous les 20cm à disposer sur chaque face.

Nous proposons pour armatures secondaires des HA14 longitudinaux espacés de 20cm ; soit 1/3 des aciers principaux.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B8

NOTE DE CALCUL DES EQUIPEMENTS MECANIQUES

B8.1	OUVRAGE D'AMENEE A L'USINE	1
	B8.1.1 KOUKOUTAMBA – Submergence amont pour chaque prise d'eau	1
	B8.1.2 KOUKOUTAMBA –Pertes de charge pour chaque prise d'eau	2
B8.2	OUVRAGE DE RESTITUTION	11
	B8.2.1 Caractéristiques principales	11
	B8.2.2 Pertes de charge	11
B8.3	MATÉRIEL ÉLECTROMÉCANIQUE ET HYDRO MÉCANIQUE	14
B8.4	VANTELLERIE	14
	B8.4.1 Grilles de l'ouvrage de prise	14
	B8.4.2 Vannes et batardeaux de l'ouvrage de prise	18
	B8.4.2.1 Vannes de la prise d'eau	18
	B8.4.2.2 Estimation de la demande d'air en aval de la vanne de tête	20
	B8.4.2.3 Batardeau de la prise d'eau	21
	B8.4.3 Vannes et batardeau de l'ouvrage de restitution	22
	B8.4.3.1 Vanne d'arrêt de l'ouvrage de restitution	22
	B8.4.3.2 Batardeau de l'ouvrage de restitution	23
	B8.4.3.3 Vanne de réglage de l'ouvrage de restitution	25
	B8.4.3.4 Estimation de la demande d'air en aval du batardeau de l'ouvrage de restitution	26
	B8.4.3.5 Batardeaux aval de l'usine	27
B8.5	DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES FORCEES	29
	B8.5.1 Hypothèses de dimensionnement	29
	B8.5.2 Dimensionnement à la pression interne	30
	B8.5.2.1 Coefficient de sécurité	30
	B8.5.2.2 Résultats	30

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 - Note de Calcul des Equipements Mécaniques

B8.5.3 Dimensionnement à la pression externe	30
B8.5.3.1 Coefficient de sécurité	30
B8.5.3.2 Coefficient d'affaiblissement	30
B8.5.3.3 Résultats	31

CHAPITRE B8

NOTE DE CALCUL DES EQUIPEMENTS MECANIQUES

B8.1 OUVRAGE D'AMENEE A L'USINE

B8.1.1 KOUKOUTAMBA – Submergence amont pour chaque prise d'eau

Débit entonné : 100 m³/s

Vitesse : 3,08m/s

Diamètre équivalent au niveau de la vanne : S = 5,70 x 5,70 m => D = 5,7 m

Formule adoptée par COB pour une entrée sans vortex :

$$\Delta H = 0,9 \times Q \times \sqrt{D} = 6,61 \text{ m}$$

Nous adopterons la valeur de 6 m de submergence.

Le haut de la conduite dans l'ouvrage d'aménée est alors fixé à 510,7 m (au niveau de la vanne wagon), déterminé par la côte minimale d'exploitation à 520 m.

Le radier de la prise d'eau est donc fixé à 503,00 m.

B8.1.2 KOUKOUTAMBA –Pertes de charge pour chaque prise d'eau

Formules utilisées

1. Design de grilles

Pertes de charge

Les pertes de charge des grilles sont données par Mr Levin :

$$\Delta H = K_f \times K_d \times p^{1.6} \times \sin \theta \times \frac{V^2}{2g} \times f\left(\frac{L}{b}\right)$$

Avec:

p	rapport des «pleins» à la surface totale
Kf = 0.32 to 0.51	coefficient de forme du barreau en coupe
Kd = 1.1 to 4	coefficient de "reste de détritrus"
V	vitesse dans la grille, m/s
L	longueur du barreau, m
s	épaisseur du barreau, m
b	écartement des barreaux, m
sin(Θ)	angle vertical de la grille

et $f\left(\frac{L}{b}\right) = 8 + 2,3 \times \frac{L}{b} + 2,4 \times \frac{b}{L}$ d'après Levin.

Nous avons:
$$\Delta H = K \times \frac{V^2}{2g}$$

En considérant que le débit est perpendiculaire au plan des grilles.

Stabilité

Le calcul de la fréquence propre des barreaux est donné d'après Levin, en prenant H comme écart entre les entretoises :

$$f_s = M \times \frac{r}{H^2} \sqrt{\frac{g \times E}{\gamma_b \times \frac{b}{s} \times \gamma'}}$$

Avec :

M = 1.57 or 3.56	facteur de fixation dépendant du type de fixation : articulée ou encastrée
r	rayon de giration de la section droite du barreau, m
E = 2400 kg/cm ²	module d'élasticité de l'acier
$\gamma_b = 0.0078$ kg/cm ²	poids spécifique de l'acier
$\gamma' = 0.001$ kg/cm ²	poids spécifique de l'eau

Sachant que le nombre de Strouhal est compris entre 0.125 et 0.275, suivant la forme du rail on déduit le nombre de Strouhal corrigé Sr' avec la fonction de $x = \frac{b+s}{b}$

$$Sr' = Sr.(-0.0255 x^3 + 0.4012 x^2 - 2.0531x + 4.4385)$$

La fréquence d'excitation des barreaux se calcule avec l'équation :

$$f_{vk} = \frac{Sr'V}{s}$$

Cette fréquence f_{vk} doit être différente de la fréquence propre des barreaux f_s .

2. Prise d'eau : courbe convergente en entrée

Sus	surface amont du convergent ,m ²
Sds	surface aval du convergent ,m ²
L	longueur du convergent ,m
Ksi = 0.2 to 0.6	coefficient de perte du convergent
Ksi' = 0.2 to 0.5	coefficient de perte de l'entrée

Le coefficient global de perte de charge est :

$$K1 = Ksi \times \left(1 - \frac{Sds}{Sus}\right) + Ksi'$$

Donc, la perte est:

$$\Delta H = K1 \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

3. Rainures de vannes et batardeaux

S	surface de la section de contrôle m ² ;
b	longueur totale de la rainure (égal à Pi x D pour un tuyau circulaire) m ;
L	largeur de la rainure m;
p	profondeur de la rainure m;
V	vitesse à travers la section de contrôle m.s ⁻¹ ;

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Theta angle de sortie de l'arête de la rainure

Nous pouvons calculer :

$$\begin{aligned} \text{Si } \frac{L}{p} < 4, \quad \sigma &= \frac{S + 0,25 \times L \times b}{S} \\ \text{Si } \frac{L}{p} > 4, \quad \sigma &= \frac{S + p \times b}{S} \end{aligned}$$

et les coefficients de perte de charge :

$$K = K1 + K2$$

$$K1 = \left(\frac{\sigma^{1,8} - 1}{1,43\sigma^{1,8} + 1} \right)^2 \sin \theta$$

$$K2 = \left(1 - \frac{20}{e^{0,5 \frac{L}{p}}} \right) \left(1 - \frac{1}{\sigma} \right)^2$$

La perte de charge est alors:

$$\Delta H = K \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

4. Tunnels d'amenée en charge et conduites forcées

Pertes de charge linéaires

La formule de Swamee et Jain est utilisée pour le calcul des pertes de charge car elle surestime légèrement ces pertes :

$$f = \frac{0.25}{\left(\log_{10} \left[\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right] \right)^2}$$

Avec :

ΔH	perte de charge
K	coefficient de perte de charge singulière
V	vitesse de l'écoulement g accélération de la pesanteur

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

f	coefficient de perte de charge linéaire
L	longueur de la conduite
D_H	diamètre hydraulique
Re	nombre de Reynolds
ϵ	rugosité absolue

Colebrook-White peut aussi être utilisé :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{Re\sqrt{f}} + \frac{\epsilon}{3,7D} \right)$$

Ainsi que Prandtl :

$$f = \left[2 \text{Log} \left(\frac{3,7 D_h}{\epsilon} \right) \right]^{-2}$$

Etc.

La perte de charge est alors de :

$$\Delta H = f \times \frac{L}{D_h} \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

Pertes de charge dans les coudes

Le coefficient de pertes K est la somme de K1 et K2 calculés ci-après :

$$K1 = A1 \times B1 \times C1 \times K_d$$

Avec :

ϵ	rugosité absolue [m]
δ	angle du coude (°)
r	rayon du coude [m]
D_h	diamètre hydraulique [m]
V	vitesse de l'eau [m/s]

si $\delta < 70^\circ$	=>	$A1 = 0,9 \sin(\delta)$
si $70 < \delta < 100^\circ$	=>	$A1 = 1$
si $\delta > 90^\circ$	=>	$A1 = 0,7 + 0,35 \times \delta / 90$

Si $\frac{r}{D_h} < 1$	alors	$B1 = \frac{0,21}{\left(\frac{r}{D_h}\right)^{2,3}}$
Si $\frac{r}{D_h} > 1$	alors	$B1 = \frac{0,21}{\left(\frac{r}{D_h}\right)^{0,3}}$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Définissant le rapport hauteur/largeur du coude (=1 si circulaire), C1 est fonction de ce rapport.

$$C1 = -0.00023471x^5 + 0.00776084x^4 - 0.09969246x^3 + 0.61340105x^2 - 1.73830201x + 2.19484611$$

$$Kd = 1 + \left(\frac{\varepsilon}{D_h}\right)^2$$

et

$$K2 = 0,0175 \times f \times \frac{r}{D_h} \delta$$

avec f coefficient des pertes de charge linéaires selon Colebrook, Prandtl, Swamee, etc.

Finalement

$$\Delta H = (K1 + K2) \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Parameters	
Cinamic viscosity μ	1,00E-06 m ² /s
gravity G	9,81 m/s ²
flow discharge Q	100 m ³ /s
Intake	
Trashrack	0,016 mWc
Intake	0,407 mWc
Gates and stoplogs slots	0,042 mWc
Total Head losses	0,465 mWC
Waterway	
PENSTOCK LINEAR HEAD LOSSES	0,148 mWc
BENDING B1 (between headrace tunnel and penstock)	0,550 mWc
BENDING B2 (between penstock and penstock powerhouse)	0,550 mWc
CONIC CONVERGENT (before power house)	0,061 mWc
Total Head losses	1,310 mWC
GLOBAL HEAD LOSSES	1,7745 mWC
Trashracks (Upper Intake)	
Applicable	YES
Number of trashracks	1
Height of trashrack	10,0 m
Width of trashrack	3,8 m
Section of the trashrack	38 m ²
Water velocity Ve	1,050 m
Bar length (lenght in the direction of the flow) L	0,100 m
Distance between two bars b	0,100 m
Relative emptyness (1-p)	0,830
Estimated bars width s	0,02 m
Bars width s	0,010 m
Cleanness coefficient Kd	1,1
Shape Coefficient kf	0,35
L / b	1,00
Levin function f (L/b)	12,7
Inclination θ (°) (angle between sill and trashracks)	83 °
sin (θ)	0,99
Head Loss coeff "clean" k	0,26
Head loss coeff Kpe	0,28
Trashracks Head losses Pen (mWc)	0,0160 mWc

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Intake (Convergent rond-carre)	
Applicable	YES
Upstream section Sus	146,00 m ²
Downstream Equivalent Diameter Dh	5,70 m
Downstream Section Sds	25,52 m ²
Sds/Sus	0,17
Convergent length L	6,00 m
L/Dh	1,05
	α
	0,00
	ξ
	0,52
Water velocity	3,92 m/s
Head loss coeff	0,52
Head losses (mWc)	0,41 mWc

Gate Slots (Upper Intake)	
Applicable	YES
Number of slots	1
Upstream section Sus	32,49 m ²
Linear length of the slot b	45,60 m
Slot width L	1,00 m
Slot height p	0,40 m
Exit Angle θ	90 °
L/p	2,50
	σ
	1,35
	$K1$
	0,04
	$K2$
	0,00
Water velocity Vs	3,08 m/s
Head loss coeff $K=K1+K2$	0,04
Head losses	0,021 mWc

PENSTOCK LINEAR HEAD LOSSES (Penstock shaft)	
Applicable	YES
Length L	114,15 m
Hydraulic Diameter Dh	5,70 m
Penstock section S	25,52 m ²
Hydraulic Radius rh	1,43 m
Water velocity Vs	3,92 m/s
Absolute Roughness ϵ	0,09 mm
ϵ/Dh	1,58E-05
Reynolds	2,23E+07
Head loss coeff according to Swamee	0,0091
Head loss coeff according to Altschoul	0,0094
Head losses according to Swamee	0,142296 mWc
Head losses according to Altschoul	0,147717 mWc
Head losses	0,148 mWc

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

BENDING B1 (between headrace and penstock)	
Applicable	YES
Deviation angle(°)	129,0 °
Shape type	Circular
	5,70 m
	5,70 m
Height/Width	1,00
Hydraulic Diameter Dh	5,70 m
Curve radius Ro	17,80 m
Ro/Dh	3,12
	A1 1,2017
	B1 0,12
	C1 1
Absolute Roughness ϵ	0,09 mm
ϵ/Dh	1,58E-05
Reynolds	2,23E+07
friction head loss coefficient λ	0,07950
E1=1/RACINE(λ)	3,54663E+00
E2=-2LOG((2;51/(Re*RACINE(λ)))+(ϵ/Dh)/3,71)	1,06643E+01
E1-E2	7,12E+00
	K ϵ 1
	kRe 1
	ξM 0,14
Linear Head losses coefficient ξf	0,560
Head loss coeff	0,70
Water velocity	3,92 m/s
Head losses	0,550 mWc

BENDINGS B2 (between penstock and powerhouse)		[1 p.194]
Applicable	YES	
Deviation angle(°)	129,0 °	
Shape type	Circular	
	5,70 m	
	5,70 m	
Height/Width	1,00	
Hydraulic Diameter Dh	5,70 m	
Curve radius Ro	12,15 m	
Ro/Dh	2,13	
	A1 1,20	
	B1 0,144	
	C1 1	
Absolute Roughness ϵ	0,09 mm	
ϵ/Dh	1,58E-05	
Reynolds	2,23E+07	
friction head loss coefficient λ	0,0795	
E1=1/RACINE(λ)	3,54663E+00	

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

$E2 = -2 \text{LOG}((2;51 / (\text{Re} * \text{RACINE}(\lambda))) + (\epsilon / Dh) / 3,71)$		10,66426378
E1-E2		7,1176
	K ϵ	1
	kRe	1
	ξM	0,1728
Linear Head losses coefficient ξf		0,383
Head loss coeff		0,5554
Water velocity		3,9189
Head losses		0,4347 mWc

CONIC CONVERGENT (before power house)		
Applicable		YES
Nbre of convergent		1
Upstream Diameter		5,70 m
Downstream Diameter		4,00 m
Average Diameter		4,85 m
Upstream section		25,52 m ²
Downstream Section		12,566 m ²
Convergent length		6,00 m
Convergent angle		8,0 °
	<i>Flare angle (Maximum convergent angle)</i>	66,7 °
	<i>parameter U</i>	0,43
Water velocity in upstream section v1		1,96 m/s
Water velocity in downstream section v2		3,979 m/s
Average velocity v		2,97 m/s
Head loss coeff		0,100
Head losses		0,061 mWc

B8.2 OUVRAGE DE RESTITUTION

B8.2.1 Caractéristiques principales

L'ouvrage de restitution est constituée de d'un pertuis comprenant :

- un entonnement réalisant la transition entre le réservoir et une section rectangulaire (3,5 m x 2,5 m);
- un batardeau
- une vanne de garde;
- une galerie blindée de 72 m de long et de 3,5 m x 2,5 m de section;
- un convergent entre la section 3,5 m x 2,5 m et la section 3,0 m x 2,5 m;
- une vanne secteur.

Les pertuis de fond sont dimensionnés pour permettre le passage d'un débit de 197 m³/s pour une cote amont de 520 m.

B8.2.2 Pertes de charge

Les pertes de charge sont déterminées à l'aide des formules suivantes :

$$\Delta H = K \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{Perte de charge singulière}$$

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D_H} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \begin{array}{l} \text{Perte de charge linéaire} \\ \text{Formule de Darcy-Weisbach} \end{array}$$

Le coefficient de perte de charge linéaire f est fonction de la rugosité relative ϵ et du nombre de Reynolds Re . Il peut être déterminé à l'aide du diagramme de Moody ou des formules suivantes :

Formule de Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{Re\sqrt{f}} + \frac{\epsilon}{3,7D} \right)$$

Formule de Haaland:

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -1.8 \log_{10} \left(\frac{6.9}{Re} + \left(\frac{\epsilon}{3.7D} \right)^{1.11} \right)$$

Formule de Swamee et Jain :

$$f = \frac{0.25}{\left(\log_{10} \left[\frac{\epsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right] \right)^2}$$

Avec :

ΔH	perte de charge
K	coefficient de perte de charge singulière
V	vitesse de l'écoulement g accélération de la pesanteur
f	coefficient de perte de charge linéaire
L	longueur de la conduite
D_H	diamètre hydraulique
Re	nombre de Reynolds
ϵ	rugosité absolue

Les valeurs des coefficients de perte de charge singulière sont déterminées à partir d'abaques ou de formules synthétisant les résultats expérimentaux (voir Ref. [1] et Ref. [2]).

Le tableau suivant synthétise les coefficients de pertes de charge pour les différents éléments du circuit hydraulique :

Élément	Coefficient	Section	Référence
Entonnement	K = 0,02	5,0 m x 3,50 m	Levin (Ref. [1])
Batardeau – Rainure	K = 0,03	3,75 m x 3,50 m	Levin (Ref. [1])
Galerie blindée	f = 0,08 $\epsilon = 0,09$ mm	2,50 m x 3,50 m	Levin (Ref. [1])
Vanne de garde – Rainure	K = 0,03	3,50 m x 3,20 m	Levin (Ref. [1])
Convergent	K = 0,1		Levin (Ref. [1])
Vanne secteur – Rainure	K = 0,03	2,50 m x 3,00m	Levin (Ref. [1])

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Il est dès lors possible de déterminer les pertes de charge pour un débit donné :

Élément [-]	Débit q [m^3/s]	Perte de charge ΔH [m]
Entonnement	197	0,30
Batardeau – Rainure	197	0,35
Galerie blindée	197	9,25
Vanne de garde – Rainure	197	0,90
Convergent	197	0,34
Vanne secteur – Rainure	197	1,89
Total	197	13,03

A ces pertes de charge, il faut ajouter la perte du terme d'énergie cinétique à la restitution, soit 35,17 m pour une vitesse de 26,27 m/s correspondant à un débit de 197 m³/s. La perte de charge totale attendue est donc de l'ordre de 48,20 m pour un débit de 197 m³/s.

B8.3 MATÉRIEL ÉLECTROMÉCANIQUE ET HYDRO MÉCANIQUE

B8.4 VANTELLERIE

B8.4.1 Grilles de l'ouvrage de prise

La feuille ci-après donne le calcul estimatif pour une grille filtrant 1/6 de la surface d'une prise d'eau d'un groupe de Koukoutamba.

La condition de calcul à l'encastrement a été considérée pour différentes conditions d'obstruction, ainsi que pour un écoulement en biais. L'écartement des entretoises devrait être inférieur à 278 mm.

Le poids de la grille (filtrant 1/6 du débit d'un groupe de Koukoutamba) est estimé à 5,09 tonnes.

Données générales :	
Répartition de la charge	variable
Type de fixation de la grille	encastrée
Grille avec un système de réchauffage	non
Débit passant dans la grille	16,7 m ³ /s
Hauteur du pertuis Hp (plan vertical)	10,00 m
Largeur du pertuis Lp (plan vertical)	1,90 m
Côte du seuil Cse	503,25 m
Niveau normale de la retenue RN	503,30 m
Niveau des plus hautes eaux NPHE	507,70 m
Charge de calcul théorique Hei	4,45 m
Choix de la charge de calcul pour dimensionnement	exceptionnelle Hex
Charge normale au dessus du seuil Hen	0,05 m
Charge exceptionnelle au dessus du seuil Hex	4,45 m
Charge de calcul retenue Her	4,45 m
Hauteur mouillée du pertuis Hm (plan vertical)	4,45 m
Charge linéaire totale de calcul Hd	2,86 N/mm

Données de conception de la grille :	
Hauteur totale de la grille Hat (plan vertical)	10,00 m
Largeur de la grille entre têtiers Lag (plan vertical)	1,90 m
Nombre de poutres porteuses interméd. horizontales	2
Nombre de panneaux	3

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Hauteur d'un panneau de la grille Hag	3,33 m
Pente de la grille avec le radier Theta	83,00 °
$\sin(\theta)$	0,99
Longueur des barreaux dans le courant lb (longueur mouillée)	3,36 m
Nombre de barreaux hors tête Nbrebarreaux ≤ 190	30
Pas de la grille	66 mm
Espacement libre entre barreaux b	100 mm
Epaisseur frontale d'un barreau s	10,0 mm
Epaisseur moyen d'un barreau s' pour calcul inertiel	10,0 mm
Coefficient de forme du barreau Kf	0,35
Profondeur d'un barreau (ou épaisseur dans le sens du courant) L	100,0 mm
Nombre d'entretoises par panneau Nent/panneau	12
Epaisseur des entretoises Epent	8 mm
Profondeur des entretoises (ou épaisseur dans le sens du courant) Hent	70 mm
Ecartement retenu des entretoises Ecartentretoises	278 mm
Ecartement maximum des entretoises (USBR)	352 mm

Caractéristiques d'un barreau :	
Inertie du barreau suivant écoulement I	83,33 cm ⁴
Module de résistance suivant écoulement ω	16,67 cm ³
Rayon de giration rg	28,9 mm
Inertie du barreau normal écoulement I'	0,83 cm ⁴
Module de résistance normal écoulement ω'	1,67 cm ³

Contraintes admissibles de l'acier DIN19704 :	
Module d'élasticité de l'acier E	210 GPa
Limite élastique Re	235
Coefficient de Sécurité partiel γ_F	1,35
Coefficient de Sécurité partiel sur la limite élastique γ_M	1,5
Coefficient en cas d'efforts combinés ψ	0,8
Coefficient de sécurité global des brimbales	
Compression simple, flexion	145 MPa
Cisaillement	118 MPa
Contrainte composée	250 MPa

Stabilité de grille	
Coefficient M	3,5652
Poids spécifique de l'acier	7,85 t/m ³
Epaisseur fictive du barreau b'	70,0 mm

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Fréquence propre des barreaux fp	474,9 Hz
Nombre de Strouhal du barreau (voir tableaux sde St0 ur le coté)	0,24
Pas de la grille/b'	0,66
Coefficient Sta	0,82
Nombre de Strouhal de la grille	0,74
Fréquence excitation à Ve Fve	77,8 Hz
Fréquence excitation à Vs Fvs	695,5 Hz

Pertes de charge nominales	
Coefficient de blocage Kd	1,10
Surface mouillée du pertuis Stot	19,00 m ²
Encombrement des barreaux Sbar	3,00 m ²
Encombrement net des entretoises Sent	0,15 m ²
Encombrement net Senc	3,15 m ²
Ratio p = Senc / Stot	17%
Vitesse d'entrée de grille Ve	1,05 m/s
Pertes de charge pour calculer Vs	4,45 m
Vitesse limite de sortie de grille Vs	9,4 m/s
Fonction de Levin Fl	12,70
Coefficient de perte de charge Kpe	0,274
Pertes de charge nominales Pen	1,5 cm
Coefficient de Kirschmer K	2,42
Coefficient de perte de charge Kpe'	0,111
Pertes de charge selon Kirschmer	0,6 cm
Pertes de charge finales <= 4 cm	1,5 cm

Effort transversal sur la grille	
Angle de l'écoulement maxi (< 25°) ξ	0 °
Charge linéaire latérale w' sur un barreau	0,00 N/mm
Cisaillement maximum T' sur un barreau	0 N
Moment maximum Mmax	0 N-m
Contrainte de flexion latérale sur barreau ofl	0 MPa
Flèche maximale entre entretoise fentr	0,0 mm
Charge sur l'entretoise en extrémité Fex	0 N
Charge critique de l'entretoise Fcrit	2 962 115 N

Flexion des barreaux du panneau inf.	
Charge linéaire wlb au dessus du barreau	0,72 N/mm
Charge linéaire wf le long du barreau	2,14 N/mm

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Réaction d'appuis Ta sur haut du panneau	2 282 N
Moment Ma	-1 479 N-m
Contrainte de cisaillement	3 MPa
Contrainte de flexion	89 MPa
Réaction d'appuis Tb sur bas du panneau	3 721 N
Moment Mb	-1 882 N-m
Contrainte de cisaillement	6 MPa
Contrainte de flexion	113 MPa
Distance X du haut du panneau	1,67 m
Moment à la distance X	838 N-m
Contrainte de flexion	50 MPa

Choc sur un barreau	
poids maximum d'un objet - choc frontal	809 kg
poids maximum d'un objet - choc latéral	#DIV/0!

