

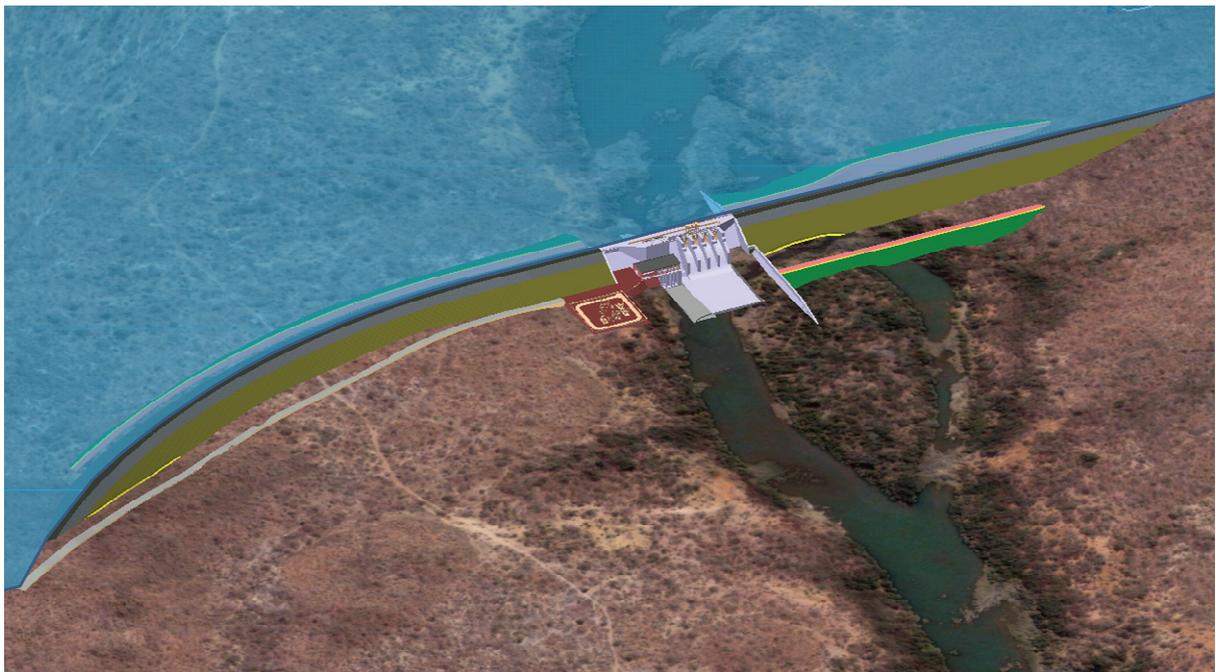


OMVS
ORGANISATION POUR
LA MISE EN VALEUR
DU FLEUVE SÉNÉGAL

HAUT COMMISSARIAT DE L'OMVS

PROJET DE GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN EAU ET DE DÉVELOPPEMENT DES USAGES MULTIPLES DANS LE BASSIN DU FLEUVE SÉNÉGAL (PGIRE)

ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI



RAPPORT D'ETUDE DES VARIANTES VOLUME 1 – RAPPORT PRINCIPAL (VERSION FINALE)

Juillet 2012



SNC•LAVALIN
International

020857-5000-40ER-0001-00

**PROJET DE GESTION INTÉGRÉE DES RESSOURCES EN
EAU ET DE DÉVELOPPEMENT DES USAGES MULTIPLES
DANS LE BASSIN DU FLEUVE SÉNÉGAL (PGIRE)**

**ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'AVANT-PROJET
SOMMAIRE (APS) DE L'AMÉNAGEMENT
HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI**

**RAPPORT D'ETUDE DES VARIANTES
VOLUME 1 – RAPPORT PRINCIPAL
(VERSION FINALE)**

Juillet 2012

Préparé par : Equipe de projet (Rédacteurs multiples)

Vérifié par : Thierry TURQ

Approuvé par : Ramy K. LOUIS

Le présent rapport est la version définitive du rapport de l'étude des variantes du projet d'aménagement hydroélectrique de Goubassi.

Cette version finale du rapport prend en compte les observations sur la version provisoire émises par le Haut Commissariat de l'OMVS et intègre les recommandations qui ont suivi les débats de l'atelier de validation des rapports de l'étude (Nouakchott, les 28 et 29 mai 2012).

Le rapport d'étude des variantes de l'aménagement de Goubassi est présenté en deux volumes :

- Volume 1 – Rapport principal
- Volume 2 – Dossier de planches

Le présent volume est le N° 1 – Rapport principal.

Dans ce rapport, le mot « Client » fait référence au Haut Commissariat de l'Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal (OMVS) et « consultant » fait référence à SNC-Lavalin International Inc. (SLII) ; le terme « étude » fait référence à l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Goubassi alors que le terme « projet » fait référence au projet d'aménagement de Goubassi.

AVIS AU LECTEUR

Ce document fait état de l'opinion professionnelle de SNC-Lavalin International Inc. quant aux sujets qui y sont abordés. Elle a été formulée en se basant sur ses compétences professionnelles en la matière et avec les précautions qui s'imposent. Le document doit être interprété dans le contexte du contrat en date du 4 mars 2010 (le « Contrat ») intervenu entre le Haut Commissariat de l'OMVS (le « Client ») et SNC-Lavalin International Inc., ainsi que de la méthodologie, des procédures et des techniques utilisées, des hypothèses de SNC-Lavalin International Inc. ainsi que des circonstances et des contraintes qui ont prévalu lors de l'exécution de ce mandat. Ce document n'a pour raison d'être que l'objectif défini dans le Contrat, et est au seul usage du Client, dont les recours sont limités à ceux prévus dans le Contrat. Il doit être lu comme un tout, à savoir qu'une portion ou un extrait isolé ne peut être pris hors contexte.

SNC-Lavalin International Inc. ayant, pour évaluer les coûts et autres valeurs estimées, le cas échéant, suivi une méthode et des procédures et pris les précautions appropriées au degré d'exactitude visé, en se basant sur ses compétences professionnelles en la matière et avec les précautions qui s'imposent, est d'opinion qu'il y a une forte probabilité que les coûts réels et valeurs estimées se situent dans la marge d'erreur indiquée. Cependant, l'exactitude de ces estimations ne peut être garantie. À moins d'indication contraire expresse, SNC-Lavalin International Inc. n'a pas contre-vérifié les hypothèses, données et renseignements en provenance d'autres sources (dont le Client, les autres consultants, laboratoires d'essai, fournisseurs d'équipements, etc.) et sur lesquelles est fondée son opinion. SNC-Lavalin International Inc. n'en assume nullement l'exactitude et décline toute responsabilité à leur égard.

Dans la mesure permise par la loi, SNC-Lavalin International Inc. décline en outre toute responsabilité envers le Client et les tiers en ce qui a trait à l'utilisation (publication, renvoi, référence, citation ou diffusion) de tout ou partie du présent document, ainsi que toute décision prise ou action entreprise sur la foi dudit document.

TABLE DES MATIÈRES

	PAGE
1. INTRODUCTION	1.1
1.1 Contexte de développement de l'aménagement hydroélectrique de Gourbassi	
1.1	
1.1.1 Le fleuve Sénégal	1.1
1.1.2 La rivière Falémé	1.1
1.1.3 L'Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal (OMVS)	1.2
1.1.4 Le PGIRE	1.4
1.1.5 Le projet d'aménagement hydroélectrique à buts multiples de Gourbassi	1.4
1.2 Objectifs de l'étude des variantes et portée du rapport	1.5
1.2.1 Objectifs de l'étude	1.5
1.2.2 Portée et contenu du rapport	1.5
2. DONNÉES ET ÉTUDES DE BASE	2.1
2.1 Situation générale	2.1
2.1.1 Localisation et accès principaux	2.1
2.2 Rappel des études et reconnaissances menées à ce jour	2.1
2.2.1 Études de référence	2.1
2.2.2 Travaux de reconnaissance antérieurs	2.2
2.2.3 Travaux de reconnaissances récents	2.3
2.3 Caractéristiques physiques régionales	2.3
2.3.1 Relief	2.3
2.3.2 Géologie et tectonique régionale	2.4
2.3.3 Séismicité	2.9
2.3.4 Hydrogéologie	2.9
2.4 Topographie	2.10
2.4.1 Rappel des données topographiques disponibles en début d'étude	2.10
2.4.2 Éléments topographiques au 1:20 000 ^e du bassin de retenue	2.13
2.4.3 Relevés topographiques de la zone des ouvrages	2.14
2.5 Climatologie	2.16
2.5.1 Le climat	2.16
2.5.2 L'information disponible	2.17
2.5.3 Données sur les précipitations	2.19
2.6 Hydrologie	2.22
2.6.1 Données existantes sur les débits	2.22
2.6.2 Données sur les apports solides	2.26
2.6.3 Étude des crues	2.27
2.6.4 Évaporation à Gourbassi	2.30
2.7 Caractéristiques environnementales et socio-économiques	2.30
2.7.1 Milieu biologique	2.30
2.7.2 Milieu humain	2.32
3. CRITÈRES DE CONCEPTION, NORMES ET CODES	3.1
3.1 Hydraulique et hydrologie	3.1
3.1.1 Barrage et évacuateur	3.1
3.1.2 Dimensionnement du perré	3.2
3.1.3 Dérivation provisoire	3.2
3.1.4 Prise d'eau	3.2

3.1.5	Centrale	3.3
3.1.6	Canal de restitution	3.3
3.1.7	Vidange de fond	3.3
3.2	Géologie et géotechnique	3.4
3.2.1	Alignement des ouvrages	3.4
3.2.2	Sélection de coupes types et dimensionnement	3.4
3.2.3	Granulométrie des zones	3.5
3.2.4	Préparation et traitement des fondations	3.7
3.2.5	Excavation à ciel ouvert	3.8
3.2.6	Consolidation du roc et protections superficielles	3.8
3.2.7	Stabilité des ouvrages de retenue en remblai	3.9
3.3	Génie civil	3.10
3.3.1	Codes et normes	3.10
3.3.2	Propriétés des matériaux	3.10
3.3.3	Charges	3.12
3.3.4	Facteurs de majoration des charges	3.17
3.3.5	Analyses de stabilité	3.17
3.4	Mécanique lourde	3.33
3.4.1	Normes et Codes	3.33
3.4.2	Turbines hydrauliques	3.33
3.4.3	Pont roulant de la centrale	3.34
3.4.4	Vannes de prise d'eau	3.34
3.4.5	Batardeaux de la prise d'eau	3.34
3.4.6	Grilles à débris de la prise d'eau	3.34
3.4.7	Grue portique de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau	3.35
3.4.8	Vannes de l'évacuateur de crue	3.35
3.4.9	Batardeaux de l'évacuateur de crue	3.35
3.4.10	Vanne de vidange de fond	3.35
3.4.11	Vannes de l'aspirateur	3.36
3.4.12	Monorail de l'aspirateur	3.36
3.5	Électricité	3.36
3.5.1	Normes et Codes	3.36
3.5.2	Général	3.36
4.	GESTION DU RÉSERVOIR ET SIMULATION DU POTENTIEL DE PRODUCTION	4.1
4.1	Objectifs de régularisation de la retenue de Gourbassi	4.1
4.2	Critères de gestion du réservoir	4.2
4.3	Satisfaction de la demande en eau à Bakel	4.4
4.4	Hydrogramme de crue	4.4
4.5	Production d'énergie	4.4
5.	VARIANTES D'AMÉNAGEMENT DES OUVRAGES	5.1
5.1	Introduction	5.1
5.2	Choix de l'axe du barrage	5.1
5.3	Variantes étudiées sur l'axe choisi	5.2
5.3.1	Variantes de barrage en BCR	5.2
5.3.2	Variante de barrage latéritique	5.6
5.3.3	Variante de barrage en enrochement zoné	5.8
5.3.4	Variante avec les ouvrages bétonnés localisés dans le bras principal de la Falémé	5.10
5.3.5	Variante avec les ouvrages bétonnés localisés à gauche de l'île	5.11

5.3.6	Variante avec évacuateur indépendant du bloc prise d'eau-centrale	5.12
5.3.7	Comparaison des variantes et conclusions	5.13
6.	OPTIMISATION DU NIVEAU DU RÉSERVOIR	6.1
6.1	Préambule	6.1
6.2	Méthodologie	6.2
6.2.1	Introduction	6.2
6.2.2	Identification des impacts sociaux et environnementaux discriminants	6.3
6.2.3	Formulation des critères de hiérarchisation des variantes	6.3
6.2.4	Hiérarchisation des variantes	6.5
6.2.5	Pondération des critères d'évaluation	6.5
6.2.6	Hiérarchisation globale	6.6
6.2.7	Analyse de sensibilité	6.6
6.2.8	Choix de la variante retenue	6.6
6.3	Résultats des simulations pour les quatre variantes	6.7
6.4	Coûts estimatifs des quatre variantes de niveau	6.10
6.4.1	Base de calculs	6.10
6.4.2	Comparaison des coûts des quatre variantes	6.10
6.5	Analyse environnementale et sociale des quatre variantes de niveau	6.12
6.5.1	Coûts environnementaux et sociaux	6.21
6.5.2	Conclusion	6.22
6.6	Classement des Variantes	6.23
6.7	Pondération des critères et classement global	6.26
6.8	Analyse de sensibilité	6.27
6.9	Sélection de la variante retenue	6.29
7.	DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE	7.1
7.1	Production d'énergie	7.1
7.1.1	Résultats détaillés des simulations	7.1
7.1.2	Impact des changements climatiques	7.2
7.2	Choix du débit d'équipement	7.2
7.3	Impact du projet sur la régularisation du fleuve Sénégal	7.5
8.	AMENAGEMENT RETENU	8.1
8.1	Implantation et description générale	8.1
8.2	Ouvrages de retenue	8.4
8.2.1	Sélection de la revanche	8.4
8.2.2	Barrage et digue de col	8.5
8.2.3	Route de crête	8.7
8.2.4	Évacuateur de crue	8.8
8.2.5	Bassin de dissipation	8.15
8.2.6	Vidange de fond	8.16
8.2.7	Prise d'eau	8.16
8.2.8	Murs de soutènement	8.17
8.2.9	Cloisons	8.17
8.2.10	Injections de rideau	8.18
8.2.11	Tapis d'injection	8.19
8.2.12	Rideau de drainage	8.19
8.2.13	Philosophie d'auscultation	8.19
8.3	Dérivation provisoire pour la construction	8.19

8.3.1	Concept de dérivation	8.19
8.3.2	Récapitulatif des caractéristiques de conception	8.20
8.4	Centrale et canal de restitution	8.24
8.4.1	Centrale	8.24
8.4.2	Canal de restitution	8.30
8.5	Mécanique lourde	8.31
8.5.1	Vannes et équipements de la prise d'eau	8.31
8.5.2	Vannes et batardeaux de l'évacuateur de crue	8.32
8.5.3	Vannes et équipements de l'aspirateur	8.33
8.5.4	Vannes et équipements de la vidange de fond	8.33
8.5.5	Pont roulant de la centrale	8.35
8.5.6	Grue portique de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau	8.35
8.6	Systèmes et équipements électriques principaux	8.36
8.6.1	Alternateurs	8.36
8.6.2	Système d'excitation	8.36
8.6.3	Connexion de phase de l'alternateur	8.37
8.6.4	Armoire de l'alternateur	8.37
8.6.5	Armoire de neutre de l'alternateur	8.37
8.6.6	Transformateurs de puissance	8.37
8.6.7	Services auxiliaires électriques	8.38
8.6.8	Commande et protection	8.39
8.6.9	Alimentation en courant continu	8.39
8.6.10	Mise à la terre	8.40
8.7	Interconnexion avec le réseau OMVS	8.40
8.7.1	Tensions et variantes de raccordement	8.40
8.7.2	Coûts des variantes de raccordement	8.41
8.7.3	Analyse technico-économique des options de raccordement	8.42
8.7.4	Configuration des postes	8.43
8.7.5	Considérations environnementales et socio-économiques	8.44
8.8	Routes d'accès	8.46
8.9	Base-vie	8.50
8.10	Carrières et sources d'emprunt	8.53
8.10.1	Matériaux imperméables	8.53
8.10.2	Enrochements	8.56
8.10.3	Granulats	8.57
8.10.4	Matériaux d'excavation	8.57
8.11	Rappel des enjeux environnementaux et socio-économiques et des mesures d'atténuation possibles	8.58
9.	PLANIFICATION DES TRAVAUX ET ESTIMATION DES COÛTS	9.1
9.1	Stratégie contractuelle	9.1
9.1.1	Lots de travaux	9.1
9.1.2	Phasage des appels d'offres	9.3
9.2	Méthodes de construction	9.4
9.3	Main-d'œuvre	9.4
9.4	Planification des travaux de construction	9.5
9.5	Avant-métré	9.6
9.6	Estimation des coûts du projet	9.6
9.6.1	Bases de l'estimation	9.6
9.6.2	Base des coûts	9.7

9.6.3	Méthode d'estimation	9.8
9.6.4	Coûts de mise en œuvre du plan de gestion socio-économique et environnementale	9.10
9.6.5	Sommaire de l'estimation des coûts	9.10
10.	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	10.1
10.1	Discussion générale	10.1
10.2	Recommandations	10.1

REGISTRE DES RÉVISIONS ET ÉMISSIONS		
Date	N° de révision	Description de la modification et/ou de l'émission
Juillet 2012	00	Version finale
Février 2012	PA	Version provisoire

IMAGE DE COUVERTURE : Vue isométrique de la maquette 3D de l'aménagement projeté à Gourbassi sur fond d'image satellite Quickbird (février 2008)

LISTE DES ANNEXES

- ANNEXE A** RÉSULTATS DES SIMULATIONS DE PRODUCTIBLE ET DE RÉGULATION POUR LA VARIANTE RETENUE
- ANNEXE B** RAPPORT PHOTOGRAPHIQUE DE RECONNAISSANCE DE LA ROUTE SARAYA-SAIENSOUTOU-GOURBASSI (AVRIL 2012)
- ANNEXE C** AVANT-MÉTRÉ ET BORDEREAU DES PRIX DE L'OPTION D'AMÉNAGEMENT RETENUE
- ANNEXE D** PROGRAMME DE RECONNAISSANCES COMPLÉMENTAIRES POUR LA PHASE D'ÉTUDES D'APD

LISTE DES TABLEAUX

	PAGE
Tableau 2-1 Liste des cartes topographiques générales disponibles	2.11
Tableau 2-2 Inventaire des données pluviométriques disponibles.....	2.19
Tableau 2-3 Comparaison des mesures à Gourbassi à celles des stations voisines	2.23
Tableau 2-4 Mesures de charges solides réalisées à Gourbassi.....	2.27
Tableau 2-5 Falémé à Gourbassi – Fréquence des crues	2.29
Tableau 2-6 Population dans la zone d'intervention du projet	2.32
Tableau 2-7 Villages potentiellement affectés par le projet de Gourbassi	2.32
Tableau 2-8 Population des villages de la zone d'intervention du projet	2.33
Tableau 3-1 Critères de dimensionnement des ouvrages de retenue en remblai	3.5
Tableau 3-2 Cas de chargement et coefficient de sécurité requis pour les talus.....	3.9
Tableau 3-3 Charges vives.....	3.13
Tableau 3-4 Facteurs de sécurité au glissement (FSg)	3.19
Tableau 3-5 Contrainte maximale de compression σ_u	3.20
Tableau 3-6 Critères d'acceptation.....	3.21
Tableau 4-1 Facteurs de majoration de la demande à Bakel.....	4.3
Tableau 4-2 Production d'énergie à Manantali lorsque l'hydrogramme de crue est désactivé	4.6
Tableau 4-3 Comparaison du productible avec et sans Gourbassi selon le mode de gestion actuel	4.7
Tableau 5-1 Coûts comparatifs d'un aménagement avec barrage en enrochement et barrage latéritique	5.14
Tableau 5-2 Coûts du barrage en BCR.....	5.15
Tableau 6-1 Productible annuel moyen de Gourbassi	6.7
Tableau 6-2 Gain total d'énergie avec Gourbassi (gestion combinée de Manantali et Gourbassi).....	6.7
Tableau 6-3 Récapitulatif des résultats de production d'énergie des quatre variantes de dimensionnement du réservoir pour un débit d'équipement de la centrale de Gourbassi fixé à 80 m ³ /s.....	6.8
Tableau 6-4 Récapitulatif des moyennes des résultats sur la période de simulation (1961-2009)	6.9
Tableau 6-5 Récapitulatif des moyennes d'énergie totale et garantie	6.9
Tableau 6-6 Comparaison des coûts estimatifs des variantes de niveau (pour un barrage en enrochement zoné – coûts indiqués en dollars US).....	6.11

Tableau 6-7 Critères comparatifs considérés pour l'analyse des variantes	6.14
Tableau 6-8 Grille comparative environnementale et sociale des variantes envisagées	6.15
Tableau 6-9 Estimé des coûts environnementaux et sociaux du projet selon la variante étudiée (en dollars US).....	6.21
Tableau 6-10 Hiérarchisation des quatre variantes du projet.....	6.24
Tableau 6-11 Pondération des critères et classement des variantes.....	6.26
Tableau 6-12 Résultats de l'analyse de sensibilité	6.28
Tableau 7-1 Effet des changements climatiques sur le productible annuel	7.2
Tableau 8-1 Crue de conception pour des conditions équivalentes à celles de Goubassi	8.10
Tableau 8-2 Dérivation de la rivière Falémé – Travaux à exécuter.....	8.23
Tableau 8-3 Coûts des variantes de raccordement au réseau	8.41
Tableau 8-4 Résultats des analyses techniques et coût en capital des variantes	8.42
Tableau 8-5 Résultats de la comparaison des variantes en termes de longueur (à 90 kV).....	8.42
Tableau 8-6 Résultats de la comparaison des variantes en termes de tension.....	8.42
Tableau 8-7 Caractéristiques environnementales et sociales des variantes de lignes	8.44
Tableau 8-8 Source potentielle d'emprunt – Essais index de laboratoire	8.53
Tableau 8-9 Source potentielle d'emprunt – Caractéristiques géotechniques	8.54
Tableau 8-10 Source potentielle d'emprunt – Essais de compactage Proctor modifié.....	8.55
Tableau 8-11 Impacts potentiels sur l'environnement physique en période de construction et d'exploitation.....	8.59
Tableau 8-12 Impacts potentiels sur l'environnement biologique en période de construction et d'exploitation.....	8.60
Tableau 8-13 Impacts potentiels sur l'environnement humain en période de construction et d'exploitation.....	8.61
Tableau 9-1 Tableau récapitulatif des coûts de mise en œuvre du PGES	9.10
Tableau 9-2 Coût de réalisation du projet	9.11
Tableau 9-3 Ventilation du coût de réalisation des travaux.....	9.12

LISTE DES FIGURES

	PAGE
Figure 2-1 Relief du Haut Bassin du fleuve Sénégal.....	2.4
Figure 2-2 Schéma géologique et structural de la fenêtre de Kéniéba	2.8
Figure 2-3 Étendue du MNT du bassin de retenue de Goubassi.....	2.14
Figure 2-4 Modèle numérique de terrain de la zone des ouvrages.....	2.15
Figure 2-5 Inventaire des données météorologiques disponibles	2.18
Figure 2-6 Carte des isohyètes interannuels (1951-1980).....	2.20
Figure 2-7 Isohyètes interannuels reconstitués (1958-2008).....	2.21
Figure 2-8 Distribution de la pluie moyenne mensuelle sur le bassin de la Falémé à Goubassi (1958-2008)	2.22
Figure 2-9 Débits moyens journaliers à Goubassi 1954-2009	2.24
Figure 2-10 Variation du cycle hydrologique à Goubassi – Moyenne gaussienne	2.24
Figure 2-11 Station de Goubassi comparée aux stations voisines – Moyenne gaussienne des valeurs annuelles sur 25 ans	2.25
Figure 2-12 Médiane des débits journaliers pour les séries étudiées	2.26
Figure 2-13 Analyse de la fréquence des pointes de crues	2.28
Figure 2-14 Analyse de la fréquence des volumes de crues	2.28
Figure 2-15 Goubassi – PMP / CMP	2.29
Figure 2-16 Zone d'étude	2.34
Figure 3-1 Charge mobile – Camion (625 kN + impact).....	3.22
Figure 3-2 Charge mobile – Camion Caterpillar (910 kN + impact)	3.23
Figure 3-3 Grue mobile – Capacité 200 t	3.24
Figure 3-4 Charge mobile – Tracteur + remorque (1195 kN + impact).....	3.25
Figure 3-5 Sous-pressions de calcul	3.26
Figure 3-6 Pression hydrodynamique induite par un séisme	3.27
Figure 3-7 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (bloc évacuateur)	3.28
Figure 3-8 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (bloc centrale)	3.29
Figure 3-9 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (pertuis de fond).....	3.30
Figure 3-10 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (cloison)	3.31
Figure 3-11 Distribution des efforts à proximité des rainures – Méthode des bielles et tirants	3.32
Figure 4-1 Hydrogramme de crue pour la culture de décrue – Gibson A	4.3

Figure 4-2 Comparaison du productible avec et sans Gourbassi selon le mode de gestion actuel	4.7
Figure 5-1 Variante de barrage en BCR en rive gauche – Vue en plan.....	5.17
Figure 5-2 Variante de barrage en BCR – Vue en plan	5.18
Figure 5-3 Variante de barrage en BCR – Coupe type et détails.....	5.19
Figure 5-4 Variante de base – Agencement général des ouvrages de béton – Barrage latéritique.....	5.20
Figure 5-5 Variante de base – Agencement général des ouvrages de béton – Barrage en enrochement	5.21
Figure 5-6 Variante de base – Centrale et mur de soutènement (selon SENEAL-CONSULT).....	5.22
Figure 5-7 Variante de base – Évacuateur de crues et pertuis de fond (selon SENEAL-CONSULT).....	5.23
Figure 5-8 Barrage latéritique – Coupe type en rivière et détail en crête.....	5.24
Figure 5-9 Barrage latéritique – Coupes types en rive.....	5.25
Figure 5-10 Barrage en enrochement – Coupe type en rivière et détail en crête	5.26
Figure 5-11 Barrage en enrochement – Coupes types en rive	5.27
Figure 5-12 Variante avec ouvrages bétonnés localisés à gauche de l'île – Vue en plan.....	5.28
Figure 5-13 Variante avec évacuateur indépendant du bloc prise d'eau-centrale – Vue en plan	5.29
Figure 6-1 Retenue de Gourbassi – Volume et surface	6.1
Figure 6-2 Évolution des coûts et du volume en fonction du niveau maximal d'exploitation	6.10
Figure 6-3 Variantes de niveau de réservoir et villages à réinstaller.....	6.13
Figure 6-4 Population totale à déplacer par variante étudiée.....	6.18
Figure 6-5 Population affectée par le projet (estimation, incluant la population déplacée).....	6.18
Figure 6-6 Nombre de personnes à déplacer par MW	6.19
Figure 6-7 Superficie inondée (ha) par MW	6.20
Figure 6-8 Augmentation en % de la superficie du réservoir et de la production d'énergie par variante.....	6.23
Figure 7-1 Résultats de l'optimisation du débit d'équipement pour la variante 3.....	7.4
Figure 7-2 Résultats de l'optimisation du débit d'équipement pour la variante 2.....	7.5
Figure 8-1 Vue en plan des ouvrages de l'aménagement de Gourbassi sur fond d'image satellite	8.2
Figure 8-2 Ouvrages bétonnés – Vue amont	8.3
Figure 8-3 Ouvrages bétonnés – Vue aval.....	8.3

Figure 8-4 Rose du fetch et des radiales.....	8.4
Figure 8-5 Laminage de la crue de conception	8.12
Figure 8-6 Laminage de la crue de vérification	8.12
Figure 8-7 Conditions d'écoulement à l'évacuateur de crue pour la variante retenue	8.13
Figure 8-8 Coupe transversale de l'aval de la cloison gauche.....	8.18
Figure 8-9 Gamme typique d'application des turbines	8.26
Figure 8-10 Courbe des débits classés pour la variante retenue.....	8.27
Figure 8-11 Courbe des chutes nettes classées pour la variante retenue	8.28
Figure 8-12 Courbe de tarage au site du barrage de Gourbassi.....	8.31
Figure 8-13 Vanne à jet creux $\varnothing = 3$ m	8.34
Figure 8-14 Vanne à jet creux avec concentrateur	8.34
Figure 8-15 Plan d'aménagement proposé pour le bâtiment administratif.....	8.50
Figure 8-16 Plan d'aménagement proposé pour la base-vie de l'exploitant	8.52
Figure 9-1 Histogramme de la main d'œuvre de construction pour l'ensemble du projet	9.4
Figure 9-2 Histogramme de la main d'œuvre locale de construction pour l'ensemble du projet	9.5
Figure 9-3 Planification de l'investissement	9.11
Figure 9-4 Répartition des coûts entre la centrale et le barrage	9.13
Figure 9-5 Ventilation des coûts entre grands postes de dépenses	9.14

LISTE DES RÉFÉRENCES

- Réf. 1 **BADER Jean-Claude**, *LE SOUTIEN DE CRUE MOBILE DANS LE FLEUVE SÉNÉGAL À PARTIR DU BARRAGE DE MANANTALI*, *Journal des Sciences Hydrologiques*, Décembre 1997
- Réf. 2 **BASSOT Jean-Pierre**, *ÉTUDE GÉOLOGIQUE DU SÉNÉGAL ORIENTAL ET DE SES CONFINIS GUINÉO-MALIENS*, *Mémoires du Bureau de Recherches Géologiques et Minières N° 40*, 1966
- Réf. 3 **Commune rurale de Dialafara**, *Monographie de la Commune rurale de Dialafara*, Février 2009.
- Réf. 4 **Gac Jean-Yves, Appay Jean-Luc, Carn Michel, Orange Didier**, *Le haut bassin versant du fleuve Sénégal*, 1990
- Réf. 5 **INSTITUT FRANÇAIS DE RECHERCHE SCIENTIFIQUE POUR LE DEVELOPPEMENT EN COOPERATION – ORSTOM**, *PLAN DIRECTEUR DE LA HAUTE VALLEE DU FLEUVE SENEGAL, CLIMATOLOGIE – HYDROLOGIE*, *Rapport final*, 1991
- Réf. 6 **IRD**, *PROGRAMME D'OPTIMISATION DE LA GESTION DES RESERVOIRS, PHASE III, CRUE ARTIFICIELLE ET CULTURES DE DECRUE, SYNTHÈSE FINALE*, Décembre 2001
- Réf. 7 **OFFICE DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE OUTRE-MER (ORSTOM)**, *LE BASSIN DU FLEUVE SENEGAL*, Paris, 1974
- Réf. 8 **ORSTOM – Jean-Claude BADER**, *ÉTUDE DE L'IMPACT DU BARRAGE DE MANANTALI SUR LE RÉGIME HYDROLOGIQUE DU SÉNÉGAL AU NIVEAU DE BAKEL*, Octobre 1992
- Réf. 9 **ORSTOM – Pierre MICHEL**, *LES BASSINS DES FLEUVES SÉNÉGAL ET GAMBIE – ÉTUDE GÉOMORPHOLOGIQUE*, 1973
- Réf. 10 **RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL – Ministère de la Décentralisation et des Collectivités locales – Groupe d'Étude de Recherche et d'Appui au Développement**, *Plan local de développement de la communauté rurale de Bembou*, août 2010
- Réf. 11 **RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL – Ministère de la Décentralisation et des Collectivités locales – Groupe d'Étude de Recherche et d'Appui au Développement**, *Plan local de développement de la communauté rurale de Missirah Sirimana*, août 2010
- Réf. 12 **SCET TUNISIE & Bceom Société Française d'Ingénierie**, *Étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire d'un système de navigation mixte mer – fleuve Sénégal*, *RAPPORT FINAL*, Décembre 2004
- Réf. 13 **SENEGAL-CONSULT SUISSE**, *ETUDE DE PREINVESTISSEMENT POUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL, PROJET D'UN SYSTEME*

- DE CONTROLE DES DEBITS DANS LE BASSIN DU HAUT SENEGAL, VOLUME 1.A, RAPPORT GENERAL, 1970*
- Réf. 14 **SENEGAL-CONSULT SUISSE**, *ETUDE DE PREINVESTISSEMENT POUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL, PROJET D'UN SYSTEME DE CONTROLE DES DEBITS DANS LE BASSIN DU HAUT SENEGAL, VOLUME 2, TOPOGRAPHIE, 1970*
- Réf. 15 **SENEGAL-CONSULT SUISSE**, *ETUDE DE PREINVESTISSEMENT POUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL, PROJET D'UN SYSTEME DE CONTROLE DES DEBITS DANS LE BASSIN DU HAUT SENEGAL, VOLUME 4, DONNEES ECONOMIQUES, 1970*
- Réf. 16 **SENEGAL-CONSULT SUISSE**, *ETUDE DE PREINVESTISSEMENT POUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL, PROJET D'UN SYSTEME DE CONTROLE DES DEBITS DANS LE BASSIN DU HAUT SENEGAL, VOLUME 5, ETUDE DE REGULARISATION ET DE PRODUCTION D'ENERGIE, 1970*
- Réf. 17 **SENEGAL-CONSULT SUISSE**, *ETUDE DE PREINVESTISSEMENT POUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL, PROJET D'UN SYSTEME DE CONTROLE DES DEBITS DANS LE BASSIN DU HAUT SENEGAL, VOLUME 7, AMENAGEMENTS DE GOURBASSI, MANANTALI ET BOUREYA, 1970*
- Réf. 18 **SENEGAL-CONSULT SUISSE**, *ETUDE DE PREINVESTISSEMENT POUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL, PROJET D'UN SYSTEME DE CONTROLE DES DEBITS DANS LE BASSIN DU HAUT SENEGAL, VOLUME 9, GEOLOGIE, 1970*
- Réf. 19 **SNC-LAVALIN/DESSAU/HYDROCONSULT**, *PROGRAMME DE REVITALISATION DES VALLEES FOSSILES – ÉTUDE HYDROLOGIQUE POUR LA DETERMINATION DES DISPONIBILITE EN EAU DU FLEUVE SENEGAL, 1998*
- Réf. 20 **SNC-Lavalin International Inc.**, *ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI – Rapport de lancement et d'orientation (Version finale), Octobre 2010*
- Réf. 21 **SNC-Lavalin International Inc.**, *ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI – Rapport des études hydrotechniques (Version finale), Août 2011*
- Réf. 22 **SNC-Lavalin International Inc.**, *ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI – Rapport de l'étude diagnostique des impacts socio-économiques et environnementaux (Version finale), Novembre 2011*
- Réf. 23 **SNC-Lavalin International Inc.**, *ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS) DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE*

DE GOURBASSI – Rapport des reconnaissances complémentaires (Version finale), Mars 2012

Réf. 24 **SRK Consulting**, *OJVG Sabodala Project Feasibility Study Revised Technical Report*, October 2010

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES UTILISÉS DANS LE TEXTE

AACE	« <i>Association for the Advancement of Cost Engineering</i> »
ACB	Association canadienne des barrages
ACI	« <i>American Concrete Institute</i> »
ANSI	« <i>American National Standards Institute</i> »
APD	Avant-projet détaillé
APS	Avant-projet sommaire
ASME	« <i>American Society of Mechanical Engineering</i> »
ASTM	« <i>American Society for Testing and Materials</i> »
AWS	« <i>American Welding Society</i> »
AWWA	« <i>American Water Works Association</i> »
BCR	Béton compacté au rouleau
CEI	Commission Electrotechnique Internationale
CG _{Max}	Cote de gestion maximale
CG _{min}	Cote de gestion minimale
CMAA	« <i>Crane Manufacturers Association of America</i> »
CMP	Crue maximale probable
CRD	Centre Régional de Documentation (de l'OMVS)
CSA	Association canadienne de standardisation « <i>Canadian Standards Association</i> »
DIN	Institut allemand de normalisation « <i>Deutsches Institut für Normung</i> »
DTGC	Direction des Travaux Géographiques et Cartographiques (Sénégal)
E	Est
EDM-SA	Énergie du Mali – Société Anonyme
EIES	Étude d'impact environnemental et social
EPRI	<i>Electric Power Research Institute</i>

FIT	Front intertropical
H	Constante d'inertie de l'alternateur (caractérise la sensibilité de la vitesse de l'alternateur à des variations de tension ou de charge – exprimée en watt-seconde par volt-ampère).
HT	Haute tension
IEEE	« <i>Institute of Electrical and Electronics Engineers</i> »
IGM	Institut Géographique du Mali
IGN	Institut Géographique National (France)
IRD	Institut de Recherche pour le Développement
Ma	Million d'années
MALT	Mise à la terre
MES	Matières en suspension
MNT	Modèle numérique de terrain
m s.m.	mètre au-dessus du niveau de la mer
M\$	Million de dollars US
MT	Moyenne tension
MTSZ	« <i>Main Transcurrent Shear Zone</i> »
N	Nord
OMVS	Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal
ONAN	« <i>Oil Natural Air Natural</i> » (type de refroidissement des transformateurs : circulations naturelles de l'huile dans le transformateur et de l'air sur ses surfaces extérieures)
PAR	Plan d'action de réinstallation
PGES	Plan de gestion environnementale et sociale
PGIRE	Programme de Gestion Intégrée des Ressources en Eau et de Développement des Usages à Buts Multiples dans le Bassin du Fleuve Sénégal
PNUD	Programme des Nations Unies pour le développement
S	Sud

SESCO	SENEGAL-CONSULT
SIG	Système d'information géographique
SLII	SNC-Lavalin International Inc.
SMSZ	« <i>Senegalese-Malian Shear Zone</i> »
SOGEM	Société de Gestion de Manantali
SRTM	« <i>Shuttle Radar Topography Mission</i> »
TEWAC	« <i>Totally Enclosed Water-to-Air Cooled</i> » (type de refroidissement des alternateurs)
UGES	Unité de gestion environnementale et sociale
UICN	Union Internationale pour la Conservation de la Nature
US	Etats-Unis d'Amérique « <i>United States (of America)</i> »
USACE	« <i>US Army Corps of Engineers</i> »
USBR	« <i>United States Bureau of Reclamation</i> »
USD	Dollar US (\$)
USGS	« <i>US Geological Services</i> »
UTM	« <i>Universal Transverse Mercator</i> »
W	Ouest
WGS84	« <i>World Geodetic System 1984</i> »

LISTE DES UNITÉS

°	degré
'	minute (1' = 1/60°)
°C	degré Celsius
g	gramme
GWh	gigawatt-heure
h	heure
ha	hectare (1 ha = 10 000 m ²)
hm ³	hectomètre cube (1hm ³ = 1 000 000 m ³)
km	kilomètre
km ²	kilomètre carré
km/h	kilomètre heure
kN	kilonewton
kPa	kilopascal
kV	kilovolt
kW	kilowatt
kWh	kilowatt-heure
m	mètre
mm	millimètre
min	minute (1 min = 60 s)
m ²	mètre carré
m ³	mètre cube
m ³ /s	mètre cube par seconde
MCM	kcmil ou 1000 « <i>circular mills</i> » (1 MCM = 0,5067 mm ²)
min	minute
MPa	mégapascal

MVA	mégavolt-ampère
MW	mégawatt
N	newton
Pa	pascal
s	seconde
V	volt
VA	volt-ampère
W	watt

LEXIQUE

Barrage	Structure qui ferme la vallée de la rivière principale.
Barrage en enrochement	Barrage en remblai dont plus de la moitié du volume total est formé de matériaux rocheux naturels ou concassés, compactés ou simplement déversés.
Barrage en terre (latéritique)	Barrage en remblai dont plus de la moitié du volume total est formé de matériaux fins compactés provenant d'une zone d'emprunt.
Barrage zoné	Barrage en remblai dont le noyau est protégé à l'amont et à l'aval par des filtres et des transitions.
Bassin de dissipation	Bassin construit en vue de dissiper l'énergie d'un écoulement à grande vitesse provenant d'un ouvrage d'évacuation, et de protéger le lit de la rivière contre l'érosion.
Batardeau	Ouvrage provisoire isolant de la rivière tout ou partie du chantier pour que la construction puisse se faire à sec (en anglais « <i>Cofferdam</i> »).
Batardeaux	Madriers ou poutrelles d'acier empilés les uns sur les autres par guidage de leur extrémités dans des glissières, en vue de constituer une fermeture provisoire pour assurer la mise à sec d'un conduit pour visite ou entretien (en anglais « <i>Stoplogs</i> »).
Canal de restitution	Canal servant à amener vers la rivière les eaux qui sortent de la centrale ; ou « canal de fuite ».
Chute (nette) maximale	Chute nette lorsque le réservoir est à la cote de gestion maximale.
Chute (nette) minimale	Chute nette lorsque le réservoir est à la cote de gestion minimale.
Chute nette	Différence d'altitude entre les niveaux amont (à la prise d'eau) et aval (au canal de restitution) de la centrale moins les pertes de charge dans les passages hydrauliques.
Chute nominale	Chute nette sous laquelle le rendement de la turbine est maximum.
Cote de gestion maximale	Niveau maximal, mesuré au barrage, auquel la retenue peut monter en exploitation normale, sans tenir compte de la surélévation occasionnée par une crue ; ou « cote de retenue normale » ou « niveau normal de retenue » ou « niveau maximal d'exploitation » (en anglais : « <i>Full Supply Level</i> »).
Cote de gestion	Niveau d'abaissement le plus bas de la retenue en exploitation

minimale	normale ; c'est la limite inférieure de la tranche utile ; ou « niveau minimal d'exploitation » (en anglais : « <i>Minimum Operating Level</i> »).
Crue de conception	Valeur de crue adoptée pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue ; ou « crue de projet » (en anglais : « <i>Inflow Design Flood</i> »)
Crue de vérification	Crue qui peut être supportée par le barrage en conditions exceptionnelles d'exploitation, quelques dommages et une réduction des coefficients de sécurité étant acceptés, à l'exclusion de la rupture du barrage ; la crue de vérification, de période de récurrence supérieure à la crue de conception, doit être évacuée lorsqu'une des vannes de l'évacuateur est bloquée (en anglais : « <i>Safety Check Flood</i> »).
Crue maximale probable	La plus forte crue susceptible de se produire en un point d'un cours d'eau en supposant que soient combinées les pires conditions météorologiques et hydrologiques possibles dans la région.
Débit d'équipement	Somme des débits nominaux des turbines de la centrale.
Débit module	Débit moyen inter annuel d'un cours d'eau calculé sur une période de référence d'au moins 30 ans de chroniques hydrologiques historiques ; ou « débit moyen ».
Débit nominal	Débit maximal qui peut être turbiné sous la chute nominale ; c'est le débit qui permet de produire la puissance nominale.
Dérivation provisoire	Canal ou galerie utilisé pour détourner provisoirement l'eau de son cours naturel.
Digue	Structure qui ferme une vallée secondaire avec ou sans cours d'eau.
Digue de col	Remblai imperméable construit en travers d'un col situé sur le pourtour d'une retenue.
Énergie garantie	Productible annuel de la centrale hydroélectrique qui peut être garanti 90% du temps, c'est-à-dire pendant au moins 9 ans sur 10, sur la base des chroniques historiques de production annuelle ; ou « productible minimum annuel ».
Fetch	Distance en ligne droite entre un barrage et le point de rive le plus éloigné.
Laminage de crue	Effet atténuateur exercé dans un réservoir par le stockage et le déstockage de l'eau (en anglais : « <i>Flood Routing</i> »).
Masque amont	Zone imperméable et placée sur la face de la recharge amont

	d'un barrage ou batardeau.
Niveau des plus hautes eaux (PHE)	Niveau le plus haut pour lequel le barrage est calculé ; il tient compte de la surélévation de niveau admise, en temps de crue, au dessus du niveau normal de retenue ; ou « niveau de crue » ou « niveau maximum de retenue » (en anglais : « <i>Maximum Water Level</i> »).
Prise d'eau	Ouvrage qui permet de dériver l'eau par conduite, canal ou galerie vers son lieu d'utilisation.
Productible annuel moyen	Énergie annuelle moyenne générée sur la période de simulation (chronique hydrologique historique) en considérant un taux de disponibilité de 100%.
Puissance installée	Somme des puissances des alternateurs de la centrale (telles qu'indiquées sur les plaques signalétiques).
Puissance nominale	Puissance de la turbine au débit nominal et à la chute nominale (en anglais : « <i>Rated Output</i> »).
Recharge amont, aval	Remblai situé à l'amont et à l'aval du noyau dans un barrage en remblai.
Revanche	Différence de cote entre le couronnement ou la crête du barrage et (i) le niveau des PHE (revanche par rapport au niveau de crue) ou (ii) la cote de retenue normale (revanche par rapport à la retenue normale).
Surremplissage de crue	Tranche du réservoir située entre la cote de retenue normale et le niveau des PHE. Ce surremplissage ne peut pas être conservé dans le réservoir et se vide par l'évacuateur de crue jusqu'à ce que le niveau normal de retenue soit atteint ; ou « tranche de laminage ».
Vanne à jet creux divergent	Vanne de réglage pour lâchures à haute pression et qui assure une bonne dissipation de l'énergie (en anglais : « <i>Howell-Bunger Valve</i> »).
Vanne de garde	Vanne qui ne fonctionne que complètement ouverte ou complètement fermée.
Vanne de réglage	Vanne manœuvrable à pleine charge pour régler le débit.
Vanne segment	Vanne dont le tablier est en coupe verticale un segment de cercle et dont les bras supports convergent vers un axe d'accrochage fixé aux piles (en anglais : « <i>Radial Gate</i> » ou « <i>Tainter Gate</i> »).
Vanne wagon	Vanne comportant des galets fixés sur ses montants latéraux et qui roulent sur un rail fixé dans les rainures.