Dimensionnement de la poutre hor.supérieure	
Charge linéaire Flps sur la poutre supérieure	36,04 N/mm
Type de poutre	poutre IPN
Largeur de l'aile b1	215,0 mm
Epaisseur de l'aile h1	32,4 mm
Largeur de l'âme de l'IPN b2	21,6 mm
Hauteur de l'âme de l'IPN h2	535,2 mm
Inertie du rail de roulement I	1 399 279 959 mm ⁴
Module de résistance du rail W	2 750 336 mm ³
Réaction d'appui latéral	34 234 N
Moment M maximum de la poutre	10 841 N-m
Contrainte de cisaillement	3 MPa
Contrainte de flexion	2 MPa
masse de la poutre Mp	380 kg
Flèche limite admissible de la poutre fadm	1,31 mm
Flèche de la poutre fbp	0,00 mm

Dimensionnement de la poutre hor.inférieure	
Charge linéaire w sur la poutre supérieure	58,76 N/mm
Type de poutre	poutre IPN
Largeur de l'aile b1	215,0 mm
Epaisseur de l'aile h1	32,4 mm
Largeur de l'âme de l'IPN b2	21,6 mm

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Hauteur de l'âme de l'IPN h2	535,2 mm
Inertie du rail de roulement I	1 399 279 959 mm ⁴
Module de résistance du rail W	2 750 336 mm ³
Réaction d'appui latéral	55 819 N
Moment M maximum de la poutre	10 841 N-m
Contrainte de cisaillement	5 MPa
Contrainte de flexion	2 MPa
Poids de la poutre	380 kg
Flèche limite admissible de la poutre	1,31 mm
Flèche de la poutre	0,01 mm

B8.4.2 Vannes et batardeaux de l'ouvrage de prise

B8.4.2.1 Vannes de la prise d'eau

Les caractéristiques principales des vannes wagon de tête sont:

Nombre de vannes	4
Nombre d'éléments par vanne	2
Type	Galets
Étanchéité	Aval (côté usine)
Largeur du pertuis	6,50 m
Hauteur à obturer	5,70 m
Poids d'une vanne	< 51 tonnes
Poids des parties fixes d'une vanne	< 17 tonnes
Condition de manœuvre	en eaux vives
Cote du seuil	505,00 m
Cote maximale des eaux	549,40m
Commande de manœuvre	Vérin oléhydraulique
Débit coupé	240 m ³ /s
Séisme SMD	0,1g
Séisme SBE	0,07g

La fermeture des vannes wagon se fera sous leur propre poids.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Estimation du débit maximum, suite à la rupture partielle de la conduite forcée de diamètre 5,70 m au niveau 474,00 sous 549,40m de charge d'eau :

- Charge : $H_c = 549,40 - 474,00 = 75,40$ m
- Pertes de charge à travers l'éclatement supposé partiel :

$$0,6 V^2/2g = K1.Q^2 \Rightarrow K1 = 1,19 E-3$$

- Pertes de charge de la conduite jusqu'au point d'éclatement : 1,163 m pour 100 m³/s

$$K2.Q^2 \Rightarrow K2 = 1,163E-4$$

- Calcul du K équivalent

$$\Delta H = K Q^2 ; K = K1 + K2 = 1,3063 E-3$$

- **Calcul du débit maximum: $Q_{gb} = \text{racine}(H_c / K) = 240$ m³/s**

Estimation du poids de la vanne

Suivant les formules statiques établies par Erbisti [1], le poids estimé de la vanne est 58,6 tonnes :

L : largeur de la vanne
h : hauteur de la vanne
H : charge hydrostatique au seuil de la vanne
M : masse de la vanne

La masse est calculée comme suit :

$$M = \frac{0,735 \times (L^2 \times h \times H)^{0,697}}{9,81} = \frac{0,735 \times (6,5^2 \times 5,7 \times 44,4)^{0,697}}{9,81} = 48,18T$$

En conséquence le poids d'une vanne sera limité à 51 tonnes (5% de sécurité).

Le poids des pièces fixes d'une des vannes est difficilement calculable. En effet celui-ci dépend fortement de la conception retenue. Nous donnerons donc une estimation moyenne à 32% (selon Erbisti) du poids de la vanne, soit 15,42 tonnes. Nous retiendrons un maximum de 17 tonnes (5% de sécurité) pour les pièces fixes.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

B8.4.2.2 Estimation de la demande d'air en aval de la vanne de tête

Levin (1968) - ouvrage de restitution	
hauteur de la vanne h	5,70 m
largeur de la vanne B	6,50 m
longueur du conduit d'aération L	45,00 m
Charge d'eau sur la vanne H	44,40 m

Calcul du nombre de Froude	
Coefficient de contraction vertical de la veine fluide c_l	0,8
Coefficient de débit de la vanne m	0,63
Hauteur d'eau contractée sous la vanne h_s	4,56 m
Hauteur minimale de la veine fluide h_c	2,87 m
Nombre de Froude F_c	5,38

Calcul du coefficient d'aération	
coefficient K (dans le calcul du coefficient d'aération α)	0,05
coefficient n (dans le calcul du coefficient d'aération α)	1
coefficient d'aération α	0,22

Calcul des coefficients de pertes de charges du conduit d'aération	
Coefficient de perte de charge singulière à l'entrée ξ_e	0,5
Coefficient de perte de charge singulière à la sortie ξ_s	1
Coefficient de perte de charge singulière aux grilles d'entrée ξ_{ge}	0,14
Coefficient de perte de charge singulière aux grilles de sortie ξ_{gs}	0
Coefficient de perte de charge singulière aux coudes ξ_c	1,36
Coefficient de perte de charge aux courbures	0
Somme totale des coefficients de perte de charge	3

Calculs intermédiaires	
Coefficient de perte de charges linéaires λ	0,015
$(\lambda * L)/D$	0,67
Coefficient de débit du conduit d'aération m_a	0,52
Coefficient de contraction en largeur (ou en diamètre) c_l	0,9
Masse volumique de l'air γ_{air}	1,23 kg/m ³
Masse volumique de l'eau γ_{eau}	1000,00 kg/m ³
$\sqrt{(\gamma_{eau}/\gamma_{air})}$	28,51

Calcul de débit	
Critère de limitation de la vitesse d'air dans les conduits	normes américaines
vitesse d'air limite dans les conduits d'air pour ouvrage de restitution	45,0 m/s
vitesse de l'air dans le conduit	65,9 m/s

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Validation du diamètre du conduit d'aération	
Diamètre proposée du conduit $D_{proposé}$	1,007 m
Débit d'eau de la veine contractée Q_e	240,00 m ³ /s
Débit d'air Q_a	52,522 m ³ /s
Section d'aération S_a (m ²)	0,80 m ²
dépression admissible (en hauteur d'eau) H_d	1,00 m

B8.4.2.3 Batardeau de la prise d'eau

Les caractéristiques principales du batardeau sont:

Nombre de vannes	1
Nombre d'éléments par vanne	2
Type	A glissement
Étanchéité	Aval (côté usine)
Largeur du pertuis	6,50 m
Hauteur à obturer	5,70 m
Poids d'une vanne	<39 tonnes
Poids des parties fixes d'une vanne	<7 tonnes
Condition de manœuvre	en eaux équilibrées
Cote du seuil	505,00 m
Cote maximale des eaux	549,40 m
Support de manœuvre	portique motorisé
Appareil de levage	palan électrique
Séisme SMD	0,1g
Séisme SBE	0,07g

Le batardeau sera manœuvré moyennant un palan électrique, et la descente se fera sous leur propre poids.

Caractéristiques principales du palan électrique:

- Capacité de levage du palan 25 tonnes
- Course du palan 54m

La hauteur de manœuvre au pont des batardeaux est définie par la somme de la hauteur du batardeau (2,90 m), de la hauteur du palonnier et du palan (2,0 m), une marge de manutention (0,5 m) et la hauteur du seuil jusqu'à la crête est de 47,5 m. Le pont roulant aura une hauteur disponible de 9 m au-dessus de la cote 552,50.

Estimation du poids de la vanne

Suivant les formules statiques établies par Erbisti [1], le poids estimé de la vanne est 39 tonnes :

L : largeur de la vanne
h : hauteur de la vanne
H : charge hydrostatique au seuil de la vanne
M : masse de la vanne

La masse est calculée comme suit :

$$M = \frac{0,667 \times (L^2 \times h \times H)^{0,678}}{9,81} = \frac{0,667 \times (6,5^2 \times 5,7 \times 44,4)^{0,678}}{9,81} = 36,66T$$

En conséquence le poids d'une vanne sera limité à 39 tonnes (5% de sécurité).

Le poids des pièces fixes d'une des vannes est difficilement calculable. En effet celui-ci dépend fortement de la conception retenue. Nous donnerons donc une estimation moyenne à 18% (selon Erbisti) du poids de la vanne, soit 6,60 tonnes. Nous retiendrons un maximum de 7 tonnes (5% de sécurité) pour les pièces fixes.

B8.4.3 Vannes et batardeau de l'ouvrage de restitution

B8.4.3.1 Vanne d'arrêt de l'ouvrage de restitution

Les caractéristiques principales de la vanne wagon d'arrêt sont:

Nombre de vannes	1
Nombre d'éléments par vanne	1
Type	Galets
Étanchéité	Aval (côté usine)
Largeur du pertuis	3,50 m
Hauteur à obturer	3,20 m

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Poids d'une vanne	<22 tonnes
Poids des parties fixes d'une vanne	<7 tonnes
Condition de manœuvre	en eaux vives
Cote du seuil	467,50 m
Cote maximale des eaux	549,40m
Commande de manœuvre	Vérin oléhydraulique
Débit coupé	197m ³ /s

La fermeture des vannes wagon se fera sous leur propre poids.

Estimation du poids de la vanne

Suivant les formules statiques établies par Erbisti [1], le poids estimé de la vanne est 22 tonnes :

L : largeur de la vanne
h : hauteur de la vanne
H : charge hydrostatique au seuil de la vanne
M :masse de la vanne

La masse est calculée comme suit :

$$M = \frac{0,735 \times (L^2 \times h \times H)^{0,697}}{9,81} = \frac{0,735 \times (3,5^2 \times 3,2 \times 81,9)^{0,697}}{9,81} = 20,83T$$

En conséquence le poids d'une vanne sera limité à 22 tonnes (5% de sécurité).

Le poids des pièces fixes d'une des vannes est difficilement calculable. En effet celui-ci dépend fortement de la conception retenue. Nous donnerons donc une estimation moyenne à 32% (selon Erbisti) du poids de la vanne, soit 6,67 tonnes. Nous retiendrons un maximum de 7 tonnes (5% de sécurité) pour les pièces fixes.

B8.4.3.2 Batardeau de l'ouvrage de restitution

Les caractéristiques principales des batardeaux sont:

Nombre de vannes	1
Nombre d'éléments par vanne	1
Type	A glissement
Étanchéité	Aval (côté usine)

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Largeur du pertuis	3,75 m
Hauteur à obturer	3,50 m
Poids d'une vanne	<20 tonnes
Poids des parties fixes d'une vanne	<4 tonnes
Condition de manœuvre	en eaux vives
Cote du seuil	467,50 m
Cote maximale des eaux	549,40m
Commande de manœuvre	Vérin oléhydraulique
Débit coupé	197m ³ /s

Le batardeau sera manœuvré moyennant un palan électrique, et la descente se fera sous leur propre poids.

Estimation du poids de la vanne

Suivant les formules statiques établies par Erbisti [1], le poids estimé de la vanne est 20 tonnes :

L : largeur de la vanne

h : hauteur de la vanne

H : charge hydrostatique au seuil de la vanne

M :masse de la vanne

La masse est calculée comme suit :

$$M = \frac{0,667 \times (L^2 \times h \times H)^{0,678}}{9,81} = \frac{0,667 \times (3,75^2 \times 3,5 \times 81,9)^{0,678}}{9,81} = 18,92T$$

En conséquence le poids d'une vanne sera limité à 20 tonnes (5% de sécurité).

Le poids des pièces fixes d'une des vannes est difficilement calculable. En effet celui-ci dépend fortement de la conception retenue. Nous donnerons donc une estimation moyenne à 18% (selon Erbisti) du poids de la vanne, soit 3,40 tonnes. Nous retiendrons un maximum de 4 tonnes (5% de sécurité) pour les pièces fixes.

B8.4.3.3 Vanne de réglage de l'ouvrage de restitution

Les caractéristiques principales des batardeaux sont:

Nombre de vannes	1
Nombre d'éléments par vanne	1
Largeur du pertuis	2,50 m
Hauteur à obturer	3,00 m
Poids d'une vanne	<10 tonnes
Poids des parties fixes d'une vanne	<6 tonnes
Condition de manœuvre	en eaux équilibrées
Cote du seuil	467,50 m
Cote maximale des eaux	549,40 m
Support de manœuvre	portique motorisé
Appareil de levage	palan électrique

Estimation du poids de la vanne

Suivant les formules statiques établies par Erbisti [1], le poids estimé de la vanne est 20 tonnes :

L : largeur de la vanne
h : hauteur de la vanne
H : charge hydrostatique au seuil de la vanne
M : masse de la vanne

La masse est calculée comme suit :

$$M = \frac{0,64 \times (L^2 \times h \times H)^{0,678}}{9,81} = \frac{0,64 \times (2,50^2 \times 3,0 \times 81,9)^{0,682}}{9,81} = 9,71T$$

En conséquence le poids d'une vanne sera limité à 10 tonnes (5% de sécurité).

Le poids des pièces fixes d'une des vannes est difficilement calculable. En effet celui-ci dépend fortement de la conception retenue. Nous donnerons donc une estimation moyenne à 60% (selon Erbisti) du poids de la vanne, soit 5,83 tonnes. Nous retiendrons un maximum de 6 tonnes (5% de sécurité) pour les pièces fixes.

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

B8.4.3.4 Estimation de la demande d'air en aval du batardeau de l'ouvrage de restitution

Levin (1968) - ouvrage de restitution	
hauteur de la vanne h	3,50 m
largeur de la vanne B	3,75 m
longueur du conduit d'aération L	84,00 m
Charge d'eau sur la vanne H	82,00 m

Calcul du nombre de Froude	
Coefficient de contraction vertical de la veine fluide c_l	0,8
Coefficient de débit de la vanne m	0,63
Hauteur d'eau contractée sous la vanne h_s	2,80 m
Hauteur minimale de la veine fluide h_c	1,76 m
Nombre de Froude F_c	9,54

Calcul du coefficient d'aération	
coefficient K (dans le calcul du coefficient d'aération α)	0,04
coefficient n (dans le calcul du coefficient d'aération α)	1
coefficient d'aération α	0,34

Calcul des coefficients de pertes de charges du conduit d'aération	
Coefficient de perte de charge singulière à l'entrée ξ_e	0,5
Coefficient de perte de charge singulière à la sortie ξ_s	1
Coefficient de perte de charge singulière aux grilles d'entrée ξ_{ge}	0,14
Coefficient de perte de charge singulière aux grilles de sortie ξ_{gs}	0
Coefficient de perte de charge singulière aux coudes ξ_c	0
Coefficient de perte de charge aux courbures	0,71
Somme totale des coefficients de perte de charge	2,35

Calculs intermédiaires	
Coefficient de perte de charges linéaires λ	0,015
$(\lambda * L)/D$	1,18
Coefficient de débit du conduit d'aération m_a	0,53
Coefficient de contraction en largeur (ou en diamètre) c_l	1
Masse volumique de l'air γ_{air}	1,23 kg/m ³
Masse volumique de l'eau γ_{air}	1000,00 kg/m ³
$\sqrt{(\gamma_{eau}/\gamma_{air})}$	28,51

Calcul de débit	
Critère de limitation de la vitesse d'air dans les conduits	normes américaines
vitesse d'air limite dans les conduits d'air pour ouvrage de restitution	45,0 m/s
vitesse de l'air dans le conduit	67,2 m/s

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

Validation du diamètre du conduit d'aération	
Diamètre proposée du conduit $D_{proposé}$	1,064 m
Débit d'eau de la veine contractée Q_e	174,97 m ³ /s
Débit d'air Q_a	59,756 m ³ /s
Section d'aération S_a (m ²)	0,89 m ²
dépression admissible (en hauteur d'eau) H_d	1,00 m

B8.4.3.5 Batardeaux aval de l'usine

Les caractéristiques principales des batardeaux aval de 6,50 x 6,90 m² sont:

Nombre de vannes	2
Nombre d'éléments par vanne	2
Type	A glissement
Étanchéité	Amont (côté usine)
Largeur du pertuis	6,50 m
Hauteur à obturer	6,20 m
Poids d'une vanne (2 éléments en E24)	<30 tonnes
Poids des parties fixes d'une vanne	<6 tonnes
Condition de manœuvre	En eaux équilibrées
Cote du seuil	444,20 m
Cote maximale des eaux	469,60 m (Crue 10 000)
Support de manœuvre	Portique motorisé
Appareil de levage	Palan électrique

Le batardeau sera manœuvré moyennant un palan électrique, et la descente se fera sous leur propre poids.

Caractéristiques principales du palan électrique:

- Capacité de levage du palan 20 tonnes
- Course du palan 34m

La hauteur de manœuvre au pont des batardeaux est définie par la somme de la hauteur du

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B8 – Dimensionnement des Equipements Hydro-Electromécaniques

batardeau (3,45m), de la hauteur du palonnier et du palan (2,0m), une marge de manutention (0,5 m) et la hauteur du seuil jusqu'à la crête est de 29,80 m. Le pont roulant aura une hauteur disponible de 7,25 m au-dessus de la cote 474,00.

Estimation du poids de la vanne

Suivant les formules statiques établies par Erbisti [1], le poids estimé de la vanne est 39 tonnes :

L : largeur de la vanne
h : hauteur de la vanne
H : charge hydrostatique au seuil de la vanne
M :masse de la vanne

La masse est calculée comme suit :

$$M = \frac{0,667 \times (L^2 \times h \times H)^{0,678}}{9,81} = \frac{0,667 \times (6,50^2 \times 6,90 \times 25,4)^{0,678}}{9,81} = 28,57T$$

En conséquence le poids d'une vanne sera limité à 30 tonnes (5% de sécurité).

Le poids des pièces fixes d'une des vannes est difficilement calculable. En effet celui-ci dépend fortement de la conception retenue. Nous donnerons donc une estimation moyenne à 18% (selon Erbisti) du poids de la vanne, soit 5,14 tonnes. Nous retiendrons un maximum de 6 tonnes (5% de sécurité) pour les pièces fixes.

B8.5 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES FORCEES

L'amenée d'eau à l'usine hydroélectrique est assurée par quatre conduites forcées comprenant un joint de dilatation alimentant chacune une turbine. L'inclinaison des conduites forcées est de 0,8 H / 1V. Chaque conduite forcée a un diamètre de 5,70 m, une longueur de 54 m dans la partie inclinée à 51,3° et une épaisseur d'acier de 17 mm.

Les conduites forcées sont renforcées par des renforts courants (de 10 cm de haut et de 1 cm d'épaisseur) tous les 4 m.

La masse linéique de la conduite forcée est de 2,4 tonnes.

Les reprises d'efforts sont assurées par les massifs d'ancrage au niveau de la prise d'eau et de l'usine.

B8.5.1 Hypothèses de dimensionnement

Le matériau considéré lors du dimensionnement de la conduite est un acier E36.

- matériau acier E36
- limite élastique 353 MPa
- module d'élasticité 210 000 MPa
- densité 7.85

Les hypothèses suivantes ont été considérées pour le dimensionnement de la conduite :

- surépaisseur pour la corrosion 2 mm
- écart de température 30°C
- pression intérieure 10 bars
- pression extérieure 1 bar

B8.5.2 Dimensionnement à la pression interne

B8.5.2.1 Coefficient de sécurité

Un coefficient de sécurité de 1,7 a été utilisé pour le dimensionnement à la pression interne.

La contrainte admissible est donc de 207 MPa.

B8.5.2.2 Résultats

Après application des formules usuelles de résistance des matériaux, les valeurs de contraintes suivantes ont été obtenues :

- contrainte circonférentielle 193 MPa
- contrainte longitudinale 74 MPa
- contrainte équivalente 169 MPa

B8.5.3 Dimensionnement à la pression externe

B8.5.3.1 Coefficient de sécurité

Un coefficient de sécurité de 1,6 a été utilisé pour le dimensionnement à la pression externe.

B8.5.3.2 Coefficient d'affaiblissement

Le coefficient d'affaiblissement a été pris égal à 0,95.

B8.5.3.3 Résultats

Calcul de la pression extérieure critique d'une conduite idéale:

$$P_{cr}^{-i} = \frac{3E \times I}{(R + e)^3} = \frac{E}{4} \times \left(\frac{e}{R + e}\right)^3$$

- E = module d'élasticité de l'acier en présence d'une contraction latérale libre = 230 000 N/mm²,
- e = épaisseur moyenne de la conduite 15 mm (épaisseur de corrosion non inclut dans les calculs)
- R = rayon intérieur de la conduite = 5700 mm

Calcul de la pression extérieure critique d'une conduite ovale :

Un défaut local de rotondité peut provoquer la rupture de l'équilibre par l'apparition d'un moment de flexion supplémentaire.

$$P_{cr}^{-}(\text{conduite ovale munie de raidisseurs}) = \alpha \times \beta \times P_{cr}^{-i}(\text{conduite idéale})$$

avec $\alpha=38$ (coefficient de stabilité) d'après les abaques du C.E.C.T.

Les résultats suivants ont été obtenus :

- pression extérieure critique 0,29 MPa
- pression extérieure admissible 0,18 MPa

La pression extérieure admissible est supérieure à la pression atmosphérique (0,1 MPa) : la conduite munie de raidisseur est bien dimensionnée à la pression externe.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B9

PRE-DIMENSIONNEMENT DES TURBINES

B9.1	HYPOTHESES	1
B9.2	DETERMINATION DES PRINCIPAUX PARAMETRES DE LA TURBINE :	2
B9.3	CALAGE DE LA TURBINE :	3

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B9 – Note de Pré-dimensionnement des turbines

CHAPITRE B9

NOTE DE PRE-DIMENSIONNEMENT DES TURBINES

B9.1 HYPOTHESES

Le débit d'équipement de l'usine est de $400\text{m}^3/\text{s}$.

Les 4 turbines sont identiques et du type Francis de débit unitaire $100\text{m}^3/\text{s}$.

Les turbines peuvent fonctionner aux conditions suivantes:

- Niveau de retenue normale, RN : 545,00
- Niveau de retenue minimal d'exploitation, MinEx : 520,00
- Niveaux aval de restitution :
 - tous les groupes à l'arrêt : 458,58m
 - 1 groupe en service : 459,80m
 - 4 groupes en service : 460,80m
- Plus hautes eaux amont, PHE : 549,40m
- Plus hautes eaux aval, crue 10 000ans: 469,60m
- Hauteurs extrêmes de chute brute: de 60,20m à 88,60m.
- Hauteurs extrêmes normales de chute brute: de 60,20m à 84,20m.
- Hauteurs extrêmes normales de chute nette : de 59,70m à 83,70m,
- Hauteur de chute nette moyenne $541,30 - 460,80 - 0,50 = 80,00\text{m}$.

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques de la chute

	Hmin	Hopt	Hnom	Hmax	Unités
Nombre de groupes	4	4	4	1	
Niveaux amont	520,00	541,30	545,00	545,00	m
Débit turbine	83,90	100,00	100,00	100,00	m ³ /sec
Niveaux aval	460,80	460,80	460,80	459,80	m
Chute brute	59,20	80,50	84,20	85,20	m
Perte de charge	0,30	0,50	0,50	0,50	m
Chute nette	58,90	80,00	83,70	84,70	m
Gravité	9,805	9,805	9,805	9,805	m/s ²
Rendement turbine	85	93,5	91	,90	%
Puissance turbine	41206	73379	74720	74782	kW

Le débit minimum turbinable d'un groupe est de l'ordre de 50m³/s.

Le rapport entre les hauteurs de chute nette minimum et nominale est de 70,4%, ce qui est supérieur à 70% de H_n.

Le rapport entre les hauteurs de chute nette exceptionnelle et nominale est de 105% de H_n, valeur limite acceptable.

B9.2 DETERMINATION DES PRINCIPAUX PARAMETRES DE LA TURBINE

La vitesse de rotation est choisie de façon à ce que le coefficient K soit compris entre 700 et 800:

-pour n = 230,8t r/min correspondant à un alternateur synchrone à 26 poles, on obtient K =760,7

-pour n =214,28 tr/min correspondant à un alternateur synchrone à 28 poles, on obtient K=706,4

On choisit la vitesse de 214,28tr/min qui conduit à un enfoncement plus faible et donne une valeur de K optimum pour le niveau minimum de chute.

Pour mémoire : $K = nq \cdot H_n^{0,5}$

$nq = n \cdot Q^{0,5} / H^{0,75} = 76,75$

Cette valeur correspond à une vitesse spécifique ns de 753,72.

En prenant un rendement de 91%, la puissance maximale fournie sur l'axe de la turbine est de 75 MW, soit avec un rendement de l'alternateur de 98% et un $\cos\phi$ de 0,85, l'alternateur a une puissance nominale de 86,5 MVA.

Le diamètre de la roue turbine est estimé à 3,40 m et la hauteur du distributeur est d'environ 970 mm.

Les turbines du type Francis ont les caractéristiques préliminaires suivantes :

- débit nominal turbine : 100 m³/s.
- puissance à l'arbre turbine : 75 MW
- vitesse de rotation turbine : 214,8 tr/min
- diamètre de roue turbine : 3,40 m

B9.3 CALAGE DE LA TURBINE

La hauteur des plus basses eaux est donnée pour un seul groupe en fonctionnement, égale à 459,8m.

On dispose par ailleurs d'un seuil à la restitution des groupes au niveau 458,58.

Le facteur de cavitation est de 0,165. La hauteur de submergence minimum est de 4,5 m, ce qui donne le calage des roues turbine à 454,00 si l'on prend en compte le niveau de ce seuil.

La poussée hydraulique est estimée à 176 tonnes.

Le poids de la roue et de l'arbre est de l'ordre de 45,6 tonnes.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B10

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ALTERNATEURS ET SYSTEMES D'EXCITATION

B10.1 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ALTERNATEURS	1
B10.2 REFRIGERATION DES ALTERNATEURS	3

CHAPITRE B10

PRE - DIMENSIONNEMENT DES ALTERNATEURS ET SYSTEMES D'EXCITATION

B10.1 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ALTERNATEURS

Pour des alternateurs de puissance allant de 70 à 100 MVA, la tension optimale conduisant au prix minimal de l'alternateur et de sa liaison au transformateur, se situe entre 9kV et 15,5kV. Dans cette gamme de tension, les tensions nominales usuelles des alternateurs sont de 10,5kV, 13,8kV et 15kV. On retient la valeur de 13,8kV. Le Constructeur de l'alternateur pourra être autorisé à choisir la tension aux bornes de l'alternateur pour optimiser sa conception. Due aux variations de tension de $\pm 10\%$ requises pour les alternateurs, la tension maximale alternateur devra être inférieure à 15 kV.

Compte-tenu des pertes dans les paliers et le pivot, le rendement des alternateurs sera au moins de 98,0%. Le facteur de puissance est de 0,85.

La puissance nominale des turbines est de 75MW, ce qui conduit à une puissance nominale des alternateurs :

$$\text{- Puissance alternateur } \frac{75000 \times 0,98}{0,85} = 86470 \text{ kVA}$$

arrondie à 86 500 kVA

La puissance électrique installée aux bornes des 4 alternateurs est donc de $4 \times 86,5 \times 0,85 = 294$ MW, puissance installée retenue dans la faisabilité du projet.

La vitesse de rotation de l'alternateur est identique à celle de la turbine qui l'entraîne, soit 214,8tr/min, le rotor a donc 28 pôles.

L'inertie naturelle correspondante à la masse minimale d'un alternateur de 86,5 MVA tournant à 214,8 tr/min peut être estimé à 3500 t.m^2 . Une constant d'inertie H of $3.5 \text{ kW s}^{-1}/\text{kVA}$ est souvent choisie pour donner une bonne stabilité électrique transitoire, cette valeur correspond à une inertie de 5000 t.m^2 , soit 1,43 fois l'inertie naturelle.

Chaque alternateur doit être capable d'absorber individuellement la puissance réactive fournie à vide, par les lignes alimentées par l'usine. Ce cas peut se produire lorsque la ligne en charge est mise à vide lors du déclenchement par un défaut du réseau HT

Pour une ligne 225kV, la puissance réactive fournie à vide est de l'ordre de 130 kvar/km. La ligne 225kV ayant une longueur totale d'environ 280 km jusqu'aux environs du poste de Manantali et de 104 km jusqu'aux environs de Labé, celles-ci génèrent à vide une puissance réactive de $130 \times 384 = 49\,920$ kvar.

La puissance réactive pouvant être absorbée par un alternateur fonctionnant à vide est donnée par la relation :

$$Q_{abs} = \left(\frac{S_n}{X_d} \right) x \left[\frac{U_n - 10\%}{U_n} \right]^2$$

Avec :

S_n : Puissance nominale alternateur (86 500 kVA)

X_d : Réactance directe non saturée (1,00 p.u.)

U_n : Tension alternateur (13,8 kV)

On obtient $Q_{abs} = 70\,070$ kvar, valeur supérieure à la puissance réactive des lignes. En conséquence, un seul alternateur est suffisant pour le maintien à vide d'une seule ou des deux lignes 225kV.

Le rapport de court-circuit K_{cc} sera au moins $K_s / X_d = 1,10 / 1,00 = 1,1$, avec K_s coefficient de saturation.

Les valeurs du rapport de court-circuit et des principales réactances auront les ordres de grandeur suivants :

- rapport de court-circuit, K_{cc} ≥ 1.1
- reactance synchrone longitudinale, X_d : 100 % (déduite de la valeur de K_{cc})
- réactance transitoire longitudinale, $X'd$: 30 %
- réactance subtransitoire longitudinale, $X''d$: 22 %

Les dimensions principales et les masses estimées des alternateurs seront comme suit:

- diamètre rotor 5,50 m
- diamètre stator 7,50 m
- hauteur fer stator 1,70 m
- masse rotor 180 t

- masse stator 120 t

B10.2 REFRIGERATION DES ALTERNATEURS

Le refroidissement des alternateurs sera assuré par des hydroréfrigérants situés à la périphérie de la carcasse du stator.

Le système de refroidissement comprendra un hydroréfrigérant plus que nécessaire de sorte que la puissance nominale alternateur puisse être fournie en service continu avec un hydroréfrigérant hors service pour sa maintenance ou si endommagé. Le nombre choisi d'hydroréfrigérants est de 5+1, cinq échangeurs actifs et un en réserve.

La température de l'air frais circulant dans l'alternateur ne dépassera pas 40°C. Les échangeurs seront calculés pour une différence de température d'air de 30°, soit une température d'entrée d'air chaud de 70°C.

Avec un rendement de 98% pour la puissance maximale de 73525 kW, la puissance à évacuer est estimée à 1,5% de la puissance alternateur, soit 1100 kW (sans les pertes du pivot et du système d'excitation).

Pour un échauffement de l'eau $\Delta t = 5^\circ\text{C}$, le débit d'eau nécessaire sera de:

$$Q \left(m^3 / h \right) = \frac{860 \times 1100}{5} = 190 m^3 / h$$

SOMMAIRE DU CHAPITRE B11

NOTE DE CALCUL JUSTIFICATIVE DES AUXILIAIRES MECANIQUES

B11.1. EAU BRUTE PREFILTREE	3
B11.2. CICUIT DE REFRIGERATION	4
<i>B11.2.1. Circuit de réfrigération primaire</i>	4
<i>B11.2.1. Circuit de réfrigération secondaire</i>	4
B11.2.1.1. Paliers	4
B11.2.1.2. Pivot	4
B11.2.1.3. Alternateur	5
B11.2.1.4. Bilan	5
B11.3. SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'USINE	6
B11.4. SYSTEME DE VIDANGE ET DRAINAGE	6
B11.4.1. Remplissage des groupes	6
B11.4.2. Puits de drainage	7
B11.4.3. Pompes de drainage	7
B11.4.4. Pompes de vidange	8
B11.5. SYSTEME DE VENTILATION ET CLIMATISATION	9
B11.5.1. Conditions climatiques	9
B11.5.2. Débit d'air de ventilation	9
B11.5.3. Puissance à dissiper	11
B11.8.3.1. Chaleur dégagée par les équipements	11
B11.8.3.3. Apports de chaleur de l'extérieur	13
B11.8.3.4. Bilan	15
B11.8.4. Débit d'air pour aspiration des fumées	15
B11.8.5. Climatiseurs	15
B11.8.6. Bilan de puissance	16

B11.9. INSTALLATION DE PRODUCTION D’AIR COMPRIME BASSE PRESSION	16
B11.10. MANUTENTION D’HUILE LUBRIFIANTE ET HYDRAULIQUE	17
B11.11. SYSTEME INCENDIE	17
B11.11.1. Protection des transformateurs	17
B11.11.2. Protection des alternateurs	18
B11.11.3. Extincteurs	19

CHAPITRE B11

NOTE DE CALCUL JUSTIFICATIVE DES AUXILIAIRES MECANIQUES

B11.1. EAU BRUTE PREFILTREE

La capacité des pompes d'eau brute est donnée par l'estimation de consommation suivante :

- le refroidissement du circuit de réfrigération : $450 \text{ m}^3/\text{h} \times 4 = 1800 \text{ m}^3/\text{h}$ (voir détail au § 2.2.4.)
- le refroidissement de l'air conditionné : à définir par le fournisseur de HVAC
- le refroidissement du régulateur (bac à huile et compresseurs) : environ $4 \times 5 \text{ m}^3/\text{h} = 20 \text{ m}^3/\text{h}$,
- le traitement des eaux usées,
- l'arrosage du joint des quatre turbines : environ $4 \times 9 \text{ m}^3/\text{h} = 36 \text{ m}^3/\text{h}$,
- l'alimentation du système de traitement d'eau : environ $1 \text{ m}^3/\text{h}$,
- la fourniture d'eau de service : environ $6 \times 2,4 \text{ m}^3/\text{h} = 14,4 \text{ m}^3/\text{h}$ environ.

La hauteur de relevage des pompes d'eau brute sera égale à 5 bar, ce qui permettra d'obtenir une pression suffisante au niveau 478,70 pour un niveau aval de 458,58 (à débit nul). La demande pour l'ensemble de l'usine est donc de l'ordre de $2100 \text{ m}^3/\text{h}$.

La puissance estimée des pompes d'eaux brutes est donnée par la formule :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H}{\eta_G}$$

Avec : - P : puissance de la pompe (W)
- ρ : masse volumique de l'eau ($1000 \text{ kg}/\text{m}^3$)
- g : intensité de la pesanteur ($9,81 \text{ m}/\text{s}^2$)
- Q : débit nominal ($0,583 \text{ m}^3/\text{s}$)
- H : hauteur (50 mCE)
- η_G : rendement global

Nous retiendrons un rendement global de pompe de 0,8.

Caractéristiques principales des pompes d'alimentation en eau brute :

- Débit nominal : $2100 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur de refoulement : 50 mCE
- Puissance de l'arbre : 360 kW

Le débit nominal dans le circuit primaire est donné par la puissance à dissiper dans le circuit secondaire par l'intermédiaire des échangeurs.

B11.2. CIRCUIT DE REFRIGERATION

B11.2.1. Circuit de réfrigération primaire

Le débit nominal dans le circuit primaire est donné par la puissance à dissiper dans le circuit secondaire par l'intermédiaire des échangeurs.
A ce stade du projet nous pouvons estimer la capacité des échangeurs à 1 900 kW (cf. § 2.2.4).

Le débit de refroidissement est déterminé par la formule suivante :

$$Q = \frac{P}{\rho \cdot C_p \cdot \Delta T}$$

Avec : - Q : débit de refroidissement (m³/s)
- P : puissance dissipée (W)
- ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m³)
- C_p : capacité thermique massique de l'eau (4185 J/kg/K)
- ΔT : différence de température autorisée (4 °K)

Le débit d'eau dans le circuit primaire est donc de 450 m³/h environ.

B11.2.1. Circuit de réfrigération secondaire

B11.2.1.1. Paliers

Données estimées : - Masse rotor: m=180 000 kg
- Champ de pesanteur : g=9,81 m/s²
- Vitesse synchrone : 214,3 tr/min
- Coefficient de frottement huile : f=0,0009
- Vitesse surfaces de contact : v=10,5 m/s
- Echauffement maximal de l'eau autorisé : ΔT=4°C

Puissance dissipée (source *Turbines hydrauliques et leur régulation-L. Vivier-1966*) :

$$P_{pal} = m \cdot g \cdot v \cdot f = 180\,000 \times 9,81 \times 10,5 \times 0,0009 = 16,7 \text{ kW}$$

B11.2.1.2. Pivot

Pré-dimensionnement du pivot d'un groupe de Koukoutamba (source *Turbines hydrauliques et leur régulation-L. Vivier-1966*) :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Pivot en fonctionnement permanent	
Vitesse de rotation n	214,3 rpm
Charge du pivot P en fonctionnement	402,0 t
Charge du pivot P	3 943 620 N
Viscosité Z de l'huile à 50°	0,020 Po
Viscosité mu de l'huile	0,0020 Pa.s
Pression moyenne p en fonctionnement	35,0 bar
Pression moyenne p en fonctionnement	350 N/cm ²
Diamètre moyen du pivot D	1500 mm
Vitesse linéaire du tourillon c	16,83 m/s
Longueur moyenne du patin l	600 mm
Largeur du patin b	600 mm
Rapport l/b	1,00
Fonction kf	2,650
Fonction kh	0,265
Hauteur minimale film h en fonctionnement	63,7 um
Coefficient de frottement f	0,00106
Nombre de patins	4
Puissance dissipée par frottement Pfr	76 W

B11.2.1.3. Alternateur

Données estimées : - Puissance apparente : P=89,6 MVA
- Rendement : $\eta=0,98$ %
-Facteur de puissance : $\cos \phi =0,85$

Puissance dissipée :

$$P_f = P \cdot (1 - \eta) = 89,6 \times 0,85 \times 0,02 = 1523 \text{ kW}$$

B11.2.1.4. Bilan

La répartition du débit est donnée dans le tableau suivant :

	Puissance dissipée (kW)	Débit requis (m ³ /h)	DN min (mm)
Alternateur	1523	328	184
Palier supérieur	9	2	13
Palier intermédiaire	9	2	13
Pivot	76	16	38
Total	1617	348	189

Avec une marge de 10%, le débit dans le circuit primaire est alors de 382 m³/h pour chaque pompe.

Le diamètre nominal minimal des conduites est fixé de manière à ce que la vitesse de l'eau ne dépasse pas 4 m/s. Il est donné par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Avec : - Q : débit circulant dans la conduite (0,125 m³/s)
- V : vitesse maximale (4 m/s)

Le diamètre nominal des conduites du circuit secondaire est fixé à DN 200.

Nous estimons une hauteur d'élévation à fournir de 21 mCE répartie de la manière suivante :

- 11 mCE de hauteur géométrique,
- 10 mCE de pertes de charge.

La puissance estimée d'une pompe est alors de 32 kW.

B11.3. SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE L'USINE

La capacité de l'usine de traitement d'eau potable doit être justifiée par le fournisseur. Néanmoins, nous considérerons le nombre d'utilisateurs comme paramètre de dimensionnement, soit 40 personnes maximum pendant la journée de travail (8 heures). Le volume journalier d'eau potable consommé par personne à considérer est de l'ordre de 50 litres. Le débit de traitement d'eau avec une réserve de 50% sera de 375 l/h.

La capacité du réservoir d'eau potable est déterminée par :

- la consommation d'eau pendant une journée ouvrée de 8 heures : 2 m³.
- la réserve de secours d'eau d'arrosage du joint d'arbre de la turbine, permettant aux groupes de fonctionner 15 min environ sans intervention du circuit normal d'eau filtrée : 4 x 150 l/min x 15 min = 9m³.

Le volume total est alors de 11 m³ environ. Le réservoir sera constitué par deux tanks de 6 m³. Les dimensions des tanks sont fixées à 1,75 m de diamètre pour 2,5 m de hauteur et sont à confirmer par le fournisseur.

On considère une hauteur d'élévation de 35 mCE pour les pompes d'alimentation en eau potable.

B11.4. SYSTEME DE VIDANGE ET DRAINAGE

B11.4.1. Remplissage des groupes

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Pour remplir le volume total des conduites, entre la vanne de garde amont de la prise d'eau et le batardeau aval, en quatre heures, on peut utiliser une conduite bypass au niveau de la vanne de garde. Le volume à remplir est de 4700 m³. Il faut un débit de 0,33 m³/s pour remplir ce volume en quatre heures. Ainsi, sous 11,4 mCE (520 – 508,6), le diamètre de cette conduite est donné par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}}$$

Avec : - D : diamètre de la conduite (m)
- Q : débit entrant dans la conduite (0,33 m³/s)
- V : vitesse débitante (m/s)

La vitesse débitante est fournie par la formule de Torricelli :

$$V = 0,9 \times \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

Avec : - g : intensité de la pesanteur (9,81 m/s²)
- z : hauteur d'eau (11,4 mCE)

Il faut donc un diamètre de conduite de 177 mm. Nous prendrons une conduite bypass de DN 200.

B11.4.2. Puits de drainage

Le dimensionnement du volume du puits de drainage est réalisé compte tenu de ses apports prévisionnels en eau.

Le puits de drainage aura une capacité permettant de contenir les fuites pendant une durée minimale de 1 heure en plus de l'eau de protection incendie utilisée pendant 10 minutes.

- Fuites de la structure de génie civil : estimées à 5 m³/h.
- Nettoyage des filtres principaux de la réfrigération, comprenant le circuit primaire ainsi que les quatre circuits secondaires, et pour lesquels nous considérons un nettoyage de 2 min avec un débit de 20% du débit nominal des filtres toutes les heures, soit un débit de : (2 filtres * 20% * 2100 m³/h * 2/60) + (12 filtres * 20% * 450 m³/h * 2/60) = 64 m³/h.
- Divers = 40 m³/h, ce qui correspond à la rupture d'une canalisation de DN 100 environ.
- Fonctionnement du réseau incendie pendant 30 min (utilisation du système RIA) : 16 l/s * 1800 s = 28,8 m³.

Ceci conduit à dimensionner un puits de drainage minimum de 140 m³ environ.

Compte tenu des contraintes d'installation des pompes de drainage et d'exhaure, le puits proposé est un puits de dimension 10 m (L) * 4 m (l) * 4 m (H), d'une capacité totale de 160 m³.

B11.4.3. Pompes de drainage

La hauteur de refoulement à considérer est de 33,9 mCE (472,50 – 438,60). La perte de charge est estimée à 2 mCE.

Caractéristiques principales des pompes de drainage :

- Débit nominal : 100 m³/h
- Hauteur de refoulement : 35,9 mCE
- Puissance du moteur : 13 kW

B11.4.4. Pompes de vidange

Nous déterminons le volume maximal de vidange à partir du moment où le niveau dans la conduite amont est égal au niveau aval correspondant à un niveau de crue 10 000 ans, soit 469,60 m environ.

La vidange après batar dage est la suivante :

- Volume de conduite : 25,5 m² x 29,5 m + 19 m² x 6 m = 866 m³
- Volume de bêteche : 303 m³
- Volume de l'aspirateur : 1272 m³

Volume total : 2440 m³ à vidanger en 4h. Soit un débit de vidange de 610 m³/h.

La loi de vidange du groupe est assimilée à l'équation de vidange d'un réservoir cylindrique de section constante :

$$d^2 = \frac{2 \cdot D^2}{T} \cdot \sqrt{\frac{Z_m}{2 \cdot g}}$$

Avec : - Z_m : niveau d'eau (472,50 – 438,60 = 33,9 m)
 - D : diamètre équivalent réservoir (9,7 m)
 - T : temps de vidange (4h * 3600 = 14 400 s)

On obtient un diamètre de conduite d = 130 mm. On retiendra la valeur DN 300 afin de tenir compte des fuites aux batardeaux et une section de vidange non constante.

La hauteur de refoulement à considérer est de 33,9 m. La perte de charge est estimée à 2 mCE.

Caractéristiques principales des pompes de vidange :

- Débit nominal : 610 m³/h
- Hauteur de refoulement : 35,9 mCE
- Puissance du moteur : 75 kW

Le diamètre de la conduite de rejet sera de 300 mm afin de respecter une vitesse maximale de 4 m/s.

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Une rupture du circuit de réfrigération dans un groupe amènerait un débit de 450 m³/h qui pourrait être évacué par les pompes d'exhaure.

Les fuites au niveau des batardeaux amont et aval à considérer seront inférieures à 1 m³/s, lors de la vidange du groupe.

B11.5. SYSTEME DE VENTILATION ET CLIMATISATION

B11.5.1. Conditions climatiques

Les bases de calcul pour l'installation seront les suivantes :

- Température maximale de l'air sec de ventilation à la zone d'admission : 32°C
- Température maximale de l'air sec de ventilation à la zone d'expulsion : 40°C

Le fournisseur devra de plus prendre en compte et vérifier les données extérieures suivantes pour son design :

Project information		Climate data location		Project location	
Project name	Koukoutamba				
Project location	Guinée				
Unit					
Latitude	'N	11.3		11.3	
Longitude	'E	-11.7		-11.7	
Elevation	m	466		466	
Heating design temperature	°C	19.0			
Cooling design temperature	°C	36.1			
Earth temperature amplitude	°C	15.7			

Month	Air temperature	Relative humidity	Daily solar radiation - horizontal	Atmospheric pressure	Wind speed	Earth temperature	Heating degree-days	Cooling degree-days
	°C	%	kWh/m ² /d	kPa	m/s	°C	°C-d	°C-d
January	26.3	20.5%	5.60	96.1	3.4	28.5	0	505
February	28.4	19.8%	6.22	96.0	3.3	31.1	0	515
March	30.4	24.3%	6.54	95.8	3.1	33.9	0	633
April	31.3	32.0%	6.59	95.8	3.0	35.1	0	639
May	28.5	56.3%	6.20	95.9	3.5	31.1	0	573
June	25.4	75.2%	5.54	96.1	3.4	26.6	0	461
July	23.9	81.8%	5.06	96.2	3.4	24.7	0	430
August	23.7	83.0%	4.81	96.2	2.9	24.4	0	424
September	24.2	79.8%	5.10	96.1	2.7	24.9	0	427
October	25.1	71.1%	5.32	96.1	2.3	25.7	0	467
November	26.9	42.4%	5.58	96.0	2.8	28.4	0	506
December	26.4	23.5%	5.47	96.1	3.1	28.2	0	507
Annual	26.7	51.0%	5.66	96.0	3.1	28.5	0	6 086
Measured at	m				500.0	0.0		

B11.5.2. Débit d'air de ventilation

Le débit d'air nécessaire à la ventilation d'un local sera calculé en fonction du volume du local considéré et du taux de renouvellement (R).