Vidange de fond	Ouverture située dans la tranche inférieure de la retenue et généralement utilisée pour la vidange de la retenue, la chasse des dépôts solides et quelquefois pour les lâchures.
Volume de la retenue	Volume de la retenue compté du fond du lit jusqu'à la cote de retenue normale ; ou « capacité totale de la retenue ».
Volume mort¹	Tranche de la retenue située en dessous du niveau minimal d'exploitation; ou « tranche morte ».
Volume utile	Volume utilisable du réservoir pour la fourniture d'énergie, l'irrigation, la maîtrise des crues ou tout autre but ; c'est le volume de la retenue moins la tranche morte ; ou « réserve utile » ou « tranche utile ».

¹ On notera qu'en France, on distingue généralement dans la tranche morte le « culot vidangeable » (entre le niveau minimal d'exploitation et le seuil de la vidange la plus basse) de la « tranche non vidangeable » ou « culot » (au-dessous du seuil de la vidange la plus basse).

CHAPITRE 1

Introduction

1. INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE DE DEVELOPPEMENT DE L'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE GOURBASSI

Le site de Goubassi se trouve sur la rivière Falémé 250 km en amont de la confluence Falémé – fleuve Sénégal, dans une section où le cours d'eau sert de frontière entre le Mali et le Sénégal.

1.1.1 Le fleuve Sénégal²

Long de 1800 km, le fleuve Sénégal est le second plus important cours d'eau de l'Afrique de l'Ouest, après le fleuve Niger. Il prend naissance dans le nord de la Guinée, traverse la partie occidentale du Mali, puis constitue, sur tout le reste de son parcours, la ligne de frontière entre les territoires de la République du Sénégal et de la République Islamique de Mauritanie. Il draine un bassin de près 300 000 km², partagé entre la Guinée (11%), le Mali (53%), la Mauritanie (26%) et le Sénégal (10%).

Le lecteur trouvera, dans le dossier de planches, un plan de situation qui offre une représentation schématique du réseau hydrographique du fleuve Sénégal et des infrastructures principales dans le bassin (planche Go1).

Le bassin du fleuve Sénégal comprend trois régions principales qui se différencient fortement par leurs conditions géologiques, hydrographiques et climatologiques :

- Le « Haut Bassin » ou bassin du Sénégal Supérieur, situé en amont de Bakel, région tourmentée et montagneuse, constituée des bassins de la **Falémé**, du Sénégal-Bafing, du Bakoye et du Baoulé, qui fournit la quasi-totalité des apports et qui se partage entre les 3 Républiques de Guinée, du Mali et du Sénégal ;
- La « Vallée » ou Sénégal Inférieur, en aval de Bakel, plaine alluviale très plate, où la cote maximale ne dépasse pas 400 m s.m. (Massif de l'Assaba), et où le Sénégal inscrit ses méandres au milieu d'une vallée très large encadrée par des régions semi-désertiques du Sénégal et de la Mauritanie ;
- Le « Delta », partie terminale du fleuve Sénégal en aval de Dagana, un delta avec de multiples bras mais où il n'y a qu'une seule embouchure.

1.1.2 La rivière Falémé

Le fleuve Sénégal en amont de Bakel est formé par la jonction du Bafing et du Bakoye à Bafoulabé. Le Bafing peut être considéré comme la branche mère du fleuve Sénégal bien que son bassin versant total ne soit que de 38 400 km².

La rivière Falémé constitue le dernier affluent important du fleuve Sénégal en amont de Bakel (la confluence est située à 50 km en amont de Bakel). La Falémé a, dans l'ensemble, une orientation de son cours sensiblement parallèle à celui du Bafing. Elle

² Les informations sur le fleuve Sénégal et la Falémé sont pour la plupart tirées de [Réf. 7].

prend sa source à 800 m d'altitude dans une région de plateaux doléritiques dans le Fouta Djallon guinéen à environ 30 km au NE de Tougué.

Elle a un cours supérieur assez irrégulier prenant tour à tour une direction N-S puis E-W, ensuite SW-NE afin de contourner les sills doléritiques importants. Elle traverse ensuite une région plus plate, constituée de schistes birrimiens en prenant des orientations variées. Ces changements d'orientation de son cours sont dus à la présence de reliefs constitués par des affleurements de dolérites, qui traversent les schistes birrimiens. La Falémé n'est rejointe par des affluents d'une certaine importance que dans sa partie supérieure où l'on rencontre entre autres le Kouloun-Ko en rive droite et le Balim-Ko ainsi que le Koila-Kabé en rive gauche. En aval de sa confluence avec le Kouloun-Ko elle prend une direction W-E jusqu'à Fadougou (cote 110 m s.m., km 440 depuis la confluence Falémé – fleuve Sénégal). De Fadougou à Goubassi, elle coule suivant une orientation SE-NW, puis s'infléchit encore plus vers l'Ouest pour reprendre une direction S-N jusqu'à Kidira et sa confluence avec le fleuve Sénégal.

La Falémé, plus que les autres rivières du bassin, dessine dès sa sortie des reliefs doléritiques une série impressionnante de grands méandres dans une plaine d'érosion parsemée de petits inselbergs ou de buttes latéritiques. Dans le second tiers de son cours, entre Fadougou et Goubassi, elle traverse une suite de petits rapides dus à des seuils rocheux constitués tantôt de bancs de grès durs, tantôt de roches vertes ou de microgranites. L'altération a intensément attaqué les roches qui n'apparaissent à l'état frais que dans le lit des rivières.

La Falémé a une pente moyenne de 1,24‰ correspondant à une dénivelée de 777 m pour une longueur de 625 km. La partie supérieure de son cours a une pente extrêmement forte puisqu'elle passe de l'altitude 800 m s.m. à l'altitude 200 m s.m. en 70 km environ, soit une pente de 8.57‰. La pente s'adoucit ensuite pour n'être plus que de 0.24‰ entre Fadougou et sa confluence avec le fleuve Sénégal.

Aussi bien du point de vue morphologique que géologique, le bassin de la Falémé présente peu de possibilités à tout projet de barrage. Le site de Goubassi a été identifié dans les études antérieures de mise en valeur du bassin comme le seul emplacement du cours inférieur de la Falémé où la morphologie s'y prête tant soit peu. Dans le cours supérieur, en amont de Fadougou, les conditions géologiques semblent meilleures.

1.1.3 L'Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal (OMVS)

L'Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal (OMVS) a été créée le 11 mars 1972. Elle regroupe les quatre États riverains du fleuve Sénégal, soit la République du Mali, la République Islamique de Mauritanie, la République du Sénégal et, depuis 2006, la République de Guinée comme quatrième État membre.

A sa création, ses principales missions définies par les trois États membres fondateurs (Mali, Mauritanie, Sénégal) et leurs partenaires au Développement étaient :

- Réaliser l'autosuffisance alimentaire pour les populations du bassin ;
- Réduire la vulnérabilité des économies des États membres de l'OMVS face aux aléas climatiques ainsi qu'aux facteurs externes ;
- Accélérer le développement économique des États membres ;

- Préserver l'équilibre des écosystèmes dans la sous région et plus particulièrement dans le bassin ;
- Sécuriser et améliorer les revenus des populations de la vallée.

La « Déclaration de Nouakchott » adoptée en mai 2003 par la 13^{ème} Conférence des Chefs d'État et de Gouvernement de l'OMVS a réprécisé les missions de l'Organisation et engagé le Haut Commissariat à agir dans les directions suivantes :

- La poursuite et l'exécution des programmes et projets en cours en valorisant leur caractère intégrateur ;
- L'innovation méthodologique par la recherche de la durabilité en garantissant la cohésion d'ensemble ;
- La valorisation des ressources humaines et la modernisation des outils de gestion par l'utilisation accrue et la maîtrise véritable des nouvelles technologies de l'information et de la communication ;
- La poursuite des actions de développement durable visant le triptyque : croissance économique, progrès social et préservation de l'environnement.

Pour atteindre ses objectifs, l'OMVS a défini un programme d'infrastructure régionale devant permettre la maîtrise des ressources du bassin. Les enjeux de la gestion résident dans la recherche d'un équilibre entre les différents usages de l'eau qui se répartissent schématiquement entre :

- Les usages traditionnels (pêche, élevage, agriculture de décrue et approvisionnement en eau) ;
- Les équilibres écologiques (forêts, ressources halieutiques, faune terrestre, etc.) ;
- Le soutien à l'étiage (énergie hydroélectrique, agriculture irriguée et navigation).

Dans ce cadre, des aménagements importants ont été réalisés qui permettent de répondre partiellement à ces objectifs. Il s'agit des barrages de Diama et Manantali et du complexe hydroélectrique de Manantali.

Le barrage antisel de Diama, mis en service en 1986, permet, outre l'irrigation de 120 000 hectares de terres, le remplissage des lacs de Guiers au Sénégal et R'kiz en Mauritanie et des zones dépressionnaires, l'accès à l'eau potable, la revitalisation des milieux biogéographiques.

Le barrage à buts multiples de Manantali, construit à environ 1200 km de l'embouchure du Sénégal, 300 km à l'intérieur du Mali, a régulé les débits de la rivière Bafing depuis 1988. Les lâchers d'eau du barrage de Manantali ont permis à l'OMVS de maintenir le réservoir de Diama à un niveau plein et constant. La production d'énergie (en moyenne autour de 800 GWh par an) et un réseau de lignes de transport auquel sont connectés Bamako (Mali), Nouakchott (Mauritanie) et Dakar (Sénégal) sont en service depuis 2002.

Le barrage de Manantali permet le stockage de 11,3 milliards de m³ d'eau et la régulation des débits des eaux du fleuve ; il permettra aussi l'optimisation de la production hydroélectrique des aménagements au fil de l'eau de Félou (59 MW – en cours de construction, mise en service prévue pour mi 2013) et Gouina (180 MW – projeté) qui sont situés en aval. Les aménagements prévus sur le Bafing en amont de Manantali (Bouréya, Koukoutamba – en cours d'étude, et Balassa) devraient permettre d'augmenter l'énergie produite à Félou et à Gouina par optimisation de la régularisation du Sénégal-Bafing.

1.1.4 Le PGIRE

Dans le cadre de son programme de mise en valeur du bassin du fleuve Sénégal, l'OMVS envisage, avec l'appui de la Banque Mondiale, de renforcer la coopération entre les États riverains du bassin par un accroissement des activités à usages multiples de l'eau afin de favoriser une croissance soutenue et d'améliorer les conditions de vie des populations riveraines et vivant dans le bassin du fleuve Sénégal à travers un «Projet de Gestion Intégrée des Ressources en Eau et de Développement des Usages à Buts Multiples du Bassin du Fleuve Sénégal (PGIRE)».

Le PGIRE, qui s'étend sur une période décennale répartie en deux quinquennats, met l'accent sur trois axes spécifiques à savoir :

- La consolidation et la modernisation des structures et instruments des outils de l'OMVS ;
- Le développement d'activités à usages multiples des ressources en eau au niveau local à travers la promotion des activités génératrices de revenus ;
- Le développement et la planification des ouvrages à buts multiples dans le bassin, ainsi que la préparation du schéma d'aménagement et de gestion des ressources en eau du bassin.

Le PGIRE sert ainsi de cadre aux études de faisabilité des aménagements à buts multiples potentiels situés dans le bassin du fleuve Sénégal qui ont été identifiés comme prioritaires par les États membres : Balassa, Bouréya et Koukoutamba, tous trois situés en Guinée, en amont du barrage de Manantali, et **Gourbassi** sur la rivière Falémé.

1.1.5 Le projet d'aménagement hydroélectrique à buts multiples de Gourbassi

Dans le cadre de sa stratégie d'accroissement de la maîtrise des ressources en eau et de valorisation du potentiel énergétique du bassin du fleuve Sénégal, l'OMVS fixe au projet d'aménagement hydroélectrique à buts multiples de Gourbassi l'objectif de contribuer à la régularisation des débits du fleuve Sénégal pour permettre l'agriculture irriguée, la navigation sur le fleuve et une augmentation de la production d'énergie hydroélectrique.

En mars 2010, SNC-Lavalin International Inc. (SLII) a été mandatée par le Haut Commissariat de l'OMVS pour réaliser l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Gourbassi.

1.2 OBJECTIFS DE L'ETUDE DES VARIANTES ET PORTEE DU RAPPORT

1.2.1 Objectifs de l'étude

L'étude des variantes a pour objet principal de comparer différentes variantes envisageables pour l'aménagement hydroélectrique de Gourbassi en tenant compte des considérations techniques, économiques et environnementales et d'arrêter les éléments saillants du projet, à savoir :

- Évaluation de l'impact de la constitution d'une retenue à Gourbassi sur la régularisation du fleuve Sénégal ;
- Évaluation du productible ;
- Évaluation des impacts majeurs de l'aménagement et identification des enjeux socio-économiques ;
- Conception et dimensionnement préliminaires des ouvrages principaux et des passages hydrauliques.

1.2.2 Portée et contenu du rapport

Le rapport d'étude des variantes de l'aménagement hydroélectrique de Gourbassi est le cinquième rapport remis à l'OMVS dans le cadre de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire de l'aménagement hydroélectrique de Gourbassi conformément aux termes du Contrat entre le Haut Commissariat de l'OMVS et SLII.

Il se veut :

- Une synthèse des rapports émis précédemment par SLII dans le cadre de l'étude d'APS [Réf. 20] [Réf. 21] [Réf. 22] [Réf. 23] ;
- Un mémoire de comparaison des variantes étudiées ; et
- Un mémoire descriptif de la solution retenue qui a fait l'objet d'un avant-métré et d'une estimation des coûts et qui servira de base à l'avant-projet détaillé (APD).

La variante retenue a fait l'objet d'une analyse économique qui est présentée séparément dans le rapport de synthèse général.

Le rapport d'étude des variantes est présenté en 10 chapitres et 4 annexes :

- Chapitre 1** INTRODUCTION, qui présente le contexte du projet et de la présente étude des variantes ;
- Chapitre 2** DONNÉES ET ÉTUDES DE BASE, qui fournit un rappel des études et reconnaissances antérieures et qui présente un résumé des données topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques et une description du milieu ;

Chapitre 3	CRITÈRES DE CONCEPTION, NORMES ET CODES, qui présente les critères de conception qui régissent la présente étude ;
Chapitre 4	GESTION DU RÉSERVOIR ET SIMULATION DU POTENTIEL DE PRODUCTION, qui comporte un résumé des divers scénarios de régularisation des débits et de production d'énergie analysés par SLII ;
Chapitre 5	VARIANTES D'AMÉNAGEMENT DES OUVRAGES, qui présente les différentes variantes qui ont été envisagées pour les ouvrages et leur évaluation sur une base de constructibilité et de quantités / coûts ;
Chapitre 6	OPTIMISATION DU NIVEAU DU RÉSERVOIR, qui présente les quatre cotes de gestion du réservoir qui ont été retenues pour les quatre variantes de dimensionnement et qui donne des détails sur l'analyse multicritères qui a servi à comparer les variantes de niveau ;
Chapitre 7	DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE, qui présente la sélection du débit d'équipement pour la variante retenue et les résultats des simulations d'énergie et de régularisation qui en découlent ;
Chapitre 8	AMENAGEMENT RETENU, qui présente une description technique de l'aménagement proposé à l'issue de l'étude des variantes et qui présente aussi les possibilités d'interconnexion avec le réseau OMVS et leur faisabilité, les options d'accès et une description des installations de chantier et de la base vie ;
Chapitre 9	PLANIFICATION DES TRAVAUX ET ESTIMATION DES COÛTS, qui présente le calendrier des travaux ainsi que l'estimation des coûts de réalisation du projet ;
Chapitre 10	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS, qui fait état des observations de SLII et de ses recommandations pour la poursuite du projet ;
Annexe A	Les résultats des simulations d'énergie pour l'aménagement proposé ;
Annexe B	Le rapport photographique de reconnaissance de la route Saraya-Saiensoutou-Goubassi ;
Annexe C	L'avant-métré et le bordereau des prix de l'option d'aménagement retenue ; et
Annexe D	Le programme de reconnaissances topographiques, hydrographiques, géologiques et géotechniques

complémentaires recommandées pour les études d'APD de
l'aménagement proposé.

CHAPITRE 2

Données et études de base

2. DONNÉES ET ÉTUDES DE BASE

2.1 SITUATION GENERALE

2.1.1 Localisation et accès principaux

Le site du projet d'aménagement de Goubassi se situe sur la rivière Falémé 250 km environ en amont de sa confluence avec le fleuve Sénégal, à la frontière avec le Mali en rive droite (région de Kayes, cercle de Kéniéba, commune rurale de Dialafara) et le Sénégal en rive gauche (région de Kédougou, préfecture de Saraya, communauté rurale de Missira Sirimana).

Deux accès routiers existants sont possibles pour rejoindre le site de Goubassi (voir planches Go1 et Go2 dans le dossier de planches) :

1) Accès Est (rive droite - Mali)

De Kayes (Mali) au Nord, la route Kayes-Kéniéba non revêtue dessert les mines de Yatéla et Sadiola puis conduit vers le Sud jusqu'au village de Bourdala. De Kéniéba (Mali) au Sud, en se dirigeant vers le Nord, la même route dessert d'abord les mines de Tabakoto et Loulo avant de conduire jusqu'à Bourdala.

De Bourdala, en direction de l'Ouest jusqu'à Kéniégoulou puis du Sud en direction de Linguékoto, une piste en mauvais état conduit jusqu'au village de Bérola en rive droite de la Falémé. De Bérola, la petite piste longeant la Falémé vers l'aval en direction de Farinkounda permet de rejoindre la rive droite du site des ouvrages projetés.

2) Accès Sud (rive gauche - Sénégal)

De Kédougou (Sénégal), la route nationale bitumée RN7 en direction du Nord-Est conduit à Saraya. De Saraya, en direction du Nord, la route départementale D507 non revêtue traverse les villages de Kondokhou, Missira-Sirimana, Balakonko et conduit jusqu'au village de Saiensoutou en rive gauche de la Falémé, village situé en face de celui de Bérola. Une petite piste vers l'Ouest permet de rejoindre la rive gauche du site des ouvrages.

2.2 RAPPEL DES ETUDES ET RECONNAISSANCES MENEES A CE JOUR

2.2.1 Études de référence

Il existe un grand nombre d'études et de documents consacrés principalement à la topographie, hydrologie, géomorphologie, podologie, géologie, écologie du bassin du fleuve Sénégal et dans une moindre mesure du bassin du Sénégal Supérieur. La géologie de la zone birrimienne (boutonnière de Kédougou-Kéniéba) de la vallée de la Falémé à cheval sur le Sénégal oriental et l'Ouest du Mali a pour sa part fait l'objet de nombreux travaux en raison du nombre d'indices minéralisés et gisements de métaux qu'elle contient (or en particulier).

Toutefois, seules les études de SENEGAL-CONSULT, entreprises en 1968-1970 dans le cadre du projet d'un système de contrôle des débits dans le bassin du Sénégal Supérieur, traitent spécifiquement de l'aménagement de Gourbassi. Depuis lors, aucune nouvelle reconnaissance et aucune révision de l'avant-projet de Gourbassi n'ont été menées.

Les rapports de SENEGAL-CONSULT représentent donc la seule étude de référence relative à cet aménagement : le rapport général expose les objectifs et le déroulement des études menées par SENEGAL-CONSULT et fournit une description du bassin du fleuve Sénégal [Réf. 13] ; le volume 2 est consacré aux données de base topographiques [Réf. 14] ; le volume 4 présente les données et hypothèses ayant servi aux études économiques [Réf. 15] ; le volume 5 présente les résultats des études menées en vue de déterminer la combinaison d'aménagements la plus avantageuse possible dans un but d'atteindre un degré optimum de régularisation et la meilleure exploitation du potentiel hydroélectrique du bassin du fleuve Sénégal [Réf. 16] ; l'aménagement de Gourbassi est décrit dans le volume 7 [Réf. 17] ; et le volume 9 présente l'étendue et les résultats des travaux de reconnaissance géologique réalisés sur différents sites [Réf. 18]³.

2.2.2 Travaux de reconnaissance antérieurs

La première mission de reconnaissance du site de Gourbassi a été effectuée par SENEGAL-CONSULT en novembre 1967 essentiellement par voie aérienne (survol par hélicoptère et avion du cours de la Falémé situé en territoires malien et sénégalais). Pendant cette reconnaissance, le site de Gourbassi sur la Falémé a été repéré⁴. Suite à cette première mission, les travaux suivants ont été réalisés :

1) Topographie et cartographie

SENEGAL-CONSULT avait sous-traité à l'IGN la cartographie au 1:20 000^e des principaux bassins de retenue. En novembre et décembre 1967, des photographies aériennes ont été prises pour l'établissement des cartes. Des restitutions au 1:20 000^e avec équidistances de 5 m jusqu'à la cote 106 IGN ont été effectuées pour le bassin de retenue de Gourbassi (667 km²).

Pour la cartographie au 1:2 000^e du site du barrage, des topographes se sont rendus sur le terrain début 1968 et ont effectué des travaux de triangulation et chaînes de nivellement en préparation de la couverture aérophotogrammétrique.

SENEGAL-CONSULT a effectué l'aérophotogrammétrie de deux sites potentiels à Gourbassi⁵. La restitution a été faite au 1:2 000^e avec équidistance de 2 m et intercalaire de 1 m en terrain plat avec un système

³ Les autres volumes de l'étude de SENEGAL-CONSULT non mentionnés ici et bien que disponibles au CRD de l'OMVS n'ont pas été utilisés pour la présente étude car ils ne concernent pas l'aménagement de Gourbassi.

⁴ Ainsi que ceux de Moussala et Yaléa sur la Falémé, sites qui ont ensuite été éliminés après une reconnaissance plus approfondie

⁵ Désignés plus loin dans le texte comme deuxième et troisième sites (cf. § 5.2).

planimétrique indépendant de celui des cartes IGN bien que s'en rapprochant.

2) Géologie

D'avril à juin 1968, quatre sondages mécaniques ont été réalisés au site de Gourbassi, pour une longueur totale de 164 m.

Une seconde campagne a débuté en novembre 1968 pour se terminer en mars 1969 et concerne trois sondages pour une longueur totale de 120 m.

Il convient ici de rappeler que SENEGAL-CONSULT avait inventorié à Gourbassi trois sites potentiels de barrage jugés plus ou moins équivalents du point de vue topographique : un premier site situé dans le coude de la Falémé près du village de Farinkounda, un second site localisé dans le premier coude de la rivière en aval du village de Bérola (ex-Gourbassi) et un troisième site situé entre les deux premiers sur un tronçon de la Falémé s'écoulant en direction Nord où le cours de la rivière est séparé par une île rocheuse. La première campagne de sondages a montré que le second site répertorié présentait un contexte géologique défavorable. Les données cartographiques restituées du premier site à partir de cartes topographiques au 1:50 000^e indiquaient que la hauteur des appuis du barrage pour ce site potentiel était insuffisante de telle sorte que la fermeture du réservoir ne pouvait être réalisée. Par conséquent, les deux premiers sites ont été abandonnés et seul le troisième site a été retenu et étudié par SENEGAL-CONSULT.

2.2.3 Travaux de reconnaissances récents

Au cours de sa première prospection de terrain en juin 2010, SLII a effectué la reconnaissance de plusieurs sites potentiels d'implantation d'un barrage dans la zone Gourbassi-Farinkounda, dont les trois sites répertoriés par SENEGAL-CONSULT.

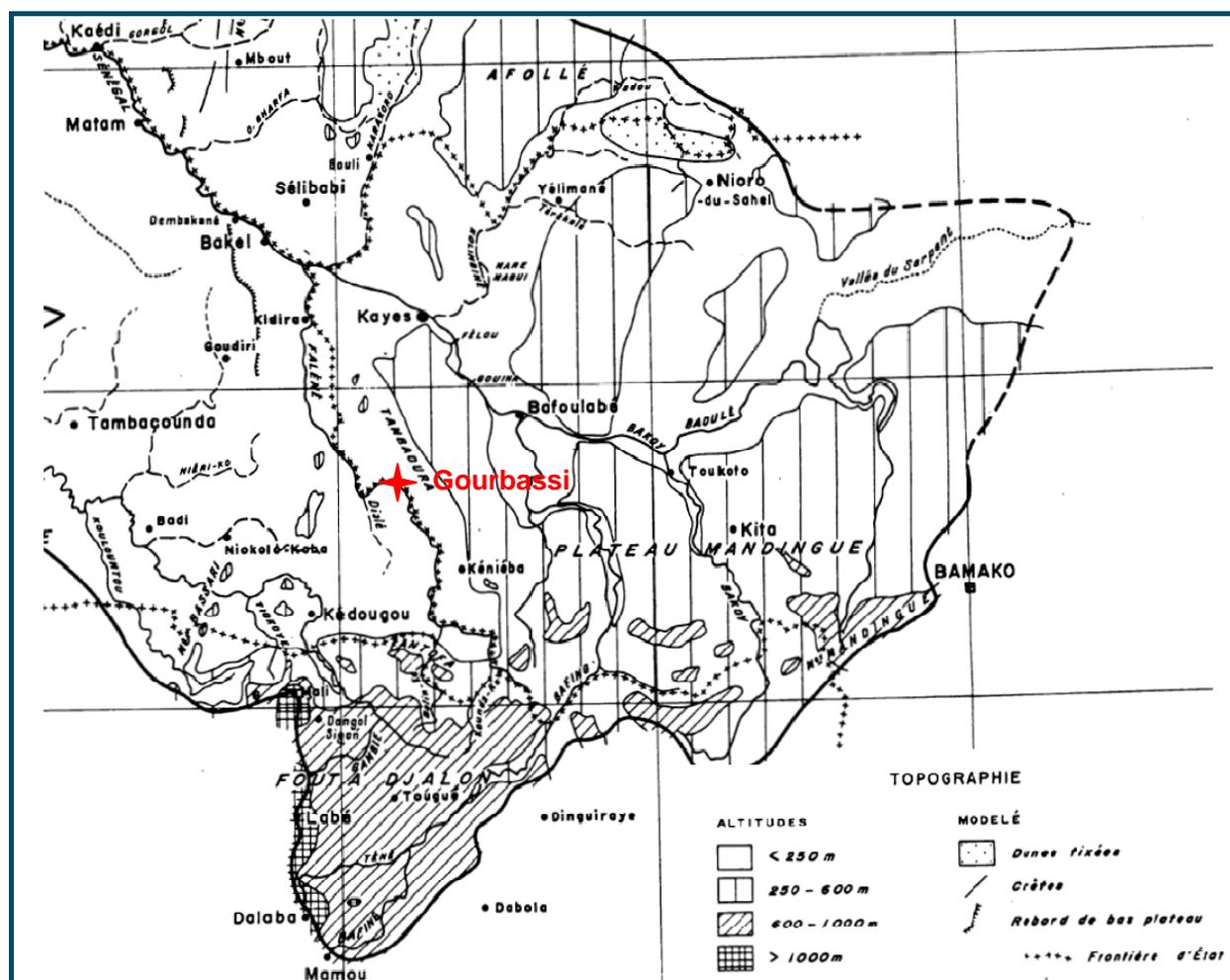
La visite de terrain de juin 2010 a permis de recouper les résultats des travaux de SENEGAL-CONSULT et de valider le choix du troisième site comme étant le seul présentant des conditions à la fois topographiques et géologiques propices à la construction d'un barrage de retenue, y compris l'étape cruciale de dérivation provisoire ; ce choix a été entériné par les résultats des reconnaissances effectuées en 2011 au site de Gourbassi par SLII.

2.3 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES REGIONALES⁶

2.3.1 Relief

L'extrémité méridionale du bassin du Sénégal Supérieur est la plus montagneuse. Elle est constituée en territoire guinéen par le massif du Fouta Djallon, et en territoire malien par le Plateau Mandingue (Figure 2-1). Le point culminant du bassin versant du fleuve Sénégal est à une altitude de 1465 m s.m; il se situe au sud de Dalaba dans les monts Kavendou qui surplombent les sources du Sénégal-Bafing et de la Téné.

⁶ Les informations sur les caractéristiques physiques des bassins du fleuve Sénégal et de la Falémé sont tirées des références [Réf. 4], [Réf. 5], [Réf. 7], [Réf. 9] et [Réf. 13].

Figure 2-1 Relief du Haut Bassin du fleuve Sénégal⁷

2.3.2 Géologie et tectonique régionale

Le bassin du fleuve Sénégal et de ses affluents est compris dans des unités géologiques anciennes (planche Go5).

Le bassin du Sénégal Supérieur se situe sur la bordure Sud-Ouest du craton Ouest-africain. Ce vaste complexe géologique précambrien, stabilisé à la fin du cycle birrimien⁸ vers 1800-1600 Ma, est ceinturé par des zones mobiles formées ou rajeunies au cours de cycles orogéniques ultérieurs, panafricains (660 et 550 Ma), hercynien (250 Ma) ou encore alpin (60 Ma).

Les affleurements du socle sont représentés, au Nord par la fenêtre de Kayes, à l'Ouest par celle de Kénéiba (ou boutonnière de Kédougou-Kénéiba, couvrant environ 15 000 km²), dans laquelle s'inscrit la zone d'étude du projet d'aménagement de Gourbassi (barrage et retenue).

⁷ Source : [Réf. 9]

⁸ Le Birrimien désigne le Précambrien moyen dans la nomenclature géologique de l'Afrique.

Contrairement aux bassins des autres affluents du fleuve Sénégal, le bassin de la Falémé est situé dans une zone d'affleurement du socle complexe, constitué d'un ensemble de roches volcano-sédimentaires plissées, métamorphisées et granitisées au cours de l'orogénèse éburnéenne (1 850 Ma).

2.3.2.1 Les formations birrimiennes

Dans les formations métamorphiques, une succession lithostratigraphique de trois séries a été identifiée d'Ouest en Est⁹ (voir planches Go6 et Go7) :

- 1) **La série de Mako** : il s'agit d'une bande orientée SW-NE quasi-continue depuis la région de Mako (Sénégal) jusqu'à la falaise de Tambaoura qu'elle atteint au nord de Sadiola (Mali). Elle est généralement considérée comme l'ensemble le plus ancien et est caractérisée par un important volcanisme sous-marin à dominante tholéitique. On y observe la présence d'anciennes roches volcaniques basiques interstratifiées avec des argilites, tufs, grauwackes, schistes. Une intrusion granitoïde de grande ampleur, le batholite intrusif de Kakadian, la recoupe.
- 2) **La série du Dialé** se situe entre la série de Mako et la bordure occidentale du massif de granite orienté de Saraya. Vers le NE, la série du Dialé se raccorde avec la série du Daléma en territoire malien. Vers le SW, elle disparaît sous les formations subhorizontales des séries de Ségou-Madina Kouta et de Mali, qui sont beaucoup plus récentes. Elle est constituée, pour sa majeure partie, par des roches d'origine sédimentaire qui ont subi un léger métamorphisme de la zone des micaschistes supérieurs.
- 3) **La série du Daléma** se situe à l'Est du granite de Saraya. Vers le Sud, elle disparaît sous les grès subhorizontaux qui forment la bordure Nord du Fouta Djallon ; elle s'étend à l'Est de la Falémé en territoire malien. Formée de roches sédimentaires d'origines diverses légèrement métamorphisées (schistes à l'Ouest, grauwackes et cipolins vers l'Est), elle semble constituer une structure synclinale complexe.

Ces trois séries ont été renommées au Mali formations de Saboussiré, Kéniébandi et Kofi respectivement.

La zone du projet d'aménagement de Gourbassi repose essentiellement sur les séries Dialé-Daléma (ou Kéniébandi-Kofi).

2.3.2.2 Les granitisations

Une partie relativement importante de la fenêtre de Kéniéba est occupée par des granites ou des roches granitoïdes. Ces roches présentent de grandes hétérogénéités au point de vue pétrographie et structure.

⁹ [Réf. 2]

Trois grands groupes apparaissent définis comme suit¹⁰ :

- 1) Le groupe des granites de type Baoulé : batholites et intrusifs, à affinités soit métasomatiques (type Kakadian), soit magmatiques (type Saraya) :
 - Les granites de type Kakadian sont très hétérogènes et forment une bande allongée, plus ou moins régulière, qui s'étend depuis le village de Badon au Sénégal jusqu'au Nord du village de Sadiola au Mali où il disparaît sous des grès horizontaux ;
 - Les granites de type Saraya se sont mis en place dans les séries du Dialé et du Daléma; il s'agit de granites orientés, relativement homogènes et leucocrates. Ils forment un immense massif d'environ 2 000 km² de superficie qui disparaît au Sud sous les grès horizontaux de Ségou-Madina Kouta et au Nord à la hauteur de la Falémé sous les cipolins de Linguékphoto.
- 2) Le groupe correspondant au complexe granitique du Boboti, qui est caractérisé par une mise en place sous forme de filons et de stock intrusifs concordants dans un axe volcanique centré sur le village de Bambadji. Ce groupe est représenté par trois massifs principaux alignés N-S. Ce sont du Nord au Sud: le massif de Balangouma qui se poursuit en territoire malien jusqu'au village de Didian-Kéniéba, le massif de Bambadji étroitement associé au volcanisme andésitique; enfin le massif centré sur Madina Bafé et qui s'ennoie au Sud sous la falaise de grès du Protérozoïque supérieur.
- 3) Le groupe des granites de type Bondoukou en batholites intrusifs, qui forment une série de petits massifs de forme arrondie ou elliptique dont la plupart se sont mis en place dans la série de Mako, au milieu des anciennes roches volcaniques basiques.

2.3.2.3 Géologie de surface

L'altération latéritique combinée aux phénomènes de cuirassement est encore très active dans la région. En dehors de collines localisées et des lithologies résistantes, la zone birrimienne est couverte à 90% ou 95% par d'importantes formations latéritiques et de cuirasse ferrugineuse qui lui confèrent un relief particulier comportant des plateaux tabulaires limités de bords abrupts déchiquetés. La profondeur d'oxydation dans la zone est très variable et peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

La plupart des affleurements sont masqués par la couverture latéritique et/ou les alluvions récentes. Ils sont dispersés et on les observe surtout dans le lit de la Falémé et de certains marigots, ainsi que sur les collines en rive droite du site de Gourbassi.

¹⁰ [Réf. 2]

2.3.2.4 Géologie structurale

Les formations birrimiennes sont fortement tectonisées et déformées dans le bassin de la Falémé.

La boutonnière de Kédougou-Kéniéba est affectée par deux systèmes de failles d'extension régionale tel que décrit par Ledru *et al.* (1991) : l'importante zone de cisaillement sénégalo-malienne qui est globalement orientée N-S (SMSZ – « *Senegalese-Malian Shear Zone* ») et la zone de décrochement principale d'orientation NE-SW (MTSZ – « *Main Transcurrent Shear Zone* ») qui affecte les métasédiments le long du contact de la formation de Mako. En fonction de la position des basaltes tholéïtiques rencontrés le long des axes de ces cisaillements, Ledru *et al.* en ont conclu que ces structures sont les centres originaux de dispersion volcanique. Le déplacement le long de ces systèmes de faille principaux est dominé par un mouvement décrochant senestre. On pense donc que ces systèmes régionaux sont des structures héritées qui ont été réactivées comme zones de déformation décrochante.

Une foliation ductile développée à l'échelle régionale, d'orientation 30° semble reliée à toutes les échelles de plissement à travers la boutonnière. Il est supposé que cette structure s'est formée au cours de l'orogénèse éburnéenne et est associée avec le développement du MTSZ. Les structures de déformation contenues dans les roches granitisées plutoniques laissent penser que le phénomène de plissement régional a été contemporain du phénomène de granitisation. Il semble que les zones de cisaillement régional et leurs structures annexes ont joué un rôle important dans la mise en place des importants gisements de minéraux qui se retrouvent dans la région. Dans l'Ouest du Mali, plusieurs mines d'or (en exploitation ou en projet) sont situées le long de la faille sénégalo-malienne SMSZ, y compris Yatéla, Sadiola, Loulo, Tabakoto et le projet de Goukoto. De même, au Sénégal oriental, les roches affectées par le MTSZ abritent les gisements de Sabodala et Massawa (Figure 2-2).

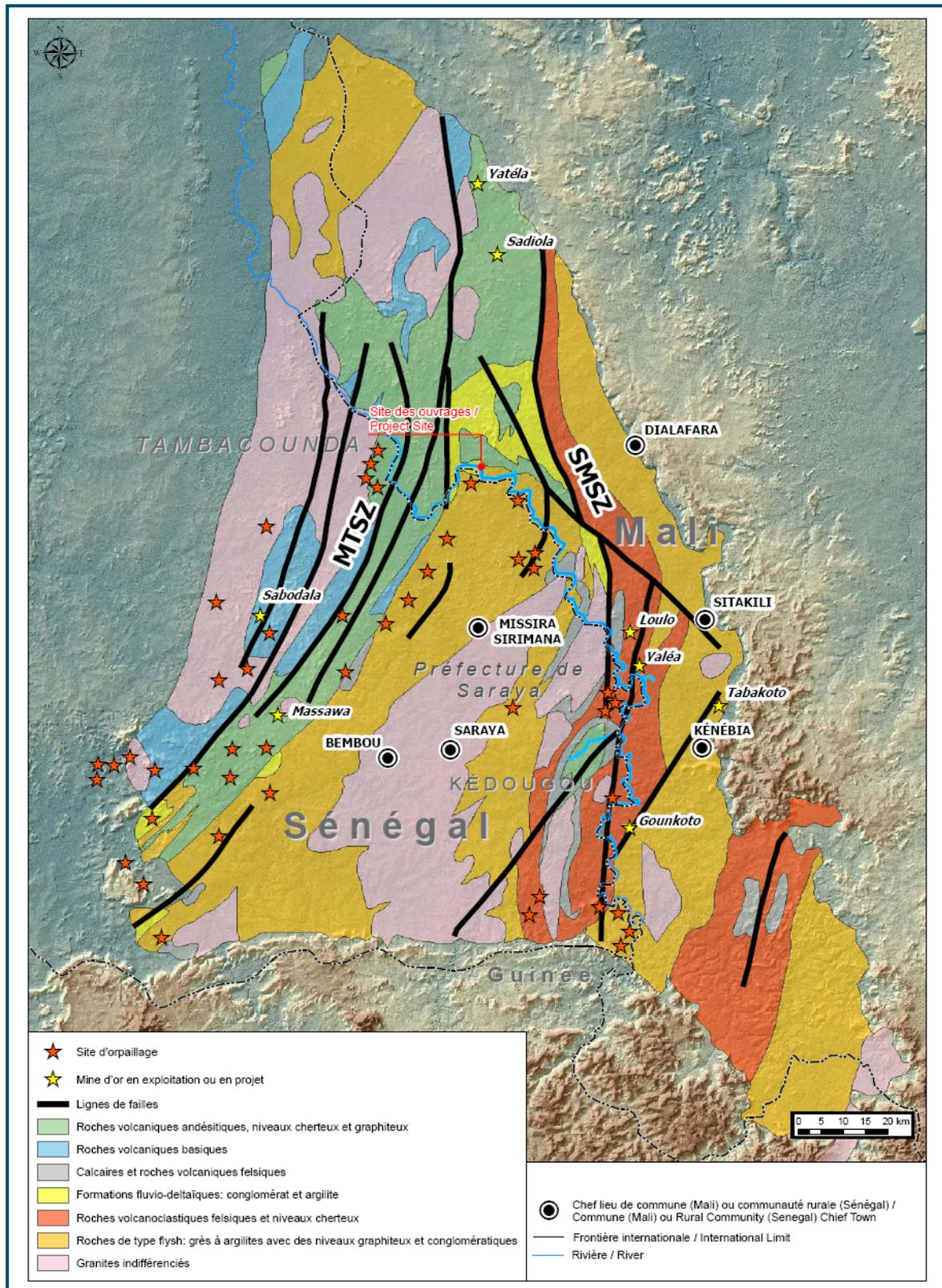


Figure 2-2 Schéma géologique et structural de la fenêtre de Kénébia¹¹

¹¹ Source : [Réf. 24] modifiée

2.3.3 Séismicité

Du point de vue de la tectonique globale, le site de Gourbassi se trouve à l'intérieur de la plaque africaine, une unité géologique très stable où les mouvements tectoniques ont été minimales depuis l'orogénèse éburnéenne (environ 1 850 Ma). Il est probable qu'aucun événement tectonique majeur susceptible d'affaiblir le socle ne s'est produit depuis cette orogénèse et la géologie régionale présente donc un aspect rassurant pour la sécurité du barrage projeté à Gourbassi.

Une recherche dans le catalogue de l'USGS¹² a été effectuée afin de définir les épicentres des séismes survenus dans un rayon de 500 km autour du site de Gourbassi. Cette recherche a confirmé la grande stabilité de la région car il n'y a que quatre séismes documentés.

Trois de ces séismes se situent en bordure du craton à la zone mobile de l'Afrique de l'Ouest. Le plus gros d'entre eux a été enregistré en 1983 en Moyenne Guinée aux confins de la Guinée-Bissau et du Sud du Sénégal ; il peut être considéré comme fort avec une magnitude de 6,4 sur l'échelle de Richter.

Pour les calculs préliminaires de dimensionnement des ouvrages on pourra adopter un coefficient égal à 0,1g comme valeur d'accélération au sol.

2.3.4 Hydrogéologie

Les régions où le soubassement géologique est constitué de roches éruptives et de roches métamorphiques ont longtemps été considérées comme peu propices à l'existence en quantité facilement exploitable d'eau souterraine.

La capacité de rétention du bassin du Sénégal Supérieur est très faible et toutes les formations géologiques pouvaient y être considérées comme imperméables, les systèmes aquifères se réduisant à des cuvettes topographiques peu étendues, dans les roches métamorphiques comme dans les grès.

Depuis quelques années, les progrès réalisés, tant dans le domaine de l'hydrogéologie que dans des disciplines connexes (hydrologie de surface, géomorphologie, pédologie et géochimie), ont montré que sous certaines conditions, ces formations pouvaient receler des ressources exploitables.

2.3.4.1 Hydrogéologie des roches éruptives et métamorphiques

A l'état sain et massif, ces roches présentent une porosité nulle ou négligeable. Des exceptions existent bien sûr et sont loin d'être négligeables. En règle générale cependant, l'emménagement d'eau n'y est possible que si les roches ont été soumises à des transformations postérieures à leur genèse, d'ordre météorique ou tectonique y ayant développé une zone d'altération de plus ou moins grande porosité ou un réseau de fissures ou de fractures non colmatée. En effet, sous l'action du climat tropical, caractérisé par des températures élevées et l'alternance d'une saison sèche et d'une saison humide, les roches éruptives et les roches métamorphiques subissent une

¹² Source : USGS *Earthquake Data Base*

altération météorique qui les transforme en un complexe plus ou moins hétérogène de sables et d'argiles, d'épaisseur variable au-dessus du socle sain.

Ce sont ces altérites qui constituent des réservoirs potentiels d'eau et qui forment de bons aquifères si leur épaisseur atteint au moins une dizaine de mètres. D'autre part, pour que ces nappes puissent se constituer et persister, il est nécessaire que la pluviométrie annuelle soit suffisante pour les recharger. Cette alimentation suppose que la hauteur des pluies excède la hauteur évapotranspirée en surface (interception par la végétation et évaporation au sol) et le déficit d'humidité du sous-sol dû à l'évaporation différée (prélèvements par les racines des végétaux, évaporation souterraine). En effet, toute lame de pluie qui s'infiltré est vite absorbée par les capillaires fins tant que ceux-ci ne sont pas rechargés : l'alimentation des nappes n'intervient qu'après la réhumectation des terrains qui les recouvrent et cette réhumectation consomme beaucoup d'eau dans les régions tropicales, à longues saisons sèches.

2.3.4.2 La perméabilité des terrains

L'existence de vides dans un matériau ne suffit pas à assurer sa qualité en tant qu'aquifère ; il faut aussi que les vides communiquent entre eux. Cette notion de porosité effective définit la perméabilité d'un terrain. En outre, si la porosité des arènes et des argiles d'altération est élevée (30 à 45%), leur perméabilité du fait de la finesse des conduits des forces électrochimiques est souvent très faible, parfois même négligeable.

Dans le bassin du Sénégal, les granites et les grès sont des roches à circulation de fissures ou à alternance de couches perméables et imperméables. Les roches vertes et les schistes sont des roches encore susceptibles de renfermer des niveaux aquifères. Enfin, les dolérites et quartzites sont des roches totalement imperméables.

2.3.4.3 Les aquifères

Le caractère fondamental du bassin du Sénégal Supérieur est donc l'absence de nappes généralisées. En effet, il n'existe aucune nappe profonde, les seules existantes sont celles de la zone d'altération ne dépassant jamais 100 m de profondeur, de la couverture sédimentaire et des formations récentes (alluvions, éluvions et latérites). Ces aquifères sont discontinus et présentent une forte hétérogénéité verticale en fonction de la stratification des zones perméables, donnant naissance à des nappes semi-captives ou captives. Cette zone est donc imperméable dans l'ensemble mais entretient des nappes peu importantes et très localisées bien connues des populations locales.

2.4 TOPOGRAPHIE

2.4.1 **Rappel des données topographiques disponibles en début d'étude**

Les documents topographiques à disposition de SLII au début de l'étude sont essentiellement constitués par des cartes IGN à diverses échelles. Ces cartes sont listées dans le Tableau 2-1 ci-après.

Tableau 2-1 Liste des cartes topographiques générales disponibles

Titre	Source	Échelle	Date	Emprise ¹³
CARTE TOURISTIQUE MALI	IGN	1:2 000 000	Publication 1993 Images Landsat Terrain 1985 Mise à jour partielle 1992	Ensemble du pays
CARTE TOURISTIQUE SENEGAL	IGN	1:1 000 000	Publication 1993 Mise à jour partielle 1991	Ensemble du pays
CARTE DE L'AFRIQUE DE L'OUEST – KOSSANTO – FEUILLE ND-29-VII Carte IGN - Paris	IGM	1:200 000	1 ^{ère} Edition : 1957 Réimpression : 1970	12°W, 14°N 11°W, 13°N Site de Gourbassi et zone d'intérêt de l'étude (bassin de retenue)
BAKEL ND-28-XVIII	DTGC	1:200 000	Édition 2005 Images SPOT 5 et Landsat Terrain 2004	13°W, 15°N 12°W, 14°N
DALAFI ND-28-XII	DTGC	1:200 000	Édition 2005 Images SPOT 5 et Landsat Terrain 2004	13°W, 14°N 12°W, 13°N
KOSSANTO ND-29-VII	DTGC	1:200 000	Édition 2005 Images SPOT 5 et Landsat Terrain 2004	12°W, 14°N 11°W, 13°N Site de Gourbassi et rive gauche de la zone d'intérêt de l'étude (bassin de retenue)
SARAYA ND-29-I	DTGC	1:200 000	Édition 2005 Images SPOT 5 et Landsat Terrain 2004	12°W, 13°N 11°W, 12°N
CARTE DE L'AFRIQUE DE L'OUEST – KHOSSANTO 1b – FEUILLE ND-29-VII-1b Carte IGN - Paris	DTGC	1:50 000	1 ^{ère} Edition : Juillet 1967	11°45'W, 13°15'N 11°30'W, 13°00'N Zone d'intérêt de l'étude (bassin de retenue)
CARTE DE L'AFRIQUE DE L'OUEST – KHOSSANTO 1d – FEUILLE ND-29-VII-1d Carte IGN - Paris	DTGC	1:50 000	1 ^{ère} Edition : Juillet 1967	11°45'W, 13°30'N 11°30'W, 13°15'N Zone de Gourbassi
CARTE DE L'AFRIQUE DE L'OUEST – KHOSSANTO 2ac – FEUILLE ND-29-VII-2a-c Carte IGN - Paris	DTGC	1:50 000	1 ^{ère} Edition : Juillet 1967	11°30'W, 13°20'N 11°15'W, 13°00'N Zone d'intérêt de l'étude (bassin de retenue)

¹³ L'emprise des cartes correspond aux coordonnées des deux points extrêmes.

Il n'existe pas de cartes topographiques récentes au 1:50 000^e (ou à une échelle plus grande) de la zone d'intérêt pour l'étude. Compte tenu de l'ancienneté des cartes existantes au 1:50 000^e, les informations qui y figurent ne sont pas une représentation fidèle de la réalité du terrain pour tout ce qui concerne camps, villages, pistes, réservoirs et pour les infrastructures minières (et les villages qui ont grandi autour).

Selon les dossiers de 1970 que SLII a pu consulter au Centre Régional de Documentation de l'OMVS (CRD) et reprographier en totalité, SENEGAL-CONSULT avait établi la topographie au 1:20 000^e des bassins de retenue et au 1:2000^e des sites de barrages pour tous les sites envisagés dans le bassin du Sénégal Supérieur, dont celui de Gourbassi [Réf. 13 et Réf. 14].

Selon ces mêmes documents, SENEGAL-CONSULT avait sous-traité à l'IGN la cartographie au 1:20 000^e des principaux bassins. À cet effet, l'IGN avait réalisé sur la Falémé une couverture aérophotogrammétrique au 1:40 000^e et des profils de terrain rattachés aux chaînes de nivellement de précision IGN. Des restitutions au 1:20 000^e avec équidistances de 5 m jusqu'à la cote 106 IGN avaient été effectuées pour le bassin de retenue de Gourbassi (667 km²).

Normalement, SENEGAL-CONSULT aurait dû fournir avec les rapports la topographie au 1:20 000^e et au 1:2000^e sous forme de planches indépendantes pouvant être reproduites et présentant les courbes de niveau espacées de 5 m et de 2 m respectivement, ainsi que la liste des points cotés.

Or, le volume sur la topographie de SENEGAL-CONSULT [Réf. 14] présente seulement la méthodologie suivie et les techniques employées pour établir la cartographie au 1:20 000^e des bassins de retenue (et au 1:2000^e pour les sites de barrages) pour tous les sites envisagés dans le bassin du Sénégal Supérieur, dont celui de Gourbassi. Il ne contient pas de planches au 1:20 000^e présentant les courbes de niveau espacées de 5 m du bassin de retenue de Gourbassi.

Les plans inclus dans ce dossier sont tous des plans de schématisation des travaux de SENEGAL-CONSULT et non des cartes topographiques (cf. Rapport de lancement page 3.7 pour la liste des plans y figurant [Réf. 20]).

Ainsi, les seules données topographiques de SENEGAL-CONSULT relatives à Gourbassi disponibles en début d'étude étaient celles figurant sur les dessins contenus dans le volume traitant de l'aménagement [Réf. 17], à savoir :

- GOURBASSI – SITUATION DE LA RETENUE, Fig. 7-2-02, Échelle 1:200 000
- GOURBASSI – BARRAGE, SITUATION, Fig. 7-2-05, Échelle 1:5000

Ces dessins ne permettaient pas de reconstituer le fond topographique au 1:20 000^e nécessaire à l'étude de l'aménagement en particulier pour ce qui concerne la vérification de la relation niveau-volume-surface établie par SENEGAL-CONSULT et l'optimisation de la réserve utile et de la puissance installée de l'aménagement.

De multiples recherches, tant au CRD de l'OMVS à St-Louis qu'aux services cartographiques nationaux du Mali et du Sénégal, n'ont pas permis de retrouver la carte topographique au 1:20 000^e établie par SENEGAL-CONSULT.

Selon l'IGN (France) qui avait réalisé en 1967-1968 la restitution cartographique au 1:20 000^e du bassin de Gourbassi et que SLII a consulté à la suite de la mission de lancement, les données topographiques originales auraient été remises à l'époque aux Nations Unies.

En novembre 2010, IGN France International informait SLII qu'une copie des travaux spéciaux de topographie de 1968 sur la région de Gourbassi avait été conservée dans ses archives et qu'il disposait de 3 exemplaires de 15 cartes papier monochromes de format 63x90 cm (copies des cartes en couleur livrées aux Nations Unies en 1968) et des 45 négatifs correspondants aux couches altimétrie, planimétrie et hydrographie.

À la demande de SLII, l'IGN, ne pouvant se séparer des 3 derniers exemplaires de ces cartes, a soumis une proposition pour la numérisation et le géoréférencement de chaque feuille monochrome et la vectorisation de chacun des trois éléments altimétrie (courbes de niveau aux 5 m, points cotés), planimétrie et hydrographie.

Compte tenu des retards pour la poursuite de l'étude qui s'accumulaient en raison du manque des données topographiques à grande échelle, fin novembre 2010 après en avoir informé l'OMVS, SLII passait commande à IGN France International d'une copie numérisée et vectorisée des cartes au 1:20 000^e.

2.4.2 Éléments topographiques au 1:20 000^e du bassin de retenue

Les éléments topographiques au 1:20 000^e de la zone de Gourbassi livrés par IGN France International en janvier 2011 et disponibles pour l'étude se composent donc :

- D'une copie numérique à une résolution de 600 dpi des 15 cartes topographiques monochromes au 1:20 000^e IGN 1968 ;
- De la copie numérique des 38 dalles de 10 km sur 10 km composant la mosaïque du bassin de retenue, géoréférencées dans le système WGS84 Projection UTM29 ; et
- Des éléments altimétriques et hydrographiques vectorisés.

Tous ces éléments sont disponibles sous forme de fichiers électroniques.

Un modèle numérique de terrain (MNT) a été généré à partir du module ArcGIS®¹⁴ pour les besoins des calculs hydrauliques. À partir de ce modèle, la zone inondée pour les variantes de dimensionnement considérées a été définie (différents niveaux de barrage pour les cotes d'exploitation maximales de 91, 94, 97 et 100 m s.m.).

La Figure 2-3 suivante illustre l'étendue du MNT obtenu jusqu'à la cote 106 IGN.

Les données topographiques IGN à l'échelle 1:20 000^e du bassin de retenue (courbes de niveau espacées de 5 m, avec une précision planimétrique estimée par SENEGAL CONSULT à environ 20 m et de l'ordre de 2 à 3 m en altimétrie) sont suffisantes pour les besoins immédiats de l'étude d'APS et pour une optimisation préliminaire du niveau de la retenue (à ± 2,5 m de précision) mais elles ne pourront pas répondre aux besoins

¹⁴ ArcGIS® est une plate forme développée par la société ESRI (<http://www.esrifrance.fr/>).

ultérieurs de l'avant-projet détaillé (APD), en particulier pour ce qui concerne l'optimisation définitive du niveau de la retenue et pour confirmer qu'aucune digue de col supplémentaire n'est requise pour la fermeture du réservoir, ainsi qu'aux besoins des études d'impact environnemental et socio-économique réglementaires.

Une campagne de reconnaissances topographiques détaillées de type LiDAR de la zone de retenue et de la zone des ouvrages projetés s'avère donc indispensable et doit être considérée comme prioritaire dans le programme de reconnaissances complémentaires de l'APD, tel que présenté en annexe D.

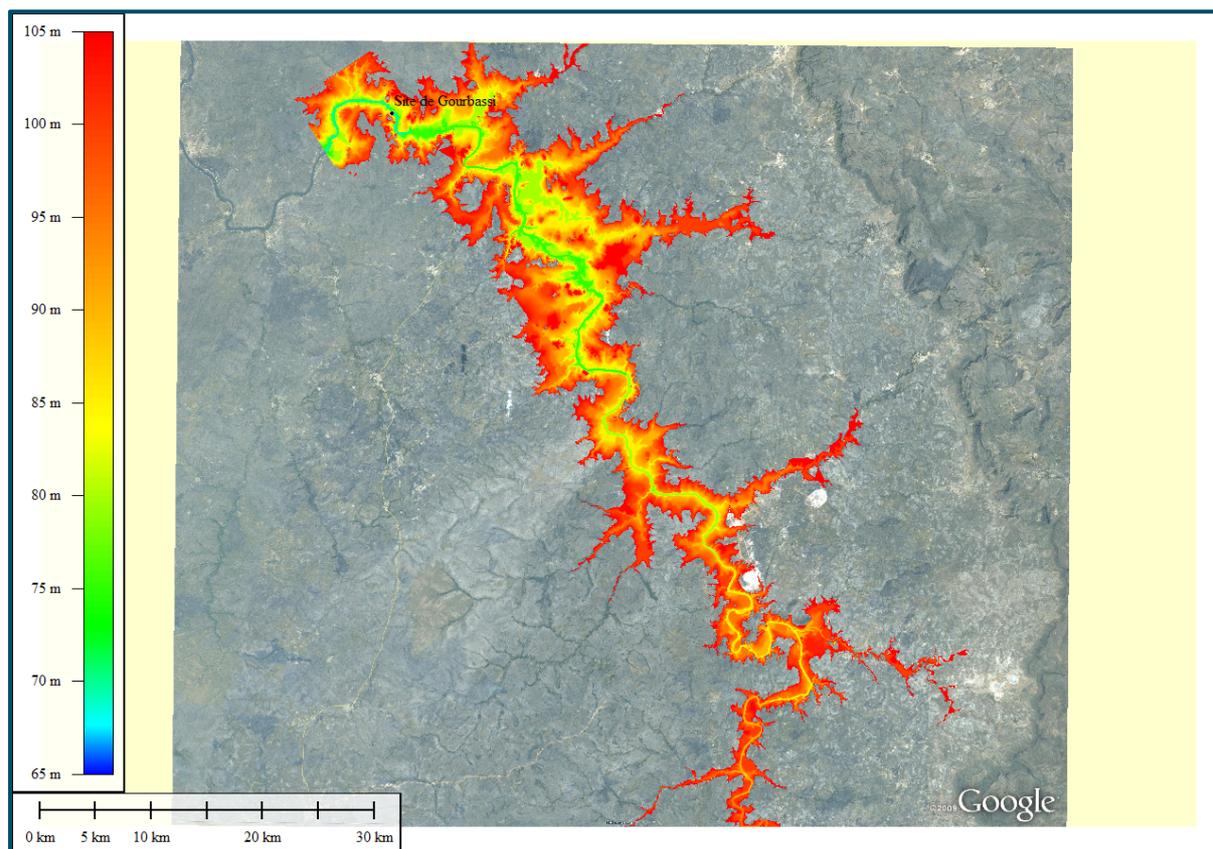


Figure 2-3 Étendue du MNT du bassin de retenue de Gourbassi

2.4.3 Relevés topographiques de la zone des ouvrages

La zone des ouvrages de Gourbassi a été rattachée en avril 2011 en altimétrie à la borne IGM KY43 sise à Bourdala dont les coordonnées UTM WGS84 X, Y et Z sont connues ($X = 232\,742$, $Y = 1\,495\,228$, $Z = 130,7772$ m) par nivellement direct en double station avec un niveau automatique de haute précision. Ce processus de nivellement a été effectué le long de la route d'accès entre Bourdala (borne IGM KY43) et le site des ouvrages à Gourbassi (borne Gourba7), en passant par Sépola (borne Gourba1), Kéniégoulo (borne Gourba2), Linguékoto (borne Gourba3), Bérola (bornes Gourba4 et Gourba5) et Séguékoto (borne Gourba6).

Les échelles limnimétriques de Bérola ont été rattachées en altimétrie à la borne Gourba5 qui fait donc partie du réseau allant de la borne KY43 de Bourdala à la borne Gourba7 au site du barrage.

Les résultats des levés topographiques et relevés hydrographiques effectués en 2011 par SLII dans la zone de Gourbassi consistent en :

- Un dossier de bornage et de piquetage avec le schéma du canevas de base et la liste des coordonnées des points déterminés au sol ;
- Les relevés topographiques et bathymétriques ;
- Deux (2) profils en long (les points mesurés sont espacés d'environ 30 m approximativement) ; et
- Trente (30) sections transversales réparties uniformément entre le village de Bérola soit 5.5 km en amont de l'axe des ouvrages et jusqu'à 5.5 km en aval de l'axe.

Les relevés topographiques et bathymétriques ainsi que les profils en long et en travers sont disponibles sous format électronique (fichiers de type « DWG »).

Ces données ont permis de générer un MNT au 1:2 000^e spécifique à la zone des ouvrages (Figure 2-4), calé sur celui au 1:20 000^e du bassin de retenue, qui a permis par la suite d'établir les plans du barrage et des ouvrages annexes.

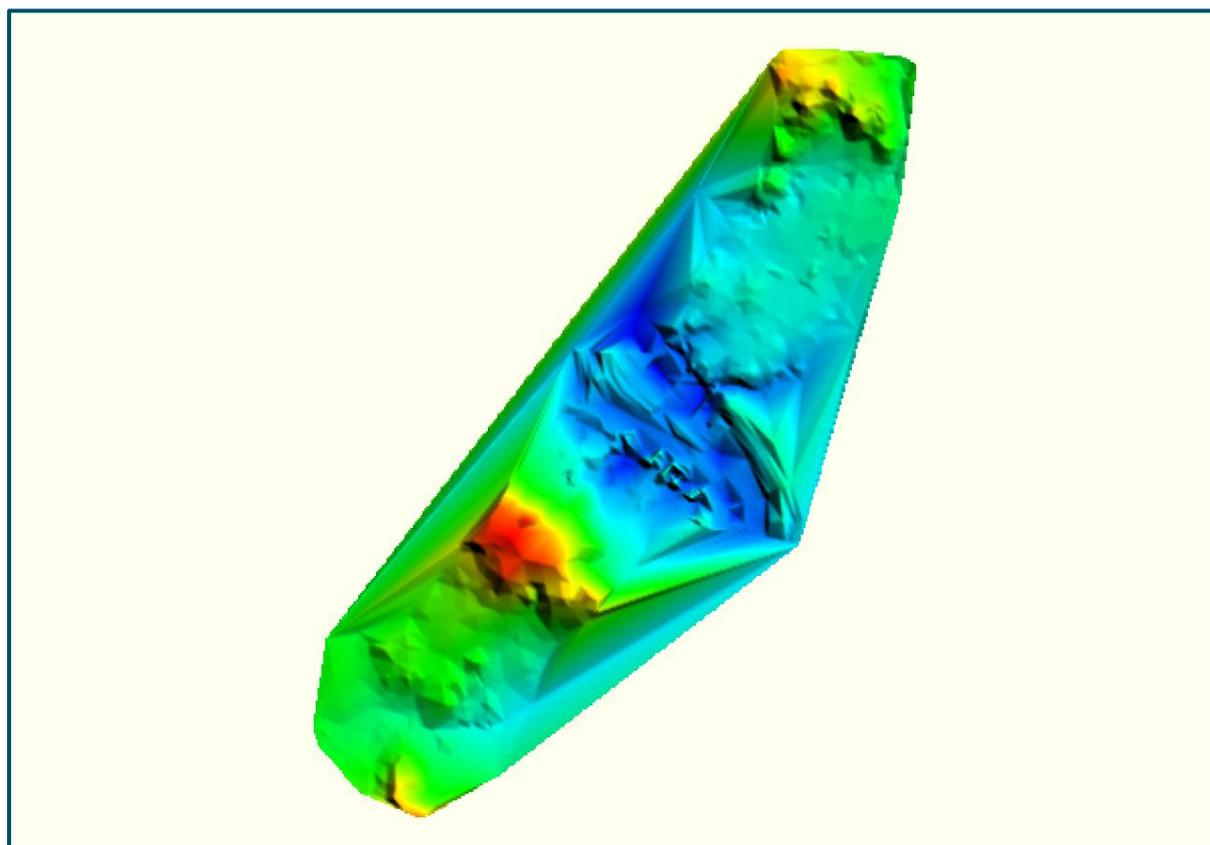


Figure 2-4 Modèle numérique de terrain de la zone des ouvrages

Compte tenu de l'imprécision de la topographie au 1:20 000^e (20 m en planimétrie et 2-3 m en altimétrie), il existe des différences notables dans la zone des ouvrages entre les altitudes relevées lors de l'arpentage 2011 et celles figurant sur le MNT développé à partir des courbes de niveau IGN. Pour cette étude, la conception des ouvrages a été

faite sur la base des résultats d'arpentage qui sont beaucoup plus précis. En phase d'APD, la topographie par photographie aérienne de type LiDAR (ou autre procédé) permettra de mener une optimisation du dimensionnement des ouvrages projetés et de la cote de gestion maximale du réservoir.

L'analyse des données topographiques et bathymétriques dans la zone des ouvrages ainsi que le relevé du zéro de l'échelle de Gourbassi (sise au village de Bérola) réalisé à cette occasion (cote rattachée mesurée à 72,85 m s.m.) permet de constater que la courbe de tarage en aval de la centrale utilisée par SENEGAL-CONSULT en 1970 ne concorde pas avec la topographie observée en 2011. Les relevés de ligne d'eau réalisés au site confirment également cette discordance.

La courbe de tarage utilisée en 1970 présentée par SENEGAL-CONSULT [Réf. 17] faisait état d'un niveau de 66,8 m s.m. pour un débit nul en aval du barrage alors que la zone la plus profonde de la rivière relevée est à la cote 70 m s.m. au voisinage des ouvrages. Le niveau aval au débit nul est donc de 72,5 m s.m. et de 73,8 m s.m. au débit d'équipement de la centrale et non tel qu'énoncé par SENEGAL-CONSULT, ce qui laisse à penser que la **chute brute** au site aurait été **surestimée en 1970**. Les calculs hydrauliques réalisés lors de l'étude des variantes utilisent la version révisée de la courbe de tarage aval établie sur la base des relevés topographiques et bathymétriques de 2011.

Un relevé bathymétrique plus détaillé de la zone des ouvrages afin de préciser plus finement la chute brute disponible au site doit donc être mené en phase d'APD; le relevé de type LiDAR du lit mineur de la Falémé, effectué en période d'étiage, répondrait judicieusement à ce besoin.

2.5 CLIMATOLOGIE

2.5.1 Le climat

Le bassin du Sénégal Supérieur, situé entre les régions tropicales humides et les confins du Sahara, présente une grande diversité climatique. Son climat est caractérisé par l'alternance de deux grandes saisons annuelles : la saison des pluies en été (de juin à octobre) et la saison sèche en hiver (novembre à mai). Ce régime pluviométrique permet de caractériser l'année climatique. Il est assujéti aux interactions de deux types de circulation aérienne : l'harmattan, chaud et sec, véhiculé par des vents de secteur NE en provenance de l'anticyclone saharien, et la mousson, chaude et humide, acheminée par des vents de secteur SW issue de l'Atlantique sud. L'interface de ces deux masses d'air est le Front intertropical (FIT); c'est sa trace au sol qui constitue l'équateur météorologique. Les déplacements du FIT sont déterminés, au cours de l'année, par les positions respectives des centres de hautes pressions. Ils évoluent en un mouvement de bascule entre deux extrêmes.

En hiver, l'anticyclone continental boréal centré sur le Sahara et l'anticyclone des Açores sont puissants : l'équateur météorologique se situe vers 4° de latitude Nord ; cette position méridionale extrême est généralement atteinte en décembre-janvier. L'anticyclone saharien dirige vers les basses latitudes tropicales un flux fort et régulier : l'harmattan souffle en permanence du NE. Il est localement perturbé par des discontinuités d'alizés maritimes engendrées par l'anticyclone des Açores. Les seules précipitations éventuelles durant cette période, le « heug » communément appelé par les profanes « pluie des mangues », ont une origine extratropicale. En février, le FIT

amorce sa migration vers le Nord ; il atteint le Sud du bassin de la Gambie en mars et franchit le 13° parallèle (limite septentrionale du Fouta Djallon) en mai-juin. Les premières pluies à caractère orageux sont alors provoquées par l'arrivée des lignes de grains.

En été, l'anticyclone subtropical de Sainte-Hélène se renforce : les masses d'air équatoriales, tièdes et humides, couvrent la quasi-totalité du bassin provoquant les averses de la saison des pluies, appelée « hivernage ». En août, le FIT atteint sa position la plus septentrionale vers 20° de latitude nord. L'ensemble de la région reçoit des pluies non orageuses à caractère continu : la mousson prédomine. A l'arrière du front, de puissants mouvements de convection font naître des cumulonimbus à grand développement vertical et des cumulus bourgeonnants qui donnent d'abondantes chutes de pluie. La mousson frappe alors de plein fouet les reliefs du Fouta Djallon. Dès le mois de septembre, le mouvement de translation du FIT s'inverse, et ce balancement du nord vers le sud détermine la durée effective de la saison des pluies qui s'achève en octobre-novembre. En novembre, l'alizé apporte de la fraîcheur puis l'harmattan redevient prédominant en décembre.

La température moyenne annuelle dans le bassin du Sénégal Supérieur est de 28°C, selon les données de la station de Kita [Réf. 19]. La moyenne des températures maximales journalières annuelles est de 34°C et la moyenne des minimums est de 24°C.

L'humidité relative moyenne varie entre 55% et 60%. Les valeurs maximales dépassent 90% et les valeurs minimales entre 10% et 20% selon les saisons [Réf. 17].

2.5.2 L'information disponible

L'inventaire des données météorologiques disponibles est présenté à la Figure 2-5 ci-après.

Les données hydrologiques présentées plus bas montrent que le régime hydrologique du bassin versant du fleuve Sénégal a subi une baisse d'hydraulicité importante depuis la fin des années 1970. Nonobstant des erreurs de mesures hydrologiques systématiques possibles, la saison sèche est plus marquée et plus longue maintenant qu'elle ne l'était avant 1979. Cette constatation est confirmée par les données pluviométriques.

L'évaporation constitue une variable importante ayant un impact notable sur le débit pouvant être restitué par l'aménagement de Gourbassi. Les pertes par évaporation sont de loin les plus importantes en Afrique : dans les régions sahéniennes toute retenue dont la hauteur ne dépasse pas 2 ou 3 m sera forcément naturellement vide avant la saison des pluies.

En vue d'obtenir l'évaporation nette, l'évaporation du réservoir a été comparée à l'évapotranspiration existant au site avant l'aménagement (pour la saison sèche) tout en considérant également le captage de près de 100% des pluies sur la surface du réservoir (durant la saison des pluies).

Les données de type bac évaporatoire ne sont pas disponibles pour le moment. L'évaporation mensuelle du réservoir proposé sera donc être établie grâce aux données de la base HYDRACCESS. La base de donnée comprend une série de données météorologiques mensuelles : température, humidité relative et insolation. Les données de vent ne sont pas disponibles.

2.5.3 Données sur les précipitations

Les climatologues distinguent quatre zones climatiques dans le bassin du fleuve Sénégal : le climat sahélien entre les isohyètes 200 et 500 mm, le climat nord soudanien entre les isohyètes 500 et 800 mm, le climat sud soudanien entre les isohyètes 800 et 1300 mm et le climat guinéen au sud de l'isohyète 1300 mm (Figure 2-6).

Les hydrologues regroupent la zone sahélienne et la zone nord soudanienne sous la même appellation de domaine sahélien [Réf. 5].

Pour cette étude, on distinguera donc le domaine sahélien au nord de l'isohyète 800 mm, le domaine soudanien entre les isohyètes 800 et 1300 mm et le domaine guinéen au sud de l'isohyète 1300 mm.

À titre informatif, à Kayes, la pluviométrie annuelle est de l'ordre de 600 mm ce qui est caractéristique de la zone sahélienne. Le bassin versant à l'étude s'étend donc de la zone sahélienne à la zone guinéenne avec une pluviométrie annuelle moyenne de 1000 mm.

L'inventaire des données pluviométriques disponibles est fourni dans le Tableau 2-2. L'analyse des données pluviométriques permet d'affirmer que les pluies enregistrées indiquent la même diminution du régime (de l'ordre de 55%) que celle montrée par les données de débit.