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Les taux de renouvellement minimum prescrits sont :

- Niveau alternateurs et aire de montage : 0,5 changement / heure
- Galerie d'équipements mécanique et électrique, salle de stockage, galeries d'accès et salle HVAC : 2 changements / heure
- Salle d'huile, salle du groupe diesel, salle de traitement des eaux : 4 changements / heure
- Ateliers et puits turbine : 1 changement / heure
- Salle des batteries : 20 changements / heure
- Bureaux et autres salles climatisées : 1 changement / heure
- Sanitaires et douches : 1 changement / heure
- Cuisine : 1 changement / heure
- Vestiaires et salle du personnel : 1 changement / heure
- Galerie de drainage et de vidange : 0,5 changements / heure

L'estimation du débit d'air de renouvellement pour l'ensemble de la salle des machines est :

Salles et bâtiments	Niveau	Volume	Taux de renouvellement	Débit d'air de renouvellement
		m ³	changement/h	m ³ /h
Salle des machines	EL 462,50	55 080	1	55 080
Etage Alternateur	EL 456,60	10 476	0,5	5 238
Etage Turbines	EL 451,80	5 117	1	5 117
Galerie de drainage	EL 442,60	720	0,5	360
Total salle des machines		71 393		65 795

Pour les autres salles :

Salles et bâtiments	Niveau	Volume	Taux de renouvellement	Débit d'air de renouvellement
		m ³	changement/h	m ³ /h
Local de ventilation	EI 478,70	1 537	2	3 074
Salle groupe électrogène	EL 474,00	406	4	1 624
Local protection incendie	EL 474,00	700	1	700
Toilette, cuisine, salle de repos, local technique	EL 474,00	2 115	1	2 115
Escaliers et couloirs	EL 474,00	765	1	765
Etage magasin	EL 467,50	3 950	2	7 900
Salles batteries	EL 467,50	600	20	12 000
Local CC	EL 467,50	480	2	960
Etage électrique amont	EL 467,50	1 860	2	3 720

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Escaliers et couloirs	EL 467,50	1 680	1	1 680
Etage électrique aval	EL 462,50	3 510	2	7 020
Salle de commande	EL 462,50	1 800	2	3 600
Bureaux et archives	EL 462,50	450	1	450
Escaliers et couloirs	EL 462,50	2 025	1	2 025
Local traitement d'eau	EL 456,60	702	4	2 808
Local traitement d'huile	EL 456,60	702	4	2 808
Local compresseur BP	EL 456,60	810	2	1 620
Local compresseur HP	EL 456,60	702	2	1 404
Escaliers et couloirs	EL 456,60	648	1	648
Total autres salles		25 442		56 921

Le débit total d'air de renouvellement est de 122 700 m³/h environ. Il sera constitué de 20 % d'air extérieur neuf, soit 24 540 m³/h.

B11.5.3. Puissance à dissiper

La puissance à dissiper par l'air de ventilation est fonction de la chaleur dissipée par chacun des équipements de l'usine ainsi que les apports de chaleur de l'extérieur.

B11.8.3.1. Chaleur dégagée par les équipements

L'estimation des sources de chaleur internes pour l'ensemble de la salle des machines est donnée par le tableau ci-après.

Les valeurs de puissance dissipée par chacun des équipements sont estimées sur la base de données constructeur sur des projets déjà réalisés.

Salles et bâtiments	Niveau m	Equipement	Chaleur dissipée		Quantité		Puissance dissipée W
			Valeur	Unité	Valeur	Unité	
Salle des machines	EL 463,50	Câble	500	W	1		500
		Personne	150	W/pers.	6	pers.	900
		Eclairage	7	W/m ²	2040	m ²	14 280
Etage Alternateur	EL 457,60	Câble	500	W	1		500
		Personne	150	W/pers.	2	pers.	300
		Eclairage	7	W/m ²	1940	m ²	13 580
		Jeu de barre	800	W/m	40	m	32 000

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Etage Turbines	EL 452,80	Câble	500	W	1		500
		Régulateur	350	W/unité	4	unité	1 400
		Personne	150	W/pers.	2	pers.	300
		Eclairage	7	W/m ²	1190	m ²	8 330
Galerie de drainage	EL 443,60	Câble	100	W	1		100
		Personne	150	W/pers.	2	pers.	300
		Eclairage	7	W/m ²	240	m ²	1 680
Total salle des machines							74 670

Pour les autres salles :

Salles et bâtiments	Niveau m	Equipement	Chaleur dissipée		Quantité		Puissance dissipée
			Valeur	Unité	Valeur	Unité	W
Local de ventilation	El 478,70	Eclairage	7	W/m ²	290	m ²	2 030
		Personne	150	W/pers.	2	pers.	300
		Equipements	1 500	W/room	1	room	1 500
Salle groupe électrogène	EL 474,00	Eclairage	7	W/m ²	58	m ²	406
		Groupe	1 900	W/unité	1	unité	1 900
Local protection incendie	EL 474,00	Eclairage	7	W/m ²	100	m ²	700
Toilette, cuisine, salle de repos, local technique	EL 474,00	Personne	150	W/pers.	10	pers.	1 500
		Eclairage	7	W/m ²	470	m ²	3 290
Escaliers et couloirs	EL 474,00	Eclairage	7	W/m ²	170	m ²	1 190
Etage magasin	EL 468,50	Eclairage	7	W/m ²	790	m ²	5 530
		Personne	150	W/pers.	1	pers.	150
		Jeu de barre	800	W/m	20	m	16 000
Salles batteries	EL 468,50	Batteries	500	W/room	4	room	2 000
		Eclairage	7	W/m ²	100	m ²	700
		Personne	150	W/pers.	2	pers.	300
Local CC	EL 468,50	Armoires électriques	450	W/armoire	10	armoire	4 500
		Câble	300	W	1		300
		Eclairage	7	W/m ²	80	m ²	560
Etage électrique amont	EL 468,50	Câble	500	W	1		500
		Transformateur	18 000	W/unité	4	unité	72 000
		Armoires électriques	500	W/armoire	20	armoire	10 000
		Eclairage	7	W/m ²	310	m ²	2 170
Escaliers et couloirs	EL 474,00	Eclairage	7	W/m ²	280	m ²	1 960
Etage électrique aval	EL 463,50	Transformateur excitation	15 000	W/unité	4	unité	60 000
		Armoires	1 200	W/armoire	16	armoire	19 200

Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

		électriques excitation					
		Armoires électriques moyenne tension	600	W/armoire	12	armoire	7 200
		Jeu de barre	800	W/m	64	m	51 200
		Eclairage	7	W/m ²	780	m ²	5 460
Salle de commande	EL 463,50	Armoires électrique	300	W/armoire	25	armoire	7 500
		Personne	150	W/pers.	10	pers.	1 500
		Câble	300	W	1		300
		Eclairage	7	W/m ²	400	m ²	2 800
Bureaux et archives	EL 463,50	Personne	150	W/pers.	4	pers.	600
		Eclairage	7	W/m ²	100	m ²	700
Escaliers et couloirs	EL 463,50	Eclairage	7	W/m ²	450	m ²	3 150
Local traitement d'eau	EL 457,10	Personne	150	W/pers.	1	pers.	150
		Eclairage	7	W/m ²	130	m ²	910
Local traitement d'huile	EL 457,10	Personne	150	W/pers.	1	pers.	150
		Eclairage	7	W/m ²	130	m ²	910
Local compresseur BP	EL 457,10	Personne	150	W/pers.	1	pers.	150
		Eclairage	7	W/m ²	130	m ²	910
Local compresseur HP	EL 457,10	Personne	150	W/pers.	1	pers.	150
		Eclairage	7	W/m ²	150	m ²	1 050
Escaliers et couloirs	EL 457,10	Eclairage	7	W/ m ²	120	m ²	840
Total autres salles							294 316

La puissance totale dissipée est donc de 74 670 + 294 316 = 368 986 W, soit 370 kW environ.

B11.8.3.3. Apports de chaleur de l'extérieur

Il faut ajouter les apports de chaleur par conduction et par rayonnement solaire à travers les parois extérieures et les vitrages, ainsi que par renouvellement d'air.

La température interne est fixée à 25 °C pour le calcul, tandis que la température externe est une moyenne maximale de température, de 32 °C, observée sur le mois le plus chaud,

B11.8.3.3.1. Conduction

Les apports de chaleur par conduction à travers les parois extérieures (murs et toit) et les vitrages sont donnés par la formule :

$$Q_{\text{str}} = U \cdot S \cdot \Delta\theta$$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

Conducteur	Coefficient de transmission (U)	Surface du conducteur (S)
Murs et toit (dalle en béton)	1,1 W/m ² °C	8240 m ²
Vitrage	5,8 W/m ² °C	190 m ²

Les apports de chaleur par conduction à travers les murs, le toit et les vitrages sont estimés à 71,2 kW.

B11.8.3.3.2. Convection

Les apports de chaleur par rayonnement solaire à travers les murs et le toit sont donnés par la formule :

$$Q_{SRm} = \alpha \cdot F \cdot S \cdot R_m$$

Conducteur	Coefficient d'absorption (α)	Facteur de rayonnement (F)	Surface du conducteur (S)	Rayonnement absorbé (R_m)
Murs et toit (dalle en béton)	0,7	0,05	8240 m ²	400 W/m ²
Vitrage	1	0,25	190 m ²	300 W/m ²

Les apports de chaleur par rayonnement solaire à travers les parois sont estimés à 129,6 kW.

B11.8.3.3.3. Air frais

Les apports de chaleur par renouvellement d'air, c'est-à-dire par l'apport de 20% d'air frais extérieur à l'air de ventilation, sont de deux types :

- Chaleur sensible (quantité de chaleur échangée sans transition de phase physique) donnée par la formule :

$$Q_{Sr} = q_v \cdot (\theta_e - \theta_i) \cdot 0,34$$

Avec :

- q_v : débit d'air extérieur neuf de renouvellement (24 540 m³/h)
- θ_e : température extérieure (32 °C)
- θ_i : température intérieure (25 °C)

- Chaleur latente (quantité de chaleur nécessaire à un corps pour qu'il change d'état) donnée par la formule :

$$Q_{Lr} = q_v \cdot (\omega_e - \omega_i) \cdot 0,84$$

Avec :

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

- q_v : débit d'air extérieur neuf de renouvellement (24 540 m³/h)
- ω_e : teneur en eau de l'air extérieur (11,6 g/kg_{air sec})
- ω_i : teneur en eau de l'air intérieur (9,9 g/kg_{air sec})

Les apports de chaleur par renouvellement d'air sont estimés à 93,5 kW.

B11.8.3.4. Bilan

Le tableau ci-après résume les différents apports de chaleur :

Transfert thermique				
Apports extérieurs	Conduction	W	71 200	294 300
	Convection	W	129 600	
	Air frais	W	93 500	
Chaleur produite par les équipements	Eclairage	W	73 136	368 986
	Employés	W	6 750	
	Equipements	W	289 100	
Marge		%	10	
Groupe frigorifique		W	729 615	

B11.8.4. Débit d'air pour aspiration des fumées

Le débit d'aspiration des fumées d'un local sera calculé pour être au minimum égale à 1m³/s pour 100 m².

Salles et bâtiments	Niveau	Surface	Débit d'extraction des fumées
		m ²	m ³ /h
Salle des machines	EL 462,50	2 040	73 440
Salle groupe électrogène	EL 474,00	58	2 088

B11.8.5. Climatiseurs

Température maximale et humidité dans les zones climatisées :

- Salle de contrôle et salle Telecom : 21°C, 55% +/- 5%
- Salle de réunion, bureaux, salle CC, archives, salles électriques : 24°C +/- 2°C, 50% environ

On considère un nombre total de 28 climatiseurs individuels.

B11.8.6. Bilan de puissance

Le tableau ci-après estime les puissances électriques requises pour la ventilation :

Equipement	Puissance électrique		
Centrale de production d'eau glacée	Energy Efficiency Ratio (EER)		2
	Groupe frigorifique	W	364 807
	Pompe	W	20 000
Ventilateurs des groupes aérauliques usine	Nombre de ventilateur		3
	débit unitaire	m ³ /h	40 182
	puissance électrique unitaire	W	16 500
	débit total	m ³ /h	120 546
	puissance électrique totale	W	49 500
Ventilateur du groupe aéraulique escaliers	Nombre de ventilateur		1
	débit total	m ³ /h	2 170
	puissance électrique totale	W	3 000
Climatiseurs individuels	quantité		28
	puissance électrique unitaire	W	1 500
	puissance électrique totale	W	42 000
Extracteurs de fumée	quantité		5
	puissance électrique totale	W	10 000
Puissance électrique totale HVAC		W	489 307

B11.9. INSTALLATION DE PRODUCTION D'AIR COMPRIME BASSE PRESSION

La capacité des deux réservoirs d'air comprimé basse pression (1000 litres sous 8,8 bar maximum) devra être justifiée par le calcul pour fournir 10 minutes de la demande normale en air comprimé de l'usine, à savoir le réseau d'air de service, le système de freinage des alternateurs et le joint auxiliaire gonflable des turbines.

Les deux compresseurs fonctionneront avec les niveaux de pression en sortie suivant :

8,4 bar : arrêt des compresseurs sur pression haute et alarme
7,0 bar : arrêt des compresseurs
6,4 bar : démarrage du compresseur CMP01
6,0 bar : démarrage du compresseur de réserve CMP02
5,7 bar : alarme basse pression et isolement du circuit d'air comprimé pour outillage pneumatique et utilisation annexe.

La puissance électrique d'un compresseur est estimé à 15 kW.

B11.10. MANUTENTION D'HUILE LUBRIFIANTE ET HYDRAULIQUE

Les bacs à huile seront dimensionnés en tenant compte des volumes approximatifs suivants pour une unité :

- deux servomoteurs vannages + tuyauterie + accumulateur : 800 litres
- deux fermetures et une ouverture doivent être possibles

Le volume total est alors de 800 litres. Avec une réserve de 10%, nous prendrons un volume de 880 litres par bac de régulation.

Les trois bacs de rétention d'huile (neuve, traitée et usagée) seront dimensionnés avec une marge de 50% pour récupérer l'huile d'un seul groupe depuis le bac de régulation (880 litres) et dans les tuyauteries (estimées à 300 litres) soit : $(880 + 300) \times 1,50 = 1800$ litres environ chacun arrondis à 2000 litres.

B11.11. SYSTEME INCENDIE

B11.11.1. Protection des transformateurs

Le débit du système de protection incendie est dimensionné suivant les recommandations de la norme NFPA-15 indiquant un débit minimum de :

- 10,2 l/min par m² de surface visible du transformateur et 6,1 l/min par m² de surface au sol du transformateur (cf. § chap. 4 relatif aux objectifs de conception),

- 946 l/min (16 l/s) pour le système de robinet d'incendie armé (RIA).

Le réseau doit être dimensionné pour pouvoir faire face à l'incendie d'un transformateur en utilisant au même moment un robinet d'incendie armé.

A ce stade du projet nous pouvons estimer des transformateurs de 6,5m * 5m * 4m (L*I*H), ce qui nous donne un débit total de :

$$Q = 10,2 \times (2 \times 6,5 \times 4 + 2 \times 5 \times 4 + 6,5 \times 5) + 6,1 \times 6,5 \times 5 = 1468 \text{ l/min} \approx 25 \text{ l/s}$$

Avant-Projet Détaillé
Chapitre B11 - Note de calcul Justificative des Auxiliaires mécaniques

L'ensemble du dispositif de protection incendie sera donc dimensionné pour le débit de protection d'un transformateur plus le débit simultané de protection RIA. Ce débit est donc de 40 l/s.

Le réservoir d'eau sera dimensionné pour fournir un débit de 40l/s pendant une durée de 2h. Soit un réservoir d'une capacité de 300 m³ environ.

Les pompes permettant de remplir le réservoir sont dimensionnées afin de remplir le réservoir en 6h, c'est-à-dire avec un débit de 50 m³/h.

Les caractéristiques des deux pompes de protection incendie sont les suivantes :

- Débit nominal : 50 m³/h
- Hauteur de refoulement : 58 mCE
- Puissance du moteur : 10 kW

B11.11.2. Protection des alternateurs

Le système CO₂ de protection incendie des alternateurs devra répondre aux exigences de la norme NFPA 12.

Le volume de l'enceinte d'un alternateur est estimé à 340 m³. D'après la table 2-4.2.1 de la norme NFPA 12, spécifique aux incendies électriques, le facteur d'aspersion est de 1,33 kg de CO₂ par mètre cube. La quantité de dioxyde de carbone requise est donnée par la formule :

$$C = f \times V$$

Avec : - C : quantité de CO₂ requise (kg)
- V : volume de l'enceinte (340 m³)
- f : facteur d'aspersion (1,33 kgCO₂/m³)

Il faut donc une quantité de 450 kg de dioxyde de carbone. Une marge de 10% peut être prise pour prendre en compte les éventuelles pertes dues aux limitations d'ouvertures. Cependant nous négligerons ces pertes ici, car le volume estimé est suffisamment conservateur.

Les capacités des bouteilles de CO₂ haute pression sont standardisées. La plus grande capacité étant de 54 kg, cela représente 9 bouteilles reliées par un collecteur pour chaque alternateur.

Selon la norme NFPA 12, la concentration de CO₂ permettant de neutraliser l'incendie doit être au minimum de 50%. Cette concentration doit être atteinte au bout de 7 minutes et au moyen d'un débit suffisant pour fournir une concentration de 30% au bout des deux premières minutes.

Une concentration de 30% de CO₂ dans le volume de la carcasse de l'alternateur (condition dimensionnante) représente une masse de 135 kg. Pour pouvoir fournir une telle quantité en 2 minutes, il faut un débit de 68 kg/min.

B11.11.3. Extincteurs

Les types d'utilisation des extincteurs seront les suivantes:

Classe	Type d'extincteur	Eau	Mousse	CO ₂	Poudre
A	Bois, papier, textiles	X	X		X
B	Liquides et gaz inflammables		X	X	X
C	Appareils électriques sous tension			X	X
D	Métaux combustibles				X

Extincteurs à eau : conçus pour combattre les feux de classe A (provoqués par des solides tels que le papier, le carton, le bois et les matières plastiques du genre polystyrène...)

Extincteurs à mousse : conçus pour combattre les feux de classe A et B (liquides inflammables tels que l'essence, l'huile, les solvants et peintures). AFFF (Aqueous Film Forming Foam) fournit une résistance à la reprise par rallumage du feu.

Extincteurs à poudre : conçus pour une large gamme d'environnement et notamment pour les risques liés aux équipements électriques. Classe A, B et C.

Extincteurs CO₂ : conçus pour lutter contre les feux de classe B tout comme les feux engendrés par un équipement électrique en fonctionnement.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B12 PRE-DIMENSIONNEMENT DES AUXILIAIRES A COURANT ALTERNATIF DE L'USINE

B12.1	AUXILIAIRES C.A. DE L'USINE ET DU POSTE THT	1
B12.1.1	Généralités	1
B12.1.2	Estimation des charges des auxiliaires de l'usine et du barrage	1
B12.1.3	Transformateurs des services auxiliaires	2
B12.1.3.1	Capacité	2
B12.1.3.2	Impédance	2
B12.1.3.3	Charge d'exploitation	2
B12.1.3.4	Protection	2
B12.1.3.5	Réglage de tension	2
B12.1.4	Choix de la tension des auxiliaires CA	3
B12.1.5	Choix des dispositions de circuits	3
B12.1.6	Calcul du courant de court-circuit des systèmes de distribution	4
B12.1.7	Calcul de la chute de tension aux divers points critiques	4
B12.1.8	Choix des disjoncteurs et des fusibles	4
B12.1.9	Choix des câbles de puissance	4
B12.1.10	Systèmes de protection primaire et secondaire	5
B12.1.11	Sélectivité des divers dispositifs de protection	5
B12.1.12	Dimension des jeux de barres	5
B12.1.13	Conditions de verrouillage	5
B12.1.14	Appareils de mesure	5
B12.1.15	Annexe : Consommations des Auxiliaires C.A. et bilans de puissance de l'Usine et du Barrage	7
B12.1.15.1	Consommations des Auxiliaires C.A.	7
B12.1.15.2	Bilans de puissance	11

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B12 – Note de calcul justificative Pré-dimensionnement des Auxiliaires à courant alternatif de l'usine

CHAPITRE B12

PRE-DIMENSIONNEMENT DES AUXILIAIRES A COURANT ALTERNATIF DE L'USINE

B12.1 AUXILIAIRES C.A. DE L'USINE

B12.1.1 Généralités

L'aménagement de Koukoutamba comprend des ouvrages dans trois endroits :

- le barrage, avec vannes de restitution et vannes de prise d'eau,
- l'usine et,
- le poste 225 kV extérieur à l'usine.

L'alimentation des auxiliaires C.A. de ces ouvrages, à l'exception de ceux des groupes principaux de l'usine, est issu de deux lignes locales 30 kV reliées au réseau 225 kV via un transformateur abaisseur 225/30 kV de 16MVA situé au poste principal, lequel alimente un tableau général 30kV situé dans un bâtiment de ce poste principal.

Les auxiliaires de l'usine et du barrage de Koukoutamba sont alimentés à partir d'un tableau 30kV relié à ce tableau général via les deux liaisons issues du poste principal.

Le plan KTB-II-4-UP-SK-008 "Réseaux MT et BT – Schéma unifilaire général" montre le schéma de principe d'alimentation de ces auxiliaires C.A.

B12.1.2 Estimation des charges des auxiliaires de l'usine

Le schéma unifilaire est donné par le plan KTB-II-4-UP-SK-008.

La consommation des auxiliaires est indiquée en Annexe 1 à ce chapitre.

L'alimentation de ces auxiliaires est assurée via 2 transformateurs 30kV/415 V de 2000kVA unitaire, et un groupe électrogène de secours de 1000kVA.

Ces puissances sont définies en supposant que tous les moteurs ayant une puissance unitaire supérieure à 30 kW auront un courant de démarrage non supérieur à 3 fois le courant nominal.

B12.1.3 Transformateurs des services auxiliaires

B12.1.3.1 Capacité

Selon les divers cas considérés (voir Annexe 1 jointe ci-après à ce chapitre), une puissance de 2000kVA est considérée. L'échauffement des transformateurs sera spécifié avec une marge de 10°K entre la température correspondant à leur classe d'isolation avec une température ambiante de 45°C et la température au point le plus chaud atteint à 4/4 de charge.

B12.1.3.2 Impédance

Une impédance de court-circuit de 6% (± 10 %) peut être envisagée pour ces transformateurs.

B12.1.3.3 Charge d'exploitation

Chacun de ces deux transformateurs est capable de fournir sa puissance en service continu. Les deux transformateurs sont en permanence sous tension côté 30kV mais seulement un seul est relié au tableau général 400V CA (TGBT). Un verrouillage est prévu pour interdire le raccordement simultané des deux transformateurs.

En cas de baisse de tension sur une des deux arrivées disjoncteur alimentant le TGBT, l' autre arrivée sera automatiquement fermée après déclenchement de l'alimentation précédente.

B12.1.3.4 Protections

Sur chaque transformateur, un thermostat surveillant la température du cuivre sera fourni, celui-ci étant équipé de 2 contacts distincts:

- un pour alarme,
- un pour déclenchement.

Le point neutre de chacun des transformateurs auxiliaires est protégé contre les différences de potentiel dangereuses au moyen d'un limiteur de tension. En cas de surtension MT se répercutant sur le réseau B.T., ce dispositif limite le niveau de tension atteint dans le réseau et décharge le courant correspondant.

B12.1.3.5 Réglage de la tension

Le réglage de la tension est choisi au secondaire en 400 V et hors charge.