Tableau 2-2 Inventaire des données pluviométriques disponibles

Nom	Id Station	Date Début	Date Fin	Latitude	Longitude
LABE	1170587000	16-jan-1903	16-déc-2008	11,317° N	12,300° W
SIGUIRI	1170768000	16-fév-1922	16-mai-2007	11,433° N	9,167° W
BAFOULABE	1270001900	16-jan-1931	16-déc-1995	13,800° N	10,833° W
DIAMOU	1270008800	16-juin-1951	16-déc-2005	14,100° N	11,267° W
FALADYE	1270012400	16-jan-1931	16-déc-2002	13,133° N	8,350° W
GALOUGO	1270014200	16-juin-1951	16-mar-2004	13,833° N	11,067° W
GOURBASSI	1270015700	16-juin-1956	16-déc-2005	13,400° N	11,633° W
GUENE - GORE	1270016300	16-mai-1956	16-déc-2002	12,733° N	11,017° W
KAYES	1270020800	1-sep-1895	16-fév-2009	14,433° N	11,433° W
OUALIA	1270036700	16-jan-1959	16-mai-2004	13,600° N	10,383° W
SAGABARI	1270039100	16-juil-1959	16-aou-2004	12,600° N	9,800° W
BAKEL	1380000400	16-mai-1918	16-déc-2008	14,900° N	12,467° W
KIDIRA	1380013000	16-juin-1918	16-oct-2009	14,467° N	12,217° W

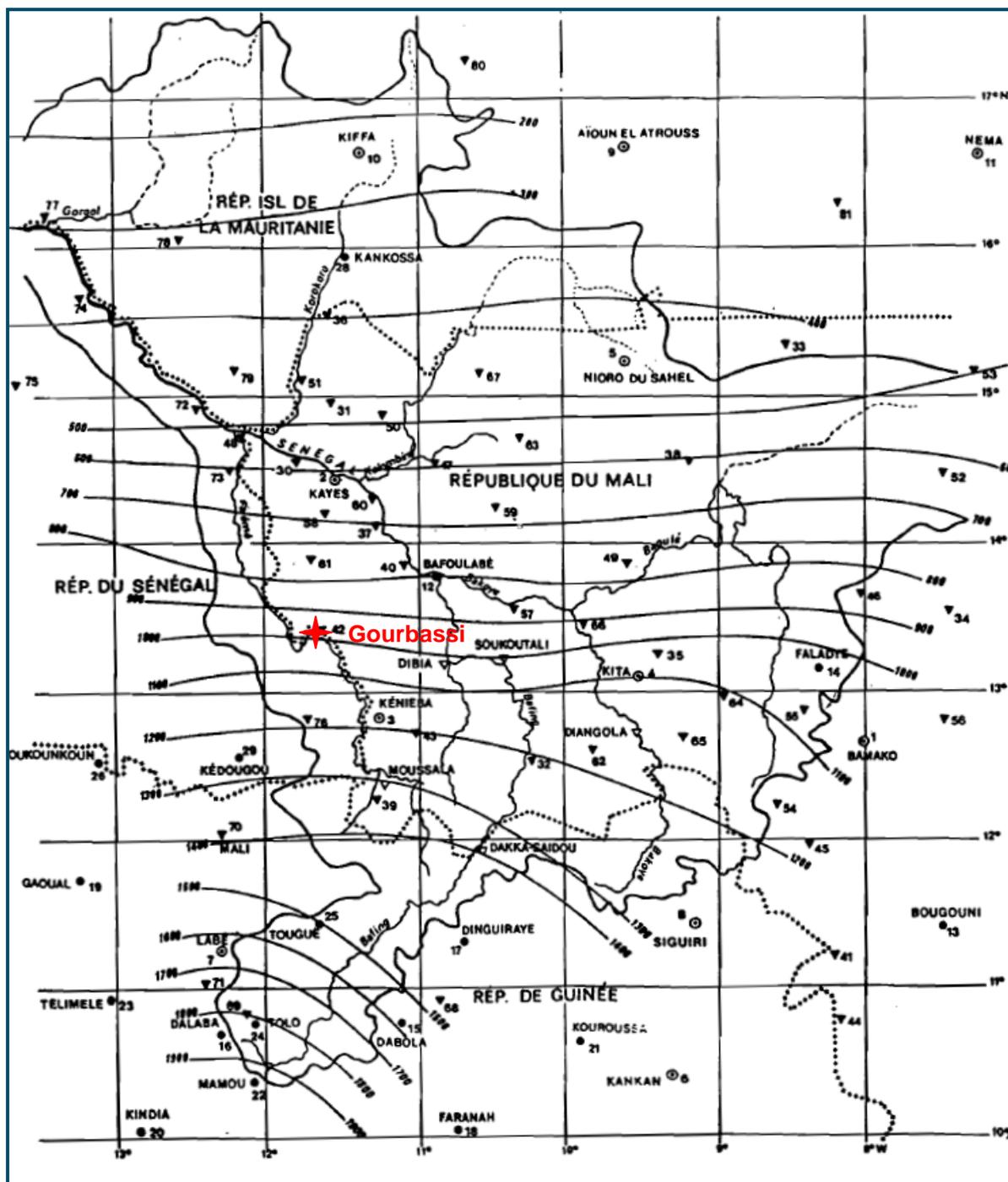


Figure 2-6 Carte des isohyètes interannuels (1951-1980)¹⁵

¹⁵ Source : [Réf. 5]

Afin d'apprécier la distribution moyenne des pluies sur le bassin versant de la Falémé à Gourbassi, la Figure 2-7 présente les isohyètes interannuels reconstitués pour la période de 1958 à 2008 en utilisant l'ensemble des stations pluviométriques appropriées (Gourbassi, Guene-Gore, Labé, Galougo, Sagabari, Siguir).

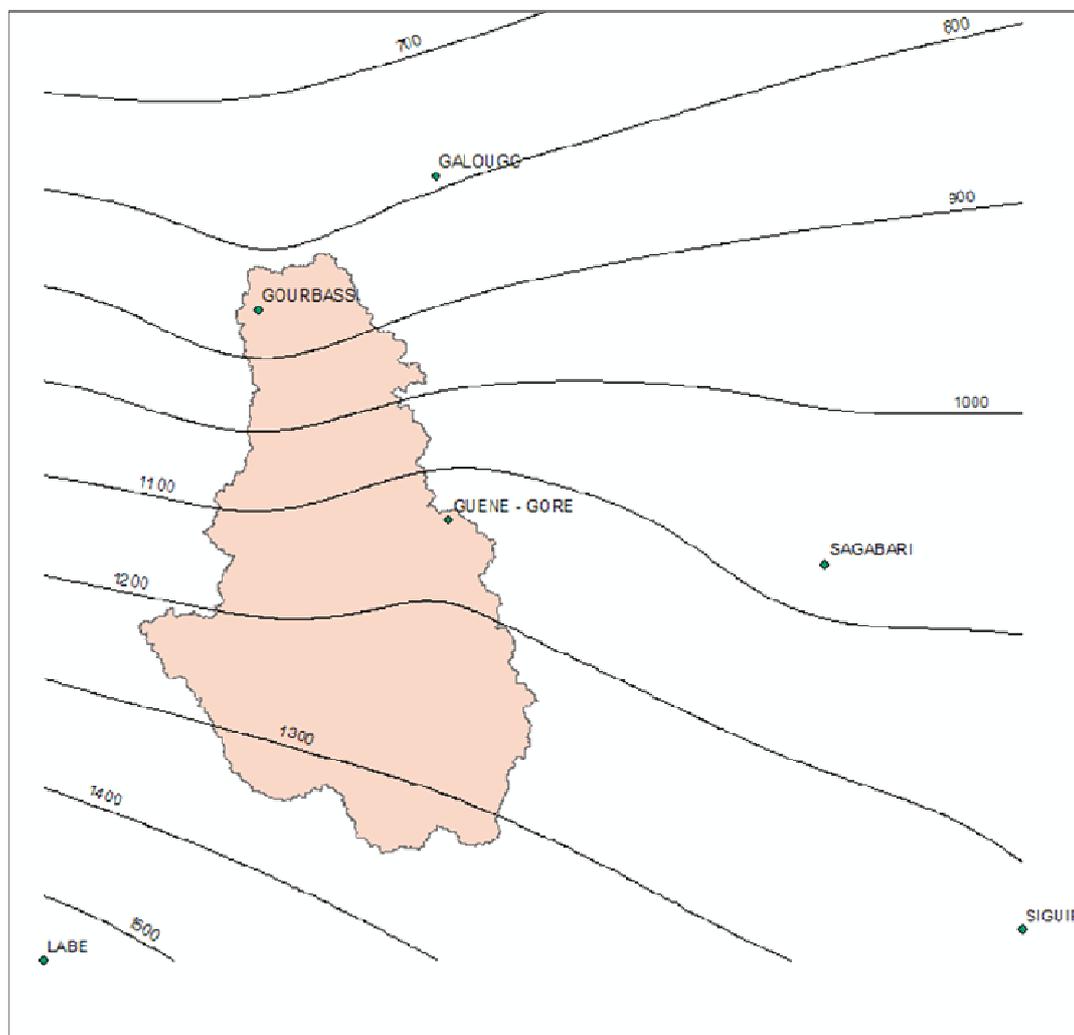


Figure 2-7 Isohyètes interannuels reconstitués (1958-2008)

Cette figure permet de constater la très forte diminution de la pluviosité dans la zone sahélienne avec 800 mm à Galougo comparativement à celle de la zone guinéenne avec 1500 mm à Labé.

La Figure 2-8 présente les hydrogrammes des précipitations moyennes mensuelles sur le bassin versant de la Falémé à Gourbassi. Les mois de novembre à mai reçoivent de très faibles précipitations (saison sèche) tandis les mois de juin à octobre reçoivent entre 160 et 315 mm de pluie mensuellement.

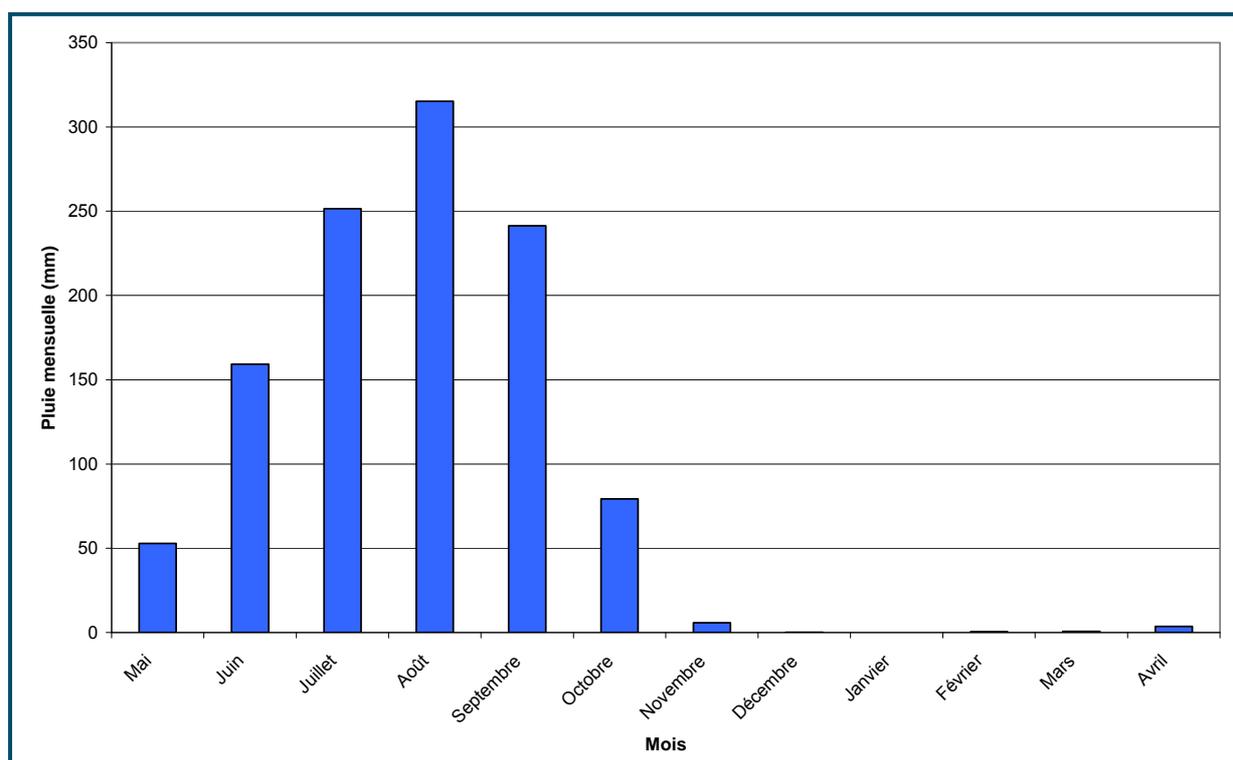


Figure 2-8 Distribution de la pluie moyenne mensuelle sur le bassin de la Falémé à Gourbassi (1958-2008)

2.6 HYDROLOGIE¹⁶

2.6.1 Données existantes sur les débits

L'OMVS a mis à la disposition du consultant la base de données HYDRACCESS dont le format a été développé par l'IRD. Celle-ci regroupe les données hydrologiques et météorologiques pertinentes à l'étude. Elle est tenue à jour par l'OMVS qui y incorpore les données transmises par les Directions Régionales de l'Hydraulique.

L'analyse du régime hydrologique de la Falémé à Gourbassi (bassin versant de 16 253 km²) montre une diminution très marquée du débit depuis 1970. Le débit module annuel pour la période 1953-1979 était de 138 m³/s alors que pour la chronique historique 1980-2010 il est de 71 m³/s. Cela aura un impact sur le dimensionnement de l'aménagement projeté.

Les stations de Kidira (bassin versant de 28 900 km²), de Fadougou (9 350 km²) et des stations sur le cours du Bafing ont été utilisées afin d'apprécier si le phénomène est aussi marqué qu'à la station de Gourbassi. Le Tableau 2-3 montre les résultats de l'analyse qui tendent à confirmer que le régime hydrologique du bassin du fleuve Sénégal a subi une baisse de l'ordre de 50% à partir des années 1970.

¹⁶ Le lecteur est invité à se référer au rapport des études hydrotechniques pour une description plus détaillée des données et études hydrologiques de base [Réf. 21].

Tableau 2-3 Comparaison des mesures à Gourbassi à celles des stations voisines

Station	Cours d'eau	Bassin versant (km ²)	Débit module				
			Période	Débit (m ³ /s)	Période	Débit (m ³ /s)	Baisse
Gourbassi	Falémé	16 253 ¹⁷	<u>1954-1979</u>	138	<u>1980-2010</u>	71	49%
Fadougou (Drague)	Falémé	9350	<u>1904-1979</u>	105	<u>1980-1994</u>	50	52%
Kidira	Sénégal	28 900	<u>1951-1979 (Incomplet)</u>	249	<u>1980-2009 (Incomplet)</u>	91	63%
Bafing Makana	Bafing	21 000	<u>1960-1979</u>	285	<u>1980-1987</u>	173	39%
	(avant Manantali)						
Daka-Saïdou	Bafing	15 700	<u>1954-1979</u>	267	<u>1980-1987</u>	194	27%
	(avant Manantali)						

La Figure 2-9 présente les hydrogrammes annuels pour la période allant de 1954 à 2009, ce qui permet d'évaluer les pointes annuelles de débit, la durée moyenne de la saison des pluies et la variabilité hydrologique. La Figure 2-10 permet d'apprécier graphiquement la baisse du régime des eaux constatée à Gourbassi. La moyenne gaussienne sur 25 ans montre qu'à la suite d'une baisse prononcée débutée en 1954, au milieu des années 1980 le cycle a atteint un minimum pour ensuite remonter légèrement vers les années 2000.

La Figure 2-11 permet d'apprécier les variations de régime aux stations voisines. En comparant graphiquement la tendance de la Falémé à Gourbassi à celle d'autres stations sur le Bafing et le Sénégal, on peut conclure que la baisse est généralisée sur l'ensemble du bassin du Sénégal Supérieur. Il semblerait également que la portion Sud du bassin de la Falémé, entre Gourbassi et Fadougou, reçoive moins d'apports qu'auparavant, puisqu'à partir des années 1975 l'écart de débit entre les deux stations diminue significativement. Cela concorde avec plusieurs études antérieures (dont [Réf. 12]) qui font état d'un déplacement graduel vers le Sud de la zone de faibles précipitations.

¹⁷ Valeur calculée par outils SIG en utilisant la topographie SRTM.

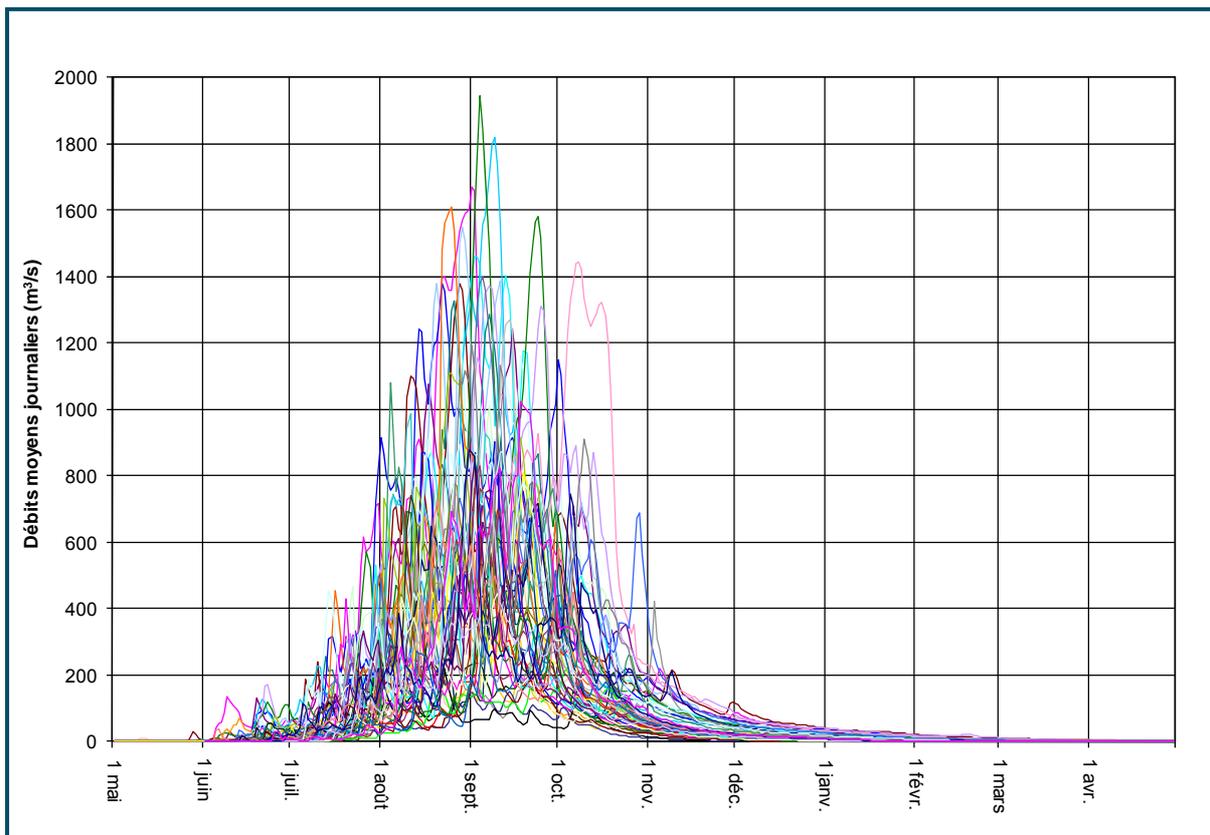


Figure 2-9 Débits moyens journaliers à Gourbassi 1954-2009

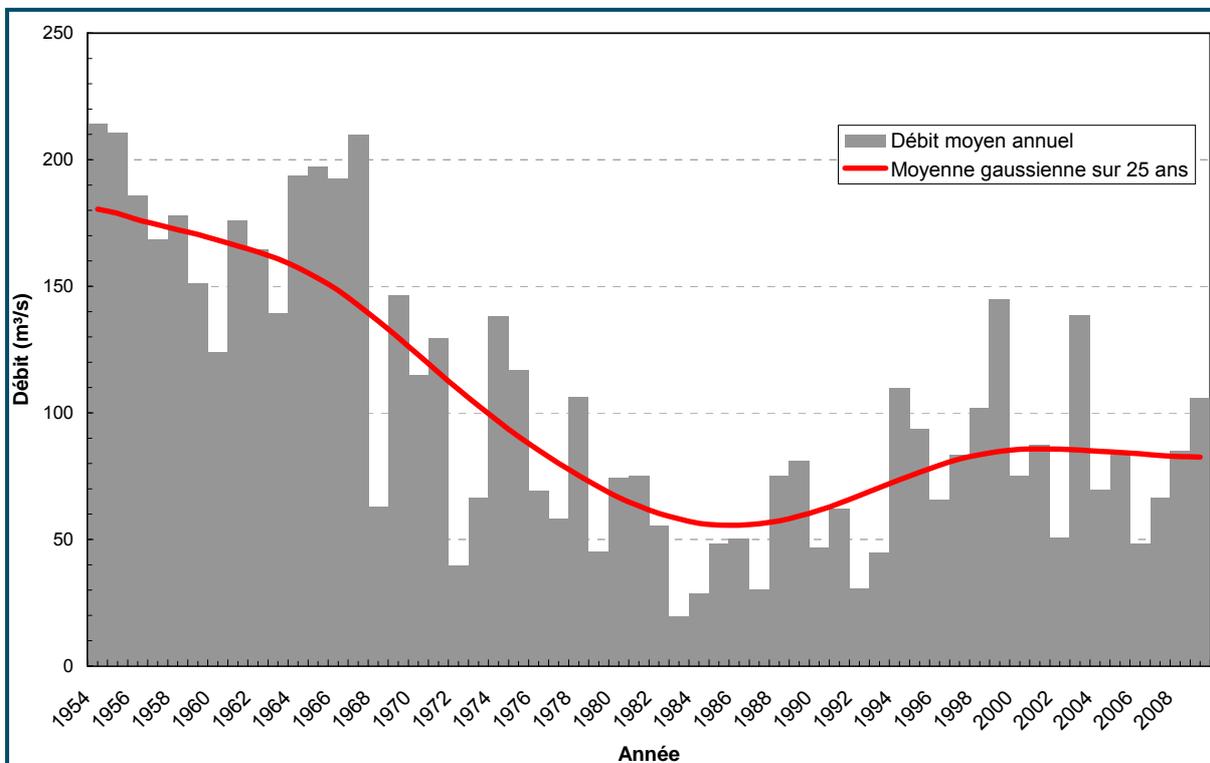


Figure 2-10 Variation du cycle hydrologique à Gourbassi – Moyenne gaussienne

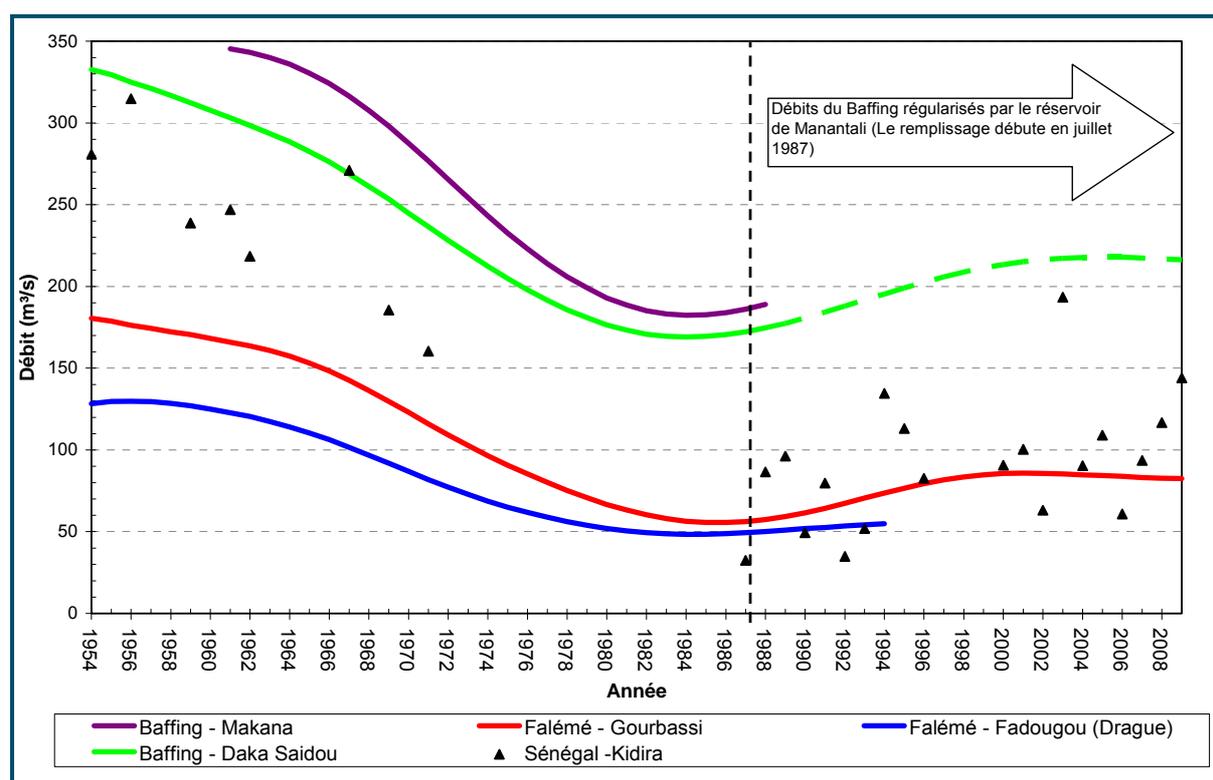


Figure 2-11 Station de Gourbassi comparée aux stations voisines – Moyenne gaussienne des valeurs annuelles sur 25 ans

Les séries hydrologiques suivantes ont été considérées pour les simulations de régularisation et de productible (voir [Réf. 21]) (Figure 2-10):

- Une série de base, qui comprend toute la chronique hydrologique historique de 1961 à 2009 ;
- Une série sèche qui comprend seulement les années après 1980 ;

Une baisse du débit est en effet observée depuis les années 1980 sur toutes les rivières d'Afrique de l'Ouest. Cette baisse est bien constatée sans que sa cause soit pour autant identifiée. La période de 1970 à 1980 est également relativement sèche avec un débit moyen annuel de 87 m³/s à Gourbassi comparé à 71 m³/s sur la période 1980-2009. Cependant une période de trente ans est suffisamment représentative ; c'est pourquoi la période de 1980 à 2009 a été retenue pour établir l'impact d'une baisse du débit à Gourbassi.

- Une série future qui partira des observations des dernières années (2000) pour un horizon de 50 ans et qui reflétera les variations projetées dans les profils climatiques du PNUD. Trois sous-séries futures ont alors été établies à partir de ces projections : une moyenne, une haute (optimiste) et une basse (pessimiste).

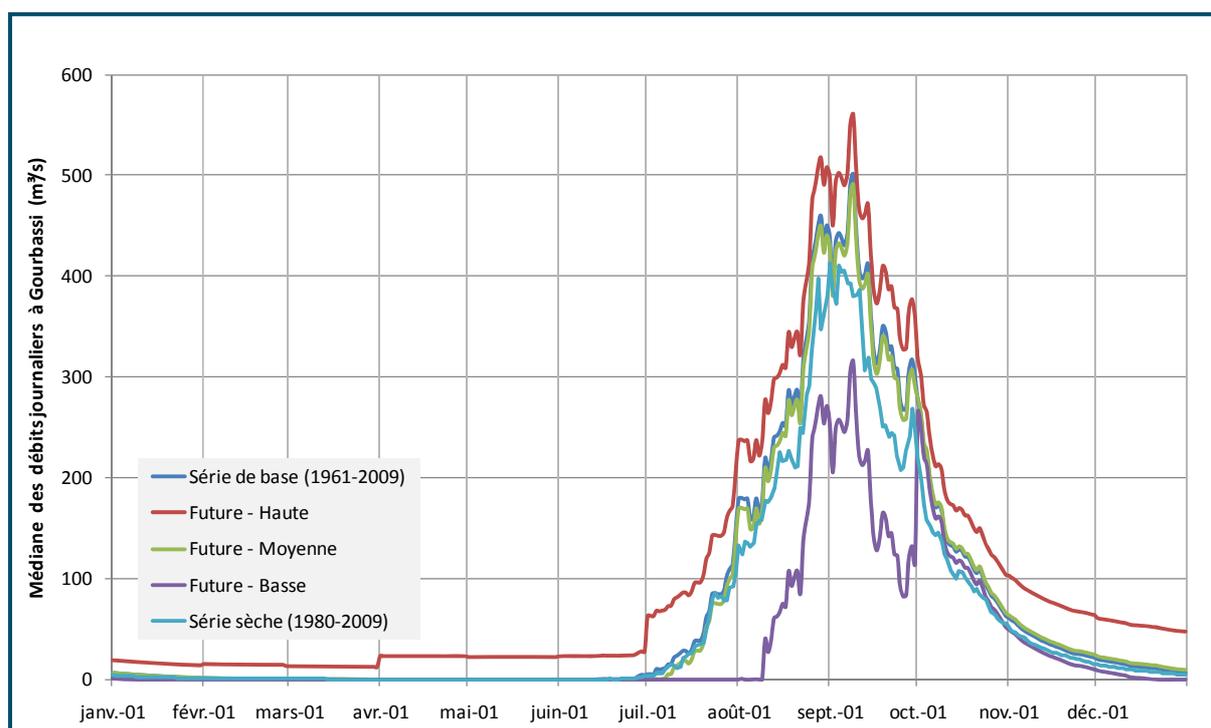


Figure 2-12 Médiane des débits journaliers pour les séries étudiées

La série de base utilisée pour les simulations de régularisation et de productible couvre la période 1961-2009. Cette chronique hydrologique historique a été retenue puisqu'elle consiste en la série la plus longue qui comporte l'ensemble des données de débits aux stations d'intérêt (Oualia, Soukoutali, Gourbassi et Kayes).

2.6.2 Données sur les apports solides

Un élément important dans l'établissement d'un projet de retenue est le volume d'apports solides charriés par le cours d'eau devant être aménagé. Des mesures de transport des solides en suspension et/ou par charriage de fond sont nécessaires afin de procéder à une évaluation de la masse des transports solides.

Les données relatives au transport de sédiments dans la Falémé sont encore très partielles et elles sont anciennes. Dans le cadre de cette étude, SLII a entrepris un programme d'échantillonnage pour prélever des échantillons d'eau de la Falémé¹⁸ pendant la période des hautes eaux et pour en mesurer la concentration de matières solides en suspension (MES). La campagne de prise d'échantillons a débuté le 18 juillet 2010 et s'est terminée le 14 novembre 2010. Les échantillons ont été analysés au Laboratoire Nationale des Eaux (Ministère de l'Énergie et de l'Eau) du Mali à Bamako.

Les concentrations de matières en suspension mesurées et les débits associés sont présentés au Tableau 2-4 ci-après.

¹⁸ À hauteur des villages frontaliers de Bérola (Mali) et Saïensoutou (Sénégal), soit 5 km environ en amont du barrage projeté.

Les résultats de la campagne de mesures de sédiments de 2010 démontrent une diminution de la concentration vers la fin de la saison des pluies. En effet, à partir du mois d'août l'écoulement augmente et la concentration est forte alors que plus tard au mois d'octobre la concentration demeure faible malgré un débit assez important. L'explication proposée pour ce phénomène est que le ratio écoulement de surface / écoulement souterrain a diminué significativement au cours de la période des pluies. L'écoulement souterrain est plus important à la fin de la saison des pluies et celui-ci transporte une quantité beaucoup plus faible de sédiments qu'un écoulement de même importance en eaux de surface.

Tableau 2-4 Mesures de charges solides réalisées à Gourbassi

N°	Dates	Niveau à l'échelle (cm)	Débit (m³/s)	MES (mg/l)
1	18-juil.-2010	96	25,7	138
2	25-juil.-2010	265	212	344
3	1-août-2010	174	90,9	86
4	8-août-2010	301	276	62
5	15-août-2010	242	176	106
6	22-août-2010	406	501	173
7	29-août-2010	404	496	104
8	5-sept.-2010	551	888	106
9	12-sept.-2010	621	1080	40
10	19-sept.-2010	580	971	71
11	26-sept.-2010	464	649	24
12	3-oct.-2010	315	303	33
13	10-oct.-2010	380	440	42
14	17-oct.-2010	308	290	21
15	24-oct.-2010	258	200	10
16	31-oct.-2010	200	130	7
17	7-nov.-2010	183	101	9
18	14-nov.-2010	158	74	8

En vue d'augmenter la précision et la fiabilité de l'analyse de l'impact sur l'aménagement de Gourbassi des matériaux solides transportés par la Falémé réalisée dans le cadre de cette étude d'APS, les mesures en rivière devraient être poursuivies jusqu'aux études d'APD. SLII recommande donc de procéder à un programme d'échantillonnage systématique sur le terrain, pour recueillir à Gourbassides échantillons d'eau et faire les mesures de concentration de MES en fonction des débits relevés. Cette activité a été incluse dans le programme des reconnaissances complémentaires pour l'APD présenté en annexe D.

2.6.3 Étude des crues

L'analyse des crues suppose deux approches de base :

- L'analyse fréquentielle des débits de pointe observés ; et
- Les crues découlant des événements de précipitation.

Les données de la station de Gourbassi sur la période 1954-2009 ont été retenues pour réaliser l'analyse fréquentielle des crues à Gourbassi.

L'étude des crues de différentes fréquences a porté sur la pointe (Figure 2-13) et sur le volume observé sur une durée de référence de 30 jours (Figure 2-14).

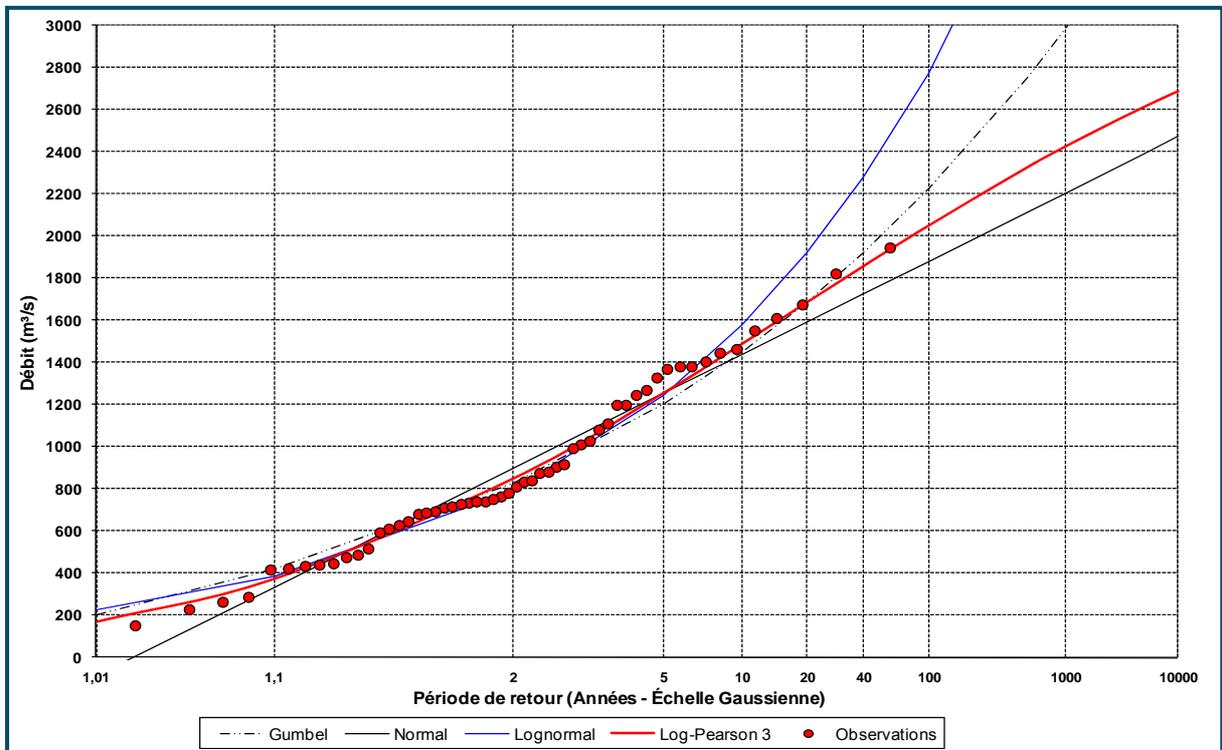


Figure 2-13 Analyse de la fréquence des pointes de crues

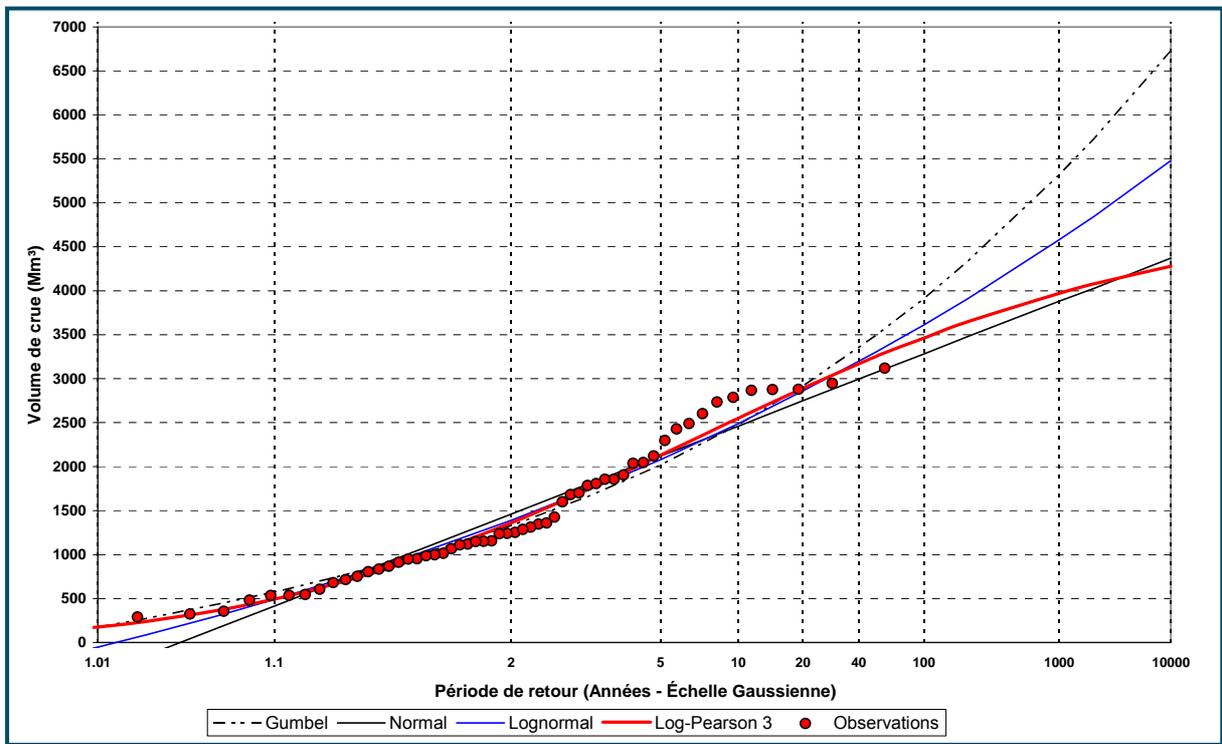


Figure 2-14 Analyse de la fréquence des volumes de crues

Les pointes de crues sont le mieux représentées par la loi de Log-Pearson 3. Le Tableau 2-5 présente la valeur des crues pour des récurrences données.

Tableau 2-5 Falémé à Gourbassi – Fréquence des crues

Période de retour T (ans)	Probabilité	Q (m ³ /s) LogPearson 3
1,01	0,99	170
1,1	0,91	370
2	0,5	850
5	0,2	1250
10	0,1	1490
20	0,05	1690
40	0,025	1860
100	0,01	2050
500	0,002	2330
1 000	0,001	2430
5 000	0,0002	2620
10 000	0,0001	2690

La crue maximale probable (CMP) est définie comme étant une crue hypothétique dont les principales caractéristiques (débit de pointe, volume et forme de l'hydrogramme) sont les plus sévères pouvant raisonnablement se produire à un site donné. Elle a été calculée à partir de la pluie maximale probable (PMP) au moyen d'un modèle pluie-ruissellement du bassin versant de la Falémé à Gourbassi calibré sur des événements historiques. Les résultats de calcul de la PMP et de la CMP sont présentés à la Figure 2-15.