Les transformateurs seront équipés de changeurs de prises hors tension sur le côté BT permettant de faire varier la tension de $\pm 2 \times 2.5\%$ conduisant à un rapport de transformation de 30 000/395 V à 30 000/435 V à vide donnant 400V à pleine charge.

B12.1.4 Choix de la tension des auxiliaires CA

L'alimentation des auxiliaires est triphasé en 400 V, 50Hz,.

Le neutre est isolé et non distribué. Une surveillance permanente de l'isolement est assurée.

Un premier défaut sur un circuit est détecté par un système de recherche de défaut et le circuit est mis hors service.

Des transformateurs 400/230 V seront fournis pour l'éclairage, les circuits prises de courant monophasés et les résistances de chauffage anti-condensation,.

B12.1.5 Choix des dispositions des circuits

La plupart des auxiliaires sont installés dans l'usine.

Les alimentations 30kV arrivent sur la plateforme au niveau 474,00 mais selon la répartition des charges, les transformateurs 30kV/415 V sont situés dans l'usine, dans le local CA de la travée technique à proximité du tableau BT principal TGBT.

Les auxiliaires de chacun des groupes sont pratiquement tous situés au niveau 456,60, ainsi, un tableau des auxiliaires de groupe sera fourni à ce niveau, et à proximité de ses auxiliaires.

Les autres auxiliaires de l'usine sont alimentés directement à partir du tableau principal (TGBT), lequel est situé au centre de gravité de ces charges principalement installées dans la même travée technique à des niveaux inférieur ou supérieur.

Les auxiliaires comprennent des auxiliaires essentiels et non-essentiels :

- presque tous les auxiliaires de groupe sont essentiels,
- le tableau principal TGBT a son jeu de barres scindé en deux parties, un premier jeu de barres "auxiliaires essentiels" raccordé par un disjoncteur, et un second "auxiliaires non-essentiels" lequel est délesté en cas de démarrage du groupe électrogène de secours.

Les 4 tableaux des auxiliaires de groupe sont alimentés à partir du TGBT par deux liaisons, chacune d'elles étant reliée à un jeu de barres distinct.

B12.1.6 Calcul du courant de court-circuit des systèmes de distribution

Le courant de court-circuit maximum des auxiliaires 400V provient des transformateurs 30kV/415 V de 2000kVA ayant une impédance estimée de $6\% \pm 10\%$, le courant de court-circuit est de 50 kAeff sur le tableau principal TGBT. Le courant de court-circuit sur les quatre tableaux des auxiliaires de groupe ne sera pratiquement pas réduit par les câbles les alimentant, ainsi, la même tenue au court-circuit peut être envisagée.

Le courant de court-circuit en cas de fonctionnement du groupe électrogène est beaucoup moins élevé.

B12.1.7 Calcul de la chute de tension aux divers points critiques

La chute de tension en exploitation normale ne dépassera pas 5% au point le plus éloigné d'utilisation (et 3% pour l'éclairage et les circuits prise de courant monophasés) et 10% pendant le démarrage sur le départ du moteur le plus éloigné.

Afin de respecter ces valeurs, les câbles sont dimensionnés de telle sorte que la chute de tension sur les tableaux des auxiliaires de groupe ne dépasse pas 3% et sur les armoires auxiliaires alimentés depuis ces tableaux 1% ; 1% restant disponible entre ces armoires et les points d'utilisation.

B12.1.8 Choix des disjoncteurs et des fusibles

Les arrivées et les dérives pour les départs du tableau principal (TGBT) et des tableaux de principaux de distribution (4 tableaux d'auxiliaires de groupe et le tableau TB-S) sont équipés avec de l'appareillage débrochable : disjoncteurs ou contacteurs (avec fusibles si nécessaire).

Leurs calibres seront déterminés selon la charge à alimenter et le courant de court-circuit pouvant être appliqué sur ces tableaux et avec une marge de 20%. Les fusibles incorporeront des cartouches HPC selon la norme CEI 60269.

B12.1.9 Choix des câbles de puissance

Les âmes des conducteurs des câbles de puissance B.T. sont en cuivre unibrins jusqu'à 10 mm^2 et en cuivre ou aluminium multibrins pour les sections supérieures. L'isolation des conducteurs est en PRC extrudé facilement séparable de l'âme, avec une gaine PVC résistante à la flamme, écran cuivre nu ou aluminium (ruban annelé ou en fils tissés) et gaine extérieure noire en PVC.

La tension spécifiée est de 0.6/1kV et la tension d'essai de tenue diélectrique de 3500V, 5 minutes. La détermination de la section des câbles alimentant les tableaux des auxiliaires de groupe et autres tableaux sera effectuée par l'Entrepreneur de l'équipement électrique lors de ses études d'exécution.

B12.1.10 Systèmes de protection primaire et secondaire

Les disjoncteurs sur les arrivées sont équipés de relais de protection magnéto-thermiques alimentés par des transformateurs de courant.

Les départs en dérivation sont équipés de déclencheurs magnéto-thermiques.

B12.1.11 Sélectivité des divers dispositifs de protection

Des possibilités de discrimination positive sont incorporées dans tous les dispositifs de protection de sorte qu'un défaut sur une dérivation dans un sous-tableau ne conduise pas à un déclenchement de la totalité du sous-tableau.

B12.1.12 Dimension des jeux de barres

Les jeux de barres du tableau principal (TGBT) sont calibrés pour 4000 A et tiennent les efforts électro-dynamiques correspondant à courant de court-circuit de 50 kAeff.

Les tableaux des auxiliaires de groupe sont calibrés pour 1000 A et une tenue au court-circuit de 50 kAeff.

B12.1.13 Conditions de verrouillage

Pour chaque tableau, un verrouillage est fourni de sorte que seulement une des deux ou trois arrivées puisse être fermée en même temps.

En cas de fonctionnement du groupe électrogène de secours, un verrouillage électrique est fourni sur le tableau TB-S de sorte que lorsque son disjoncteur de liaison est fermé (voir plan KTB-II-4-UP-SK-008) seulement un seul autre disjoncteur peut être fermé dans le tableau TGBT.

B12.1.14 Appareils de mesure

Tableau général basse tension (TGBT)

- . **Sur chaque arrivée**
- 3 ampèremètres (et 1 report en salle de commande)
- 1 voltmètre (et 1 report en salle commande)
- 1 wattmètre (et 1 report en salle de commande)
- 1 compteur d'énergie active.

- . **Sur chaque partie du jeu de barres**
- 1 voltmètre (et 1 report en salle de commande).

- . **Sur chaque départ**
- 1 ampèremètre.

Tableaux des auxiliaires de groupe (TB-G)

- . **Sur chaque arrivée**
- 1 ampèremètre (et 1 report en salle de commande).

- . **Sur le jeu de barres**
- 1 voltmètre (et 1 report en salle de commande).

- . **Sur les départs de puissance supérieure à 10 kW**
- 1 ampèremètre.

Tableau groupe de secours (TB-S)

- . **Sur l'arrivée groupe électrogène**
- 3 ampéremètres (et 1 report en salle de commande),
- 1 voltmètre (et 1 report en salle de commande),
- 1 wattmètre (et 1 report en salle de commande),
- 1 varmètre (et 1 report en salle de commande),
- 1 compteur d'énergie active.
- . **Sur le jeu de barres**
- 1 voltmètre (et 1 report en salle de commande).

B12.1.15 Annexe 1 : Consommations des Auxiliaires C.A. de l'usine et bilans de puissance

B12.1.15.1 Consommations des Auxiliaires C.A.

	Puissance installée	Puissance absorbée	
	kVA	Essentiel	Non-essentiel
<i>1.1. Auxiliaires Groupe</i>			
Réfrigération turbine et alternateur			
- Pompes	2 x 40	40	
- Filtres	2x 1	1	
- Vannes	2 x 1	1	
Régulation turbine			
- Pompes de régulation	2 x 94	94	
- Régulateur de vitesse	1	1	
Autres auxiliaires groupe			
- Pompes réfrigération pivot	2 x 15	15	
- Pompe soulèvement pivot	1 x 15	15	
- Aux divers du groupe	18	18	
- Chauffage alternateur	10	10	
- Protection incendie alternateur	2	2	
- Résistances anti-condensation	3	3	
Transformateur de groupe			
- Auxiliaires CA du transformateur	15	15	
- Protection incendie	2	2	

Total Groupe au démarrage avec pompe de régulation en service		201	
Total Groupe en service sans pompe de régulation en service		186	
		92	
Consommations simultanées			
- pour 4 groupes tournant à pleine charge, supposant 1 pompe de régulation en service (cas 1)		462 kVA	
- pour 3 groupes tournant et 1 au démarrage (cas 2)		571 kVA	
- pour 1 groupe démarrant (cas 3, 4, et 5)		201 kVA	
- pour 1 groupe en service (cas 6)		186 kVA	

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B12 – Note de calcul justificative Pré-dimensionnement des Auxiliaires à courant alternatif de l'usine

	Puissance installée	Puissance absorbée	
	kVA	Essentiel	Non-essentiel
1.2. Auxiliaires Généraux			
Usine et Barrage			
- chargeurs 125 Vcc	2 x 36	30	
- chargeur 48 Vcc pour télécom.	8	5	
- onduleur	10	6	
- circuits contrôle et mesures	5 x 1	5	
Eau brute usine			
- Pompes eau brute	2 x 430	430	
Drainage et exhaure			
- Pompes de drainage	2 x 17	34	
- Pompes d'exhaure	2 x 95	190	
- Auxiliaires CA barrage	50	50	
- Air comprimé	2 x 15	15	
- Ascenseur	15	13	
- Aux Groupe électrogène de secours	10	10	
- Eclairage essentiel	125	125	
- Eclairage non-essentiel	150		150
- Circuits prises de courant	100		100
- Prises de courant 400 V pour traitement huile transformateurs	90		90
- Résistances de chauffage armoires	10		10
- Portique à batardeaux	15		15
- Climatisation et ventilation	575	125	450
- Pont roulant usine	95		95
- Air comprimé de service	1 x 20		20
- Atelier mécanique	30		30
- Atelier électrique	30		30
		-----	-----
Total (sans pompes de drainage)		1004	990

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B12 – Note de calcul justificative Pré-dimensionnement des Auxiliaires à courant alternatif de l'usine

	Puissance absorbée kVA	
	Essentiel	Non-essentiel
<p>Puissance installée kVA</p>		
<p>Consommations simultanées</p> <p>Auxiliaires essentiels (aucun coefficient de simultanéité n'est pris en compte)</p> <ul style="list-style-type: none"> - 4 groupes en service (cas 1) ou - 3 groupes en service et 1 groupe démarrant (cas 2) ou - 1 groupe en service et sans exhaure (cas 3) <p>814 kVA</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1 groupe et 1 pompe d'exhaure en service (cas 4) <p>909 kVA</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1 groupe et 2 pompes d'exhaure en service (cas 5) <p>315 kVA</p> <ul style="list-style-type: none"> - 1 groupe et 2 pompes d'exhaure en service (cas 6) <p>372 kVA</p> <p>Auxiliaires non-essentiels</p> <ul style="list-style-type: none"> - puissance installée <p>630 kVA</p>		

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B12 – Note de calcul justificative Pré-dimensionnement des Auxiliaires à courant alternatif de l'usine

1.3 Consommation totale

	Puissance absorbée
Cas 1 : 4 groupes en service	
- auxiliaires groupe	462
- auxiliaires généraux	
.essentiels	814
.non-essentiels	630

	1 906 kVA
Cas 2 : 3 groupes en service et et un démarrant	
- auxiliaires groupe	571
- auxiliaires généraux	
.essentiels	814
.non-essentiels	630

	2 015 kVA
Cas 3 : 1 groupe en service et sans exhaure	
- auxiliaires groupe	201
- auxiliaires généraux	
.essentiels	814
.non-essentiels	0

	1015 kVA
Cas 4 : 1 groupe en service et 1 pompe d'exhaure en service	
- auxiliaires groupe	201
- auxiliaires généraux	
.essentiels	909
.non-essentiels	0

	1110 kVA
Cas 5 : 1 groupe en service et 2 pompes d'exhaure en service	
- auxiliaires groupe	201
- auxiliaires généraux	
.essentiels (exhaure et éclairage)	315

	516 kVA
Cas 6 : 1 groupe en service et 2 pompes d'exhaure en service	
- auxiliaires groupe	186
- auxiliaires généraux	
.essentiels (exhaure et éclairage)	372

	558 kVA

B12.1.15.2 Bilans de puissance

Plusieurs bilans de puissance sont établis pour :

- les cas d'exploitation normaux des groupes et
- des situations exceptionnelles pouvant arriver au cours de l'exploitation de l'usine.

Alimentation à partir d'un transformateur auxiliaire

Les équipements suivants peuvent être alimentés à partir d'un des deux transformateurs auxiliaires :

- tous les consommateurs nécessaires au bon fonctionnement des 4 groupes principaux,
- tous les autres consommateurs nécessaires pour l'usine (drainage, ventilation, etc.) et
- tous les consommateurs pour le barrage.

Ainsi, on obtient les bilans suivants :

Cas 1 : 4 Groupes en phase de démarrage (en marche à vide), avec une pompe de régulation turbine en service, tous les auxiliaires CA étant alimentés.

Puissance requise : 1 906 kVA

Cas 2 : 4 Groupes en phase de démarrage, avec une pompe de régulation turbine en service et une deuxième pompe de régulation démarrant, tous les auxiliaires CA étant alimentés.

Puissance requise : 2 015 kVA

Alimentation à partir du groupe électrogène

Seulement les auxiliaires essentiels sont alimentés à partir de cette source :

- les auxiliaires d'un groupe pour son démarrage,
- chargeurs de batterie car ils alimentent les polarités de commande et protection,
- l'éclairage essentiel qui doit assurer un minimum d'éclairage,
- le système d'exhaure qui doit être opérationnel pour des raisons de sécurité,
- la ventilation en salle de commande et extraction d'air du local batterie,
- les équipements du barrage.

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B12 – Note de calcul justificative Pré-dimensionnement des Auxiliaires à courant alternatif de l'usine

Ainsi, on obtient les bilans suivants :

Cas 3 : 1 groupe au démarrage en black-start et tous les auxiliaires essentiels sauf les pompes d'exhaure.

Puissance requise : 1015 kVA

Cas 4 : 1 groupe au démarrage en black-start et tous les auxiliaires essentiels, compris une pompe d'exhaure en service.

Puissance requise : 1110 kVA

Cas 5: 1 groupe au démarrage en black-start et auxiliaires essentiels avec seulement deux pompes d'exhaure en service et l'éclairage.

Puissance requise : 516 kVA

Cas 6: 1 groupe au démarrage en black-start et auxiliaires essentiels avec seulement deux pompes d'exhaure en service dont une au démarrage et l'éclairage.

Puissance requise : 558 kVA

Puissance des auxiliaires C.A.

Deux transformateurs de puissance unitaire 2000kVA et dont un sera en attente, sont prévus.

Le groupe électrogène de secours doit assurer l'alimentation des auxiliaires essentiels, ce qui conduit dans le cas le plus défavorable, à 1110kVA.

Un groupe électrogène de 1000kVA avec une capacité de surcharge de 10% pendant une heure est installé.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B13

PRE-DIMENSIONNEMENT DES SOURCES DE SECURITE A COURANTS CONTINU ET ALTERNATIF

B13.1 GENERALITES	3
B13.1.1 Rôle	3
B13.1.2 Description des sources de sécurité	4
B13.2 ESTIMATION DES CHARGES	5
B13.2.1 Charges permanentes et temps de service	5
B13.2.2 Charges temporaires et temps de service	6
B13.2.3 Charges secourues et durées de décharge	7
B13.2.4 Séquences de charge	7
B13.3 CHOIX DE LA TENSION DES AUXILIAIRES	7
B13.3.1 Tensions nominales des alimentations	7
B13.3.2 Tensions maximum et minimum permises	7
B13.4 BATTERIES	8
B13.4.1 Choix du type de batterie	8
B13.4.2 Détermination du nombre d'éléments	8
B13.4.3 Détermination des capacités	9
B13.4.3.1 Conditions de décharge	9
B13.4.3.2 Données	10
B13.4.3.3 Taux de décharge	11
B13.4.3.4 Taux de décharge	11
B13.4.3.5 Facteurs de correction	11
B13.4.3.6 Valeur des capacités	11
B13.5 CHARGEURS DE BATTERIE	12

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

B13.5.1	Choix du type de chargeur	12
B13.5.2	Détermination des calibres	12
B13.6	ONDULEURS	13
B13.6.1	Choix du type d'onduleur	13
B13.6.2	Détermination des calibres	13
B13.7	PROTECTION DES AUXILIAIRES A COURANTS CONTINU ET ONDULE	13
B13.7.1	Batteries	13
B13.7.2	Chargeurs de batterie	14
B13.7.3	Onduleurs	14
B13.7.4	Tableaux principaux courant continu	14
B13.7.5	Tableaux de sous-distribution locaux	14
B13.8	LOCAUX BATTERIES	15
B13.8.1	Détermination des dimensions des locaux	15
B13.8.2	Volume d'air à ventiler	15

Chapitre B13

PRE-DIMENSIONNEMENT DES SOURCES DE SECURITE A COURANTS CONTINU ET ALTERNATIF

B13.1 GENERALITES

B13.1.1 Rôle

Le rôle des auxiliaires à courant continu et alternatif secouru est de produire et de distribuer de manière la plus sûre et consistante, l'énergie nécessaire pour l'équipement électrique de commande dans toutes les configurations, en particulier quand les sources à courant alternatif sont défailtantes.

Ces sources de sécurité assurant l'alimentation des circuits auxiliaires à courant continu et à courant alternatif monophasé comprennent :

- le réseau 125Vcc pour :
 - o les circuits de commande, de protection et de supervision de l'usine et du barrage,
 - o les moteurs des pompes de sauvegarde permettant l'arrêt sûr de la turbine, ainsi que
 - o les circuits de télécommande des disjoncteurs THT et des sectionneurs THT,
- le réseau 230V - 50 Hz alimentant les auxiliaires permanents non alimentés en courant continu, en particulier les installations de commande et de supervision de la salle de commande,
- le réseau 48Vcc alimentant les équipements de téléphonie de l'usine ainsi que les équipements de télécommunications situés à l'usine:
 - o à courant porteur sur ligne et
 - o à fibres optiques.

Ces auxiliaires essentiels consistent donc à fournir l'énergie :

- aux équipements de surveillance et de protection,
- aux équipements de signalisation,
- à la régulation de tout le système et,
- aux moteurs à courant continu des turbines.

B13.1.2 Description des sources de sécurité

Tel que représenté sur le schéma No. KTB-II-4-UP-SK-012, "Schéma unifilaire 125Vcc", les équipements 125Vcc et 230Vca sont complètement redondants. Ces deux sources 125V et 230V comprennent:

- deux batteries,
- quatre chargeurs de batterie, dont deux en secours,
- deux tableaux principaux,
- deux onduleurs,
- des coffrets de distribution locaux.

Tel que représenté sur le schéma No. KTB-II-4-UP-SK-013, "Schéma unifilaire 48Vcc", les équipements 48V sont en partie redondants. Cette source 48Vcc comprend :

- une batterie,
- un chargeur de batterie et un redresseur en secours,
- un tableau principal.

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

B13.2 ESTIMATION DES CHARGES**B13.2.1 Charges permanentes et temps de service**

Les puissances en service continu estimées des divers équipements électriques de l'usine et des interfaces du poste 225kV et du barrage, aux conditions nominales, sont données dans les trois tableaux suivants.

Utilisateurs du 125Vcc	Quantité	Puissances (W)	Temps de service
Auxiliaires 125Vcc	1	300	continu
Onduleurs 125Vcc / 220Vca	1	6 700	continu
Auxiliaires 400Vca	1	300	continu
Groupe électrogène de secours	1	100	continu
Services généraux	1	300	continu
Système de drainage et d'exhaure	1	200	continu
Prises d'eau Usine	4	4 x 100	continu
Contrôle-commande groupes (alternateur et transformateur)	4	4 x 2 000	continu
Poste 225kV	1	300	continu
Barrage	1	200	continu
Départs en réserve (10 %)	-	1 700	

Capacité totale	-	18 500	

Utilisateurs du 220V-50Hz	Quantité	Puissances (W)	Temps de service
Postes opérateurs	2	2 x 400	continu
Postes de travail	2	2 x 200	continu
Imprimantes A4	2	2 x 100	continu
Imprimante A3	1	300	continu
Système horaire	1	100	continu
Groupes principaux	4	4 x 300	continu
Autres tranches	4	4 x 300	continu
Détection incendie	1	300	continu
Départs en réserve (10 %)	-	500	

Capacité totale	-	5 000	

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

Utilisateurs du 48Vcc	Quantité	Puissances (W)	Temps de service
Autocommutateur Usine (PABX)	1	300	continu
Armoire protections CPL	1	500	continu
Equipements fibres optiques	1	500	continu
Surveillance tranche 125V	1	50	continu
Départs en réserve (10 %)	-	150	

Capacité totale	-	2 000	

En 125V et 48V, les charges estimées sont d'environ 18,5 kW et 2 kW correspondant à des charges maximum de 148 et 42 ampères respectivement :

$$500 \text{ W} = 125 \text{ V} \times 148 \text{ A} \text{ et } 2\,000 \text{ W} = 48 \text{ V} \times 42 \text{ A}$$

En 220V-50Hz, la charge permanente estimée est d'environ 5 kW. Avec un taux de charge de l'onduleur de 0,7 et un facteur de puissance de 0,8, l'onduleur doit avoir un calibre de :

$$5000 / (0,7 \times 0,8) = 8900 \text{ VA, soit un calibre normalisé de } 10 \text{ kVA}$$

B13.2.2 Charges temporaires et temps de service

Les charges temporaires estimées et leur durée de service sont données dans le tableau suivant:

Equipements	Quantité	Charges temporaires (W)	Temps de service
Amorçage excitation alternateur	4	1 x 12 500 W	10 secondes au démarrage groupe
Commande des groupes :			
- ouverture disjoncteur	4	4 x 1 200 W	60 msec
- circuits des moteurs sectionneurs	4	3 x 100 W	5 secondes
Auxiliaires 400 Vca			
- disjoncteur motorisé	8	2/8 x 8 x 150 W = 300 W	

Au démarrage des groupes, la magnétisation du rotor des alternateurs demande environ 100A pendant 10 secondes.

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

B13.2.3 Charges secourues et durées de décharge

Les puissances secourues estimées et les durées de service sont données dans le tableau suivant :

Equipements	Quantité	Charges temporaires (W)	Temps de service
Pompe à huile de levage groupe	4	4 x 8 000 W Démarrage 2,5 In	3 min 3 sec
Pompe alimentation joint d'arbre	4	4 x 1 000 W	30 min

Le pivot de chacun des groupes de production sera équipé d'une pompe à huile haute pression d'une puissance de 8 000W.

Chaque turbine sera équipée d'une pompe d'arrosage en eau du joint d'arbre d'une puissance de 1 000W.

Le démarreur de ces pompes limitera le courant de telle sorte que Id/In ne dépasse pas 2,5.

B13.2.4 Séquences de charge

En cas de perte des alimentations C.A., chaque batterie sera capable de maintenir les tensions aux bornes des charges dans la plage de tension spécifiée.

B13.3 CHOIX DE LA TENSION DES AUXILIAIRES**B13.3.1 Tensions nominales des alimentations**

Les tensions nominales des alimentations en courant continu seront de 125 et 48 volts. Ces tensions sont similaires à celles de l'aménagement de Kaleta (127 et 48V) afin d'utiliser éventuellement les même équipements ou pièces de rechange dans les deux aménagements. De plus, compte tenu des puissances mises en jeu, la tension 125V engendre des courants de valeurs facilement acceptables dans les circuits en courant continu et ainsi, réduit les chutes de tension dans les câbles.