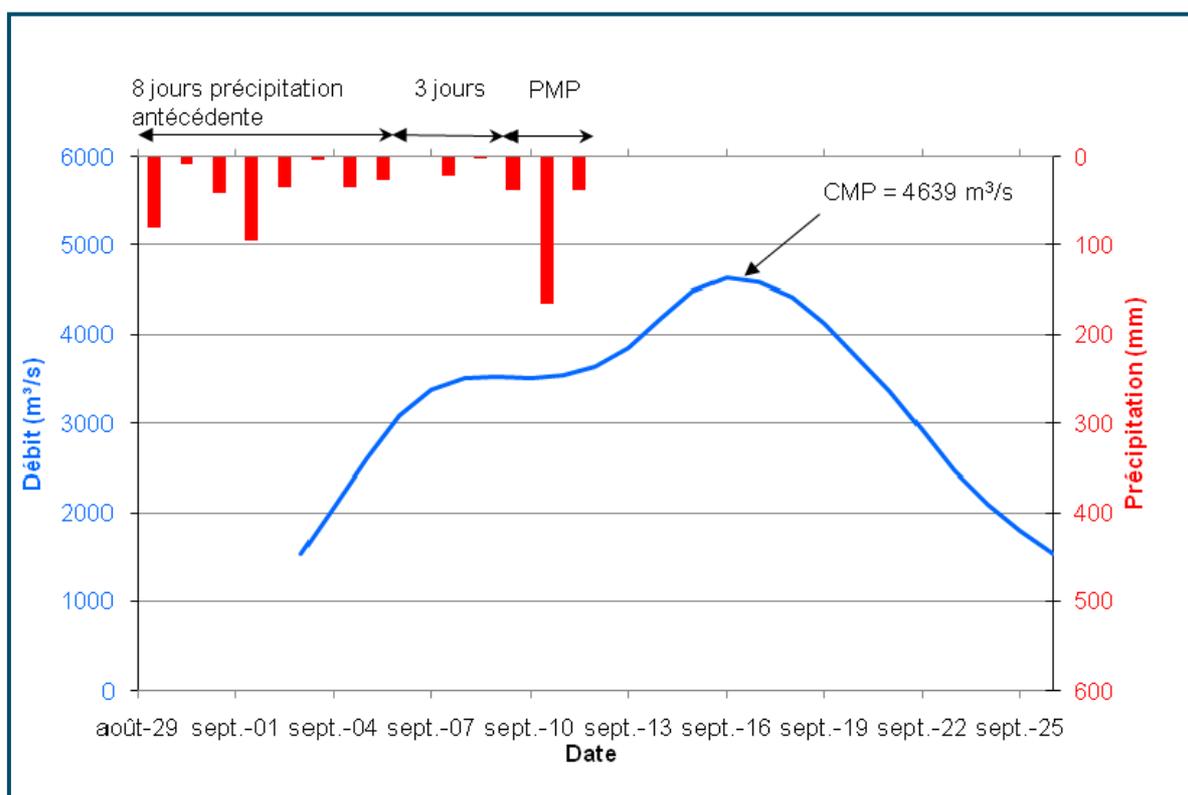


Figure 2-15 Gourbassi – PMP / CMP

2.6.4 Évaporation à Gourbassi

L'évaporation constitue une variable importante ayant un impact notable sur le débit qui pourra être restitué par l'aménagement de Gourbassi. Notons que plus l'humidité relative est importante, moins l'évaporation intervient dans le bilan hydrologique.

L'évaporation nette du réservoir est définie comme étant l'évaporation de la surface d'eau du réservoir (qui est proportionnelle à la surface du plan d'eau) moins l'évapotranspiration (c'est-à-dire la combinaison de l'évaporation des surfaces humides et de la transpiration des végétaux) qui existait dans l'emprise du réservoir avant sa mise en eau. L'évaporation nette sera très différente de l'évapotranspiration réelle.

Les pertes moyennes par évaporation de la retenue projetée à Gourbassi ont été évaluées entre 6,1 m³/s pour une cote de retenue normale de 91 m s.m. et 10,9 m³/s pour une cote de 100 m s.m. ce qui réduit les volumes disponibles pour la régularisation et la production d'énergie.

2.7 CARACTERISTIQUES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIO-ECONOMIQUES

Les principales caractéristiques environnementales et socio-économiques du projet d'aménagement de Gourbassi sont résumées ci-après. Le lecteur est invité à se référer au rapport de l'étude diagnostique des impacts socio-économiques et environnementaux [Réf. 22] pour en obtenir un portrait plus complet.

2.7.1 Milieu biologique

2.7.1.1 Végétation

La région à l'étude se trouve dans la zone climatique soudanienne. Typiquement, cette zone est le domaine des formations forestières de savane boisée, arborée et arbustive avec des forêts galerie le long des cours d'eau et des formations généralement plus denses sur les sommets. Le développement du tapis herbacé s'accroît avec le gradient pluviométrique, et parallèlement les arbres sont de plus en plus grands en allant de la savane arbustive à la savane boisée.

Les groupements végétaux dominants dans la zone d'influence du projet sont la savane arbustive, la savane arborée, la savane boisée, la galerie forestière et la végétation herbacée. Enfin, une végétation aquatique et semi-aquatique est observée sur les berges et le lit de la Falémé et dans ses affluents.

Des deux cotés de la Falémé, la dégradation du couvert végétal s'accroît de plus en plus, mais elle est plus remarquable du côté malien que sénégalais. Selon les villageois de la zone, cette dégradation est surtout due aux défrichements pour les champs de culture, à l'exploitation forestière pour le bois de chauffe, le bois d'œuvre et le bois de service, aux feux de brousse et aux coupes abusives par les éleveurs transhumants. L'exploitation minière et les activités des orpailleurs contribuent également à la dégradation de la biodiversité de la zone.

Une vingtaine d'espèces végétales, dont la présence a été confirmée dans la zone du projet, se retrouve sur les listes d'essences forestières intégralement et partiellement protégées du Mali et/ou du Sénégal

Cinq espèces végétales observées dans la zone d'étude se retrouvent sur la liste rouge des espèces menacées de l'UICN soit *Azelia africana*, *Dalbergia melanoxylon*, *Khaya senegalensis*, *Pterocarpus santalinoides* et *Raphia sudanica*.

2.7.1.2 Faune terrestre et aquatique

Les mammifères rencontrés dans la zone d'étude sont des espèces fréquentant typiquement les milieux de savane tel que : *Panthera leo* (Waraba), *Papio anubis* (Ngon), *Erythrocebus patas* (Warableni), *Chlorocebus sabaeus* (Ngobani), *Lepus sp.* (Sonsan) et *Xerus rutilus* (ngueleni), *Phacochoerus aethiopicus* (Djè), *Orycteropus afer* (Timba) et *Tragelaphus scriptus* (Minan).

La présence des hippopotames (*Hippopotamus amphibius*), une espèce vulnérable selon l'UICN, a été constatée au niveau de la Falémé avec une abondance à Farinkounda et précisément au niveau du relief de Kanimadja.

Au Mali aussi bien qu'au Sénégal, la zone de la Falémé apparaît comme très importante en termes de conservation des chimpanzés (*Pan troglodytes*). Le statut de l'espèce reste précaire à cause de sa distribution sous forme de petites populations isolées et le braconnage élevé pour cette espèce.

La zone d'étude accueille aussi bon nombre d'espèces d'amphibiens et de reptiles et d'espèces d'oiseaux. Selon les données des études précédentes, la zone d'étude est susceptible d'attirer 20 espèces migratoires d'origine entièrement paléarctique et éthiopienne.

Dans la zone d'étude, la pêche est une activité très secondaire pour les communautés locales. Selon les informations recueillies sur le terrain auprès des pêcheurs, 51 espèces de poissons se rencontrent le plus souvent dans les captures des pêcheurs locaux en période de crue ou de décrue. Aucune espèce endémique spécifique de la zone n'a été répertoriée dans la littérature ou auprès des pêcheurs rencontrés.

Parmi les espèces fauniques inscrites sur la liste rouge de l'UICN, et dont la présence a été confirmée dans la zone d'étude, notons : *Barbus dialonensis* (vulnérable), *Hippopotamus amphibius* (vulnérable), *Pan troglodytes* (en danger) et *Osteolaemus tetraspis* (vulnérable).

Aucune aire protégée ne se retrouve directement dans la zone du projet. Le parc de Niokolo Koba, du côté sénégalais et d'une superficie de 9 130 km², est celui localisé le plus près de la zone du projet (distant de 100 km de la Falémé). La flore y est très riche à cause de l'existence de conditions climatiques favorables et la richesse et la densité de la végétation favorisent la présence de plusieurs espèces animales dont les grands animaux.

Il est important d'envisager des mesures de protection de ces espèces et de la biodiversité en général dans la région. Le potentiel de protection du territoire est d'ailleurs généralement bon comparativement à plusieurs régions du Mali et du Sénégal où l'on observe une dégradation très prononcée de l'environnement. En plusieurs endroits du territoire à l'étude, la faible densité de population humaine, des zones de cultures relativement petites et l'absence de surcharge sur la végétation associée à l'élevage sédentaire ont contribué à préserver le milieu naturel.

2.7.2 Milieu humain

2.7.2.1 Population

Le projet d'aménagement de Gourbassi (ouvrages de retenue et réservoir) concerne les communes de Dialafara, de Sitakily et de Kéniéba localisées dans le cercle de Kéniéba au Mali ainsi que les communautés rurales de Missira Sirimana et de Bembou localisées au Sénégal. Le Tableau 2-6 présente le nombre de villages que l'on retrouve dans chacune des communes/communautés rurales concernées ainsi que le nombre d'habitants.

Tableau 2-6 Population dans la zone d'intervention du projet¹⁹

Cercle / Préfecture (Pays)	Communes / Communautés rurales	Nombre de villages	Population
Cercle de Kéniéba (Mali)	Dialafara	35	17 705
	Sitakily	16	27 501
	Kéniéba	27	39 557
Préfecture de Saraya (Sénégal)	Missira Sirimana	21	7 479
	Bembou	30	9 611
Total	5	129	101 853

Le Tableau 2-7 ci-dessous présente les villages et hameaux situés dans la zone d'intervention du projet et qui seront potentiellement affectés. La Figure 2-16 présente quant à elle la zone d'influence du projet ainsi que les villages directement concernés par le projet.

Tableau 2-7 Villages potentiellement affectés par le projet de Gourbassi

Cercle / Préfecture (Pays)	Communes / Communautés rurales	Villages ou hameaux	Nombre de village	% des villages affectés
Cercle de Kéniéba (Mali)	Dialafara	Arabadiangna, Banticoto, Bayé, Bérola (Gourbassi), Farinkounda, Kéniéko, Kolobo, Linguékphoto, Sékokotho	9	36%
	Sitakily	Baboto, Djidian Kéniéba	2	8%
	Kéniéba	Mahinamine	1	4%
Préfecture de Saraya (Sénégal)	Missira Sirimana	Bagué, Bountoug, Daorola, Faranding, Khassanguéri, Limalo, Linguékphoto, Moussala Kéniéko, Saiensoutou, Wanssangara, Wortokhati	11	44%
	Bembou	Koliya, Moussala Mahinamine	2	8%
Total	5		25	100%

Le Tableau 2-8 présente les données de population des villages concernés par le projet.

Une population totale de 25 824 personnes répartie dans 25 villages et hameaux, incluant le village de Djidian Kéniéba qui comprend à lui seul 15 500 habitants, est

¹⁹ Sources : Institut national de la statistique du Mali (2009), [Réf. 10] et [Réf. 11].

concernée par le projet Goubassi et sera affectée directement ou indirectement par la construction et l'exploitation des installations.

Les mouvements de population de la zone sont caractérisés d'un côté par un exode des bras valides pour raisons économiques et de l'autre côté par un flux de migrants élevé associé au développement de l'exploitation minière et de la pratique de l'orpaillage.

Tableau 2-8 Population des villages de la zone d'intervention du projet²⁰

Cercle / Préfecture (Pays)	Commune / Communauté rurale	Village	Nombre de familles	Nombre de ménages	Population
Kéniéba (Mali)	Dialafara	Arabadiangna	-	-	483
		Banticoto (hameau)	-	-	40
		Bayé	5	21	107
		Bérola (Goubassi)	45	126	868
		Farinkounda	53	66	341
		Kéniéko	27	51	298
		Kolobo	20	40	232
		Linguékhoto	33	50	420
		Sékokotho (hameau)	-	-	7
	Sitakily	Baboto	-	-	2 735
		Djidian Kéniéba	-	-	15 500
	Kéniéba	Mahinamine	42	68	529
	Saraya (Sénégal)	Missira Sirimana	Bagué	-	-
Bountoug			16	40	260
Daorola			-	-	176
Faranding			-	-	200
Khassanguéri			-	-	213
Limalo			-	-	157
Linguékhoto			11	25	235
Moussala Kéniéko			21	43	337
Saiensoutou			66	146	1 038
Wanssangara			37	75	493
Wortokhati			-	-	515
Bembou			Koliya	-	-
		Moussala Mahinamine	21	35	283
Total	5				25 824

²⁰ Sources : données des enquêtes-village du consultant pour les villages enquêtés (mars 2011), [Réf. 3], [Réf. 10] et [Réf. 11].

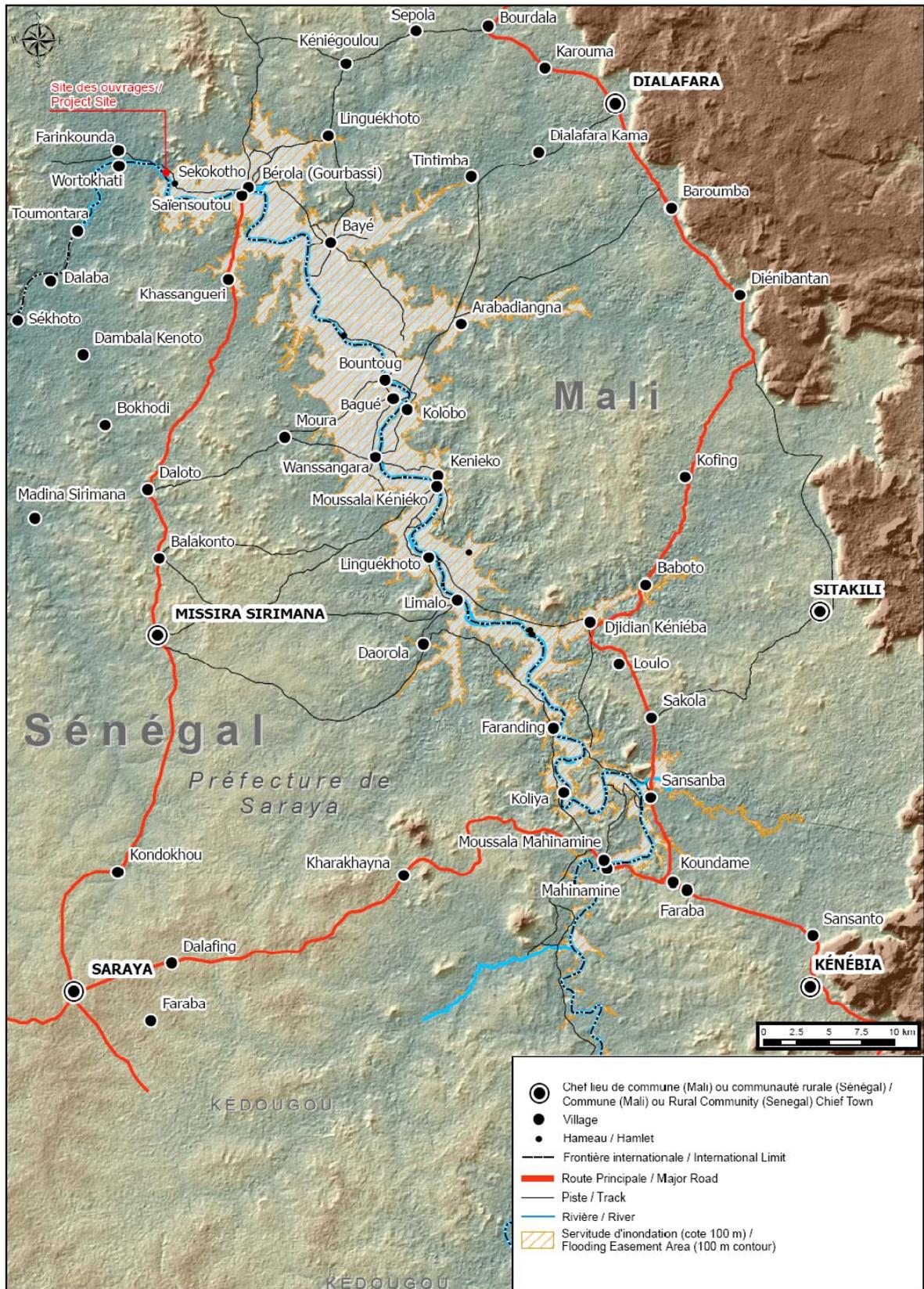


Figure 2-16 Zone d'étude

2.7.2.2 Caractéristiques socioéconomiques et démographiques

Les principales caractéristiques socioéconomiques et démographiques des populations de la zone d'étude (13 villages enquêtés) sont les suivantes :

- Prédominance du groupe Malinké qui représente environ 90% de la population ;
- Usage de la langue malinké comme langue de communication et de travail ;
- 100% des villages enquêtés sont musulmans ;
- Taille moyenne des ménages de 6,9 personnes ;
- 28% de la population est âgée de 0 à 14 ans ;
- 68% de la population est âgée de 15 à 60 ans ;
- 4% de la population est âgée de plus de 60 ans ;
- 4% des chefs de ménages ont terminé l'école primaire ;
- Effectifs scolaires composés de 61% de garçons et de 39% de filles au premier cycle.

La qualité de vie des populations des villages enquêtés se résume à la pauvreté en général, la faible diversité et le faible niveau de développement des activités économiques, l'insuffisance de l'accès aux infrastructures sociales de base, l'absence d'autosuffisance alimentaire, l'insuffisance de l'encadrement technique, le taux élevé d'analphabétisme et l'enclavement de la zone.

2.7.2.3 Activités économiques

L'économie de la zone à l'étude est caractérisée par une certaine diversité des sources de revenu, à savoir : l'agriculture, l'élevage, l'orpaillage, la pêche, l'exploitation forestière, le commerce, l'artisanat et l'industrie minière.

Les enquêtes villageoises ont révélé la forte prédominance de l'agriculture familiale qui est simultanément pratiquée avec l'élevage. Elle est soutenue par l'orpaillage qui est la première activité génératrice de revenu monétaire.

Le secteur agricole, dont l'objectif de production est essentiellement à vocation d'autoconsommation, occupe 80% de la population active. L'agriculture, extensive et peu productive, se caractérise par sa dépendance à la pluie (qui est déficitaire), le sous-équipement des exploitants, l'exploitation manuelle des terres, le manque de bras valides, l'enclavement de la zone et la faible utilisation des intrants (fumure organique et engrais). La taille des exploitations familiales varie de 1 à 5 ha par famille. En complément l'élevage de type traditionnel est pratiqué de manière extensive par les exploitants agricoles. Une grande partie de la production animale est destinée à l'exportation (le débouché principal reste le Sénégal). La part destinée à l'autoconsommation reste faible.

Les spéculations principales, dont le rendement est faible, sont les cultures vivrières (le sorgho, le maïs) et les cultures de rente tel que l'arachide et le coton qui sont généralement cultivées côte à côte sur des exploitations familiales de taille modeste.

Il ressort des enquêtes villageoises que la production agricole est jugée très insuffisante et couvre à peine les besoins alimentaires des familles pendant 4 à 5 mois. Les besoins vivriers en période de soudure sont couverts en grande partie par le revenu de l'orpaillage.

L'orpaillage est la deuxième activité économique pratiquée dans la zone d'étude. Elle est pratiquée toute l'année mais surtout en saison sèche. L'or des placers se trouve dans les graviers et les sables des zones bordant la Falémé où, depuis des siècles, le métal est récupéré par des orpailleurs qui travaillent les alluvions par intermittence. Du mercure, un produit reconnu pour sa forte toxicité, est utilisé par les exploitants pour amalgamer l'or.

Malgré l'importance de l'orpaillage dans l'économie des villages, il contribue au dépeuplement des villages, à l'affaiblissement progressif de l'exploitation agricole et à l'augmentation de la population locale à proximité des sites exploités.

La zone d'influence du projet est une importante zone d'exploitation minière. Plusieurs mines d'or sont actuellement en exploitation, du côté malien surtout, tandis que l'exploitation de minerai de fer au Sénégal oriental n'est pour l'instant qu'au stade de projet à l'horizon plus ou moins précis.

Les mines observées dans la zone sont les suivantes :

Au Mali :

- La mine de YATELA ;
- La mine de SADIOLA ;
- La mine de LOULO (dont la mine de YALÉA est une dépendance) ;
- La mine de TABAKOTO ;
- La future mine de GOUNKOTO.

Au Sénégal :

- La mine de TERANGA SABODALA ;
- Le projet de mine OJVG SABODALA ;
- La mine de MASSAWA.

Il y a de nombreux autres programmes de prospection en cours dans la région et de nouveaux projets verront forcément le jour dans le futur. Les informations recueillies montrent que l'ensemble des rives de la Falémé, tant du côté sénégalais que malien a fait l'objet d'octroi de titres miniers de recherche ou d'exploitation.

Enfin, la pêche, l'exploitation des produits de cueillette, le commerce et l'artisanat sont les autres activités économiques secondaires rencontrées et demeurent peu développées.

2.7.2.4 Utilisation du territoire

En raison de la faible densité de population rencontrée dans le secteur d'étude, le milieu naturel, représenté par une mosaïque de savanes arbustive et boisée, occupe la majeure partie du territoire (environ 70 à 85%). Ce type de milieu est utilisé par les populations pour la cueillette de ressources naturelles et comme pâturage saisonnier. Une certaine proportion peut être utilisée pour l'agriculture et les jachères agricoles.

Les superficies occupées par les terres de culture représentent environ 10% du territoire. Les terres de culture sont observées au pourtour des villages de la zone d'étude. Les terres de cultures sont dédiées à l'agriculture vivrière avec une période de jachère d'une durée de 5 à 10 ans. De petites parcelles maraîchères sont aussi observées le long de la Falémé à proximité des villages. Aucun périmètre irrigué aménagé n'a été observé dans la zone étudiée.

2.7.2.5 Aspects fonciers

La tenure foncière du secteur étudié est caractérisée par l'existence de terroirs villageois gérés suivant un régime foncier de droit coutumier faisant de certaines familles les propriétaires terriens. L'une des caractéristiques de l'occupation de la zone d'influence du projet est l'existence d'immenses terres inexploitées sur le terroir de tous les villages concernés. Cette disponibilité importante en termes de réserves foncières a été confirmée auprès de tous les villages enquêtés. La faible densité du milieu bâti, la faible proportion du territoire cultivé, la durée des jachères (jusqu'à 10 ans), l'absence de prêt de terres inter-villages ou encore de conflits fonciers importants sont d'autant d'indicateurs qui témoignent que la disponibilité des terres n'est actuellement pas un obstacle pour les villages enquêtés.

2.7.2.6 Habitat, infrastructures et services

La monographie de l'habitat de la zone d'étude est caractérisée par l'existence de trois types : les cases rondes en banco avec toiture en paille, les habitats en banco avec tôle et les habitats en dur.

En ce qui a trait à l'approvisionnement en eau, le niveau de couverture des villages en points d'eau potable est très faible. En effet, 92,3% des villages enquêtés utilisent l'eau de la Falémé comme unique source ou simultanément avec les points potables existants. Le forage et le puits moderne sont les principales infrastructures améliorées que l'on retrouve dans les villages enquêtés.

Le niveau d'accès des populations à des ouvrages d'assainissement est faible avec un nombre moyen 0,69 latrine traditionnelle par ménage et de 0,27 latrine améliorée par ménage.

Les infrastructures scolaires des villages enquêtés sont des écoles primaires de premier cycle (9 écoles recensées) et de second cycle (1 collège à Saïensoutou). L'effectif total des enfants scolarisés est de 988 élèves dont 38% de filles répartis entre 42 classes et 22 enseignants. Au collège de Saïensoutou (2^e cycle), l'effectif des élèves par sexe est de 75% de garçons et 25% de filles.

Les infrastructures de santé fréquentées par les populations de la zone sont :

- Kéniégoulou, Dialafara et Djidian Kéniéba sur la rive droite de la Falémé (Mali) ;
- Missira Sirimana, Saïensoutou et Moussala Mahinamine sur la rive gauche (Sénégal).

Le paludisme, les maux de ventre et maladies diarrhéiques sont les principales maladies observées dans les villages enquêtés. La bilharziose est aussi mentionnée. La couverture vaccinale des enfants se situe entre 61 et 91% selon le vaccin.

Du point de vue des communications, au plan local et national, la couverture radiophonique des villages est assurée par la radio Mali et les radios locales de Saraya au Sénégal et Kéniéba au Mali. Au plan international, Radio France International est largement captée par les villages. La couverture téléphonique est assurée en grande partie par ORANGE SENEGAL qui couvre 92,3% des villages enquêtés contre 23,1% pour ORANGE MALI.

À l'échelle régionale, on rencontre par ailleurs deux axes routiers inter-pays importants, dont l'un en cours d'achèvement. L'axe Dakar-Bamako par le Nord dessert les villes de Kita, Kolokani, Didieni, Diéma, Sandare et Kayes au Mali avant de joindre le poste frontalier de Kidira au Sénégal. Le second axe, le corridor routier Dakar-Bamako par le Sud, est celui en cours d'achèvement. Cet axe routier permettra un accès plus direct entre Dakar et Bamako. Il contribuera (et contribue déjà) à dynamiser la portion Sud de la zone d'étude et plus particulièrement les localités situées dans l'axe Kéniéba (Mali) – Saraya (Sénégal).

Dans l'ensemble, la zone est caractérisée par l'absence de routes secondaires et la présence d'une multitude de pistes rurales dans un état défectueux, ce qui représente un handicap pour les échanges surtout pendant l'hivernage. L'insuffisance d'infrastructures routières constitue un obstacle à la commercialisation et à l'écoulement des produits agricoles et pastoraux.

La ligne de chemin de fer Dakar-Bamako passe par Kayes. Cette ligne constitue pour la région de Kayes un moyen de transport important.

CHAPITRE 3

Critères de conception, normes et codes

3. CRITÈRES DE CONCEPTION, NORMES ET CODES

Les critères de conception adoptés dans le cadre de l'étude de faisabilité et d'APS sont classés en cinq catégories distinctes :

- Hydraulique et hydrologie ;
- Géologie et géotechnique ;
- Génie civil ;
- Mécanique lourde ;
- Électricité.

Les critères ont été choisis en tenant compte des meilleures pratiques en vigueur dans les projets internationaux d'études d'aménagements hydroélectriques. Les critères de conception et les normes retenus sont présentés ci-après.

3.1 HYDRAULIQUE ET HYDROLOGIE

3.1.1 Barrage et évacuateur

- Crue de conception : récurrence de 10 000 ans ;
- L'évacuateur est capable de restituer la crue de conception toutes vannes ouvertes lorsque la centrale hydroélectrique est à l'arrêt (débit nul aux turbines) sous le niveau des plus hautes eaux (PHE) ;
- La tranche de laminage (surremplissage de crue) est de 1,2 m ;
- Le réservoir est à la cote de gestion maximale (CG_{Max}) au début du laminage.
- La revanche par rapport au niveau de crue est de 2 m ; cette revanche permet d'assurer une protection contre la vague significative et sa remontée le long de l'ouvrage (1,5 m) ;
- La revanche par rapport à la retenue normale (CG_{Max}) est de 3,2 m ;
- Crue de vérification (une vanne bloquée en position fermée) : récurrence de 100 ans avec un débit de pointe (laminée) de 1655 m³/s et le réservoir à CG_{Max} au début du laminage ;
- Aucune évacuation préventive de la crue de conception ou de la crue de vérification n'est considérée ;
- Type de profil du coursier de l'évacuateur : parabolique.
- Charge de conception du seuil : CG_{Max} ;
- Aucun effet de submersion aval pour le coursier de l'évacuateur ;
- Vitesse maximale de l'écoulement sur la surface bétonnée de l'évacuateur (sans aération) : 30 m/s ;
- Bassin de dissipation revêtu permettant la dissipation de l'énergie pour la crue de conception avant l'entrée en rivière – le bassin doit permettre la formation d'un ressaut hydraulique ;

- Le calcul de la capacité de l'évacuateur tient compte de la contraction des piliers latéraux (selon les calculs de l'USBR) ;
- Coefficient de Manning pour l'écoulement sur le béton : 0,013.

3.1.2 Dimensionnement du perré

La masse minimale de l'enrochement de protection (perré) est d'abord calculée avec une vague de conception résultant d'un vent de récurrence 1:1000 ans et avec un coefficient de stabilité expérimental qui suppose une occurrence de dommages ne dépassant pas 5% pour une durée de vie utile de 50 ans ($K = 3,5$). La masse minimale est ensuite calculée avec une vague significative résultant d'un vent de récurrence 1:100 ans et avec un coefficient de stabilité qui suppose une absence de dommage ($K = 1,75$). La masse minimale de l'enrochement retenue pour chaque ouvrage est la plus élevée des deux valeurs calculées. La formule générale est la suivante (adaptée de Hudson 1969) :

$$M_{min} = \frac{\rho_r H_s^3}{K(S_r - 1)^3 \cot(\alpha)}$$

- Où :
- M_{min} masse minimale de l'enrochement (kg)
 - ρ_r masse volumique du roc (kg)
 - H_s hauteur de vague significative (m)
 - K coefficient de stabilité expérimental (3,5 pour le vent de 1:1000 ans et 1,75 pour le vent 1:100 ans)
 - S_r densité relative du roc ($\frac{\rho_r}{\rho_{eau}}$)
 - $\cot(\alpha)$ pente du talus (horizontal/vertical)

3.1.3 Dérivation provisoire

- Type de dérivation: canal non contrôlé (aucune vanne) ;
- Risque accepté de perdre la maîtrise de la crue de chantier (aussi appelée « crue de construction ») : 5% ;
- La période de récurrence qui correspond à la crue de construction est établie à partir du nombre d'années d'utilisation prévu des ouvrages de dérivation, soit :
 - 1 an : 1:20 ans
 - 2 ans : 1:40 ans

3.1.4 Prise d'eau

- Conditions hydrauliques : accélération progressive de l'eau vers la prise et absence de vortex (voir le critère de submersion) ;

- Critère de submersion (Gordon²¹) :

$$S = C_{\alpha} v d^{1/2}$$

Où:	S :	Submergence minimale (m)
	C_{α} :	coefficient:
		- symétrique: 0,54
		- asymétrique: 0,73
	v :	Vitesse d'écoulement à la vanne (m/s)
	d :	Hauteur du passage hydraulique à la vanne (m)

- Type de vannes de prise d'eau : vanne wagon ;
- Vitesse brute aux grilles au débit maximal : 1,6 m/s ;
- Vitesse nette aux grilles au débit maximal (tenant compte de l'obstruction causée par la grille) : 2,0 m/s.

3.1.5 Centrale

- Crue de conception pour la protection du plancher des alternateurs (mur aval de la centrale) : récurrence 1:10 000 ans ;
- Revanche du mur de protection aval pour la crue de conception (récurrence de 1:10 000 ans) : 0,5 m ;
- Surpression maximale : 25% de la pression hydrostatique à l'axe du groupe ;
- Survitesse maximale des groupes : 50% de la vitesse synchrone.

3.1.6 Canal de restitution

- Vitesse maximale : 2,0 m/s ;
- Rugosité du roc : 0,033.

3.1.7 Vidange de fond

- La vidange de fond est dimensionnée pour restituer le débit d'équipement de la centrale lorsque la centrale est à l'arrêt et le niveau du réservoir en dessous de la cote de gestion minimale ;
- La submersion de la vidange de fond est établie selon le critère de Gordon pour une approche symétrique tel que présenté ci-dessus (cf. § 3.1.4) ;
- La restitution de la vidange de fond est située dans le bassin de dissipation ;
- Pertes de charge linéaires et singulières :
 - Coefficient de pertes singulières d'entrée : 0,1 ;

²¹ Gordon, J.L. *Vortices at intakes*, *Water Power*, Avril 1970

- Coefficient de pertes singulières grille à débris et rainures de vanne : 0,45 ;
- Coefficient de pertes singulières de sortie : 1,0 ;
- Coefficient de Manning pour l'écoulement sur le béton : 0,013.

3.2 GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE

3.2.1 Alignement des ouvrages

- Implantation sélectionnée dans le but de minimiser les volumes d'excavation et de remblai ;
- Axes rectilignes de préférence pour simplifier la construction ;
- Rayon minimal pour les courbes dont la concavité est dirigée vers l'aval :
 - 60 m pour les ouvrages n'excédant pas 10 m de hauteur ;
 - 100 m pour les ouvrages excédant 10 m de hauteur ;
- Rayon minimal pour les courbes dont la concavité est dirigée vers l'amont :
 - 100 m pour les ouvrages n'excédant pas 10 m de hauteur ;
 - 200 m pour les ouvrages excédant 10 m de hauteur.

3.2.2 Sélection de coupes types et dimensionnement

La sélection des coupes types est fonction des critères suivants :

- Utilisation de coupes types éprouvées, soit par exemple la coupe type de barrage en enrochement zoné ou la coupe type de barrage latéritique ;
- Disponibilité des matériaux de construction et leur proximité des ouvrages de retenue.

Lorsque nécessaire, l'ajout de risbermes et de tapis de drainage filtrants (filtres inverses) pour assurer la stabilité des pieds et des appuis en aval des ouvrages fondés sur le sol résiduel doivent être intégrés au concept final.

Le filtre aval (coupe type en enrochement zoné et coupe type latéritique) et la transition aval (applicable pour la coupe type en enrochement zoné seulement) se prolongent sous la recharge aval afin d'assurer une transition entre la fondation constituée de sol résiduel ou de rocher altéré et la recharge. Ceci s'applique aussi dans le cas d'une fondation au rocher sain s'il y a un risque de lessivage des joints ouverts remplis de sols fins.

Pour la coupe type latéritique, le talus aval est protégé contre l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie par une couche d'enrochement sélectionné compactée de 2,0 m de largeur ; en présence d'un bief aval, le talus aval est protégé par de l'enrochement sélectionné dans la zone submergée. De la pierre concassée est ajoutée au pied aval aux appuis lorsqu'il y a un risque d'érosion dû au ruissellement des eaux de pluie.

Les critères de dimensionnement des ouvrages de retenue en remblai sont donnés au Tableau 3-1 suivant.

Tableau 3-1 Critères de dimensionnement des ouvrages de retenue en remblai

Item	Fonction	Dimensions	
		Coupe type en enrochement zoné	Coupe type latéritique
Largeur en crête	Faciliter la mise en place et route d'accès	8,5 m	
Pente du talus amont	Assurer la stabilité	1,8H:1,0V	3,0H:1,0V
Pente du talus aval	Assurer la stabilité	1,75H:1,0V	3,0H:1,0V
Revanche	Empêcher le déferlement des eaux sur la crête	2,0 m	
Niveau du sommet du noyau	Assurer l'étanchéité de l'ouvrage	Niveau de la crue de conception + 0,3 m	
Largeur du noyau au sommet	Facilité la mise en place	4,0 m	
Largeur du noyau à la base	Obtenir un gradient de sortie compatible avec la nature du matériau du noyau	Largeur minimale équivalente à 40 % de la charge hydraulique	
Largeur des filtres et transitions	Faciliter la mise en place	2,5 m	
Profondeur de la clé parafouille	Assurer l'étanchéité de la fondation	Au roc sain en rivière et jusqu'au roc altéré ou sain en rive	
Largeur de la clé parafouille au roc (en rives)	Traiter le roc et assurer l'étanchéité de contact roc altéré-noyau	$h/3^{22}$ ou 5 m minimum au contact entre la fondation et le noyau	
Largeur de la clé parafouille au roc sain (en rivière)	Traiter le roc et assurer l'étanchéité de contact roc altéré-noyau	Sur toute la largeur du noyau, filtres amont et + 2,5 m sous le filtre aval	Sur toute la largeur du noyau + 2,5 m sous le filtre aval

3.2.3 Granulométrie des zones

3.2.3.1 Noyau

Le sol résiduel utilisé pour la construction du noyau du barrage doit être constitué d'un matériau dont la granulométrie est étalée et dont la fraction passant le tamis 0,08 mm est supérieure à 20%. La dimension maximale acceptable des cailloux est 300 mm.

3.2.3.2 Filtres

Le matériau filtre mis en place en aval du noyau consiste en un enrochement traité servant à empêcher l'érosion interne du noyau constitué de sol résiduel et permettant le rabattement rapide du niveau piézométrique en aval du noyau.

Pour la coupe type en enrochement, le même matériau filtre est mis en place en amont du noyau pour servir à colmater les fissures qui pourraient se produire dans le noyau et

²² h : Charge hydraulique.

à empêcher la migration de particules fines du noyau vers l'amont lors des fluctuations du niveau du réservoir dans la zone de marnage.

Les caractéristiques granulométriques du matériau qui constitue les zones de filtres doivent être établies en fonction de la distribution granulométrique du matériau du noyau conformément aux critères de filtre préconisés par Terzaghi et raffinés ultérieurement par Sherard et al. Les trois séries de critères se complètent et pour chacun des paramètres à sélectionner, c'est la valeur la plus sévère qui s'applique.

Selon les recommandations du « *Soil Conservation Service* » du *US Department of Agriculture*²³, pour un noyau constitué de sol résiduel à distribution granulométrique bien étalée, un sable ou sable graveleux naturel, ou encore un enrochement concassé ayant un $D_{15} \leq 0,7$ mm est requis pour constituer un filtre aval conservateur.

La courbe granulométrique du matériau filtre doit être étalée et relativement parallèle à celle de la matrice du matériau protégé (fraction passant le tamis 5 mm du sol résiduel du noyau).

Le pourcentage de particules fines (fraction passant le tamis de 0,080 mm) du matériau filtre doit être inférieur à 5% pour avoir une perméabilité suffisante.

Pour éviter la ségrégation, la dimension maximale du matériau filtre devrait être limitée à 56 mm.

3.2.3.3 Transitions

Pour la coupe type en enrochement zoné, un matériau constitué de pierres concassées sert de transition entre les zones filtres et les recharges en enrochement. Cette zone de transition permet de satisfaire le critère de déformation relative et d'éviter l'érosion interne.

Ce même matériau constitué de pierres concassées est aussi incorporé aux tapis et aux tranchées de drainage de la coupe type latéritique pour augmenter la capacité de drainage lorsque la charge hydraulique est égale ou supérieure à 3,0 m (pour le tapis) et 6,0 m (pour la tranchée de drainage).

Les caractéristiques granulométriques du matériau de transition sont établies conformément aux critères de Terzaghi énoncés plus haut.

3.2.3.4 Recharges

Pour le barrage en enrochement, les recharges sont constituées d'un enrochement sélectionné²⁴. La dimension maximale de cette zone de recharges devrait être confirmée lors de l'étape d'avant projet détaillé.

²³ Et tel que présenté dans le bulletin intitulé « Use of Granular Filters and Drains in Embankment Dams » du « USCOLD Committee on Materials for Embankment Dams ».

²⁴ La dimension maximale de l'enrochement de la zone 3C est déterminée à l'étape d'APD ; à titre informatif, elle serait, pour un ouvrage en enrochement à Gourbassi, de l'ordre de 600 mm compte tenu du nombre de transitions et de la granulométrie anticipée du matériau constituant les filtres amont et aval.

Pour le barrage latéritique, les recharges sont constituées d'un matériau qui doit être constitué soit d'un mélange tout-venant de sol résiduel ou d'un mélange de colluvions dont la dimension maximale est de 300 mm.

3.2.4 Préparation et traitement des fondations

3.2.4.1 Fondation acceptable

La fondation acceptable sous l'emprise des ouvrages bétonnés doit être constituée de rocher sain.

La fondation acceptable sous les recharges d'un barrage en remblai doit être constituée de l'un des substrats suivants :

- Rocher sain ;
- Rocher altéré ;
- Sol résiduel bien étalé ayant une masse volumique sèche en place d'au moins 95% de la masse volumique sèche maximale déterminée par l'essai Proctor normal ;
- Matériau granulaire bien étalé ayant un indice de densité de plus de 70%.

La préparation des fondations de mort-terrain implique :

- Que les excavations doivent être effectuées en l'absence d'eau libre ;
- Que le décapage du sol organique doit être effectué sous toute l'emprise des ouvrages ;
- Que l'excavation d'une clé parafouille doit être poursuivie obligatoirement jusqu'au rocher sain pour la section incluse sous l'emprise de la rivière, et au moins jusqu'au rocher altéré en rives.

3.2.4.2 Traitement des fondations rocheuses

Le traitement des fondations rocheuses est effectué dans le but :

- D'assurer l'étanchéité au contact noyau-roc ;
- De prévenir la migration des matériaux du noyau dans la fondation ou la recharge aval ;
- D'uniformiser la distribution des contraintes dans les remblais.

Le traitement des fondations rocheuses nécessite donc le nettoyage du roc, l'enlèvement des matériaux érodables des joints et autres discontinuités, et l'élimination des changements abrupts de pente, des pentes trop raides ou en surplomb et des plans divergents.