B13.3.2 Tensions maximum et minimum permises

Pour le réseau 125Vcc, les tensions nominales varieront entre :

$$125 \text{ V} + 12 \% = 140,00 \text{ V}$$

$$125 \text{ V} - 15 \% = 106,25 \text{ V}$$

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

c'est à dire :

125 V + 10 % sur barres du tableau principal et,
125 V - 15 % aux bornes de l'équipement alimenté.

Pour le réseau 48Vcc, les tensions nominales varieront entre :

48 V+ 15 % = 55,20 V
48V - 10 % = 43,20V

c'est à dire :

48 V+ 15 % sur barres du tableau principal et,
48V - 10 % aux bornes de l'équipement alimenté

Pour le réseau 220V-50Hz, les tensions et fréquences nominales varieront entre :

220V+ 10 % = 242V
220V - 15 % = 187V
50 Hz + 2 % = 51Hz
50 Hz - 2 % = 49Hz

c'est à dire :

220V+ 10 % sur barres du tableau 220V et,
220V - 15 % aux bornes de l'équipement alimenté

B13.4 BATTERIES

B13.4.1 Choix du type de batterie

Les batteries 125V et 48V seront faites d'éléments au nickel-cadmium. Elles seront du type ouvert, stationnaire avec des éléments à plaques pochettes. Le type plomb-acide n'a pas été retenu, ce type de batterie présentant une durée de vie plus courte.

B13.4.2 Détermination du nombre d'éléments

Tension des éléments de batterie au Ni-Cd (les valeurs calculées entre parenthèses sont celles qui correspondent à la batterie 48V) :

- tension de fonctionnement en floating 1,41 V +/- 1 %
- tension en charge d'égalisation 1,45 V +/- 1 %
- tension de charge en boosting 0 à 1,70 V +/- 1 %

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

- tension en début de décharge 1,24 V
- tension ultime en fin de décharge 1,15 V
- tension en fin de décharge avec pointe 1,5 Id pendant 15 secondes 1,12 V

Nombre maximal d'éléments de batteries :

$$\frac{Tension_{max}}{Tension_{decharge/élem}} = \frac{140,0 (55,2)V}{1,45(1,45)} = 96,5(37,7) \text{ élem}$$

Chute de tension dans les câbles: 5 %

Chute de tension aux bornes des diodes, y compris l'appareillage: 2V

Chute de tension entre barres et équipements alimentés en 125V: 5 % + 2V

$$\text{Réseau 125V} \quad (5 \% \times 125V) + 2V = 8,25V$$

$$\text{Réseau 48V} \quad 5 \% \times 48V = 2,40V$$

Tension minimum aux bornes de la batterie 125V (48V) :

$$106,25 + 8,25 = 114,5 \text{ V (et } 43,20 + 2,40 = 45,60 \text{ V)}$$

Tension minimum pour chaque élément :

$$\frac{114,5(45,60) \text{ V}}{96(38)} = 1,193(1,20) \text{ V}$$

Puisque cette tension est au-dessus de 1,15 V/élément, chaque batterie 125V (et 48V) devra avoir 96 (et 38) éléments.

B13.4.3 Détermination des capacités

B13.4.3.1 Conditions de décharge

Une autonomie globale de trois heures est proposée pour les deux batteries 125V et également pour la batterie 48 V, dans les conditions de service.

En cas de perte des alimentations C.A., une batterie 125V et une batterie 48V seront capable de maintenir la tension dans la plage nominale de tension pendant au moins 1 ½ heure et 3 heures respectivement.

Avant-Projet Détaillé

Chapitre B13 – Note de Calcul justificative des Sources de sécurité à courants continu et alternatif

Dans ces conditions, la décharge est comme suit :

$$I_d = 0,2 C_5$$

avec:

I_d Courant initial de décharge en ampères, et,

C_5 Capacité nominale de la batterie en ampères-heures pendant 5 heures de décharge et une tension d'arrêt de 1,15V.

La condition de décharge $0,2 C_5$ prend en compte ce qui suit :

- une batterie 125V hors service, l'autre batterie avec une charge initiale 15 % moins que maximum,
- variation de température dans le local batterie 125V entre 15 et 35°C,
- 5 % de chute de tension dans les câbles, et 2V dans les diodes et appareillage
- courant permanent et charges temporaires en 125V,
- pointe supplémentaire de courant appelée de 0,5 fois le courant de décharge pendant 15 secondes à la fin de la décharge.

B13.4.3.2 Données

- autonomie auxiliaires 125 (48)V : 90 (180) minutes
- courant permanent: 148 (42) A
- 4 pompes levage pivot: 64 A pendant 3 minutes
- 4 pompes alimentation joint d'arbre: 8 A pendant 30 minutes
- courant démarrage moteurs levage: 2,5 x 64 = 160A pendant 3 secondes,
- amorçage excitation alternateur: 90 A pendant 10 secondes
- fin de décharge: 1,5 I_n pendant 15 secondes.

Les trois dernières charges temporaires sont négligeables en comparaison des autres : elles ne seront pas considérées ci-après dans les calculs.

Courant moyen en 125V pendant 90 minutes :

$$\frac{148 A \times (90 - 33)}{90} + \frac{(148 A + (3 \times 64)) \times 3}{90} + \frac{(148 A + (3 \times 8)) \times 30}{90} = 162,4 A$$

B13.4.3.3 Taux de décharge

Pour la durée de la décharge et pour une tension en fin de décharge de 1,15 V/élément, un coefficient de décharge de 0,2 C₅ est habituellement choisi à ce stade du projet. Le taux réel de décharge sera établi par l'Entrepreneur de l'équipement électrique à partir des paramètres de dimensionnement des batteries (autonomie, courant de décharge, tension maximale et tension en fin de décharge).

B13.4.3.4 Taux de décharge

$$\frac{162,4(42)}{0,2(0,2)} = 812(210) Ah$$

B13.4.3.5 Facteurs de correction

- charge initiale 0,85 C₅ donnant une capacité corrigée de 955 (247) Ah,
- température de 15°C au lieu de 25°C :
 - o facteur de correction 1,55% (25-15) = 15,5%
 - o capacités corrigées 955 (247) x 1,155 = 1103 (285) Ah

B13.4.3.6 Valeur des capacités

Sur la base de ces calculs, les 2 batteries 125 (48)V auront chacune une capacité nominale C₅ dans la plage de 1000-1200 (250 - 300) Ah.

Lorsque les diverses charges permanentes et temporaires, y compris leurs durées, seront connues précisément, l'Entrepreneur de l'équipement électrique fournira les calculs des batteries, en incluant les caractéristiques des batteries proposées afin de finaliser le dimensionnement de leurs capacités.

B13.5 CHARGEURS DE BATTERIE

B13.5.1 Choix du type de chargeur

Les chargeurs de batterie seront du type auto-régulé et utiliseront des semi-conducteurs. Ils seront équipés d'un pont de Graetz complet à six thyristors et de filtres faits de deux inductances et d'un condensateur selon le schéma en T.

B13.5.2 Détermination des calibres

Les chargeurs de batterie ont pour but de :

- maintenir les batteries chargées, et,
- alimenter en service normal en énergie les auxiliaires à courant continu.

Ils seront équipés de dispositifs de régulation et auront des performances statique et dynamique testées et prouvées.

Le courant I_r à prendre en compte pour le dimensionnement des chargeurs de batterie est la somme de :

- le courant continu I_d et,
- le courant de charge batterie de $0.2 C_5$

$$I_r = 148 + (0.2 \times 1200) = 388 \text{ A} \quad (\text{et } 42 + (0,2 \times 250) = 92\text{A})$$

Les calibres nominaux standard au-dessus de ces deux valeurs sont de 400A (100A).

Notes :

- (1) Les charges temporaires seront alimentées par les batteries compte tenu que les dispositifs de régulation des chargeurs de batterie limitent la valeur de I_r au calibre nominal.
- (2) En service normal, le chargeur-redresseur 48V alimentera les charges et assurera la charge de la batterie. Lorsque la batterie sera mise hors service pour entretien (décharge par exemple), le chargeur-redresseur deviendra inutile et les charges en 48V seront temporairement alimentées par le réseau 400V-50Hz via le chargeur, après permutation des sources.

B13.6 ONDULEURS

B13.6.1 Choix du type d'onduleur

Les onduleurs seront du type autonome synchronisé et utiliseront des transistors. Ils seront alimentés par des sources de tension de 125V issues du tableau de distribution principal.

En cas de défaut détecté sur les onduleurs, les charges sont basculées sans coupure d'alimentation sur le réseau 400V secouru au moyen d'un interrupteur statique. Pour la maintenance, un interrupteur manuel est prévu.

L'utilisation permettra la mise en parallèle avec synchronisation entre les modules onduleur et le réseau 230V-50Hz.

La tension de sortie des onduleurs sera réglée dans les limites $220V \pm 1\%$.

Les valeurs du courant réinjecté par les onduleurs lors de leur fonctionnement en service automatique, seront limitées à des valeurs acceptables afin de ne pas perturber les circuits alimentés par ceux-ci.

B13.6.2 Détermination des calibres

Les onduleurs ont pour but d'alimenter en toute fiabilité en énergie les auxiliaires à courant alternatif 220V-50Hz.

L'alimentation des charges en service normal est réalisée par deux onduleurs fonctionnant en parallèle. Un seul onduleur peut cependant alimenter toutes les charges. Ainsi, la puissance nominale estimée de chaque onduleur est de 10kVA. Lorsque les diverses charges seront connues précisément, l'Entrepreneur de l'équipement électrique fournira les calculs justifiant les calibres des onduleurs.

B13.7 PROTECTION DES AUXILIAIRES A COURANTS CONTINU ET ONDULE

B13.7.1 Batteries

Les batteries seront raccordées aux tableaux principaux à courant continu via un coffret abritant des fusibles à haut pouvoir de coupure par deux câbles unipolaires. Dans la partie de l'itinéraire situé entre la batterie et le coffret-fusibles, ces deux câbles emprunteront des chemins différents afin d'éviter tout risque de court-circuit. Les arrivées des batteries seront protégées par des disjoncteurs sélectifs.

B13.7.2 Chargeurs de batterie

Chaque chargeur de batterie sera abrité par une armoire spécifique. Les chargeurs seront protégés par des fusibles sur leur côté alimentation puissance courant alternatif. Chaque entrée chargeur sera commandée par interrupteur. Les chargeurs seront raccordés à leurs tableaux principaux à courant continu par des interrupteurs via des câbles.

B13.7.3 Onduleurs

Chaque onduleur sera abrité par une armoire spécifique. Ces armoires pourront éventuellement être installées en ambiance climatisée dans la salle de commande.

Chaque armoire abritera les racks onduleurs proprement dits, les disjoncteurs miniatures de protection des départs 230V, ainsi que l'appareillage de commande et de protection nécessaires à l'exploitation de ces équipements

Les onduleurs seront protégés par des fusibles pour leur protection contre les défauts internes. La protection de sortie sera réalisée par disjoncteur.

B13.7.4 Tableaux principaux courant continu

Les tableaux principaux seront préfabriqués et comprendront des jeux de barres en cuivre à polarité double. Ils abriteront les centrales de mesure, ainsi que le relayage de protection.

L'appareillage de coupure sera de type débrochable en tiroir afin de faciliter l'exploitation, la maintenance et les réparations.

B13.7.5 Tableaux de sous-distribution locaux

Les jeux de barres de distribution seront implantés dans les tableaux de relayage avec des tiroirs de commutations dans les divers systèmes dans l'aménagement. Chacune des barres sera alimentée à partir des deux tableaux principaux au travers de diodes semi-conductrices.

Les fonctions de surveillance, signalisation et, lorsque nécessaire, les fonctions de protection et de régulation seront protégées individuellement par des disjoncteurs.

B13.8 LOCAUX BATTERIES

B13.8.1 Détermination des dimensions des locaux

D'après les plans, les dimensions approximatives de chacun des 2 locaux des batteries 125V et 48V sont :

- longueur : 9,10 m
- largeur : 5,20 m
- hauteur : 6,00 m

Avec un taux de renouvellement d'air de 5 fois par heure, le volume d'air est de:

$$5 \times 9,10 \times 5,20 \times 6,00 = 1\,420 \text{ m}^3/\text{heure}$$

B13.8.2 Volume d'air à ventiler

Lors de la charge des batteries, de l'hydrogène se dégage de éléments de batterie pouvant rendre l'air corrosif, voir explosif si le taux volumique d'hydrogène devient important (3% environ).

Ainsi, pour éviter toute accumulation dangereuse d'hydrogène dans le local des batteries, une ventilation mécanique sera prévue. Celle-ci comportera une prise d'air vicié en partie haute du local, une gaine type PVC et un extracteur d'air en sortie en toiture de l'usine.

Le débit d'air neuf pendant la charge d'une batterie ne sera pas inférieur à:

$$D = 0,05 N \times I$$

avec :

D Débit d'air en m³/h,

N Nombre d'éléments de la batterie,

I Courant maximum de charge en ampères ($I = 0,2 C_5$).

$$D = (0,05 \times 96 \times 0,2 \times 1200) + (0,05 \times 38 \times 0,2 \times 300) = 1266 \text{ m}^3/\text{h}$$

pour les deux batteries 125 et 48V, ce qui est possible selon les dimensions de chacun des deux locaux mentionnées ci-dessus.

SOMMAIRE DU CHAPITRE B14

ETUDE DE RACCORDEMENT DE L'USINE HYDROELECTRIQUE DE KOUKOUTAMBA

B14.1	ETUDE DE RACCORDEMENT DE L'USINE HYDROELECTRIQUE DE KOUKOUTAMBA	3
B14.1.1	Hypothèses de calcul	3
B14.1.2	Objectifs des simulations	4
B14.1.3	Démarches des simulations	5
B14.1.4	Schéma unifilaire du modèle PSAF de CYME	5
B14.1.4.1	Cas a	8
B14.1.4.2	Cas b	10
B14.1.4.3	Cas c	14
B14.1.4.4	Cas d	18
B14.1.4.5	Cas e	20
B14.1.4.6	Cas f	22
B14.1.4.7	Cas g	24
B14.1.4.8	Cas h	26
B14.1.5	Calcul des courants de court-circuit	28
B14.1.6	Conclusions	30

LISTE DES FIGURES :

Figure B14. 1 : Schéma unifilaire du model PSAF	7
Figure B14. 2 : Cas a.....	9
Figure B14. 3 : Cas b.....	13
Figure B14. 4 :Cas c.....	17
Figure B14. 5 : Cas d.....	19
Figure B14. 6 :Cas e.....	21
Figure B14. 7 : Cas f.....	23
Figure B14. 8 : Cas g.....	25
Figure B14. 9 : Cas h.....	27
Figure B14. 10 : Schéma calcul de court-circuit.....	29

Chapitre B14

ETUDE DE RACCORDEMENT DE L'USINE HYDROELECTRIQUE DE KOUKOUTAMBA

B14.1 ETUDE DE RACCORDEMENT DE L'USINE HYDROELECTRIQUE DE KOUKOUTAMBA

Cette note présente les études de raccordement au réseau de Koukoutamba. Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel PSAF (Power System Analysis Framework) de CYME dans sa version 3.2. Ce logiciel est largement distribué dans le monde entier. Ses différents modules permettent d'analyser la répartition de puissance, les courants de court-circuit et la stabilité transitoire des réseaux électriques.

Les modules utilisés au stade des études d'Avant-Projet Détaillé sont les modules d'analyse de répartition de puissance appelé Cyme – Flow et le module d'analyse des courants de court-circuit appelé Cyme – Fault.

Ces modules permettent d'étudier l'écoulement des puissances dans les réseaux électriques pouvant contenir jusqu'à plusieurs milliers de nœuds et de branches, et de contrôler des échanges de puissances actives entre les régions.

Les barres de production sont régulées par commutation automatique des limites de puissances réactives des alternateurs.

Les algorithmes de résolution utilisent les méthodes de Newton-Raphson avec et sans contraintes, ou Gauss-Seidel.

Des rapports individuels pour chaque composante du réseau sont générés sur le schéma unifilaire avec un affichage par codification couleur des tensions hors limites et des surcharges d'équipements.

B14.1.1 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-après.

- La puissance totale produite par l'usine de Koukoutamba est de 4 x 86.5 MVA, avec un facteur de puissance nominal de 0.85.
- Le conducteur de phase est de type Almélec ASTER de 570 mm² de section. Le courant nominal du conducteur ASTER 570 est 845 A, selon les calculs qui envisagent température maximale du conducteur, température ambiante, vitesse du vent, pouvoir émissif par rapport au corps noir, constante de Stefan, etc. En opération normale, le courant transmis à Manantali

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

ou Labé est inférieur à cette valeur, mais en opération exceptionnelle, le courant maximal est supérieur à 900A. Pour cette raison, seront utilisés 2 conducteurs par phase.

- La longueur de la ligne entre Koukoutamba et Labé est de 115.4 km et la longueur de la ligne entre Koukoutamba et Manantali est de 250 km. En fonction de la longueur de ligne, de la capacité phase-terre et du niveau de tension on peut estimer la puissance réactive fournie par chaque ligne à vide.

Pour une ligne aérienne en 225 kV avec deux conducteurs par phase de type ASTER 570 mm² la capacité phase-terre est généralement égale à 13 nF/km.

En tenant compte des paramètres de ligne présentés ci-dessous on estime que la puissance réactive générée par la ligne Koukoutamba – Manantali (250 km) à vide est 58 MVar et la puissance réactive générée par la ligne Koukoutamba – Labé (115.44 km) à vide est de 24 MVar.

- La variation de tension maximale admissible en bout de ligne est de +/- 10%.
- La variation de fréquence maximale admissible dans le réseau est de +/-5%
- Le facteur de puissance au point de livraison est de 0.9 au minimum.
- La densité de courant de chacune des lignes n'excédera pas 1,11 A/mm² dans le cas de fonctionnement exceptionnel.

B14.1.2 Objectifs des simulations

L'objectif de ces simulations est de dimensionner les équipements de compensation dans les postes Koukoutamba, Manantali et Labé, à travers différentes simulations qui prennent en compte les cas de fonctionnement les plus critiques.

Les équipements de compensation utilisés actuellement dans le réseau électrique d'OMVS sont les réactances shunt et la compensation série.

Les réactances shunt sont utilisées principalement pour absorber la puissance réactive produite par les lignes électriques aériennes et/ou câbles électriques. Ces équipements de compensation sont installés entre phase et terre.

La compensation série est utilisée principalement pour augmenter la capacité de transport des lignes électriques connaissant que la puissance transitée par une ligne dépend de la réactance série de la ligne. En insérant une capacité série la réactance de la ligne diminue et donc la puissance transitée par la ligne augmente. Ces équipements sont installés en série avec les lignes aériennes.

Parmi les cas de fonctionnement exceptionnel nous considérons les cas où seule l'une des deux lignes est déconnectée du réseau (en cas de défaut) l'autre ligne restant en fonctionnement ainsi que les cas où une des deux lignes est à vide. Le cas de mise sous tension d'une ligne (*en anglais line charging*) depuis le poste de Koukoutamba est également traité.

B14.1.3 Démarches des simulations

Dans une première étape, les lignes jusqu'à Manantali et jusqu'à Labé sont connectées à l'usine de Koukoutamba qui produit 100% de la puissance active (294 MW).

On a considéré que les deux principaux consommateurs sont l'OMVG à partir du poste de Labé, et l'OMVS à partir du poste de Manantali. La demande de puissance au poste de Manantali est de 230 MW et la demande de puissance au poste de Labé est de 99 MW avec un facteur de puissance des charges de 0,9.

Ensuite, la ligne Koukoutamba-Manantali, ainsi que la compensation réactive nécessaire ont été examinées afin de garantir la transmission de l'ensemble de l'énergie produite par l'usine de Koukoutamba vers le réseau interconnecté de l'OMVS (aux pertes en ligne près) lors d'un défaut sur la ligne Koukoutamba-Labé (cas a).

Enfin, la ligne Koukoutamba-Labé, ainsi que la compensation réactive nécessaire ont été examinées afin de garantir la transmission de l'ensemble de l'énergie produite par la centrale de Koukoutamba vers le réseau interconnecté futur de l'OMVG (aux pertes en ligne près) lors d'un défaut sur la ligne Koukoutamba-Manantali (cas b).

La compensation de l'énergie réactive permet de limiter les chutes de tension ou les surtensions en bout de ligne, d'augmenter la puissance transmissible par la ligne, ainsi que de relever le facteur de puissance au point de livraison.

Les différents cas simulés sont présentés dans la suite de cette section.

B14.1.4 Schéma unifilaire du modèle PSAF de CYME

Le réseau OMVS a été modélisé en prenant en compte le Poste et l'Usine de Manantali, les Postes de Kodialani (Bamako) et Kayes ainsi que les poste et les Usines de Felou et Gouina. Le reste du réseau est modélisé par un composant de charge équivalent intitulé OMVS, et installé au poste de Bamako et Kayes.

Le réseau OMVG a été modélisé en prenant en compte le Poste de Labé, le Poste de Linsan, le Poste et l'Usine de Kaléta, l'Usine de Garafiri ainsi que le Poste de Manéah. Le reste du réseau est modélisé par un composant de charge équivalent intitulé OMVG installé au poste de Labé ou au Poste de Manéah.

La modélisation de l'Usine de Koukoutamba comporte un alternateur d'une puissance équivalente à la puissance totale installée à Koukoutamba, soit 346 MVA avec un facteur de puissance de 0.85. L'alternateur est représenté par la dénomination Koukoutamba – CH0 (4).

Cet alternateur est programmé pour fonctionner en mode Voltage Controlled (PV). Dans cette configuration, la puissance active (P) et l'amplitude de la tension (V) sont spécifiés et contrôlés.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

Les charges sont programmées pour fonctionner à la puissance active (P) et la puissance réactive (Q) spécifiées.

Les barres des fournisseurs sont considérées pour équilibrer le réseau, ces éléments sont connus pour *Swing Bus* qui sont programmées pour fonctionner en mode Swing, le comportement de la barre est de produire (ou d'absorber) le déficit (ou l'excès) de puissance que les autres machines n'ont pas pu produire ou absorber.

Quatre transformateurs 13.8/225 kV de 86.5 MVA sont considérés au poste de Koukoutamba. Ces transformateurs sont désignés par le nom TF01_Koukou.

Les lignes aériennes entre Koukoutamba et Labé, et entre Koukoutamba et Manantali sont dénommées Koukou-Labe respectivement Koukou-Manan.

La charge consommée au futur poste d'interconnexion de l'OMVG est représenté par la flèche nommée OMVG.

De même, la charge consommée au poste du réseau interconnecté de l'OMVS est représenté par la flèche nommée OMVS.

Les réactances shunt existantes, nécessaires à la compensation de l'énergie réactive, sont également modélisées. Pour cette étude les réactances shunt modélisées sont installées au poste de Manantali et au poste de Kayes. La puissance nominale de chaque réactance shunt est de 25 MVar.