Sous les zones internes (noyau, filtres et transition aval dans le cas spécifique de la coupe type en enrochement zoné), le traitement des surfaces comprend :

- La correction de la géométrie de la surface du rocher de façon à éliminer les dépressions profondes, les pentes excessives et les surplombs, les changements de pente et plans divergents ; cette correction peut être faite par excavation (dynamitage et/ou avec de l'équipement mécanique) et/ou par la mise en place de béton ;
- Le nettoyage des zones de cisaillement, joints ouverts ou autres discontinuités sur une profondeur égale à 3 fois leur largeur ;
- L'application de mortier liquide sur le roc fissuré, de béton projeté sur les surfaces irrégulières, de béton de remplissage dans les joints ouverts, de mortier sec ou de béton projeté sur les zones de cisaillement ou les failles.

Toute surface qui doit être recouverte de béton ou mortier doit être nettoyée avant la mise en place du béton ou du mortier.

3.2.4.3 Injections

Les injections ont pour but le contrôle de l'écoulement en profondeur dans le massif rocheux, de façon à réduire le gradient hydraulique sous la recharge aval ainsi que les pertes d'eau sous les ouvrages.

Un rideau d'injections est implanté le long de l'axe du noyau. La profondeur des forages est mesurée perpendiculairement à la pente générale de l'appui. Les forages sont verticaux ou inclinés selon la géologie afin d'intercepter le maximum de fissures.

Aux endroits où un barrage en enrochement sera implanté dans l'emprise de la rivière, un tapis d'injection sera également requis.

3.2.5 **Excavation à ciel ouvert**

Les critères d'excavation pour les excavations de roc à ciel ouvert sont les suivants :

- Pente de la paroi excavée dans le roc sain : verticale si la hauteur est inférieure à 10 m, et 1H:20V si la hauteur est supérieure à 10 m (paroi verticale de 10 m et risberme de 0,5 m) ;
- Pente de la paroi dans le roc altéré : 1H:1V avec risberme de 3 m si la hauteur est supérieure à 5 m ;
- Largeur de la risberme entre le pied de la paroi de roc sain et le haut de la paroi du roc altéré : 3,0 m ;
- Largeur de la risberme entre le haut de la paroi de roc altéré et le pied de talus du sol résiduel ou de la couche de protection s'il y a lieu : 3,0 m.

3.2.6 **Consolidation du roc et protections superficielles**

Des boulons à ancrage mécanique et à centre creux, de diamètre 25 mm et d'une capacité minimale de 200 kN, doivent être utilisés pour la consolidation du roc des parois excavées ; ces boulons sont mis sous tension et injectés.

Pour fins de sécurité, les parois excavées dans le roc de hauteur supérieure à 4 m doivent être protégées par du treillis métallique à maillons flexibles.

Une couche de béton projeté pourrait être localement requise sur les parois des excavations dans les zones de roc très altéré ou finement fissuré qui pourraient, en l'absence de protection, se dégrader ou être érodées. Ces zones correspondent généralement à des failles ou à des bandes de roc cisailé. L'épaisseur de la couche de béton, généralement 5 à 10 cm, sera déterminée par les conditions géologiques ; des trous de drainage du béton projeté pourront être requis.

3.2.7 Stabilité des ouvrages de retenue en remblai

Les cas de chargement et les coefficients de sécurité minimum requis pour les pentes des talus amont et aval des ouvrages de retenue en remblai sont présentés au Tableau 3-2 ci-dessous.

Tableau 3-2 Cas de chargement et coefficient de sécurité requis pour les talus

Cas de chargement	Coefficient de sécurité minimal requis	
	Talus amont	Talus aval
Fin de construction	1,3	1,3
Remplissage partiel du réservoir (niveau d'eau à définir au cas par cas)	1,5	Sans objet
Écoulement permanent (réservoir au niveau de retenue normale)	1,5	1,5
Écoulement permanent avec activité sismique (analyse pseudo-statique, avec le niveau d'eau maximum et 80% de la valeur des paramètres de résistance mécanique des matériaux de remblai et de fondation)	1,0	1,0
Vidange rapide	1,3	Sans objet

Les résurgences d'eau souterraine en aval des ouvrages doivent se produire dans des matériaux filtrants et drainants, tel que dans le fond de fossés de décharge au pied des digues et dans des tapis filtrant placés sur le talus des appuis qui seront caractérisés comme étant plus perméables. La conception du drainage de surface devra permettre l'inspection à sec du pied aval des ouvrages. Afin de se prémunir contre l'érosion due au ruissellement de surface, le pied du talus aval des ouvrages devra être remblayé jusqu'au sommet du talus d'excavation de décapage avec de la pierre concassée ou avec un sable et gravier grossier naturel tout dépendant du niveau de la fondation acceptable.

Dans tous les cas, le coefficient de sécurité sur le gradient de sortie doit être d'au moins 3,0 afin de se prémunir contre l'effet de boulangerie du pied aval et toute instabilité qui pourrait en résulter. Le coefficient de sécurité contre le soulèvement du fond des excavations doit être d'au moins 1,5.

3.3 GENIE CIVIL

3.3.1 Codes et normes

Les dernières éditions des codes et normes des organismes et associations techniques suivantes constituent la base de la conception, fabrication et construction des ouvrages :

- ACB Association canadienne des barrages
- ACI *American Concrete Institute*
- ANSI *American National Standards Institute*
- ASME *American Society of Mechanical Engineering*
- ASTM *American Society for Testing and Materials*
- AWS *American Welding Society*
- CSA *Canadian Standards Association*
- EPRI *Electric Power Research Institute*
- SSPC *Steel Structure Painting Council*
- USACE *US Army Corps of Engineers*
- USBR *United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation*

3.3.2 Propriétés des matériaux

Béton

- Masse volumique
 - Béton de masse $\gamma_c = 2\,350 \text{ kg/m}^3$
 - Béton armé $\gamma_c = 2\,400 \text{ kg/m}^3$
- Ciment régulier Portland type 10
- Ciment pour béton de masse Portland type 20
- Contrainte à la compression à 28 jours pour le type 10 et 91 jours pour le type 20
 - Béton structural $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 - Béton de remplissage $f'_c = 20 \text{ MPa}$
 - Coulis de ciment $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité $E = 4\,500 \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$

Acier d'armature

- Masse volumique $\rho = 7\,850 \text{ kg/m}^3$
- Limite élastique $F_y = 400 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,30$

Acier de charpente

- Les profilés de type «W» et les plaques sont de nuance 350W $F_y = 350 \text{ MPa}$
- Les profilés tubulaires Classe C (profilés ASTM A500 exclus) $F_y = 350 \text{ MPa}$
- Les profilés de type «L» et «C» sont de nuance 300W $F_y = 300 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement béton/acier (acier propre) $\mu = 0,60$
- Coefficient d'expansion thermique $\alpha = 11,7 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
- Boulons d'assemblage ASTM A325
- Boulons d'ancrage Nuance 300W
- Barre d'ancrage Nuance 400W

Acier du pont

- Les profilés de type «W», «HSS» et les plaques sont de nuance 350A $F_y = 350 \text{ MPa}$
- Les profilés de type «L» et «C» sont de nuance 300W et galvanisés $F_y = 300 \text{ MPa}$

Ancrages dans le roc

- Cohésion admissible coulis de ciment/roc $c = 0,70 \text{ MPa}$

Roc

- Masse volumique $\gamma_r = 2\,650 \text{ kg/m}^3$
- Résistance en compression à l'ultime $\sigma_r = 60 \text{ MPa}$

Propriétés des joints dans l'analyse de stabilité au glissement²⁵

- Angles de friction béton/roc et béton/béton $\phi = 50^\circ$ à basse contrainte
 $\phi = 42^\circ$ à contrainte normale élevée
- Cohésions béton/roc et béton/béton $c = 0$ kPa à basse contrainte normale
 $c = 500$ kPa à contrainte normale élevée

Remblai compacté

- Masse volumique, humide :
 - Granulaire $\gamma = 2\,100$ kg/m³
 - Sol résiduel $\gamma = 2\,200$ kg/m³
 - Enrochement $\gamma = 2\,000$ kg/m³
- Masse volumique, déjaugée :
 - Granulaire $\gamma' = 1\,250$ kg/m³
 - Sol résiduel $\gamma' = 1\,325$ kg/m³
 - Enrochement $\gamma' = 1\,200$ kg/m³
- Angle de frottement interne :
 - Granulaire $\phi = 36^\circ - 40^\circ$
 - Sol résiduel $\phi = 30^\circ - 32^\circ$
 - Enrochement compacté $\phi = 42^\circ - 45^\circ$
 - Enrochement déversé $\phi = 40^\circ$
- Coefficient de poussée horizontale au repos :
 - Granulaire $K_o = 0,5$
 - Sol résiduel $K_o = 0,5$
 - Enrochement $K_o = 0,4$

3.3.3 Charges**3.3.3.1 Charges de conception générales**

Les ouvrages en béton et en charpente d'acier sont conçus en fonction des charges statiques et dynamiques les plus défavorables, combinées ou non pendant la construction et l'exploitation.

²⁵ La résistance de pointe d'un joint non lié est considérée. Deux droites enveloppes sont utilisées pour représenter la courbe intrinsèque de la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale de compression. Lorsque la contrainte normale est faible, la droite $c = 0$, $\phi = 50^\circ$ gouverne ; lorsque la contrainte normale est élevée, la droite $c = 500$ kPa, $\phi = 42^\circ$ gouverne. Le point d'intersection entre les deux droites enveloppes détermine la limite entre une contrainte basse et élevée. Ce point varie selon les facteurs de sécurité utilisés pour les différents cas de chargement (normal, inhabituel, extrême).

Ces charges comprennent sans s'y limiter :

- Les poids propres des éléments ;
- Les charges vives uniformes ou concentrées liées à l'exploitation (vanne, appareil de levage et autres équipements) ;
- Les charges hydrostatiques et hydrodynamiques ;
- Les sous-pressions ;
- Les poussées des remblais ;
- Les poussées des sédiments ;
- Les pressions de vent ;
- Les charges sismiques ;
- Les effets thermiques ;
- Les effets liés aux changements volumétriques ;
- Les pressions d'injection.

3.3.3.2 Charges permanentes

Les charges permanentes résultent de la masse propre des ouvrages, du poids du remblai reposant sur les ouvrages, des équipements et des appareillages permanents.

3.3.3.3 Surcharges

- **Charges vives**

Les charges vives comprennent toutes les charges d'usage (vives ou mobiles) sur la crête, le pont de service, les passerelles, le treuil de levage, etc. (Tableau 3-3).

Tableau 3-3 Charges vives

Pont de service	
Camion CL-625 : (Figure 3-1)	625 kN + impact
Camion Caterpillar série 773B (Figure 3-2)	910 kN + impact
Grue mobile 200 tonnes : (Figure 3-3)	
- en mouvement	1 410 kN + impact
- charge des stabilisateurs	1 960 kN + impact
Tracteur et remorque en déplacement : (voir Figure 3-4)	1 195 kN + impact
Charge uniformément répartie	10 kPa
Surcharges diverses :	
- Surcharges sur les escaliers, passerelles	5 kPa

- **Poussée hydrostatique et hydrodynamique**

La poussée hydrostatique est évaluée selon le niveau approprié des plans d'eau pour chaque ouvrage.

- **Sous-pressions avec système de drainage**

Les sous-pressions sont considérées comme une force active et elles sont incluses dans le calcul des forces de sorte que la réaction sur la fondation comprend l'effet de la sous-pression.

Les sous-pressions considérées sous les ouvrages dépendent du régime d'écoulement et résultent des niveaux d'eau en amont et en aval des ouvrages. De plus, aux endroits où il y a du drainage dans l'ouvrage en béton, la sous-pression est réduite de 2/3 de la différence entre le niveau amont et aval au droit du drain.

- **Sous-pressions avec système de drainage**

Les diagrammes de sous-pressions sont indiqués sur la Figure 3-5 (se référer à cette figure pour la définition détaillée). Dans tous les cas, la sous-pression agit sur 100% de la surface.

Sections non-fissurées

Les diagrammes de sous-pression pour tous les cas sont déterminés comme suit :

- Le système de drainage a pour effet de réduire la sous-pression. On suppose une efficacité maximale de 0,667 ce qui permet une réduction de l'intensité de la sous-pression à 1/3 de la différence entre les pressions amont et aval, (Figure 3-5a)
- Lorsqu'on considère les drains bloqués, le différentiel de pression entre l'amont et l'aval varie linéairement de l'amont vers l'aval (Figure 3-5b).

Sections fissurées

- Combinaison normales et exceptionnelles :
 - Lorsque la longueur fissurée calculée (LF) est plus petite que la distance des drains (XD) à la face amont ($LF < XD$), on suppose la pleine sous-pression dans la fissure, ensuite une variation linéaire de l'extrémité de la fissure jusqu'à la pression aux drains et de là, la pression varie linéairement jusqu'à la pression aval. La réduction de pression aux drains passe progressivement de 1/3 à 1/2 du différentiel de pression entre l'amont et l'aval, proportionnellement à l'extension de la fissure. (Figure 3-5c).
 - Lorsqu'une fissure existe au-delà de la position des drains (longueur de la fissure $LF \geq XD$) et si l'efficacité des drains n'est pas confirmée sur place, la sous-pression doit être considérée uniforme et égale à la pleine sous-pression sur toute la longueur de la fissure ; la pression varie ensuite linéairement jusqu'à la pression aval, ce cas équivaut au cas des drains bloqués. (Figure 3-5d, cas « A »).
 - Lorsqu'une fissure existe au-delà des drains ($LF \geq XD$) et qu'on peut déterminer l'efficacité des drains par des mesures de sous-pressions au moyen de piézomètres, la pleine sous-pression sera considérée jusqu'aux drains seulement. Dans le restant de la fissure, on admet une pression uniforme réduite ; on suppose

une efficacité des drains de 0,5 et la pression à l'aval du drain est 1/2 du différentiel de pression entre l'amont et l'aval, plus la pression aval. Dans la section fissurée, la pression varie linéairement jusqu'à la pression aval. (Figure 3-5d, cas « B »).

- **Combinaisons extrêmes :**
 - **Combinaison avec charge sismique :**
Pour les combinaisons avec charge sismique, les diagrammes de sous-pression sont les mêmes que ceux avant le séisme en considérant les drains opérationnels ; toute formation ou prolongement de fissure lors d'un séisme n'affecte donc pas la sous-pression établie ci-dessus.
 - **Combinaison avec crue de projet et drains bloqués :**
Pour ces combinaisons, voir le paragraphe « combinaison normales et exceptionnelles » ci-dessus.
 - **Cas post-séisme :**
Le calcul de la stabilité post-séisme est fait suivant l'état de fissuration existant au terme du séisme. Le profil des sous-pressions est établi selon la longueur fissurée calculée avec les combinaisons de charge comprenant le séisme.
 - **Lorsqu'on considère les drains bloqués, le différentiel de pression entre l'amont et l'aval varie linéairement de l'amont vers l'aval (Voir Figure 3-5e).**

Particularités de l'évacuateur de crue

La sous-pression dans le pilier, de la crête du coursier jusqu'au niveau du réservoir est définie comme suit. Elle est égale à la pression du réservoir et constante de l'amont du pilier jusqu'au droit de la face des vannes principales ; de là, elle diminue linéairement à zéro sur une distance égale à la longueur du pilier.

Les règles concernant les sections fissurées ou non-fissurées définies ci-dessus s'appliquent selon le cas.

- **Poussée des remblais**

La poussée des terres sur les ouvrages est calculée en considérant les coefficients de poussée des terres suivants :

- Coefficient de poussée active sur un terrain horizontal (cas particulier des murs flexibles) : $K_a = 0,33$
- Coefficient de poussée au repos (cas général) : $K_0 = 0,5$

La poussée passive n'est pas considérée pour les ouvrages poids, étant donné qu'ils ne peuvent pas se déplacer suffisamment pour l'engager.

- **Poussée des sédiments**

La poussée des sédiments est considérée en amont des ouvrages. Le niveau des sédiments a été considéré comme étant à la cote 71 m s.m.

- **Pression de vent**

La vitesse de référence du vent pour différentes probabilités de dépassement pour le site de Gourbassi est donnée ci-dessous.

- Vent (1:30 ans) 60 km/h
- Vent (1:50 ans) 80 km/h

- **Charges sismiques**

Forces dues à l'inertie des ouvrages de retenue

L'ouvrage doit résister à la combinaison simultanée des forces horizontales et verticales appliquées au centre de gravité de l'élément considéré. Ces forces sont fonction des accélérations horizontales et verticales appliquées à la masse. La valeur des accélérations est établie comme suit :

- l'accélération horizontale maximale au rocher (α_{hm}) est égale à 0,1g ;
- l'accélération verticale maximale au rocher (α_{vm}) est égale au 2/3 de α_{hm} , soit 0,067g ;
- l'accélération horizontale soutenue (α_{hs}) est égale à 2/3 de α_{hm} , soit 0,067g ;
- l'accélération verticale soutenue (α_{vs}) est égale aux 2/3 de α_{vm} , soit 0,044g.

En résumé, les forces sismiques horizontale et verticale sont :

$$F_h = \alpha_{hs} \times m$$

$$F_v = \alpha_{vs} \times m$$

où : m = la masse permanente totale

F_h = force sismique horizontale

F_v = force sismique verticale

L'effet de l'application simultanée des charges F_h et F_v est pris en compte en considérant 100% de la force agissant dans une direction combinée avec 33% de la force agissant dans l'autre direction.

Pour les bâtiments connexes, les forces sismiques sont calculées selon les codes du bâtiment en vigueur.

Forces hydrodynamiques

Les forces résultant de l'action d'un séisme sur le bief amont sont établies par la méthode de calcul de Westergaard (Figure 3-6).

- **Effets thermiques**

Ces efforts sont imputables aux dilatations et contractions provoquées par les variations de température, le retrait, les variations hygrométriques, le fluage des matériaux constitutifs et le mouvement résultant du tassement différentiel.

Les températures minimales et maximales de conception au site de Goubassi sont :

- température extérieure : 10 °C et 45 °C
- température de l'eau : 10 °C et 25 °C

Les recommandations de l'ACI contenues dans « *Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete, 207.2R-95* » sont utilisées pour étudier les changements de volume associés à la chaleur d'hydratation du béton de masse et au retrait.

3.3.4 Facteurs de majoration des charges

Pour l'analyse structurale et le dimensionnement, les principaux facteurs de majoration utilisés sont indiqués ci-dessous.

- Poids propre des ouvrages : 1,25
- Pression hydrostatique cas maximum normal (cote de retenue normale à CG_{Max}) : 1,25
- Pression hydrostatique cas extrême (niveau des PHE) : 1,10
- Charge due au remblai et aux sédiments : 1,5
- Dans le cas où l'effet des sollicitations décrites aux quatre points ci-dessus serait stabilisateur : 0,9
- La charge due au basculement de la grue repris par un seul stabilisateur : 1,05
- Pression du vent : 1,5
- Pression d'injection : 1,5
- Charge d'impact des véhicules en déplacement et de la grue : 1,5

3.3.5 Analyses de stabilité

3.3.5.1 Généralités

Cette section présente la méthodologie ainsi que les critères d'acceptation à utiliser. La méthodologie est conforme aux directives relatives à la sécurité des barrages de l'Association canadienne des barrages.

Les calculs de stabilité sont exécutés avec les charges non pondérées et sans coefficient de simultanéité de charges.

L'analyse de stabilité doit démontrer, au moyen de facteurs de sécurité adéquats, que les ouvrages de retenue résistent aux forces qui tendent à les faire glisser sur leur fondation, à les faire renverser ou à les soulever. De plus, les contraintes doivent être à l'intérieur des limites prescrites.

L'ensemble des forces agissant sur l'évacuateur est montré à la Figure 3-7.

L'ensemble des forces agissant sur la prise d'eau et la centrale est montré à la Figure 3-8.

L'ensemble des forces agissant sur le pertuis de fond est montré à la Figure 3-9.

L'ensemble des forces agissant sur les cloisons est montré à la Figure 3-10.

3.3.5.2 Combinaisons des charges

Tous les ouvrages et leurs composantes sont vérifiés en fonction de toutes les charges applicables.

Dans le cadre de l'analyse de stabilité ainsi que dans celui de l'analyse structurale des ouvrages, les trois groupes de combinaisons de charges qui seront vérifiés sont définis ci-après :

- Groupe N : Combinaisons représentant des conditions de chargement dites normales.
- Groupe E : Combinaisons représentant des conditions de chargement dites exceptionnelles.
- Groupe X : Combinaisons représentant des conditions de chargement dites extrêmes.

Une vérification post-séismique doit aussi être effectuée conformément aux recommandations de l'ACB.

3.3.5.3 Critères de stabilité

- **Critère de renversement**

Les critères suivants s'appliquent :

- Combinaisons normales : Un ouvrage bétonné est considéré stable au renversement lorsque l'analyse montre qu'aucune tension ne se crée aux faces amont ou aval ; ce critère implique alors que le point d'application de la résultante des forces se situe à l'intérieur du tiers médian du plan étudié ($0,33 < e < 0,66$).
- Combinaisons exceptionnelles : La résultante des forces se situe à l'intérieur du médian central du plan étudié ($0,25 < e < 0,75$).
- Combinaisons extrêmes : La résultante des forces se situe à l'intérieur de la base, mais il faut maintenir une longueur de contact non nulle afin de respecter le critère de contrainte dans le roc et dans le béton ($0 < e < 1,0$).

- **Critère de glissement**

Les facteurs de sécurité contre le glissement sont calculés en utilisant la formule suivante :

$$FSg = \frac{\sum V \tan \phi + cA}{H}$$

où : ΣV = somme des forces verticales incluant les sous-pressions
(force effective)

c = cohésion sur partie comprimée

A = aire de la base en compression

$\tan \phi$ = coefficient de frottement

H = somme des forces horizontales

Pour toutes les combinaisons de chargements considérées dans les analyses de stabilité, les facteurs de sécurité contre le glissement doivent être toujours supérieurs ou égaux aux valeurs suivantes (Tableau 3-4).

Tableau 3-4 Facteurs de sécurité au glissement (FSg)

	Combinaison de chargement		
	Normale	Inhabituelle	Extrême
$c = 0$	1,5	1,3	1,1
$c > 0$	3,0	2,0	1,3

- **Critère de contraintes de contact**

Le calcul des contraintes σ_u se fait en utilisant la formule suivante :

$$\sigma_u = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{My}{I}$$

où : M = sommation des moments dus aux forces agissant sur l'ouvrage par rapport à l'axe neutre de la base du plan analysé

$\frac{I}{y}$ = module de section de la base du plan analysé

Les contraintes de contact doivent être calculées en tenant compte de l'état fissuré ou non fissuré du plan analysé en appliquant la sous-pression correspondante le long de ce plan.

Lorsque la section est fissurée, une partie de la section n'est pas en compression et « ΣV » et « M » sont ajustés en supposant la pleine sous-pression dans la fissure et une variation linéaire de l'extrémité de la fissure jusqu'à l'aval de la section. De plus, « M » est calculé par rapport à l'axe neutre de la partie non fissurée du plan analysé et « A », « I » et « y » présentent les propriétés de la partie non fissurée du plan analysé. Le calcul se poursuit ainsi de façon itérative jusqu'à ce que la contrainte à l'extrémité de la fissure soit nulle.

Pour les combinaisons de chargement avec charges sismiques, les calculs précédents sont requis à l'exception de la force de sous-pression. La force de sous-pression existante, dans le plan analysé, avant séisme reste inchangée suite à une augmentation de la fissuration produite durant le séisme.

La contrainte maximale de compression σ_u dans le plan analysé doit être toujours inférieure ou égale aux valeurs suivantes (Tableau 3-5) :

Tableau 3-5 Contrainte maximale de compression σ_u

Combinaison	Dans l'ouvrage en béton (joint ou béton monolithique)	Dans le roc
Normale	0,33 F'c	0,33 σ_r
Inhabituelle	0,66 F'c	0,66 σ_r
Extrême	0,90 F'c	0,90 σ_r

La résistance à la traction dans le plan analysé n'est pas considérée et une fissure est supposée ouverte jusqu'au point où la contrainte devient nulle. De ce point jusqu'à l'aval, la section est non fissurée et complètement en compression. La cohésion est appliquée seulement sur la zone comprimée.

- **Critères de soulèvement**

Les ouvrages doivent résister à la poussée verticale engendrée par les sous-pressions qui tendent à soulever l'ouvrage en béton. Le facteur de sécurité au soulèvement est donné par:

$$FS_g = \frac{W}{U}$$

où : W = sommation des forces verticales sans les sous-pressions, (incluant le poids de l'eau agissant sur les parties immergées)

U = forces de soulèvement dues aux sous-pressions.

- **Analyse post-séisme**

Lorsqu'il y a fissuration dans une combinaison de chargement avec charges sismiques, une analyse post-séisme doit être effectuée pour les combinaisons normales et exceptionnelles en considérant la pleine sous-pression dans les fissures calculées ouvertes.

Les cas post-sismiques sont traités comme des combinaisons exceptionnelles pour les critères d'acceptation donnés ci-après.

- **Récapitulatif des critères d'acceptation des analyses de stabilité**

Les critères d'acceptation pour les résultats des analyses de stabilité sont résumés au Tableau 3-6 ci-après.

Tableau 3-6 Critères d'acceptation

Combinaison chargement	Position de la résultante e (%)	FSg 50° - 0 kPa	FSg 42° - 500 kPa	Soulèvement
	Critère	Critère	Critère	Critère
N	$0,33 < e < 0,66$	1,5	3,0	1,2
E	$0,25 < e < 0,75$	1,3	2,0	1,1
X	$0 < e < 1,00$	1,1	1,3	1,05

Note : « e » représente le ratio entre la position de la résultante sur la base et la longueur de base.

Tous les cas avec séisme doivent être vérifiés pour la combinaison la moins favorable de 100% de la force sismique horizontale plus 30% de la force sismique verticale et de 100% de la force sismique verticale plus 30% de la force sismique horizontale.

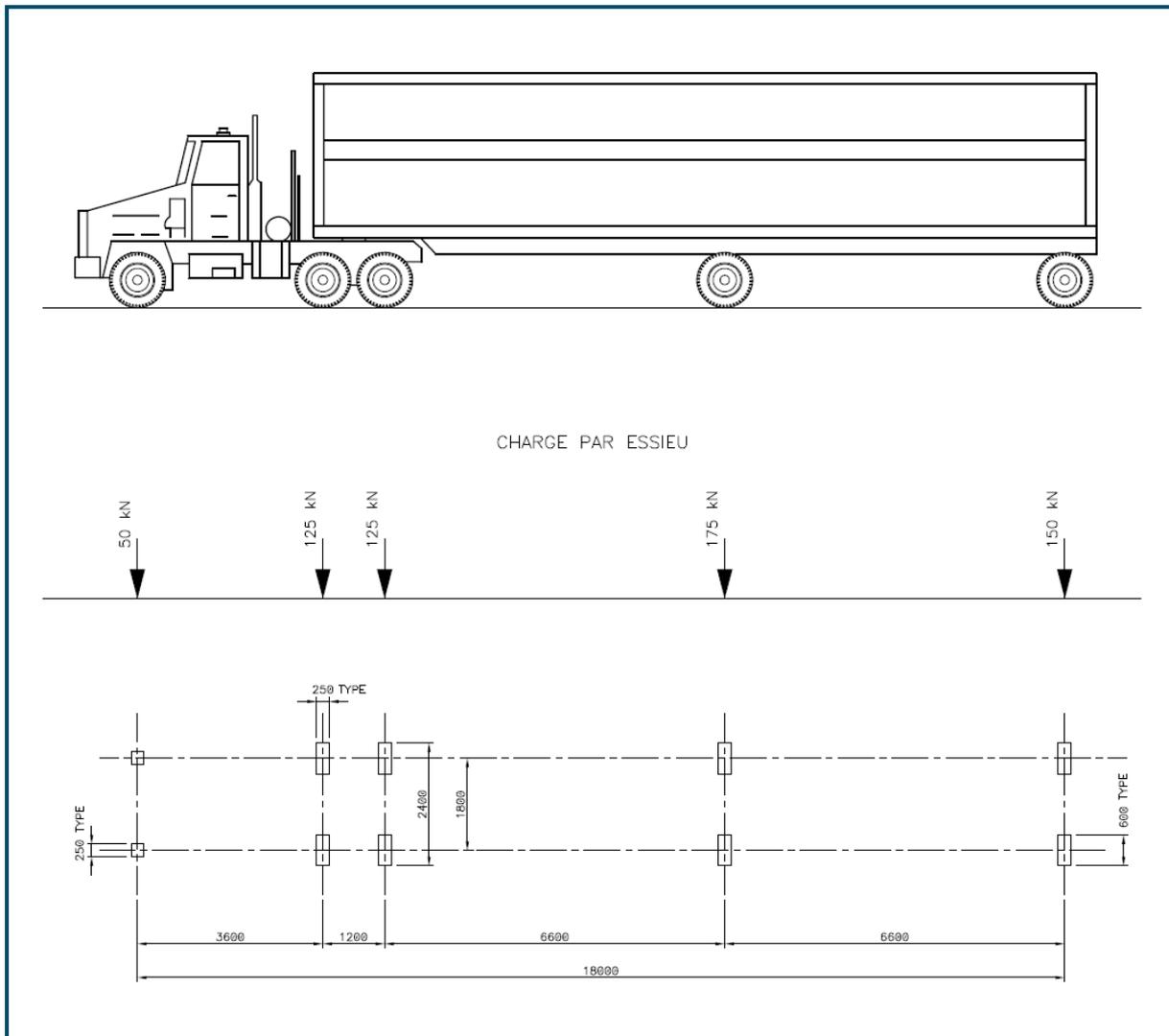


Figure 3-1 Charge mobile – Camion (625 kN + impact)

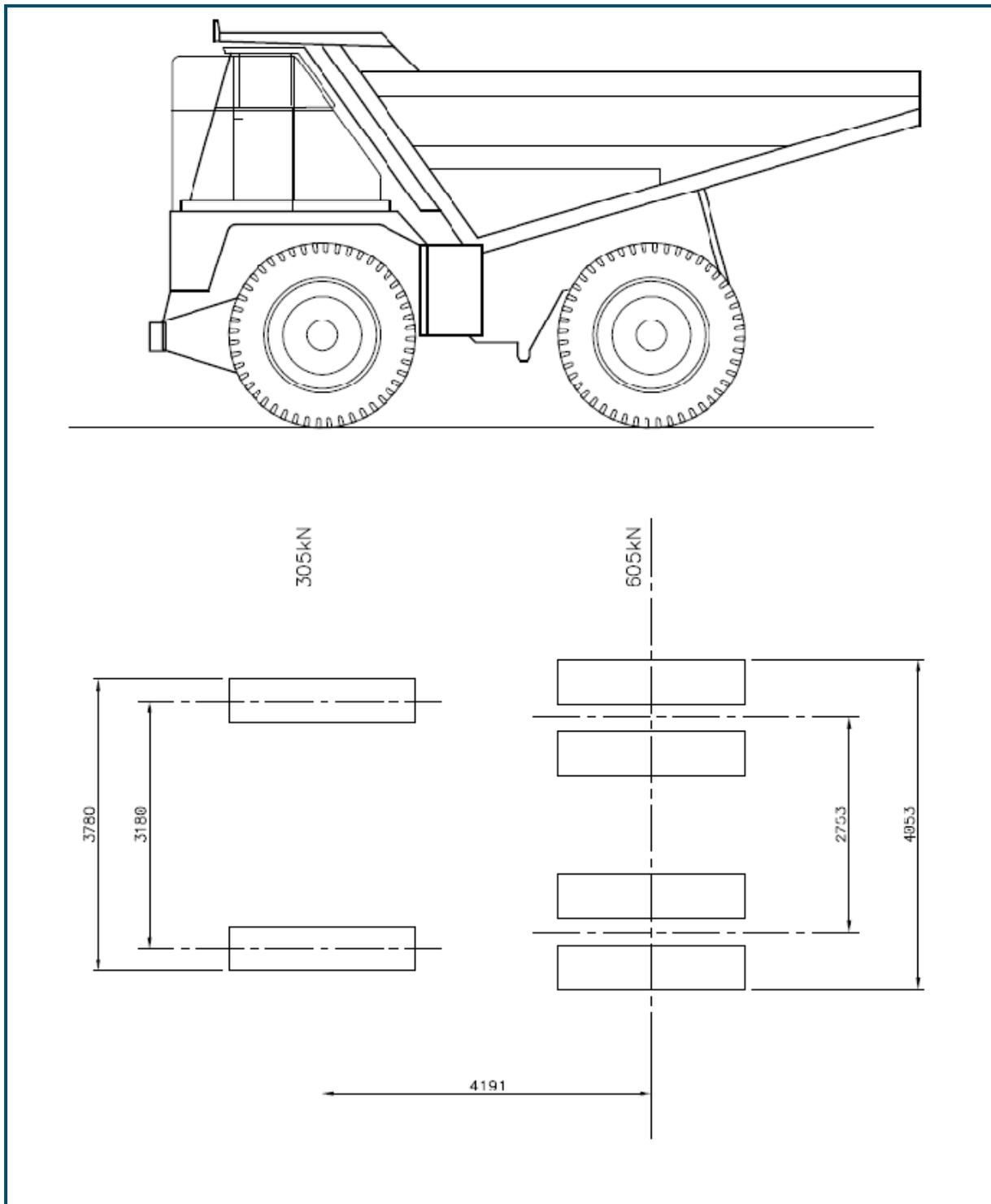


Figure 3-2 Charge mobile – Camion Caterpillar (910 kN + impact)

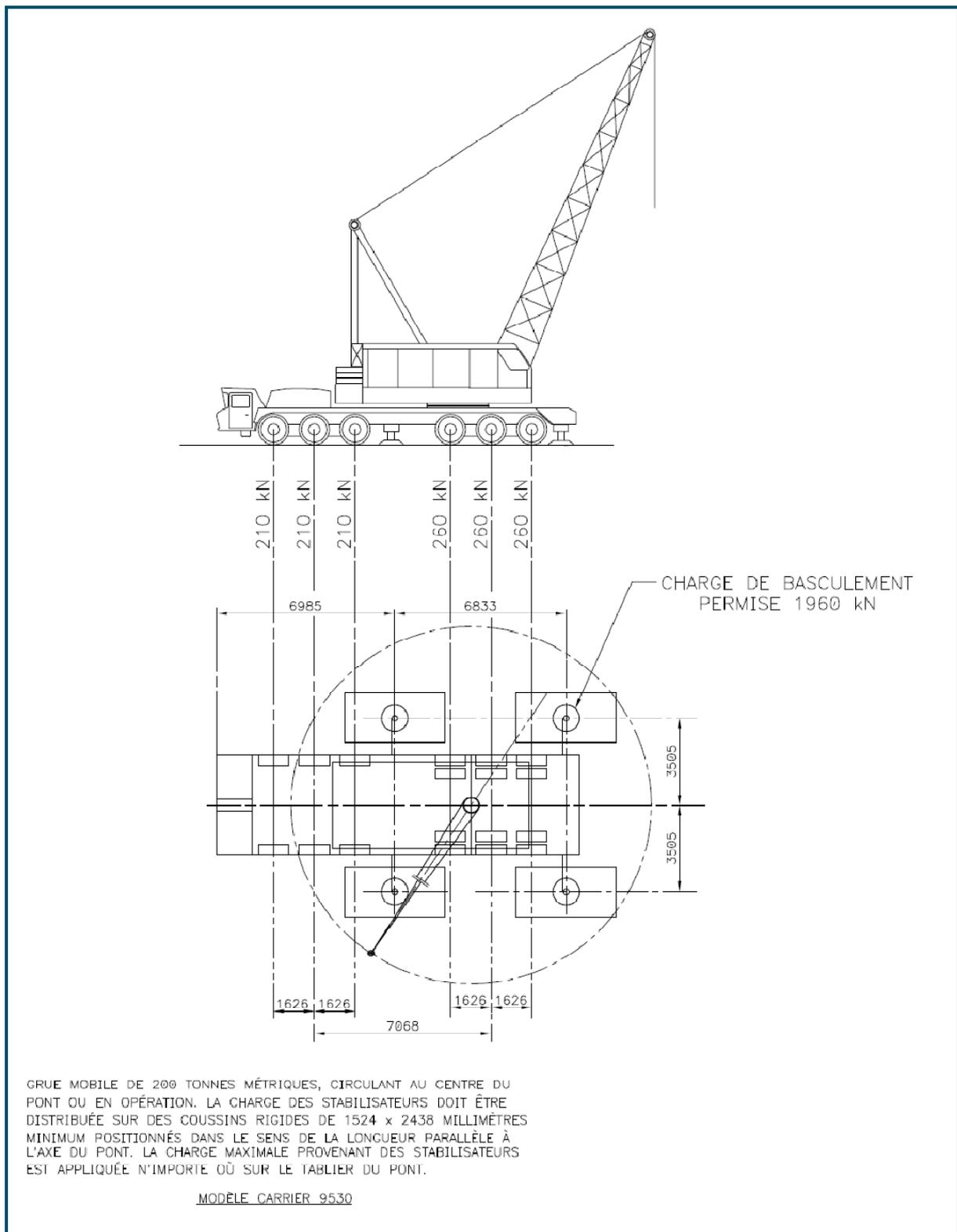


Figure 3-3 Grue mobile – Capacité 200 t

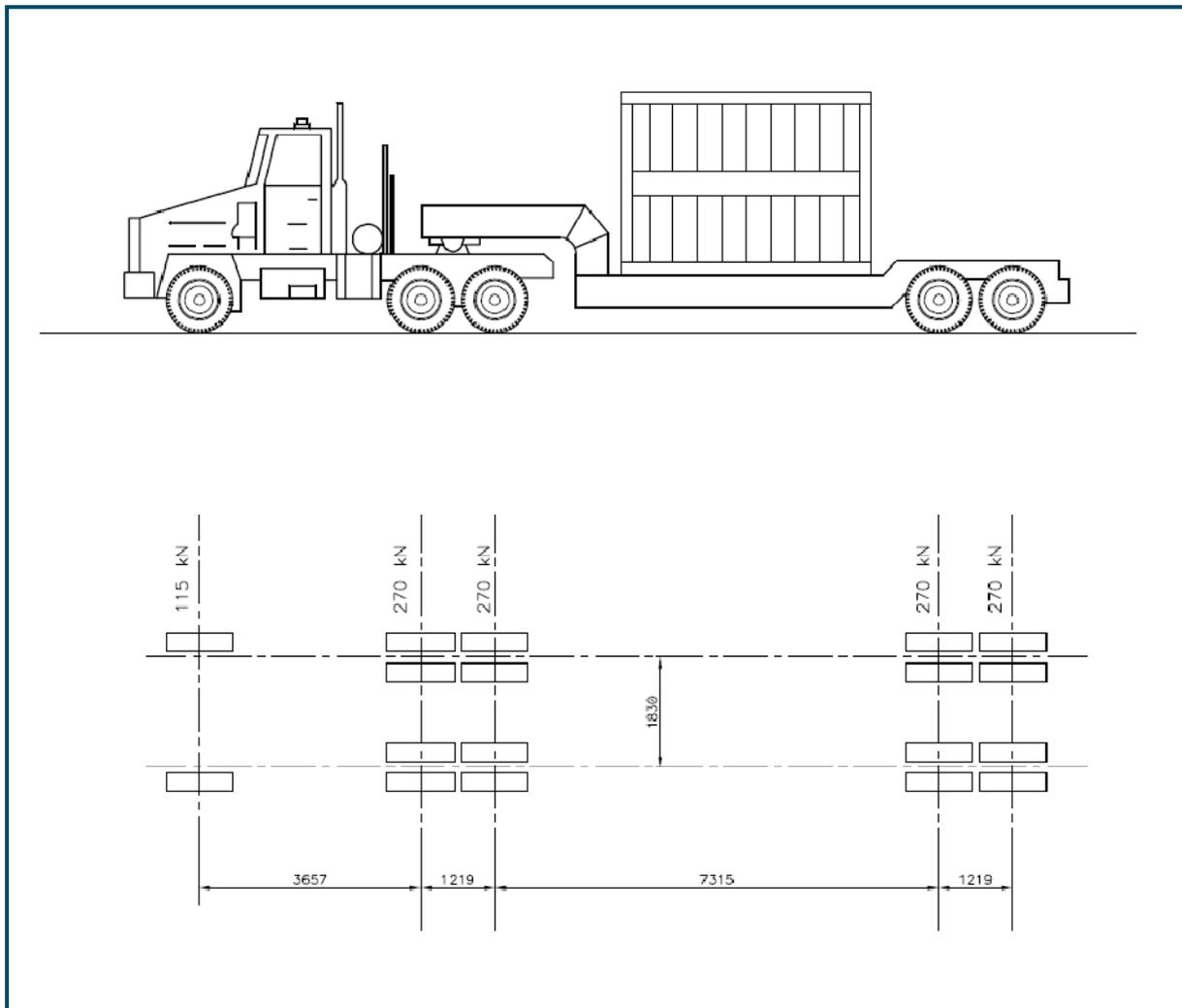


Figure 3-4 Charge mobile – Tracteur + remorque (1195 kN + impact)