La compensation série de la ligne Manantali – Kayes est aussi prise en compte.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

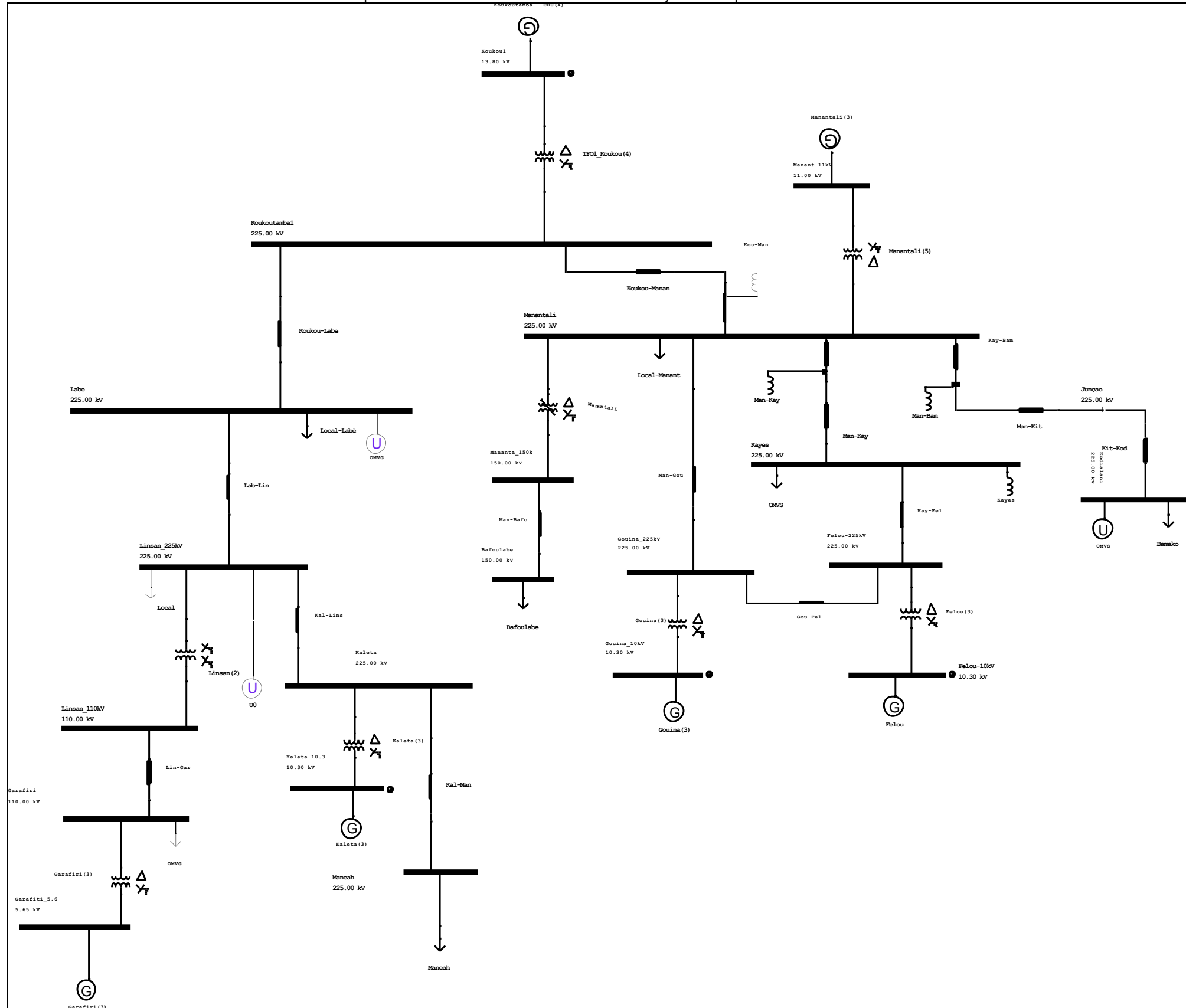


Figure B14. 1 : Schéma unifilaire du model PSAF

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

Description des scénarios simulés

B14.1.4.1 Cas a

- Description

Dans ce scénario, on considère qu'en exploitation exceptionnelle la ligne Koukoutamba-Labé est défaillante.

On cherche ensuite à définir les besoins en équipements de compensation permettant de transmettre la totalité de l'énergie produite par l'usine de Koukoutamba (294 MW) vers le réseau interconnecté de l'OMVS aux pertes en ligne prés.

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local - Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	0,0	4 ,39	140	110
Puissance réactive (MVar)	0,0	2,13	44	45,38

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	294	0,0	0	-21,4
Puissance réactive (MVar)	55,1	0,0	0	7,7

L'élévation de tension observée est de 8,2% au poste de Koukoutamba et de 3,9% au poste de Manantali. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

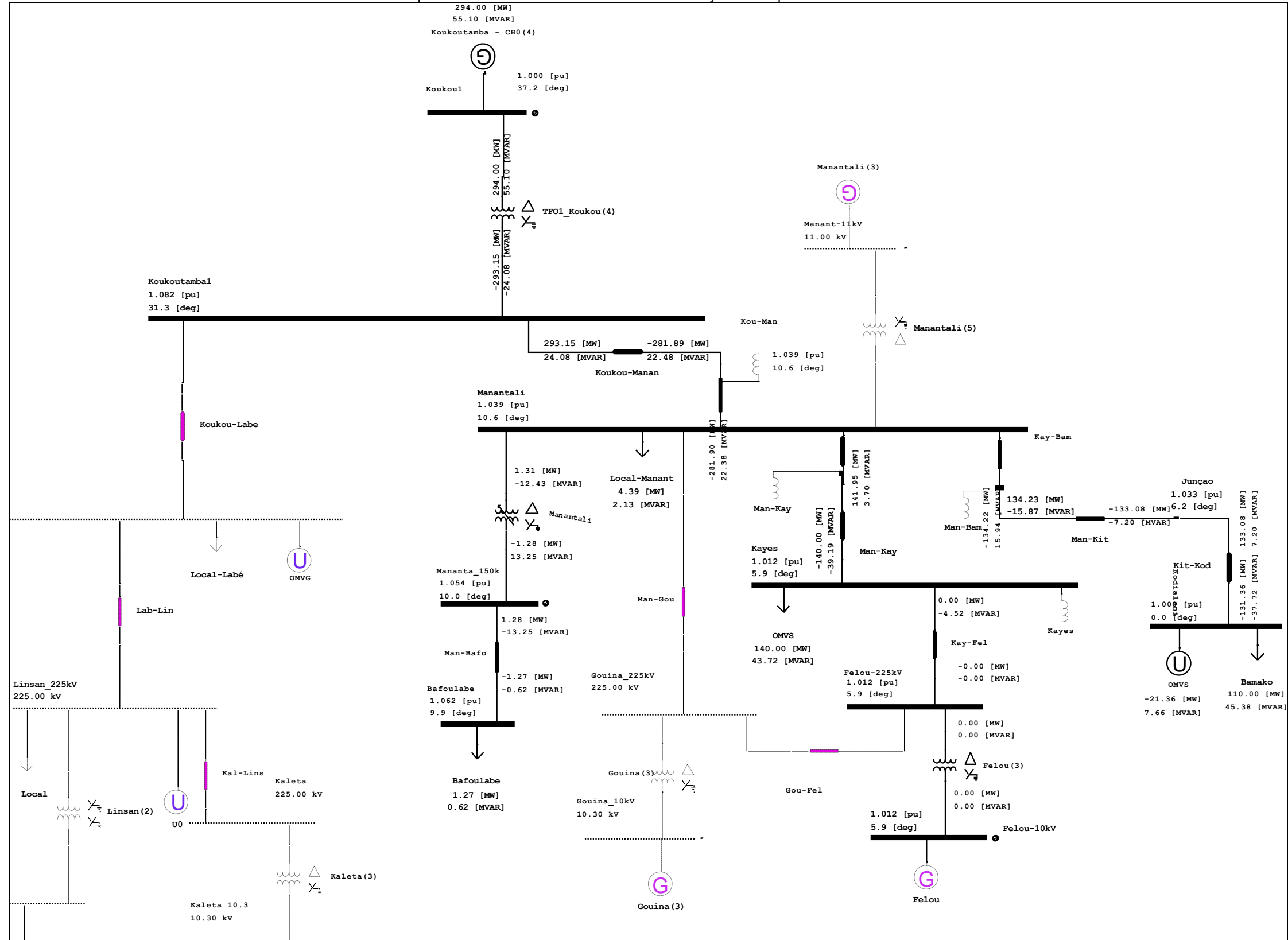


Figure B14. 2 : Cas a

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

- Commentaires

Il convient donc d'interpréter les résultats de la façon décrite ci-après.

En cas de défaillance de la ligne Koukoutamba-Labé, l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba peut être transmise vers le poste de Manantali.

La barre fournisseur (Swing Bus) représentant le reste du réseau OMVS affiche un excès de puissance active de 21,4 MW et un déficit de puissance réactive de 7,7 MVar. L'usine de Manantali et de Felou sont à l'arrêt.

B14.1.4.2 Cas b

- Description

Dans ce scénario, on considère qu'en exploitation exceptionnelle la ligne Koukoutamba-Manantali est défaillante.

On cherche ensuite à définir les besoins en équipements de compensation permettant de transmettre la totalité de l'énergie produite à la centrale de Koukoutamba vers le réseau interconnecté de l'OMVG aux pertes en ligne près.

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/ chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Manéah	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	140	130	0,0	0,0
Puissance réactive (MVar)	52	44	0,0	0,0

Production	Koukoutamba	Kaléta	Garafiri	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	294	0,0	0,0	-11,23
Puissance réactive (MVar)	97	0,0	0,0	27

L'élévation de tension maximale observée est au poste de Koukoutamba et est de 6,6 %. Au poste de Labé l'élévation de tension constatée est de 1,5%. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

- Commentaires

Il convient donc d'interpréter les résultats de la façon décrite ci-après.

En cas de défaillance de la ligne Koukoutamba-Manantali, l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba peut être transmise vers le poste de Labé, bien entendu à condition que la charge est équivalent à la production de l'usine hydroélectriques de Koukoutamba.

La barre fournisseur (Swing Bus) représentant le reste du réseau OMVS affiche un excès de puissance active de 11,23 MW et un déficit de puissance réactive de 27 MVar. L'usine hydroélectrique de Kaléta et de Garafiri sont à l'arrêt.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

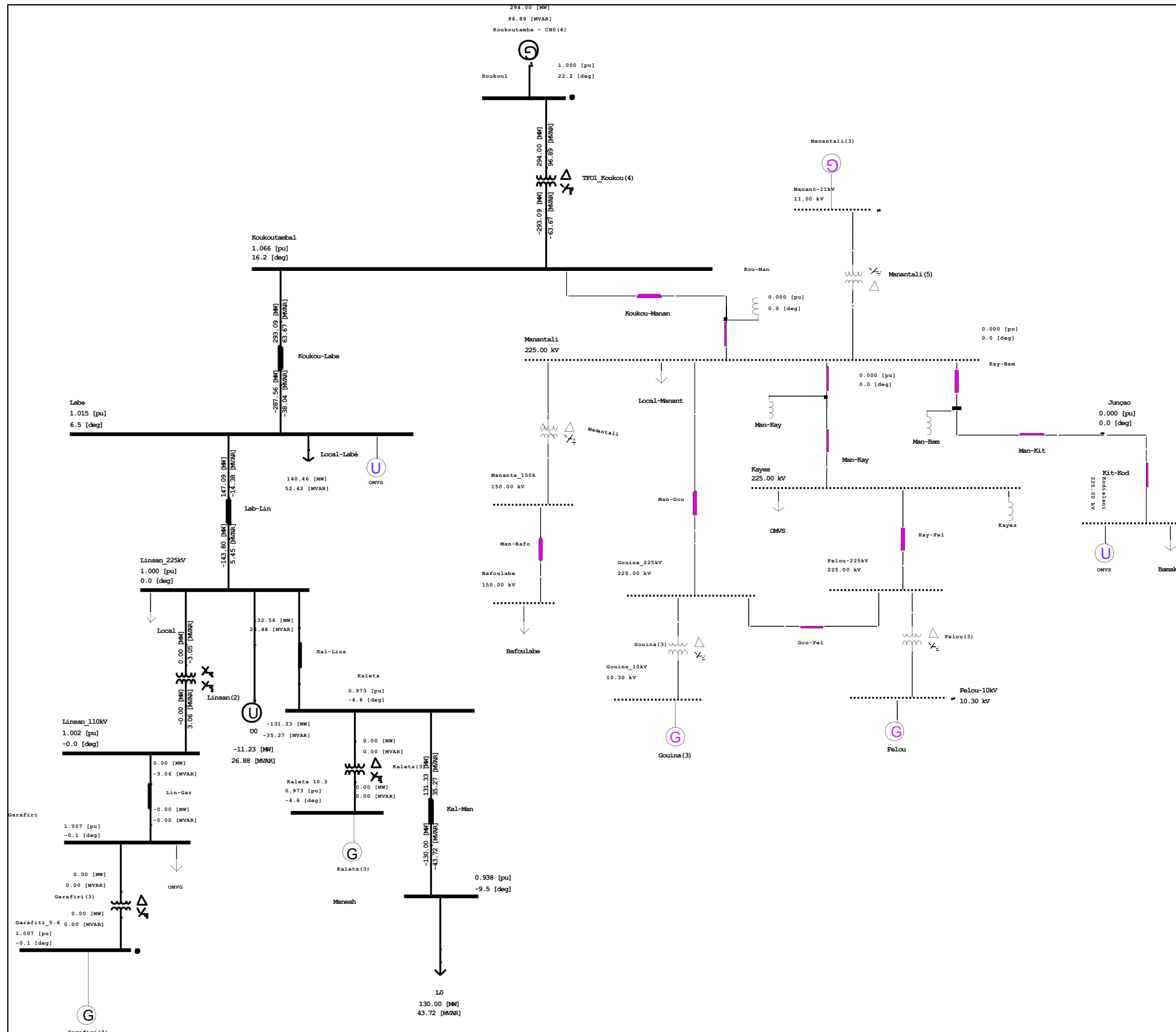


Figure B14. 3 : Cas b

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

- Commentaires

Il convient donc d'interpréter les résultats de la façon décrite ci-après.

En cas de défaillance de la ligne Koukoutamba-Manantali, l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba peut être transmise vers le poste de Labé.

Pour atteindre cette performance, on a utilisé le changeur de prise du transformateur de Koukoutamba à 105%.

Il apparaît indispensable la contribution des autres Centrales Hydroélectriques du réseau OMVS fournissant 14,7 MVA.

B14.1.4.3 Cas c

- Description

Dans ce scénario, on considère qu'en exploitation temporaire au moins 2/3 de la totalité de l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba est transmise vers le réseau interconnecté de l'OMVS et 1/3 de la totalité de l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba est transmise vers le réseau 30kV interconnecté existant de l'EDG à partir de Labé.

Cette répartition tient compte de l'évolution de la demande dans les pays alimentés par le réseau interconnecté de l'OMVS ainsi que de l'état actuel du réseau existant de la Guinée (lignes 30kV de Labé à Mamou et 110kV vers Conakry).

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	95,0	4,4	95,0	95,0
Puissance réactive (MVar)	34,0	2,1	33,0	33,0

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	294	0,0	20,40	-12,10
Puissance réactive (MVar)	30,39	0,0	3,90	5,27

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

L'élévation de tension maximale observée est au poste de Koukoutamba et est de 2,5 %. Au poste de Manantali la tension est de 1.015 pu et au poste de Labé la valeur de la tension est de 1.003. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

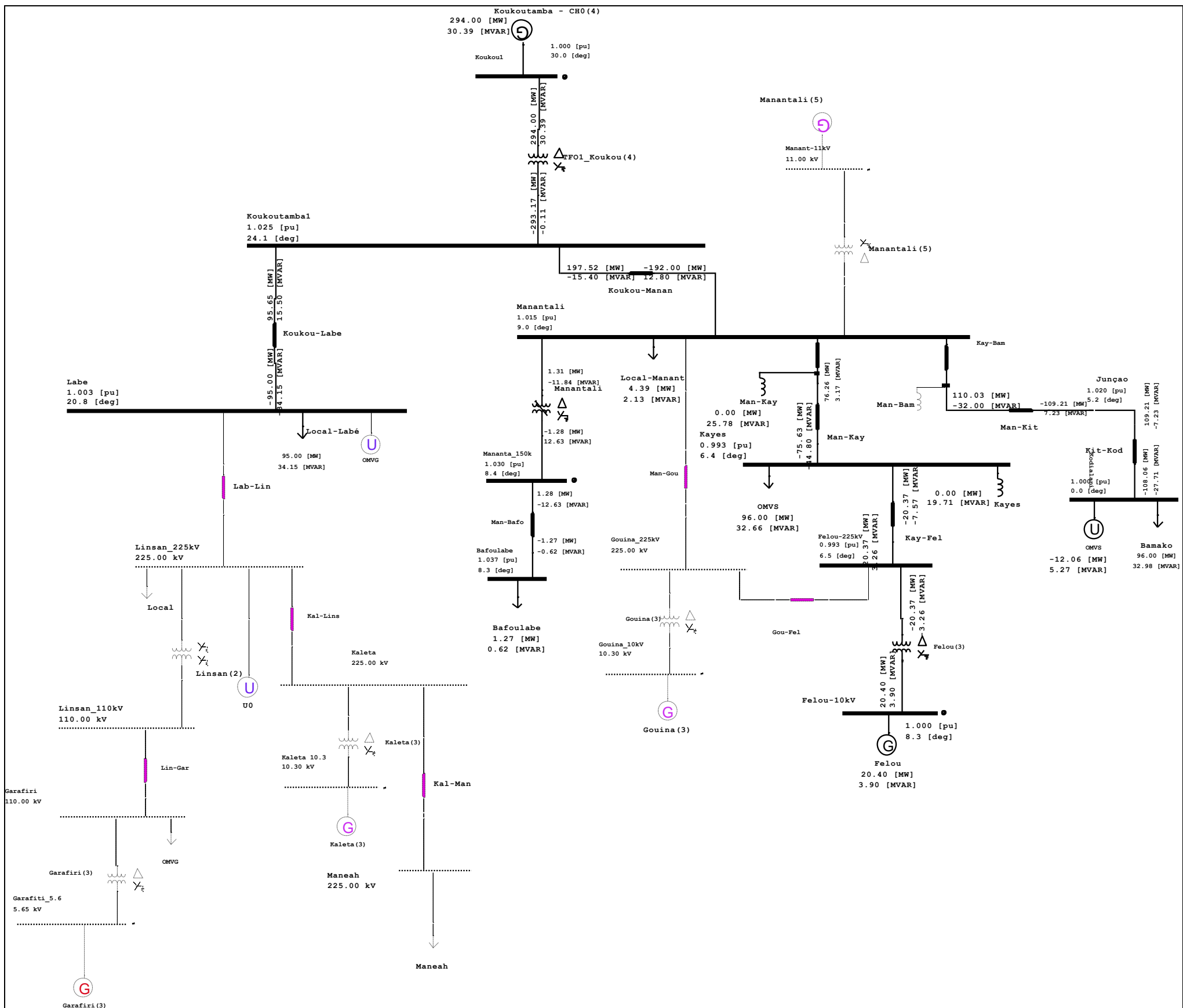


Figure B14. 4 :Cas c

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

- Commentaires

En mode d'exploitation temporaire, les 2/3 de l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba sont transmises vers le réseau interconnecté de l'OMVS tandis que les 1/3 de l'énergie produite à l'usine de Koukoutamba sont transmises vers le réseau interconnecté existant de l'EDG.

Il apparaît indispensable la contribution des autres Usines Hydroélectriques du réseau OMVS fournissant 7 MW.

B14.1.4.4 Cas d

Dans ce scénario, on considère qu'en exploitation exceptionnelle la ligne Koukoutamba-Labé est défaillante.

De plus on considère que l'usine hydroélectrique de Koukoutamba fournit seulement une puissance de 20 MW. L'usine de Manantali et de Felou sont en service. L'étude de ce scénario tient compte de l'effet capacitif de la ligne faiblement chargée.

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local - Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	0,0	4 ,39	120,00	136,00
Puissance réactive (MVar)	0,0	2,13	32,65	44,00

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	20,00	195,00	40,80	10,02
Puissance réactive (MVar)	-15,52	-41,03	-3,10	18,41

L'élévation de tension observée est de 3,9 % au poste de Koukoutamba. Au poste de Manantali l'élévation du potentiel est de 2 %. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

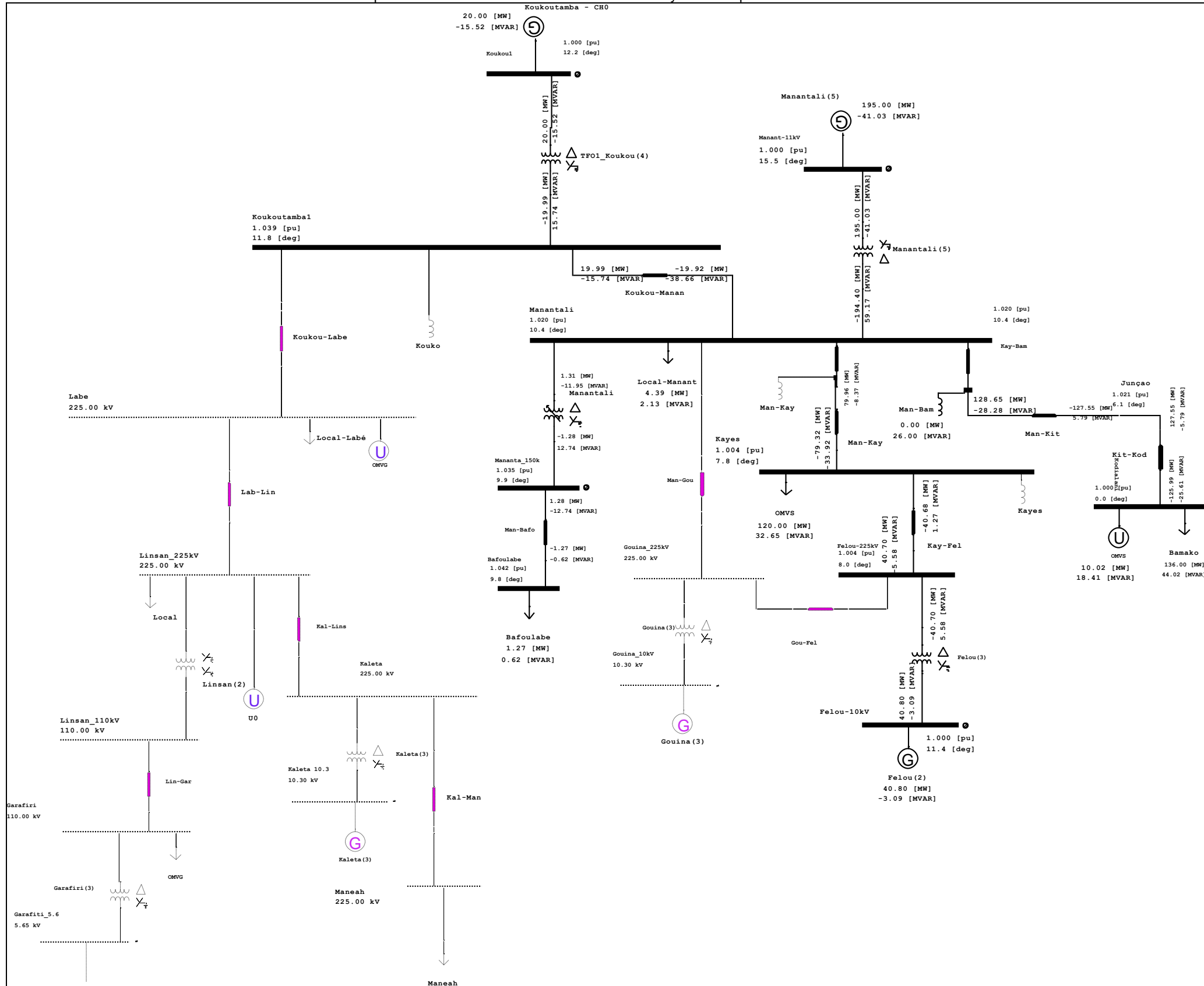


Figure B14.5 : Cas d

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

B14.1.4.5 Cas e

Dans ce scénario, on considère qu'en exploitation la ligne Koukoutamba-Manantali est ouverte au poste de Manantali.

Pour ce scénario l'usine de Koukoutamba fournit toute sa puissance vers le poste de Labé. L'étude de ce scénario tient compte de l'effet capacitif de la ligne Koukoutamba – Manantali à vide.

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local - Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	293	-	-	-
Puissance réactive (MVar)	129	-	-	-

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	294	-	-	5,70
Puissance réactive (MVar)	-23,74	-	-	159

L'élévation de tension observée est de 1,1 % au poste de Koukoutamba. A l'extrémité de la ligne l'élévation du potentiel est de 4,8 %. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

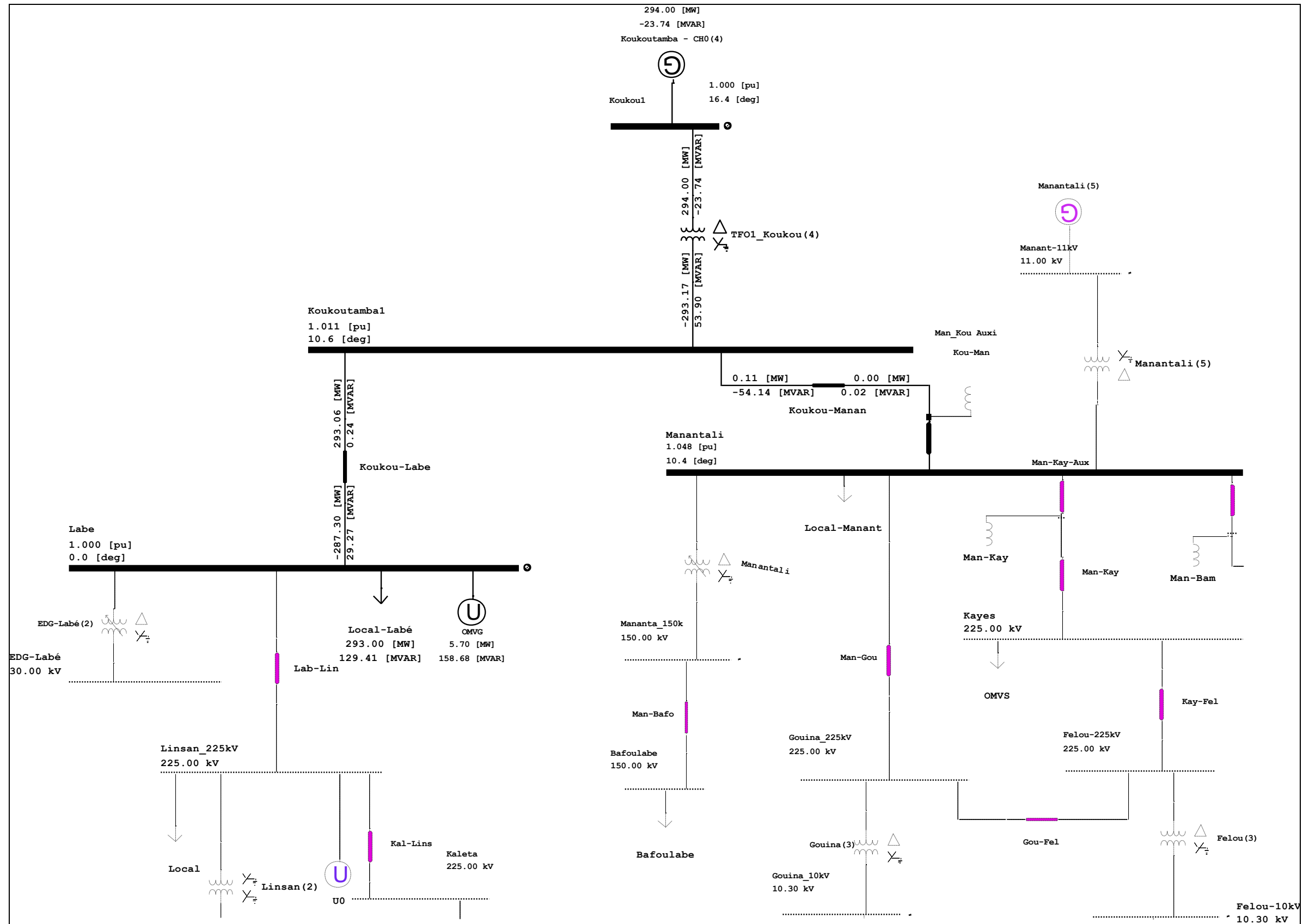


Figure B14. 6 :Cas e

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

B14.1.4.6 Cas f

Ce scénario est identique au scénario e) à une exception, l'usine de Koukoutamba est hors service. Le poste de Koukoutamba est utilisé comme poste d'interconnexion.

L'étude de ce scénario tient compte de l'effet capacitif de la ligne Koukoutamba – Manantali à vide et de la ligne Labé – Koukoutamba. On constate que les deux lignes produisent 80 MVar de puissance réactive qui devrait être absorbé par le réseau OMVG

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local - Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	293	-	-	-
Puissance réactive (MVar)	129	-	-	-

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	294	-	-	293,43
Puissance réactive (MVar)	-23,74	-	-	49,57

L'élévation de tension est de 4,3 % au poste de Koukoutamba. A l'extrémité de la ligne Koukoutamba - Manantali l'élévation du potentiel est de 8,2 %. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

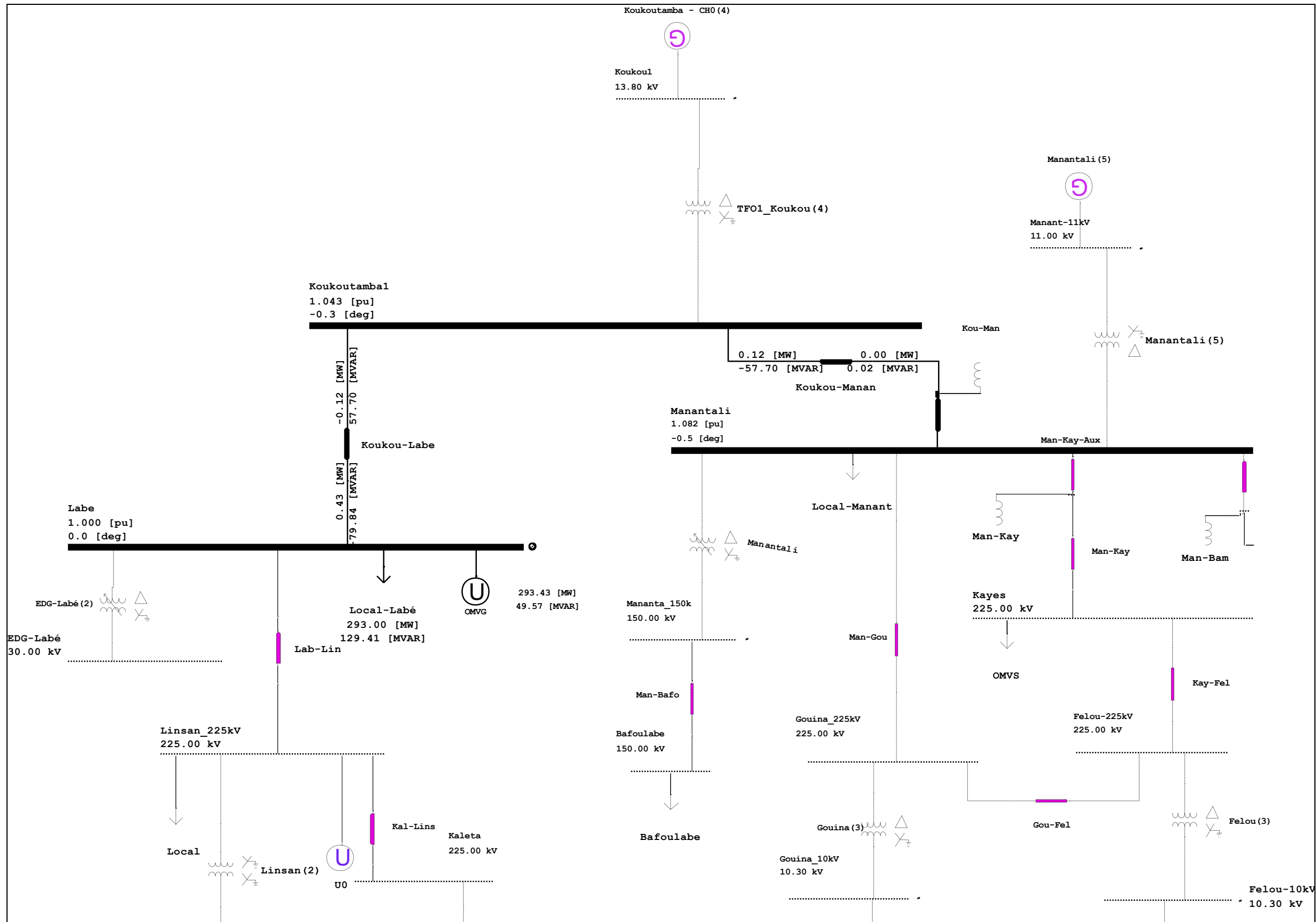


Figure B14. 7 : Cas f

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

B14.1.4.7 Cas g

Dans ce scénario, on considère qu'en exploitation la ligne Koukoutamba-Manantali est ouverte au poste de Koukoutamba.

L'étude de ce scénario tient compte de l'effet capacitif de la ligne Koukoutamba – Manantali à vide.

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local - Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	0	4,39	120	113
Puissance réactive (MVar)	0	2,13	33	37

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	0	195	40,80	6,78
Puissance réactive (MVar)	0	-42,83	2,31	5,52

L'élévation de tension observée est de 5,9 % à Koukoutamba. Au poste de Manantali, l'élévation du potentiel est de 2,1 %. Ces valeurs restent acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

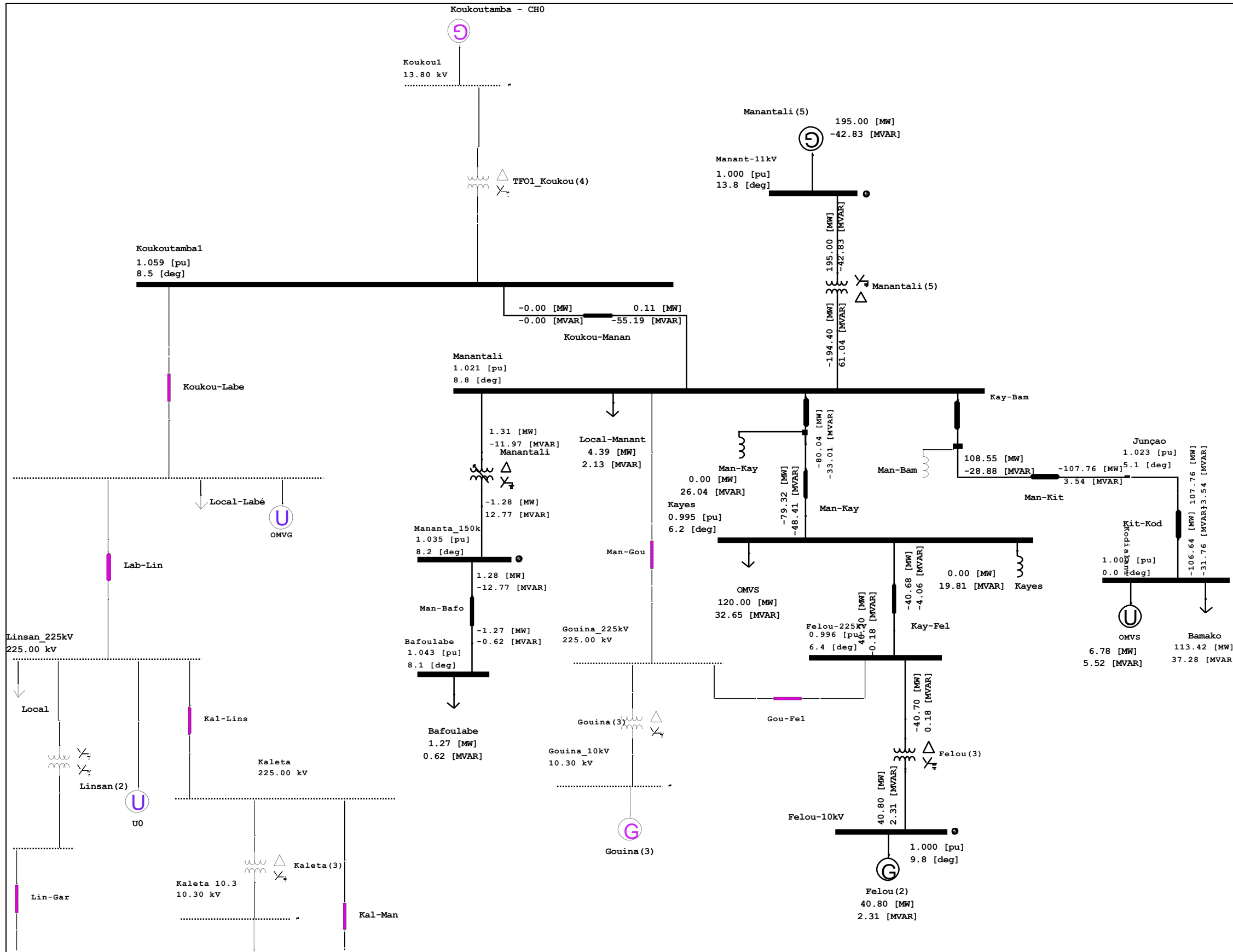


Figure B14. 8 : Cas g

B14.1.4.8 Cas h

La mise sous tension de la ligne Koukoutamba – Manantali, depuis le poste de Manantali a été également étudiée. Pendant la mise sous tension d'une ligne longue une puissance réactive importante est produite par la ligne due à la capacité phase-terre de celle-ci. La puissance réactive de la ligne est fonction de la longueur de la ligne, le modèle électro-géométrique de la ligne et de la tension de la ligne. Pour la ligne Koukoutamba – Manantali la puissance réactive calculée est de 58 MVar pour une valeur de la capacité phase-terre de la ligne de 13 nF/km.

Il est important de savoir que à puissance active quasi nulle les générateurs de l'usine de Koukoutamba peuvent absorber approximativement 70 MVar chacun. La mise sous tension d'une ligne (en anglais line charging) ce fait habituellement avec un groupe et très rarement avec deux groupes.

Les critères utilisés pour justifier la nécessité des bancs de compensation sont les élévations/chutes de tension (+/-10%) au poste d'arrivée.

- Résultats

Le tableau ci-dessous donne les résultats des simulations.

Le tableau suivant indique les valeurs de l'énergie produite dans chaque centrale et la consommation de chaque charge.

Consommation	Labé	Consommation Local - Manantali	Kayes - OMVS	Bamako
Puissance active (MW)	0	-	-	-
Puissance réactive (MVar)	0	-	-	-

Production	Koukoutamba	Manantali	Felou	Barre du Fournisseur
Puissance active (MW)	0,14	-	-	-
Puissance réactive (MVar)	-54	-	-	-

L'élévation de tension observée est de 1,9 % à Koukoutamba. A l'extrémité de la ligne, l'élévation du potentiel est de 5,7 %. Nous observons que le générateur de Koukoutamba absorbe 54 MVar et les niveaux de tensions restent dans des limites acceptables.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
 Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

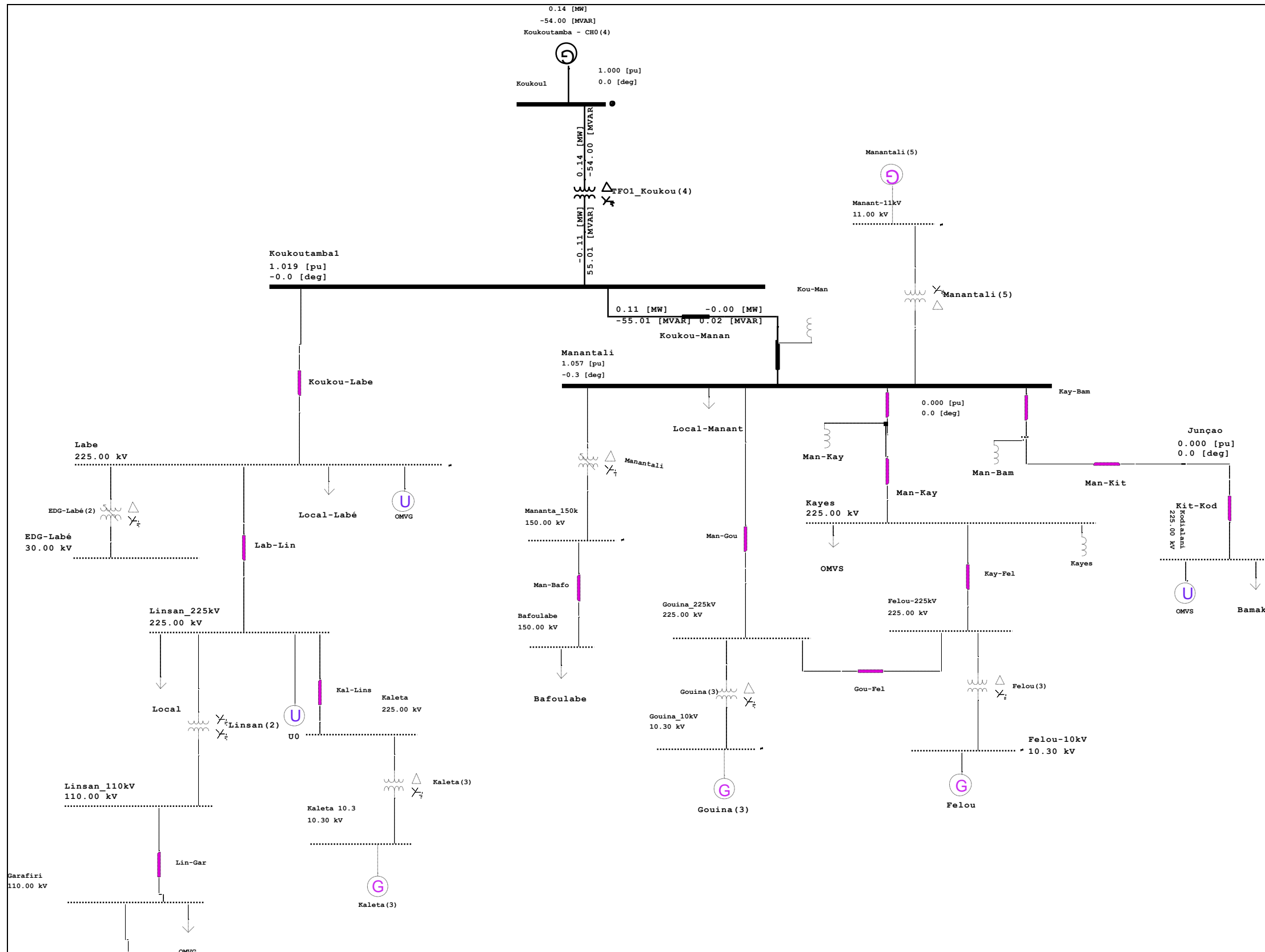


Figure B14. 9 : Cas h

B14.1.5 Calcul des courants de court-circuit

Le schéma ci-dessous présente le calcul des courants de court-circuit selon la norme CEI. Les valeurs des courants de court-circuit sont données à chaque nœud. Le schéma ci-dessous présente également tous les générateurs considérés pour le calcul des courants de court-circuit.

On observe ainsi un courant de court-circuit des groupes de Koukoutamba de 110 kA rms en 13,8 kV. Et un courant de court-circuit du poste 225kV de Koukoutamba de 5,5 kA rms.

Faisabilité – Avant-Projet Détaillé
Chapitre B14 – Etude de raccordement de l'Usine Hydroélectrique de Koukoutamba

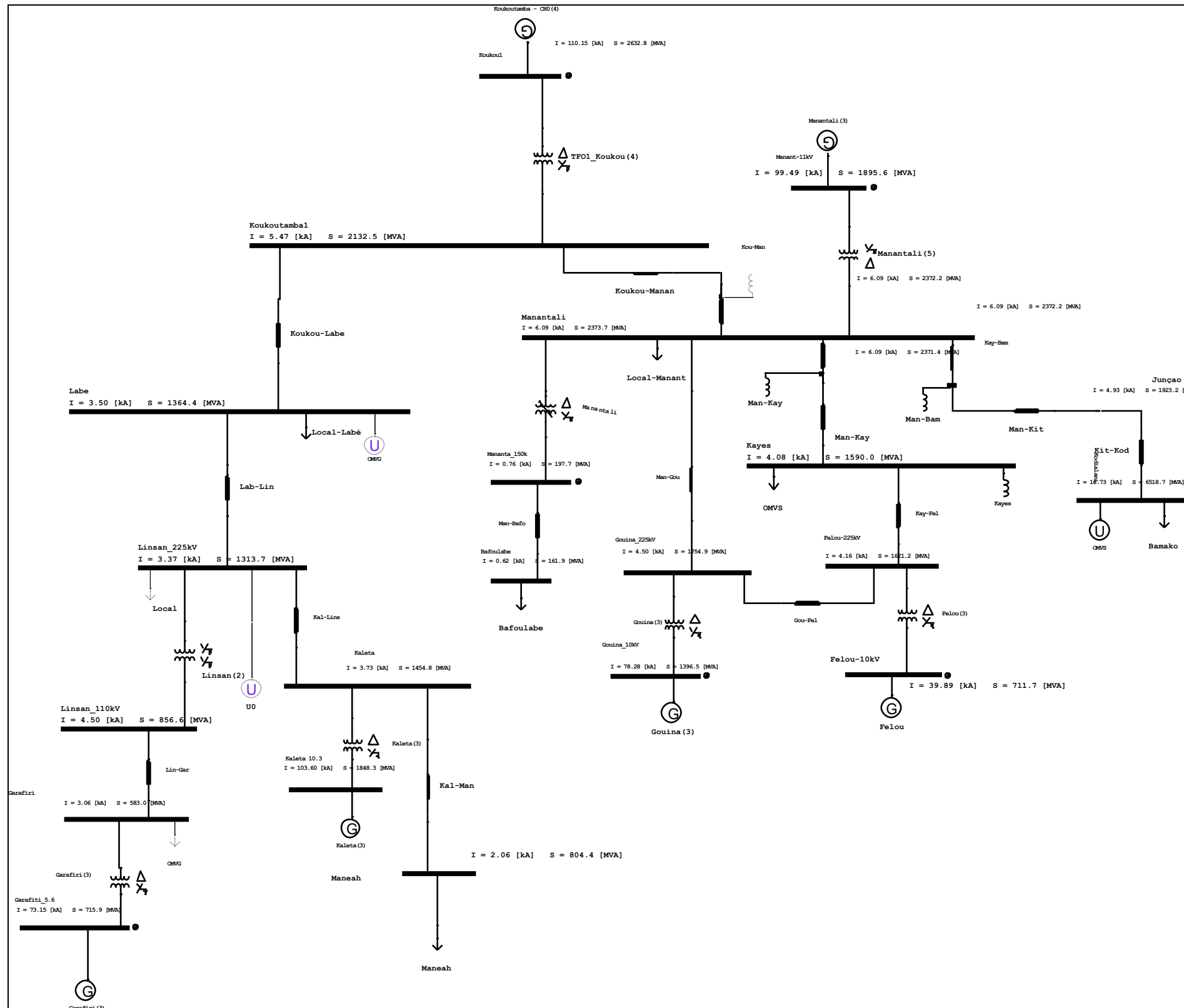


Figure B14. 10 : Schéma calcul de court-circuit

B14.1.6 Conclusions

Les simulations étudiées ont permis de valider les caractéristiques des équipements (ligne, pylônes, postes) afin de garantir un fonctionnement correct du réseau avec le raccordement de l'Usine hydroélectrique de Koukoutamba.

Aucun moyen de compensation ne s'avère nécessaire pour l'intégration de l'Usine de Koukoutamba dans le réseau électrique existant. Néanmoins, il n'a pas été possible de déterminer l'évolution du réseau OMVS/OMVG sur le long terme (20 à 30 ans). Seule l'évolution à plus ou moins court terme a été prise en compte avec Kaleta (en construction), Gouina et Felou. L'installation d'une réactance shunt de compensation ne peut donc pas être exclue, si les hypothèses de dimensionnement viennent à être **significativement modifiées**. Il est donc préconisé de mettre à jour cette étude au moment des études d'exécution.

Il faut noter que le contrôle tension au jeu de barres 225 kV pourrait se faire en utilisant les régleurs en charge dont les transformateurs élévateurs sont munis.