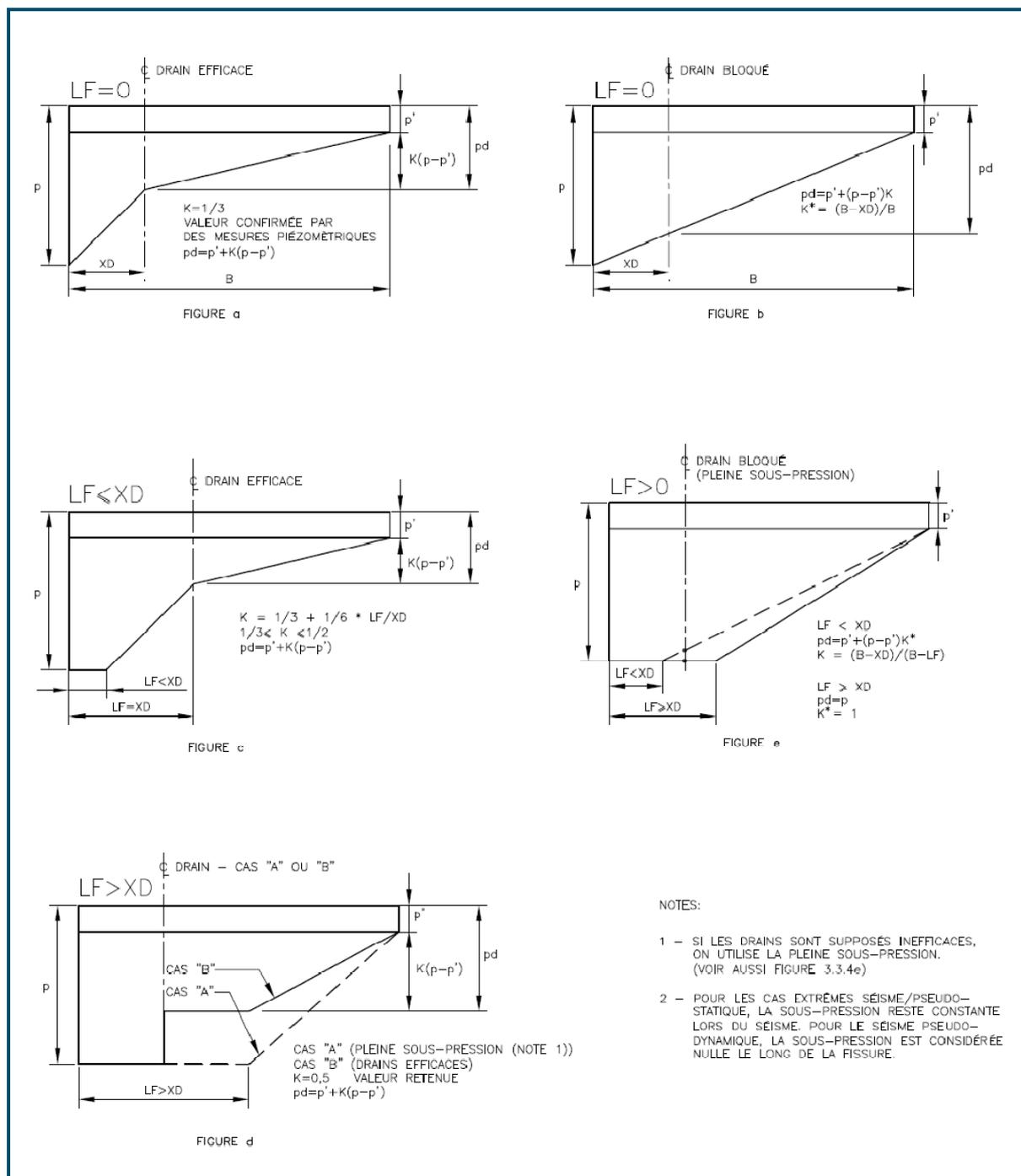


Figure 3-5 Sous-pressions de calcul

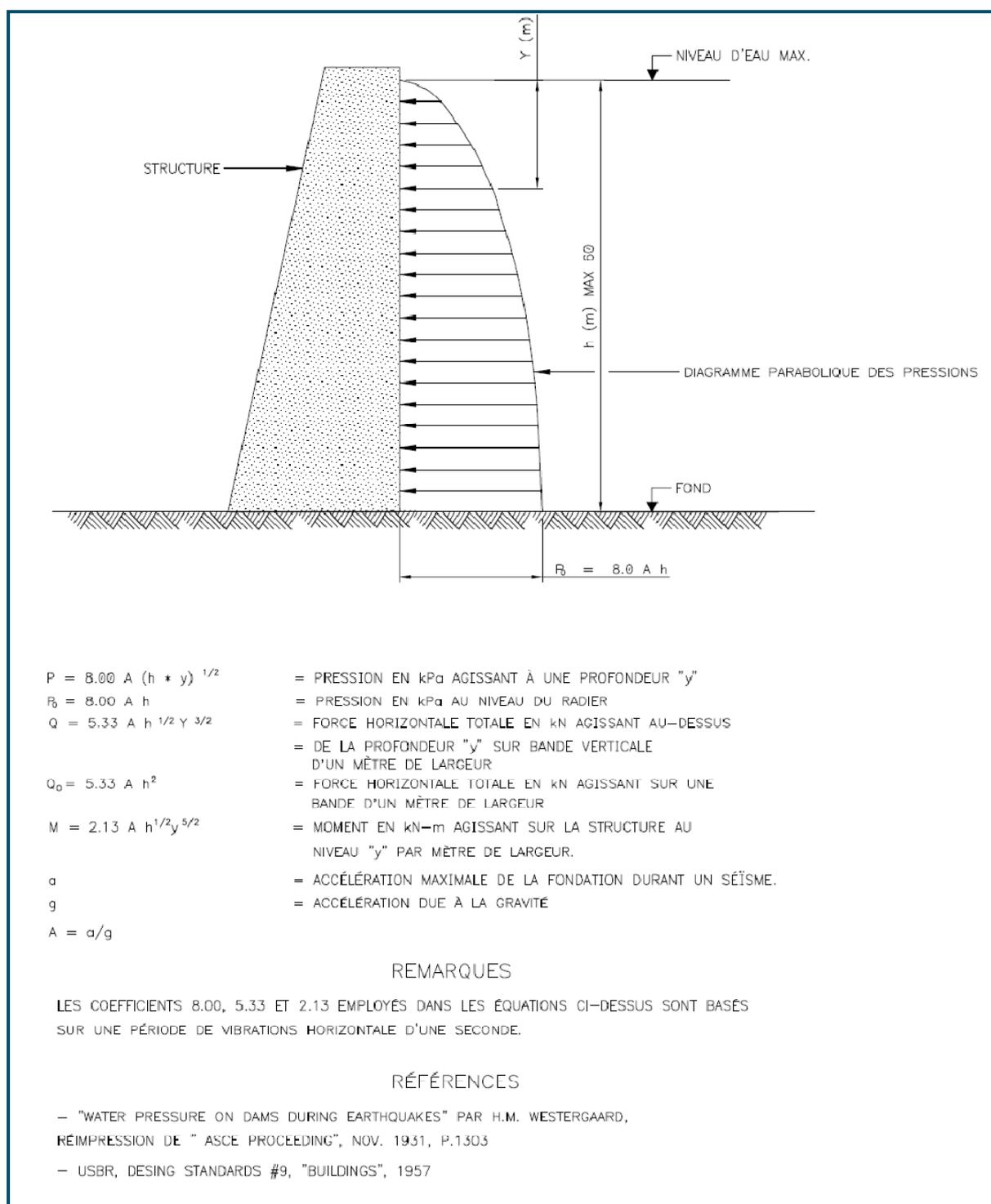


Figure 3-6 Pression hydrodynamique induite par un séisme

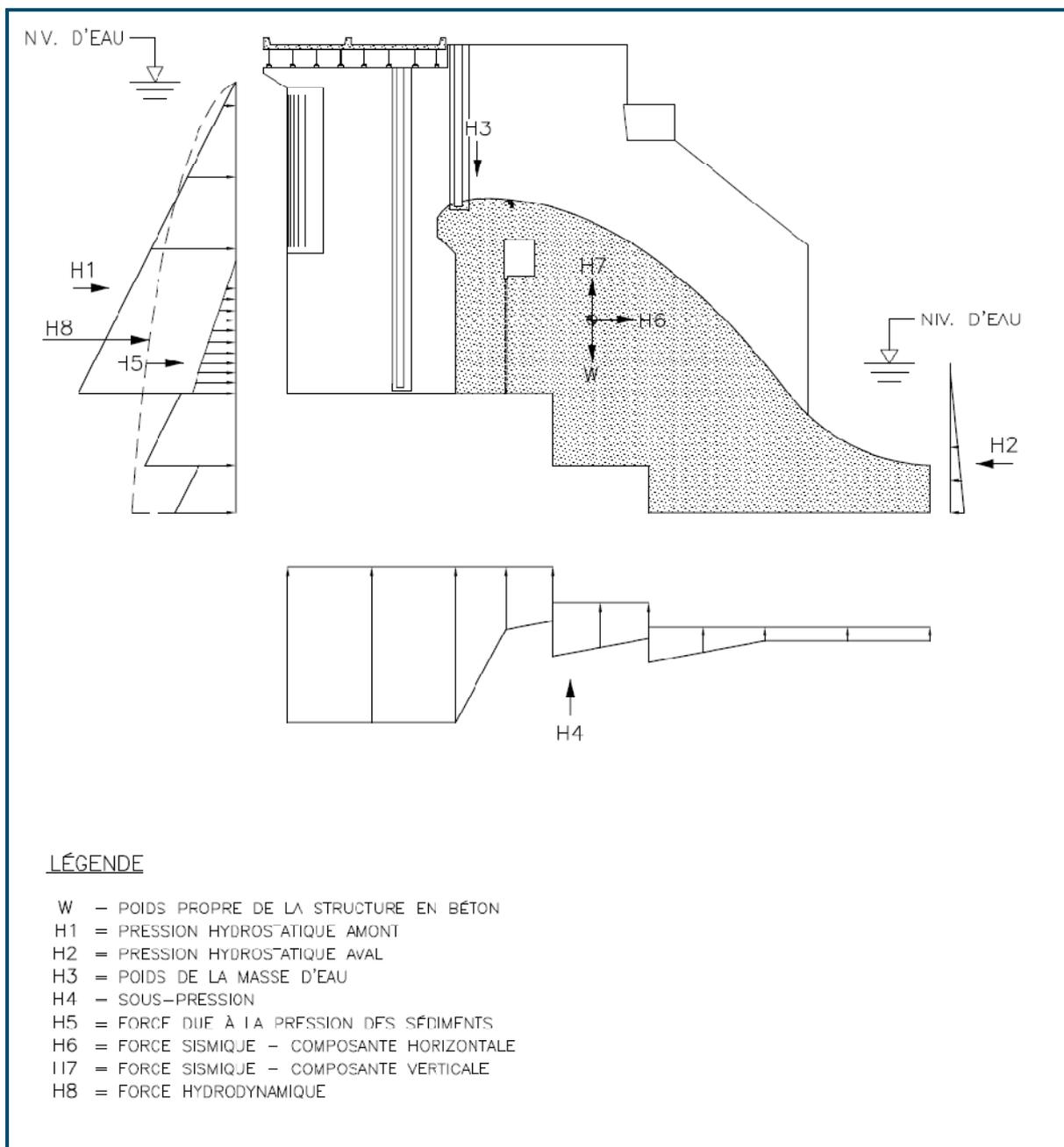


Figure 3-7 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (bloc évacuateur)

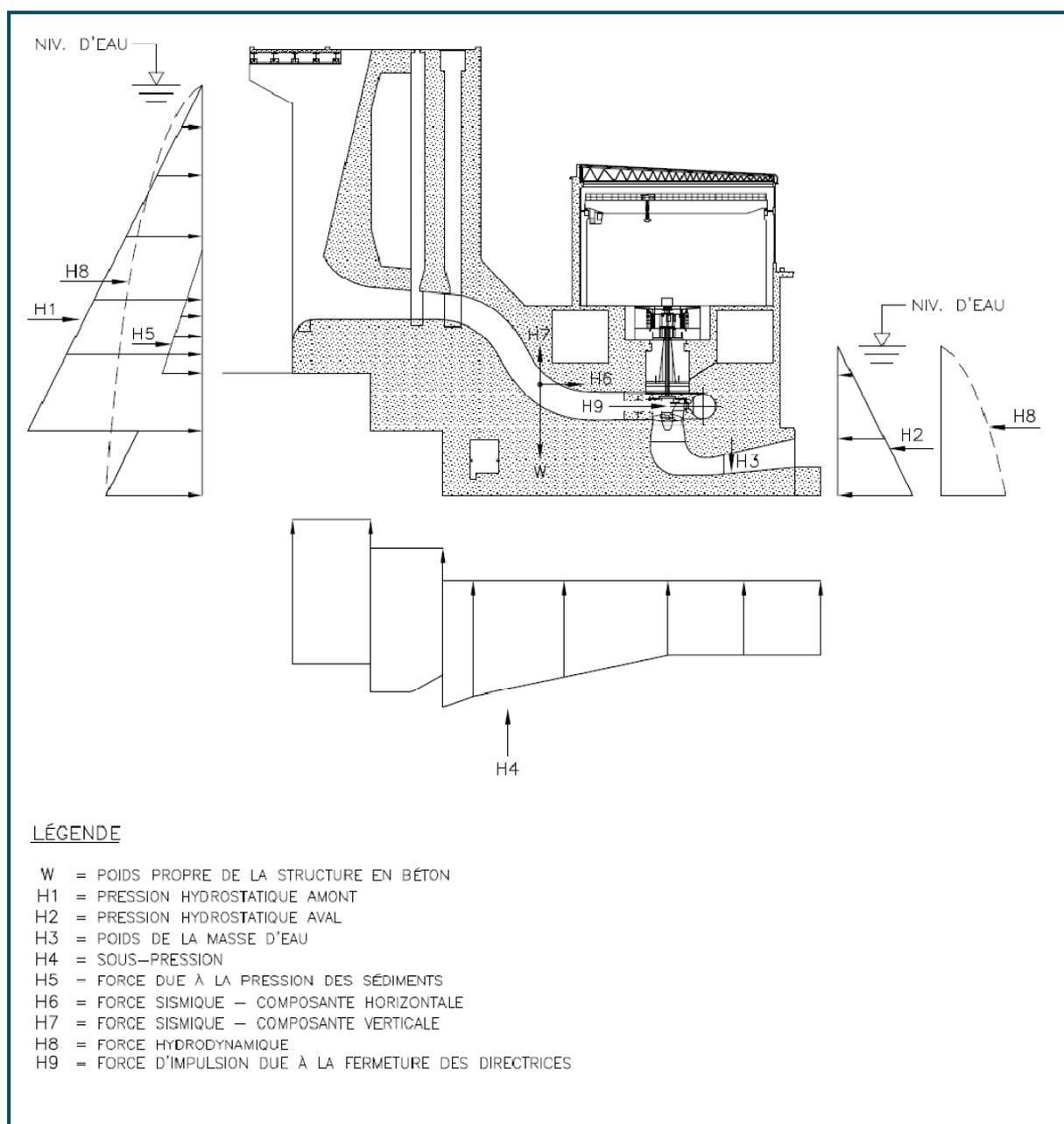


Figure 3-8 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (bloc centrale)

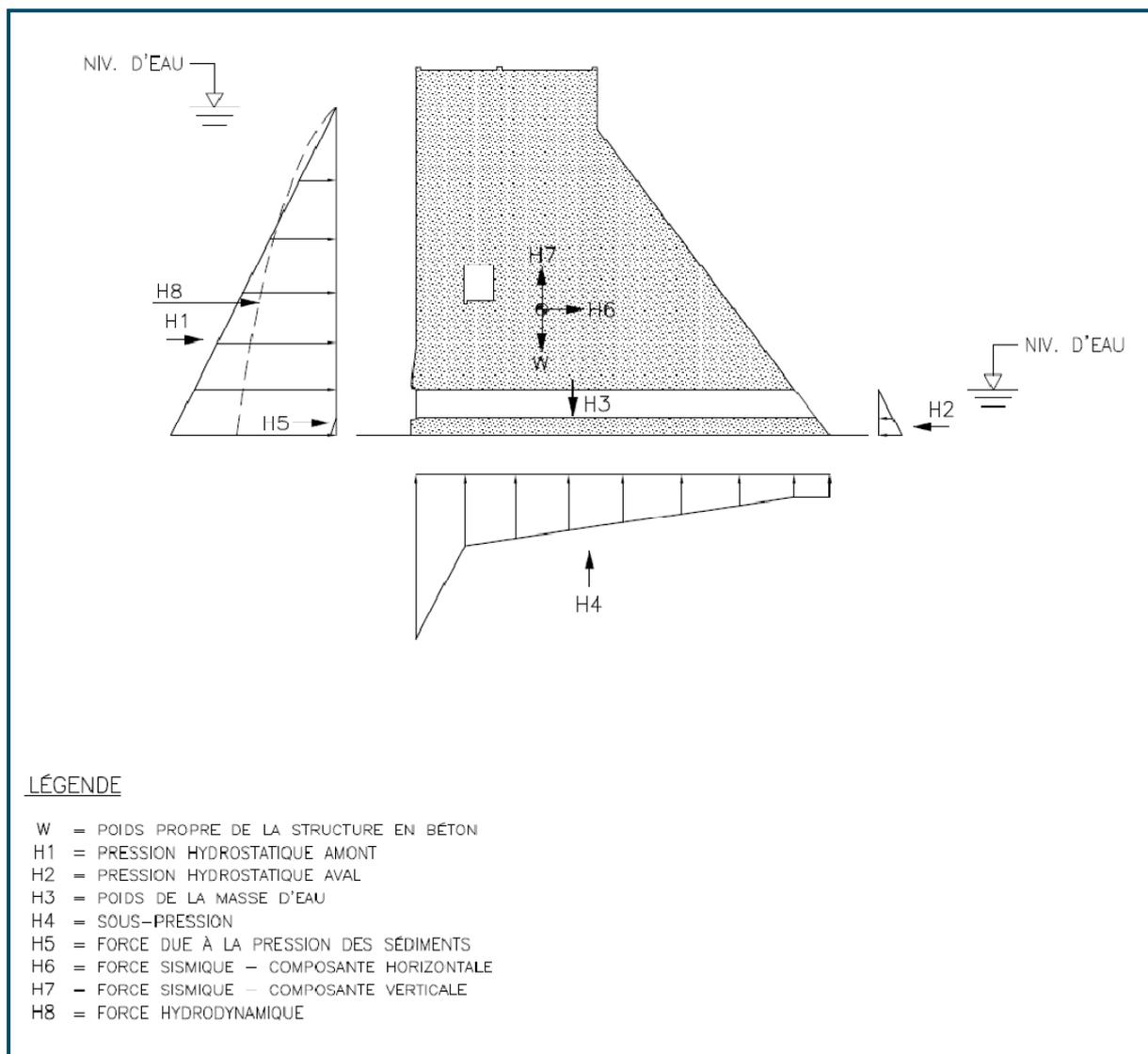


Figure 3-9 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (pertuis de fond)

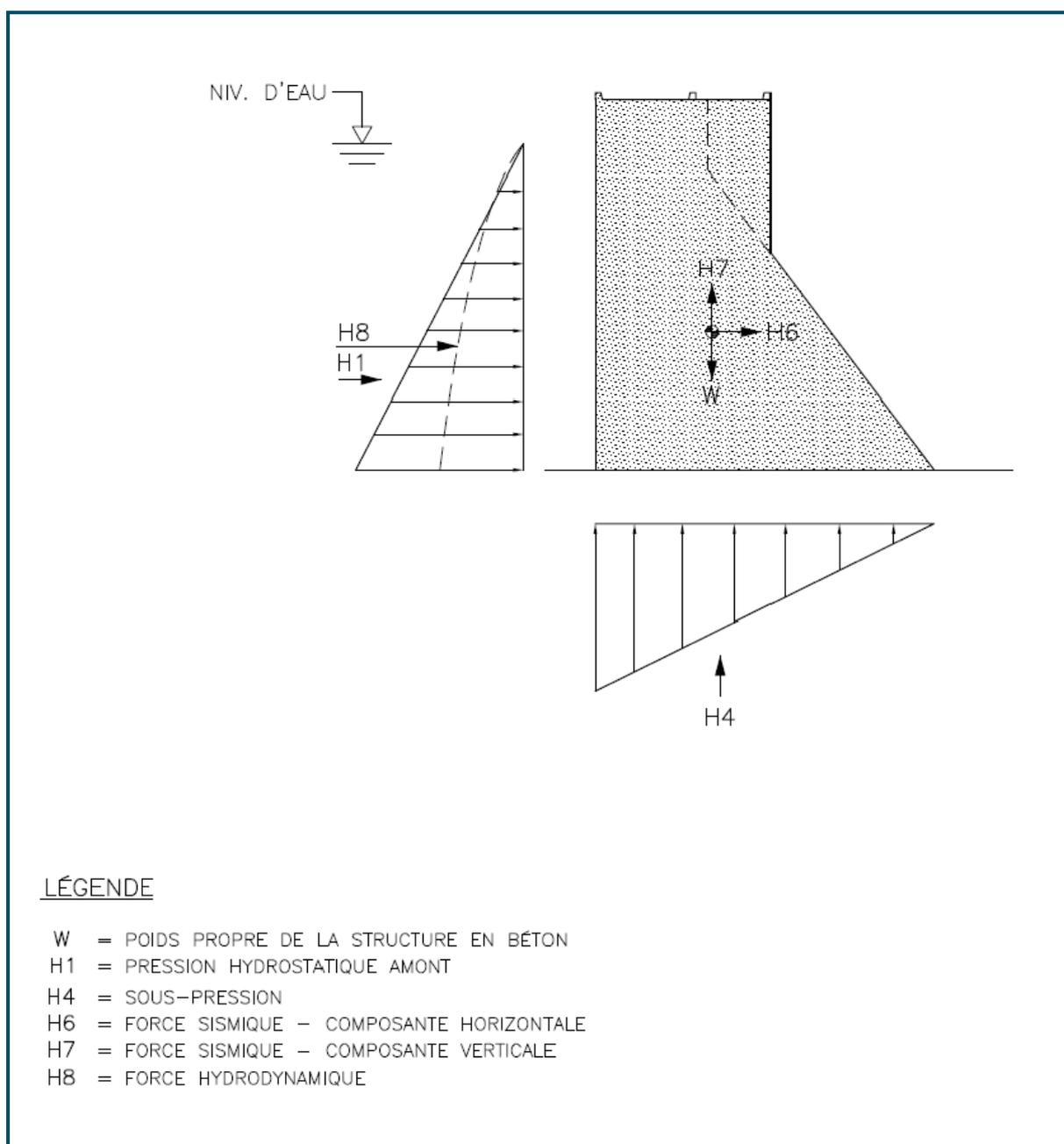


Figure 3-10 Analyses de stabilité – Forces agissant sur l'ouvrage (cloison)

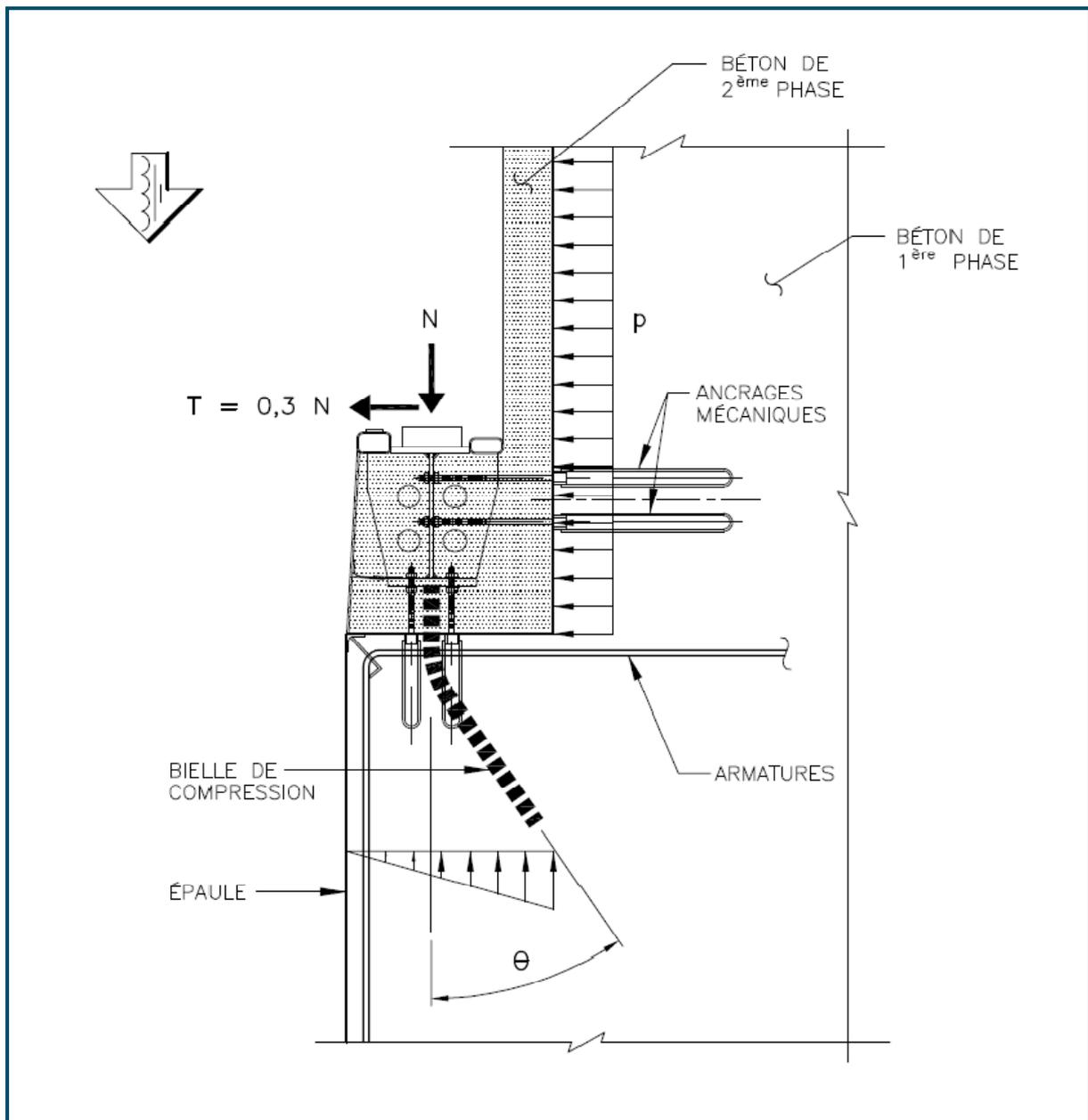


Figure 3-11 Distribution des efforts à proximité des rainures – Méthode des bielles et tirants

3.4 MECANIQUE LOURDE

La conception de l'agencement des équipements de mécanique lourde et de leurs pièces encastées doit répondre aux critères de conception généraux suivants.

3.4.1 Normes et Codes

Les dernières éditions des codes et normes des organismes et associations techniques suivantes constituent la base de la conception, fabrication, construction et mise en service des équipements de mécanique lourde.

- ANSI *American National Standards Institute*
- ASME *American Society of Mechanical Engineers*
- ASTM *American Society for Testing and Materials*
- AWS *American Welding Society*
- AWWA *American Water Works Association*
- CMAA *Crane Manufacturers Association of America*
- DIN Institut Allemand de Normalisation :
 - DIN 19704 "Ouvrages hydrauliques en acier"
- CEI Commission Electrotechnique Internationale, et en particulier avec :
 - IEC 60193 "Turbines hydrauliques, pompes d'accumulation et pompes-turbines – Essais de réception sur modèle"
 - IEC 60041 "Essais de réception sur place des turbines hydrauliques, pompes d'accumulation et pompes-turbines, en vue de la détermination de leurs performances hydrauliques"
- IEEE *Institute of Electrical and Electronics Engineers*
- USACE *United States Army Corps of Engineers*
- USBR *United States Bureau of Reclamation*

3.4.2 Turbines hydrauliques

La turbine doit être conçue afin de montrer la meilleure performance conformément aux meilleures pratiques modernes de conception hydraulique et mécanique dans les conditions suivantes :

- La turbine est conçue pour opérer de façon stable sur la gamme de chutes d'exploitation, sans aucune vibration dommageable.
- La conception est telle que les dommages dus à la cavitation doivent être limités au minimum. De tels dommages, le cas échéant, ne doivent pas détériorer la résistance de la roue ou des autres composants de la turbine et ne doivent pas faire l'objet d'une diminution de l'efficacité ou de la puissance de l'unité.

- La pression normale interne de conception de la turbine doit inclure un effet de surpression de 25% sur la chute nette maximale normale.
- La turbine est capable de résister à la vitesse d'emballlement pour une durée de 15 minutes sans dommages nécessitant réparations ou ajustement.

3.4.3 Pont roulant de la centrale

- La capacité nominale du pont roulant de la centrale est dictée par la somme de la masse d'un rotor d'alternateur assemblé.
- La masse d'un rotor d'alternateur doit être confirmée par le fournisseur des groupes turbines/alternateurs avant l'émission du document d'appel d'offres relatif au pont roulant.

3.4.4 Vannes de prise d'eau

- La vanne doit être conçue de façon à effectuer une coupure complète du débit maximal sous la chute maximale d'exploitation.
- L'ouvrage de prise d'eau doit résister à une pression hydrostatique correspondant au niveau maximal normal d'exploitation du réservoir (CG_{Max}), le côté aval de la vanne étant à sec.
- La vanne doit résister aux efforts hydrodynamiques agissant sur sa structure lorsqu'elle est en mouvement ou à l'arrêt pendant le remplissage de la conduite d'amenée, ou pendant l'ouverture-fermeture normale, ou pendant la fermeture d'urgence à débit maximal des turbines.

3.4.5 Batardeaux de la prise d'eau

- Les poutrelles constituant les batardeaux doivent résister à une pression hydrostatique correspondant au niveau maximal normal d'exploitation du réservoir (CG_{Max}) étant à sec du côté aval.
- Les composants des poutrelles doivent résister aux charges et vibrations induites lors du remplissage de l'espace entre les poutrelles et la vanne.
- Les batardeaux sont conçus pour être mis en place en eau morte.

3.4.6 Grilles à débris de la prise d'eau

- Chaque jeu de grilles à débris doit être composé de plusieurs panneaux amovibles s'emplantant les uns sur les autres dans les pièces encastrées.
- Les grilles à débris doivent résister à une charge hydrostatique uniforme correspondant à un blocage partiel (50%) de la surface des grilles par les débris.
- Les grilles à débris doivent être conçues pour recevoir le dégrilleur à câbles installé sur la grue portique circulant sur le tablier de la prise d'eau.

3.4.7 Grue portique de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau

- La capacité de la grue portique doit être suffisante pour la manœuvre:
 - des poutrelles des batardeaux de la prise d'eau ;
 - des grilles à débris de la prise d'eau ;
 - de la vanne de prise d'eau ;
 - des poutrelles des batardeaux de l'évacuateur de crues.
- La grue portique doit comprendre un dégrilleur à câbles pour le nettoyage des grilles à débris de la prise d'eau.

3.4.8 Vannes de l'évacuateur de crue

- Les vannes doivent être conçues de façon à effectuer une coupure complète du débit maximal sous la chute maximale d'opération.
- L'ouvrage doit résister à une pression hydrostatique correspondant au niveau maximal normal d'exploitation du réservoir (CG_{Max}), étant à sec du côté aval.
- Les vannes doivent résister aux efforts hydrodynamiques agissant sur leur structure lorsqu'elles sont en mouvement ou à l'arrêt pour toutes les conditions hydrauliques possibles.

3.4.9 Batardeaux de l'évacuateur de crue

- Les poutrelles composant les batardeaux doivent résister à une pression hydrostatique correspondant au niveau maximal normal d'exploitation du réservoir (CG_{Max}) étant à sec au côté aval.
- Les composants des poutrelles doivent résister aux charges et vibrations induites lors du remplissage de l'espace entre les poutrelles et la vanne.
- Les poutrelles des batardeaux sont conçues pour être mises en place en eau morte.

3.4.10 Vanne de vidange de fond

- La vanne de vidange de fond doit résister aux efforts hydrodynamiques agissant sur sa structure lorsqu'elle est en mouvement, ou à l'arrêt, ou pendant l'ouverture-fermeture normale ou pendant la fermeture d'urgence à débit maximal.
- La vanne de garde de la vidange de fond doit être installée en amont de la vanne de vidange de fond.
- L'ouvrage de vidange de fond doit résister à une pression hydrostatique correspondant au niveau maximal normal d'exploitation du réservoir (CG_{Max}), le côté aval de la vanne étant à sec.
- La vanne de garde doit résister aux efforts hydrodynamiques agissant sur sa structure pendant la fermeture d'urgence à débit maximal.

- Le pertuis de fond doit être doté d'une grille à débris.

3.4.11 Vannes de l'aspirateur

- Les vannes de l'aspirateur doivent résister à une pression hydrostatique correspondant au niveau d'eau maximum aval, étant à sec du côté amont.
- Les composants des vannes doivent résister aux charges et vibrations induites par le robinet de la vanne lors du remplissage de la partie amont de l'aspirateur.
- Les vannes de l'aspirateur sont conçues pour être mises en place en eau morte.

3.4.12 Monorail de l'aspirateur

- La capacité du monorail doit être suffisante pour la manœuvre des vannes de l'aspirateur.

3.5 ÉLECTRICITE

3.5.1 Normes et Codes

Les dernières éditions des codes et normes des organismes et associations techniques suivants constituent la base de la conception, fabrication, installation et mise en service des équipements électriques :

- ANSI *American National Standards Institute*
- CEI *Commission Electrotechnique Internationale*
- CSA *Canadian Standards Association*
- IEEE *Institute of Electrical and Electronics Engineers*

3.5.2 Général

Les principaux critères de conception des services électrique de la centrale Gorbassi sont:

- Conserver une redondance à 100% ;
- Réduire au minimum les effets des défauts pour une exploitation sûre de la centrale ;
- Minimiser les dommages potentiels sur les équipements causés par des défauts électriques ;
- Assurer que la défaillance d'un équipement n'entraîne pas une panne de tout le système ;
- Assurer une alimentation fiable pour l'exploitation et la sécurité de la centrale ;

- Choisir les tensions du poste et les niveaux de défaut selon les exigences du réseau de transport d'électricité auquel sera connecté la centrale.

Le schéma unifilaire est fondé sur les critères de fiabilité, de flexibilité, et de sécurité d'exploitation et de maintenance.

La fréquence normale est de 50 Hz et doit être maintenue dans une plage de $\pm 3\%$ selon les standards CEI.

CHAPITRE 4

Gestion du réservoir et simulation du potentiel de production

4. GESTION DU RÉSERVOIR ET SIMULATION DU POTENTIEL DE PRODUCTION

4.1 OBJECTIFS DE REGULARISATION DE LA RETENUE DE GOORBASSI

La régularisation des débits au site de Gourbassi doit être effectuée dans le but de satisfaire un ensemble d'objectifs établis pour le Haut Bassin du fleuve Sénégal ; ces objectifs sont en partie communs à ceux de l'aménagement de Manantali et ils concernent les points suivants²⁶ :

- Assurer un soutien à l'étiage, c'est-à-dire assurer un débit garanti à Bakel pour les besoins domestiques, maintenir l'irrigation et la navigation, assurer un soutien aux faibles crues (assurer une submersion suffisante des plaines inondables pour permettre la culture de décrue selon un hydrogramme prédéfini) ;
- Laminer les pointes des fortes crues à Bakel en dessous d'une valeur limite de 4500 m³/s ;
- Produire de l'énergie hydroélectrique.

Les simulations ont été réalisées en utilisant la chronique hydrologique historique de 1961 à 2009. L'objectif est de satisfaire en tout temps ces besoins en eau y compris ceux liés à l'irrigation des terres et aux besoins de la population et du bétail vivant de part et d'autre de la Falémé.

Il est important de noter que la simulation de la gestion de la retenue doit respecter en permanence toutes les contraintes physiques de l'aménagement, c'est-à-dire la cote de gestion maximale, la capacité d'évacuation et le débit maximal qui peut être turbiné.

Des études récentes menées par l'IRD ont évalué une grande variété de règles de gestion selon diverses combinaisons pour l'ouvrage de Manantali [Réf. 6].

La réalisation de l'aménagement de Gourbassi permettra d'augmenter le niveau de satisfaction des multiples objectifs au niveau de Bakel. La quantification de l'impact d'une retenue à Gourbassi doit prendre en compte le fait que la gestion de cet aménagement sera réalisée de concert avec celle de Manantali. Pour cette raison, SLII a réalisé une simulation de gestion de l'aménagement de Manantali selon les règles de gestion actuelles et en utilisant le modèle de propagation des débits sur le bassin développé par l'IRD [Réf. 6].

Certains des objectifs proposés ne sont pas complémentaires et peuvent être en opposition les uns par rapport aux autres ; ce qui demande de fixer un ordre de priorités. L'approche menée a été de calculer le taux d'échec de rencontre des objectifs sur la période de simulation totale.

²⁶ Les objectifs de gestion sont décrits en détail dans les documents [Réf. 1], [Réf. 6] et [Réf. 8].

4.2 CRITERES DE GESTION DU RESERVOIR

- Les données des stations limnimétriques intermédiaires et des bassins non régularisés utilisées pour l'étude sont celles de la base de données HYDRACESS mise à disposition de SLII par l'OMVS (stations de Oualia, Soukoutali, Gourbassi et Kayes).
- Lorsque le niveau du réservoir atteint la cote de gestion maximale CG_{Max} le débit entrant doit être évacué, ceci étant fonction de la capacité maximale de l'évacuateur de crue.
- En exploitation normale, on limite le débit maximal à évacuer à Gourbassi à 1500 m³/s. Cela permet d'éviter les inondations à l'aval liées à la gestion du réservoir²⁷.
- Le débit maximal à évacuer à Manantali est de 2000 m³/s et ce afin d'éviter les inondations à l'aval²⁸.
- La satisfaction des besoins en eau le long de la Falémé doit être assurée en tout temps (voir [Réf. 21] Tableau 5-1). Les besoins en eau dans le bassin de la Falémé sont prioritaires mais vu la faible demande de ceux-ci, ils peuvent être maintenus sans difficulté.
- La satisfaction des besoins en eau à Bakel est assurée en utilisant une répartition du débit requis au prorata du volume utile total de chacun des deux aménagements (Gourbassi et Manantali).
- La différence de réserve utile entre les deux réservoirs doit être inférieure à 10%.
- Le débit minimal qui doit être restitué à l'aval des deux barrages (débit réservé) est de 50 m³/s en tout temps réparti entre Gourbassi et Manantali au prorata de la réserve utile des deux réservoirs. Toutefois, lorsque le réservoir atteint son niveau minimal, seul la demande domestique de base est maintenue (de l'ordre de 1 m³/s au maximum).
- L'hydrogramme de crue artificielle pour permettre la culture de décrue dans la vallée du fleuve Sénégal doit être assuré, sauf s'il compromet la satisfaction des besoins en eau lors de la saison sèche (Figure 4-1). Une série de simulations de gestion combinée de Gourbassi et Manantali a permis de déterminer un niveau cible pour chacun des réservoirs à une date donnée qui permet de déterminer si l'hydrogramme de crue doit être restitué ou non pour cette année.
- Le débit minimal d'une turbine est de 50% du débit nominal pour la turbine Francis et de 25% du débit nominal pour une turbine Kaplan.
- La cote de gestion minimale (CG_{min}) du réservoir a été choisie de manière à permettre une réserve utile significative pour la variante de

²⁷ Pour les crues de récurrence plus faible que la crue centennale, le débit laminé par l'évacuateur pourrait excéder les 1500 m³/s sur une brève période de temps. Toutefois l'inondation constatée à l'aval serait inférieure à celle qui aurait été observée sans le laminage de la crue entrante (sans réservoir).

²⁸ La même analyse présentée à la note précédente s'applique au barrage de Manantali.

dimensionnement la plus faible (soit pour la variante où $CG_{Max} = 91$ m s.m.) ainsi que pour s'assurer que l'impact des sédiments accumulés dans la tranche morte du réservoir serait nul. La réserve utile minimale doit permettre d'assurer un débit de $140 \text{ m}^3/\text{s}$ à Bakel pratiquement en tout temps. Le nombre de mois maximal admissible où la demande en eau n'est pas satisfaite à 100% a été fixé à 40 mois sur la période de simulation de 1961 à 2009.

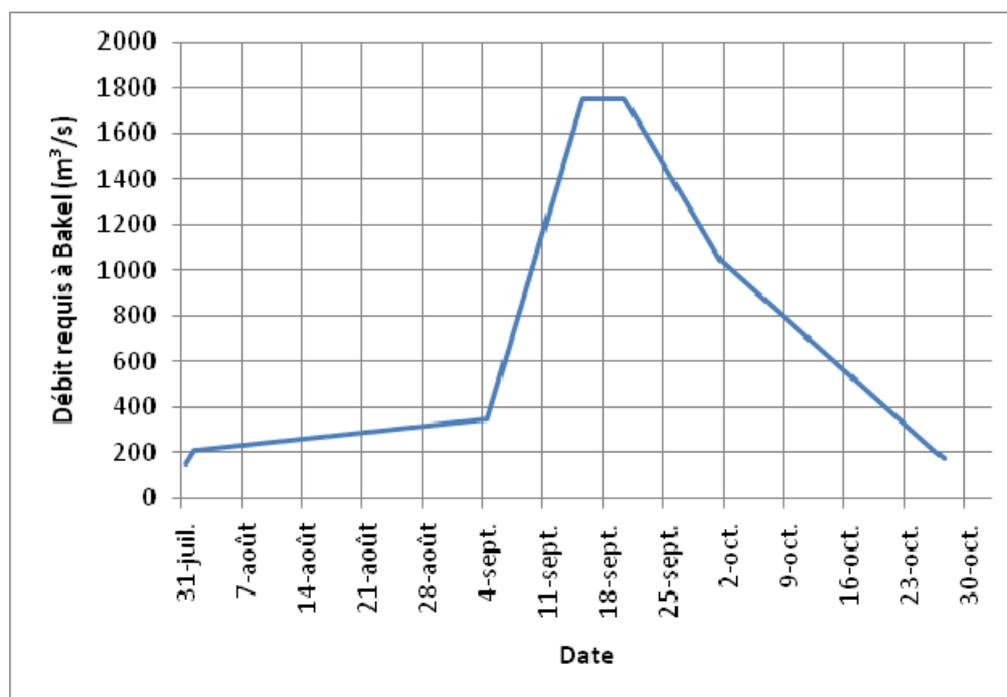


Figure 4-1 Hydrogramme de crue pour la culture de décrue – Gibson A

- Le niveau de départ et de fin des simulations pour les réservoirs de Manantali et Gourbassi est le même.
- Le modèle de propagation des crues et des débits turbinés entre les centrales de Gourbassi et de Manantali vers Bakel est selon le modèle présenté par l'IRD [Réf. 6].

Tableau 4-1 Facteurs de majoration de la demande à Bakel

CG_{Max} (m s.m.)	Facteur de majoration de la demande à Bakel
91	1,00
94	1,06
97	1,11
100	1,12

- La demande en eau qui peut être satisfaite à Bakel augmente lorsque la réserve utile du réservoir de Gourbassi augmente (avec CG_{Max}). Un facteur de majoration de la demande à Bakel a été établi tel que présenté au Tableau 4-1 pour les quatre variantes de réserve utile qui ont été considérées au chapitre 6, de façon à maintenir le nombre de mois d'échecs à 40 pour toutes les variantes (nombre de mois où la demande n'est pas satisfaite à 100%).

La gestion combinée des deux réservoirs (Gourbassi et Manantali) permet de satisfaire la demande en eau à Bakel qui est déjà en partie satisfaite par le bassin non régularisé (Bakoye – Station de Oualia).

4.3 SATISFACTION DE LA DEMANDE EN EAU A BAKEL

La satisfaction des besoins en eau à Bakel est évaluée en comptabilisant le nombre de mois où la demande n'est pas satisfaite à 100%. Selon les critères de gestion énoncés ci-dessus, la demande de base à Bakel ne pourrait être assurée lorsque le niveau des réservoirs est trop bas, ce qui constitue un déficit. Lors d'une succession d'années sèches, comme ce fut le cas au début des années 1980, la satisfaction de la demande ne peut être assurée à 100% pour un certain nombre de mois consécutifs.

Le nombre de mois où la demande n'est pas satisfaite à 100% est comptabilisé sur la période d'analyse. Durant ces mois, le niveau de satisfaction de la demande peut, par exemple, être de 70% ce qui constitue tout de même un déficit. Une des solutions utilisée afin de réduire le nombre de déficits en période sèche est de ne pas satisfaire l'hydrogramme de crue pour ces années. En faisant ce choix, il est possible de réduire le nombre d'occurrence où la demande en eau n'est pas rencontrée de manière à restituer l'eau du réservoir en période sèche et de satisfaire au mieux la demande. Pour l'analyse effectuée, le nombre maximal de mois de déficit est de 40 mois pour une période de simulation de 588 mois (49 ans) soit un maximum de 6,8% du temps.

4.4 HYDROGRAMME DE CRUE

L'hydrogramme Gibson A est l'hydrogramme de crue artificielle qui doit être assurée par le réservoir à la fin de la période d'hivernage (Figure 4-1). Il représente un volume d'eau substantiel qui peut, durant les années sèches, compromettre la satisfaction de la demande en eau de base (usage pour l'irrigation, domestique, industries, etc.). Une règle de gestion du réservoir a été établie afin de déterminer si l'hydrogramme de crue doit être maintenu. Si à une date donnée, les niveaux des réservoirs de Gourbassi et de Manantali sont plus bas que la cote minimale prédéterminée par une analyse de sensibilité, l'hydrogramme de crue n'est pas restitué. Pour ces années, il est possible qu'il y ait quand même une crue permettant la culture de décrue mais la superficie inondée sera plus faible que si l'hydrogramme de crue avait été respecté.

Il a été constaté que l'hydrogramme de crue n'a pas été assuré pour plusieurs années durant les 10 dernières années d'exploitation de l'aménagement hydroélectrique de Manantali. Il semble que la gestion actuelle de Manantali vise en priorité à assurer un soutien à l'étiage à Bakel et à maintenir la production d'hydroélectricité pour la demande de base. L'hydrogramme de crue est maintenu seulement si les ressources en eau le permettent.

4.5 PRODUCTION D'ÉNERGIE

Tel qu'indiqué plus haut, un des principaux objectifs de l'aménagement de Gourbassi est d'accroître la production d'énergie hydroélectrique du bassin du fleuve Sénégal.

La production d'énergie de l'aménagement de Gourbassi sur la Falémé est combinée à celle de la centrale de Manantali sur le Bafing. Le mode de gestion des deux réservoirs

est en parallèle avec un objectif commun de satisfaction des besoins en eau à Bakel, en aval de la confluence du Bafing et de la Falémé sur le Fleuve Sénégal.

Les résultats présentés dans le présent rapport permettent de distinguer le gain d'énergie total du système des deux réservoirs combinés par rapport à l'énergie produite à Gourbassi seul. L'analyse permet également d'établir le facteur d'utilisation de Gourbassi.

Les simulations de productible ont été effectuées pour l'ensemble des variantes de dimensionnement étudiées au chapitre 6. Suite aux simulations, les tendances sont analysées à partir des résultats journaliers mais également par des tableaux sommaires mensuels (niveau du réservoir, débit turbiné et débit évacué).

4.5.1.1 Méthodologie

Le rapport des études hydrotechniques émis précédemment par SLII présente la série hydrologique à Gourbassi utilisée pour les simulations ainsi que l'approche générale de gestion des réservoirs de Gourbassi et de Manantali [Réf. 21]. Dans l'ensemble, une gestion en parallèle est utilisée.

4.5.1.2 Définition de l'énergie garantie

Lorsque deux aménagements hydroélectriques fonctionnent en parallèle, l'augmentation de l'énergie totale due à la mise en service du second aménagement comprend l'impact de son exploitation sur le premier. Suite à la construction de Gourbassi, la réserve totale des deux aménagements (Gourbassi et Manantali) sera augmentée ce qui permet d'augmenter la production hydroélectrique de Manantali. L'énergie garantie est l'énergie qui est produite 90% du temps, c'est-à-dire 9 années sur 10.

4.5.1.3 Modèle de simulation

Le modèle de simulation énergétique a été construit par SLII sur la base des données disponibles. Le modèle a un pas de simulation journalier et prend en compte les critères de gestion des réservoirs ainsi que l'évaporation journalière.

4.5.1.4 Résultats des simulations énergétiques

Les résultats des calculs de production d'énergie sont présentés plus loin, au chapitre 6 pour les variantes étudiées (§6.3) et au chapitre 7 pour la variante retenue (§7.1).

4.5.1.5 Remarque sur la gestion actuelle de Manantali comparée à la gestion simulée

Selon la gestion actuelle de Manantali, la production annuelle totale est de l'ordre de 800 GWh ce qui représente une production plus élevée que ce que donnent les résultats des simulations énergétiques entreprises au cours de cette étude (voir Tableau 6-5). Cet écart s'explique par le fait que le mode de gestion simulé suppose que l'hydrogramme de crue soit restitué chaque année sauf pour quelques années lorsque l'étiage est trop prononcé et que sa restitution compromettrait la satisfaction des besoins en eau en période sèche. La restitution de l'hydrogramme de crue n'est pas assurée à Manantali de façon systématique dans la gestion réelle actuelle ce qui a pour conséquence de limiter les lâchures à celles nécessaires à une production d'énergie optimale. On constate que lorsque l'hydrogramme de crue est désactivé de façon

systématique, le modèle de simulation d'énergie permet d'obtenir une production moyenne maximale de 772 GWh/an (voir Tableau 4-2 ci-dessous) ce qui correspond aux résultats observés à Manantali. Lors de l'exercice de maximisation de l'énergie produite réalisé en augmentant le débit de base à Bakel, il peut être constaté que le nombre de déficits augmente aussi de façon importante. Pour le cas correspondant à l'énergie maximale, le nombre de déficits est de 87 mois, c'est-à-dire bien supérieur au critère de 40 mois que l'on s'est fixé pour les simulations.

En fait, la gestion actuelle de Manantali permet de maximiser l'énergie produite au détriment de l'hydrogramme de crue et d'une augmentation substantielle du nombre de déficits mensuels.

Des pertes d'énergie existent également à Gourbassi puisque le fait de restituer l'hydrogramme de crue diminue également sa production.

Tableau 4-2 Production d'énergie à Manantali lorsque l'hydrogramme de crue est désactivé

Demande en eau satisfaite à Bakel (m ³ /s)	Énergie totale produite à Manantali (GWh/an)	Nombre de mois où la demande en eau n'est pas assurée à 100%
140	748	19
168	754	41
196	766	66
224	772	87
252	769	115

Dans le présent rapport, le gain de production d'énergie de la centrale de Manantali lié à l'aménagement de Gourbassi est présenté en tenant compte des critères de gestion des réservoirs de Manantali et de Gourbassi. Ces critères ne sont toutefois pas parfaitement identiques à ceux qui correspondent à la gestion actuelle du réservoir de Manantali.

SLII a évalué le gain de productible exact lié à l'ajout de l'aménagement de Gourbassi en tenant compte de la production annuelle réelle de Manantali sur la période 2004-2009 correspondant à des années de fonctionnement en année pleine de la centrale de Manantali pour laquelle la production est comprise entre 516 GWh (année 2007, année de faible hydraullicité) et 880 GWh en 2005.

Le modèle de simulation énergétique a été ajusté pour reproduire le plus fidèlement possible les valeurs réelles de production annuelle de Manantali sur la période 2004-2009, tel qu'illustré à la Figure 4-2 ci-dessous.

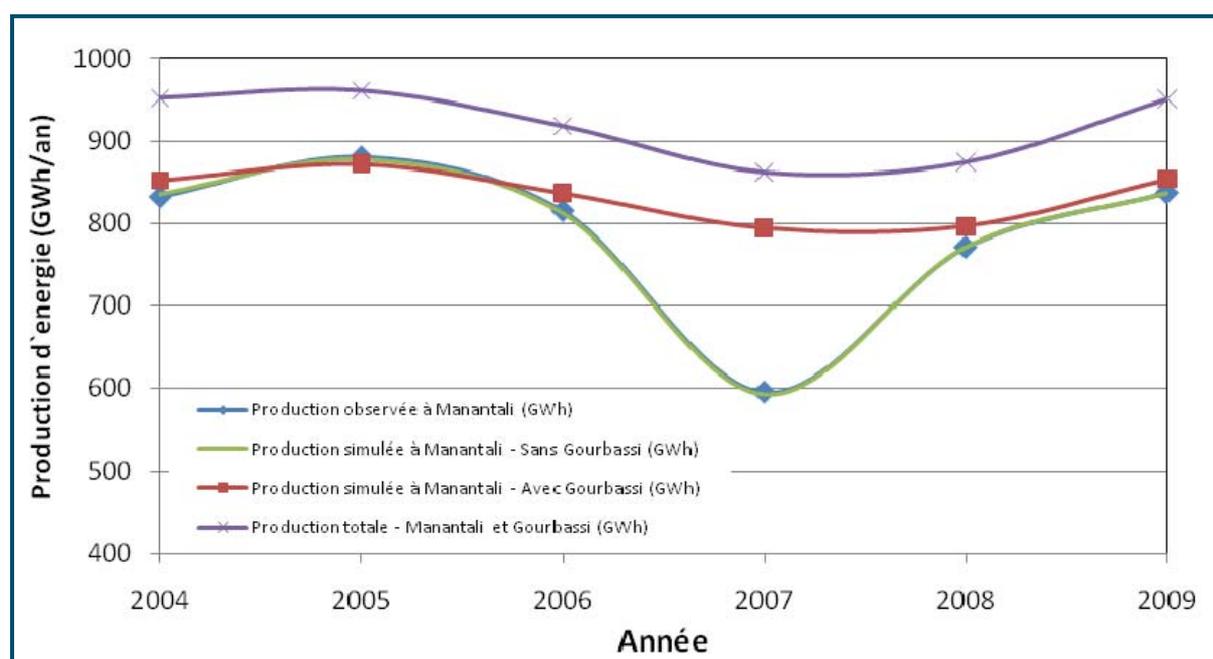


Figure 4-2 Comparaison du productible avec et sans Gourbassi selon le mode de gestion actuel

Le Tableau 4-3 permet d'apprécier la différence entre les valeurs de production annuelle de Manantali simulées et réelles sur la période 2004-2009 qui sont inférieures à 0,5%.

Tableau 4-3 Comparaison du productible avec et sans Gourbassi selon le mode de gestion actuel

Année	Production annuelle réelle de Manantali (GWh)	Production simulée de Manantali - Sans Gourbassi (GWh)	Production simulée de Gourbassi (GWh)	Production totale - Manantali et Gourbassi (GWh)	Production simulée de Manantali - Avec Gourbassi (GWh)
2004	832	835	100	952	852
2005	880	877	89	961	872
2006	815	812	81	918	837
2007	596	593	67	862	794
2008	771	771	77	874	797
2009	837	836	97	951	854

Une fois calibré pour tenir compte du mode de gestion réel de Manantali, le modèle a été étendu pour couvrir toute la série d'années de simulation, soit de 1961 à 2009. Il a ensuite été possible d'évaluer l'impact de Gourbassi sur le productible de Manantali. Le critère utilisé pour comparer la situation avec et sans Gourbassi a été de maintenir le même nombre de déficits en eau (en proportion du temps) que ce qui a été réellement observé lors de l'exploitation de Manantali depuis 2004.

Les déficits en eau sont définis comme le nombre de jours où la demande n'est pas satisfaite à 100% par les lâchures d'eau au barrage. Il est important de noter que la demande domestique de base et que les débits réservés sont eux assurés à 100% du

temps même lorsque ces déficits sont comptabilisés. L'analyse sur la période 2004-2009 a permis d'établir que le nombre de déficits correspondait à 88 mois au total lorsque ramenés sur la période de simulation de 1961 à 2009. Donc, lors de l'analyse de l'ajout de Goubassi, la demande en eau à l'aval a été augmentée jusqu'à l'obtention d'un nombre de déficits équivalent à 88 mois.

Sur la période 2004-2009, il peut être constaté que le productible de Goubassi aurait été de 85 GWh/an en moyenne et que le gain de production d'énergie de Manantali aurait été de 45 GWh/an passant en moyenne de 789 GWh/an actuellement à 834 GWh/an. Le gain total est donc de 130 GWh/an incluant le productible de Goubassi et le gain de productible de Manantali pour un total de 920 GWh/an comparé à 789 GWh/an aujourd'hui.

Le gain de productible obtenu selon cette dernière approche est quasi identique à celui obtenu lors de l'utilisation des règles de gestion établis pour l'étude, ce qui n'en modifie donc pas les conclusions.

CHAPITRE 5

Variantes d'aménagement des ouvrages

5. VARIANTES D'AMÉNAGEMENT DES OUVRAGES

5.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente les diverses variantes de type de barrages et de localisation des ouvrages étudiés pour l'aménagement de Gourbassi.

L'analyse des variantes a pour objet de définir l'agencement qui présente la solution optimale.

SLII a tout d'abord revu les différents sites envisagés pour la localisation du barrage. Une fois l'emplacement du barrage confirmé, il s'est agi d'examiner les variantes possibles sur l'axe choisi pour le corps du barrage et pour les ouvrages hydrauliques et de génie civil en fonction des conditions physiques du site, soit :

- Variante de barrage en béton compacté au rouleau (§ 5.3.1) ;
- Variante de barrage latéritique (§ 5.3.2) ;
- Variante de barrage en enrochement zoné (§ 5.3.3) ;
- Variante avec les ouvrages bétonnés localisés dans le bras principal de la Falémé (§ 5.3.4) ;
- Variante avec les ouvrages bétonnés localisés à gauche de l'île (§ 5.3.5) ;
et
- Variante avec évacuateur indépendant du bloc prise d'eau-centrale (§ 5.3.6).

On a présenté pour chaque variante un descriptif de la conception d'ensemble et des caractéristiques principales des ouvrages, un plan d'ensemble, les principaux avantages techniques à la construction et à l'exploitation et les principaux aspects économiques.

Dans tous les cas étudiés, le niveau de la crête du barrage est à 97,2 m s.m. (niveau normal de retenue fixé à 94 m s.m. avec une revanche de 3,2 m) et les caractéristiques principales des ouvrages bétonnés restent identiques (voir Figure 5-6 et Figure 5-7 en fin de chapitre).

La variante retenue pour l'aménagement de Gourbassi a ensuite fait l'objet d'une optimisation portant sur le niveau maximal d'exploitation du réservoir qui est présentée au chapitre suivant.

5.2 CHOIX DE L'AXE DU BARRAGE

Il a déjà été reconnu que la zone de Gourbassi présente plusieurs sites de barrages potentiels plus ou moins équivalents d'un point de vue topographique. Toutefois les travaux d'exploration menés par SENEGAL-CONSULT en 1968 et 1969 ont démontré que le socle rocheux est très hétérogène dans cette zone. Pour cette raison, ce sont les conditions géologiques qui ont finalement présidé au choix de l'emplacement du barrage projeté.

Quatre sites au total ont été identifiés :

- Un premier site avait été considéré dans un coude de la Falémé en amont du village de Farinkounda où une colline quartzitique forme un relief marqué en rive droite ; ce site n'a pas été retenu car le lit de la rivière n'est pas rocheux et la hauteur du relief en rive gauche est insuffisante pour offrir un appui au barrage.
- Un deuxième site avait été identifié où le lit de la rivière présente un seuil rocheux dans le premier coude en aval du village de Bérola ; toutefois les résultats des sondages effectués le long de cet axe par SENEGAL-CONSULT ont montré que la qualité des matériaux de fondation était médiocre ; de plus la hauteur des reliefs de part et d'autre de la Falémé est nettement insuffisante pour la création d'une retenue importante ; ce site n'a donc pas été retenu.
- Un troisième axe a été identifié entre les deux premiers à l'endroit où se retrouvent un alignement de petites collines de part et d'autre de la Falémé et de grandes étendues de quartzite affleurant en rivière; ce site avait été retenu par SENEGAL-CONSULT pour son étude d'avant-projet.
- Un quatrième site en aval de Farinkounda a été identifié ; à ce site le lit de la rivière présente un seuil rocheux et de grandes étendues de quartzites, mais l'absence de relief de part et d'autre de la Falémé fait que ce site ne présente pas les conditions topographiques propices à la construction d'un barrage ; ce site a aussi été éliminé.

SENEGAL-CONSULT avait effectué au troisième site trois forages qui avaient indiqué des conditions géologiques nettement plus favorables qu'au second site. Les résultats de la campagne de reconnaissances menées en 2011 par SLII ont permis d'entériner le choix du troisième site : il présente à la fois une topographie limitant l'envergure du barrage (proximité des appuis) et un affleurement rocheux de qualité pour la fondation des ouvrages en béton. La présence de l'île centrale divisant la rivière en deux bras suffisamment larges permet en outre de procéder à la dérivation provisoire sans devoir avoir recours à l'excavation d'un canal.

Tous les ouvrages de retenue, hydrauliques et de génie civil seront localisés au niveau de ce site. Leur localisation précise (en rive droite ou gauche) n'affecte que très peu l'empiètement sur la zone et les variantes d'agencement étudiées sur cet axe sont donc considérées équivalentes d'un point de vue environnemental.

5.3 VARIANTES ETUDIÉES SUR L'AXE CHOISI

5.3.1 Variantes de barrage en BCR

5.3.1.1 Général

Compte tenu de l'expérience obtenue au cours des dernières décennies dans le domaine des barrages en béton compacté au rouleau (BCR), deux variantes de ce type de barrage ont été étudiées.

La première variante consiste à implanter un barrage en BCR avec crête déversante en rive gauche, immédiatement à la gauche de l'évacuateur de crue vanné en regardant vers l'aval ; la partie du barrage de rive droite ainsi que la digue de col seraient en enrochement. Voir Figure 5-1 en fin de chapitre.

Dans la deuxième variante, le barrage au complet est en BCR (Figure 5-2) ; la digue de col est en enrochement.

Les barrages en BCR avec crêtes déversantes présentent de nombreux avantages par rapport aux barrages en remblai :

- Critère moins sévère pour la crue de conception ;
- Délais de construction plus courts ;
- Pendant la période de construction et contrairement aux barrages en remblai, les barrages en BCR peuvent être exposés à des crues avec un minimum de dommages et d'impacts sur le programme des travaux ;
- Dépendamment du système de dérivation considéré, les batardeaux en BCR peuvent être incorporée dans le barrage principal ; et
- Possibilité de réduire le nombre de vannes d'évacuateur.

Le coût unitaire du BCR est plus élevé, cependant le volume de béton est considérablement moins élevé que celui du remblai.

Par rapport aux barrages en béton de masse classique, le coût unitaire du BCR est beaucoup plus bas avec un volume de barrage sensiblement du même ordre.

5.3.1.2 Variante avec barrage en BCR en rive gauche

Le but de cette variante est d'utiliser la capacité d'évacuation de la crête déversante du barrage en BCR afin d'éliminer deux vannes segment. Les calculs démontrent qu'avec une crête déversante de 535 mètres de long, deux vannes peuvent être éliminées.

Des barrages en BCR munis de crêtes déversantes sont courants. En fonction de la hauteur du barrage, le déversement se fait soit sur les marches de BCR sur le côté aval du barrage, ou sur un coursier en béton qui recouvre les marches en BCR.

Considérant une hauteur d'environ 30 mètres pour le barrage, l'usage des marches pour dissiper l'énergie de la chute est acceptable.

Un pont sur des piliers appuyés sur la crête du barrage donnerait accès à la centrale à partir de la rive gauche.

Malgré ses avantages, cette variante n'a pas été retenue pour les raisons suivantes :

- L'économie réalisée en éliminant deux des quatre vannes de l'évacuateur n'est que partielle car la totalité de la largeur de l'évacuateur est nécessaire pour les étapes de la dérivation pendant la phase de construction.

- Le barrage en BCR, contrairement à un barrage en remblai, doit reposer sur du roc sain; or un sillon rempli de sols résiduels sur une profondeur d'environ 17 m a été identifié en rive gauche, ce qui devra entraîner des travaux d'excavation importants pour les fondations du barrage.
- Le bief aval devra être décapé au roc sur toute la largeur de la crête déversante (535 m) de façon à réduire l'érosion du terrain naturel
- Le volume du barrage en BCR est d'environ 262 000 m³. Ce volume est relativement petit et ne justifie pas que deux types de barrage (remblai et BCR) soient considérés pour ce projet. Il faudrait des volumes de BCR de l'ordre de 500 000 m³ ou plus pour que cette variante devienne intéressante.

5.3.1.3 Variante avec barrage complet en BCR

Dans cette variante, les barrages en rive gauche et en rive droite sont des barrages en BCR avec des crêtes déversantes.

La section du barrage et les détails de conception/construction considérés sont typiques pour des barrages en BCR de cette envergure et usage (Figure 5-3).

Le mélange du BCR consisterait en un mélange d'environ 150 kg/m³ de matériaux cimentaires (ciment et cendres volantes). Le pourcentage de cendres volantes serait environ 50%. Un retardateur de prise serait utilisé afin de réduire le temps de la prise initiale pour améliorer la cohésion et l'étanchéité entre les couches.

Le barrage en BCR peut être construit en utilisant la méthode connue sous le nom anglais de « *Sloped Layer Method* ». La géométrie du barrage – pas très haut et relativement long – se prête en effet bien à l'usage de cette méthode de construction qui améliore considérablement la cohésion entre les couches de BCR, résultant en un barrage plus monolithique.

Considérant une hauteur maximale du barrage d'environ 35 mètres, une résistance en compression de 12 MPa à 365 jours ou de 10 MPa à 180 jours est adéquate. Ces critères sont semblables à ceux utilisés sur des projets de même envergure.

La face amont serait traitée par application d'un mélange mortier/béton. Ce mélange serait utilisé sur une largeur d'environ 1,5 à 3 m sur le côté amont de chaque couche. Cette application connue sous le nom de « couche de liaison » sert à améliorer l'étanchéité des joints et à réduire les risques d'infiltration à travers les joints.

Les marches aval du barrage seraient traitées avec le même mélange mortier/béton. Considérant la chute d'eau relativement faible, il n'est pas nécessaire d'armer ce béton.

La crête déversante du barrage serait en béton armé pour des raisons de pérennité et afin d'assurer un bon écoulement hydraulique.

La section du barrage en BCR a été dimensionnée en considérant la pleine sous-pression au niveau de la fondation, ainsi qu'entre les joints de BCR. Néanmoins, une injection de consolidation est considérée pour la fondation du barrage afin d'améliorer sa qualité et de minimiser les pertes d'eau à travers la fondation. Cette injection de

consolidation pourrait se limiter sur la demi-section amont de la fondation, et sur une profondeur d'environ 7 à 10 m.

- **Principaux avantages et contraintes techniques à la construction**

- Le barrage en BCR permet de réduire la taille de l'évacuateur de crue puisqu'il constitue un déversoir libre qui peut gérer une crue de l'ordre de 1000 m³/s tout en limitant le surremplissage de crue à la cote 98,2 m s.m., ce qui permet de réduire la taille de l'évacuateur à la largeur de 2 vannes au lieu de 4 pour les variantes de barrages en remblai.
- Les calculs ont montré qu'afin d'éliminer 2 vannes le seuil libre doit avoir une longueur minimale de 535 m. Même à considérer un seuil libre plus long, on ne pourrait pas réduire davantage les dimensions de l'évacuateur pour les raisons suivantes :
 - L'évacuateur doit comporter deux passes puisque cet ouvrage doit pouvoir être utilisé pour restituer l'hydrogramme de crue qui a une pointe de 1750 m³/s ; restituer ce débit ne sera pas possible avec moins de 2 vannes ou avec un évacuateur ayant une largeur effective de moins de 17,5 m.
 - Un des critères de conception consiste à assurer le passage de la crue de récurrence 1:100 ans avec une des vannes bloquées ; l'évacuateur doit donc comporter au minimum deux vannes (dont une en fonction) pour être en mesure de restituer la crue advenant cette situation.
 - En condition de dérivation pendant la phase de construction, lorsque l'évacuateur comporte seulement 2 passes, il faudra prévoir une brèche dans le barrage équivalente aux 2 autres passes éliminées pour assurer le passage de la crue. Il est également possible qu'en phase de dérivation le débit passe directement au dessus du barrage en BCR. À ce stade de l'étude, et compte tenu des désavantages techniques et économiques de la variante en BCR, les détails de la dérivation pour la variante en BCR ne sont pas élaborés d'avantage.

Pour résumer, un évacuateur à 2 vannes adjacent au barrage en BCR est le minimum qui peut être envisagé.

- **Principaux avantages et contraintes techniques à l'exploitation**

Pour le cas d'un évacuateur à 2 vannes adjacent au seuil libre en BCR, lors du passage de l'hydrogramme de crue, le seuil libre devra contribuer à la capacité de l'ouvrage étant donné que l'évacuateur ne permettra pas de restituer 1750 m³/s à lui seul. Selon les calculs, le seuil libre devra contribuer à raison de 725 m³/s. L'exploitant devra donc planifier la restitution de l'hydrogramme de crue avec une manœuvre spécifique des vannes de l'évacuateur lorsque le débit au seuil libre atteindra 725 m³/s.

Nous venons de voir que cette variante de barrage en BCR ne permet pas, pour des raisons opérationnelles de maintien des besoins en eau à l'aval, d'éliminer toutes les

vannes de l'évacuateur, même si l'on considérait une longueur en crête libre d'environ 1425 m. Cette contrainte en diminue considérablement sa viabilité économique.

De plus, la totalité de la largeur de l'ouvrage d'évacuation est nécessaire aux étapes de dérivation pendant la phase de construction. Cette contrainte réduit d'autant certains des avantages associés à une diminution du nombre de vannes de quatre à deux.

Enfin, le besoin d'avoir un accès à l'évacuateur à partir d'une des rives, ce qui nécessite l'aménagement d'un pont sur le barrage, vient d'avantage réduire les avantages de cette variante.

Le coût du barrage en BCR a été estimé de façon préliminaire dans le but de le comparer à celui des deux autres variantes de barrage décrites ci-dessous ; il est présenté plus loin au Tableau 5-2 à la page 5.15.

5.3.2 Variante de barrage latéritique

La variante de barrage latéritique fait appel à trois coupes types différentes, chacune d'elles répondant à un contexte de fondation et un cas de charge hydraulique précis. La Figure 5-4 présente une vue en plan de l'agencement de base pour un barrage latéritique. La coupe type du barrage latéritique en rivière est illustrée à la Figure 5-8 tandis que les coupes types applicables en rives sont illustrées sur la Figure 5-9. Les détails de la crête sont également montrés à la Figure 5-8.

La coupe type latéritique est constituée d'un noyau central en sol résiduel compacté (zone 1) protégé en aval par un filtre d'enrochement traité et compacté (zone 3A) et de recharges en colluvions ou sol résiduel semi-perméable (zone 2). La crête a une largeur de 8,5 m et est recouverte par une couche de roulement en pierre concassée (zone 5). Les recharges amont et aval ont une pente de 3H:1V.

Le noyau, dont l'axe coïncide avec celui du barrage, a une largeur de 4 m à son sommet et des pentes de 0,2H:1V. Le noyau est constitué de sol résiduel provenant d'une source d'emprunt dont la fraction fine est supérieure à 20% et la plasticité est moyenne. Avant sa mise en place, le sol résiduel devrait être préparé à une teneur en eau qui soit telle que le noyau ait une conductivité hydraulique minimale et pour lequel le comportement soit suffisamment plastique de manière à limiter sa fissuration. À ce stade-ci de l'étude il n'est pas prévu de réutiliser les déblais des excavations de sols meubles pour la construction du noyau étant donné leur nature hétérogène.

Le noyau est protégé du côté aval par un filtre (zone 3A) dont la largeur est de 2,5 m. Le filtre aval assure la stabilité de l'ouvrage en empêchant l'érosion interne du noyau. Compte tenu du fait qu'aucune source d'emprunt naturelle de sable et de gravier n'a été identifiée à proximité du site des ouvrages, le matériau de la zone 3A est constitué d'enrochement traité (pierre concassée). La zone 3A de la coupe type latéritique possède les mêmes caractéristiques que pour le barrage en enrochement zoné, ainsi la dimension maximale est fixée à 56 mm de manière à limiter la ségrégation du matériau lors de sa mise en place, tandis que la fraction passante correspondant à 15% de sa distribution granulométrique a un diamètre compris entre 0,2 et 0,7 mm, et le pourcentage de la fraction fine (diamètre inférieur à 0,080 mm) est inférieur à 5%. Le matériau de la zone 3A est compacté.

Les recharges amont et aval (zone 2) sont constituées soit de colluvions ou de sol résiduel semi-perméable. Les sols meubles produits par les excavations requises pourraient être réutilisés pour la construction des recharges, toutefois, compte tenu de la variabilité anticipée des caractéristiques géotechniques des produits d'excavation, une gestion des déblais de sol et un contrôle rigoureux devront être pratiqués durant les travaux. Tout dépendant de la perméabilité des matériaux zone 2 qui seront ultimement mis en place, il est possible que des ajustements soient apportés aux coupes types, spécifiquement aux recharges amont et aval, pour palier à la création de surpressions interstitielles résultant de la compaction des matériaux. Ces mesures de contrôle de pressions interstitielles pourraient consister en l'ajout de couches de matériau granulaire drainant, comme du sable propre. De tels drains ont été utilisés avec succès dans le passé.

Le barrage latéritique ne requiert pas de filtre amont puisque le contraste de perméabilité entre le noyau (zone 1) et la recharge amont (zone 2) ne sera pas assez significatif pour créer des gradients hydrauliques élevés ou pour laisser percoler suffisamment d'eau à une vitesse assez élevée pour mener à l'érosion interne du noyau en période de marnage.

La protection du talus amont dans la zone de marnage est assurée par un perré (zone 4) reposant sur un coussin d'enrochement traité (zone 4A). Un filtre zone 3A constitué d'enrochement traité sert de protection contre l'érosion interne de la recharge amont au travers le coussin de perré et le perré en période de marnage. La recharge aval est protégée de l'érosion associée au ruissellement par une couche d'enrochement sélectionné (zone 3C) de 2,0 m de largeur (en projection horizontale) reposant sur une couche de zone 3A qui agit à titre de filtre entre la recharge constituée de matériaux potentiellement riches en particules fines et l'enrochement de protection plus grossier. Le filtre zone 3A fait également 2,0 m de largeur.

Les instabilités du talus aval du barrage pouvant résulter de l'érosion interne de la fondation sous l'effet de gradients hydrauliques élevés sont prévenues au moyen d'un tapis filtrant constitué d'une zone 3A d'un (1) mètre d'épaisseur mis en place au contact avec la fondation acceptable sous la recharge aval. Le tapis filtrant est sous-jacent à une couche de 1 m de matériau zone 3B qui assure le drainage des eaux provenant du noyau central et de la fondation. Les eaux sont acheminées vers une tranchée de drainage située sous le pied aval du barrage. La tranchée de drainage est requise lorsque la charge hydraulique excède 6 m. Elle longe le pied aval de l'ouvrage de retenue et communique avec un fossé de décharge situé au point bas de la fondation de l'ouvrage. À partir de ce point, les eaux d'infiltration sont rejetées dans le bief aval (rivière Falémé).

Bien que sa teneur en particules fines puisse être non négligeable, le sol résiduel ne peut être considéré comme une fondation homogène suffisamment imperméable pour contrôler les infiltrations puisque la latérisation de la roche mère se fait à des degrés variables et que le lessivage des particules favorise (selon l'efficacité du drainage) la création des cavités au sein de la fondation. Le barrage en latérite, à l'instar du barrage en enrochement zoné, doit être pourvu d'une coupure étanche totale sous le noyau. Le contrôle des infiltrations souterraines est obtenu au moyen d'une clé parafouille fondée sur le rocher sain en rivière et au rocher altéré en rives. La tranchée est remplie de matériau zone 1 et d'un filtre interne le long de la paroi aval de la tranchée. La largeur à la base correspond au tiers de la charge hydraulique ou à une largeur minimale de 5 m

afin de permettre le traitement de la fondation rocheuse et la réalisation du rideau d'injection. Pour la section en rivière, le rocher sain est traité sous l'emprise du noyau et des filtres amont et aval.

5.3.3 Variante de barrage en enrochement zoné

À l'instar de la variante de barrage latéritique, la variante de barrage en enrochement zoné comprend également trois coupes types, chacune d'entre elles étant applicable à un contexte de fondation particulier et un cas de charge hydraulique spécifique. La Figure 5-5 présente une vue en plan de l'agencement de base pour un barrage en enrochement. La coupe type du barrage devant être construit à l'intérieur de l'emprise de la rivière Falémé est illustrée à la Figure 5-10 tandis que les coupes types applicables en rives sont illustrées sur la Figure 5-11. Les détails de la crête sont également montrés à la Figure 5-10.

La coupe type en enrochement zoné est constituée d'un noyau central en sol résiduel compacté (zone 1) protégé en amont et en aval par un filtre d'enrochement traité et compacté (zone 3A) suivi d'une zone de transition constituée d'enrochement traité (zone 3B) et des recharges en enrochement tout-venant (zone 3C). La protection du talus amont dans la zone de marnage est assurée par un perré (zone 4) reposant sur un coussin (zone 4A). La crête a une largeur de 8,5 m et est recouverte sur toute sa longueur par une couche de roulement en pierre concassée (zone 5). Le talus aval a une pente de 1,75H:1V et le talus amont une pente de 1,8H:1V. Une risberme stabilisatrice est ajoutée au pied des talus lorsque l'épaisseur et la résistance au cisaillement de la fondation acceptable l'exige.

L'axe du noyau coïncide avec l'axe de l'ouvrage de retenue. La largeur au sommet de 4 m et les pentes de 0,2H:1V du noyau font en sorte que la longueur du chemin d'écoulement se traduira par des pertes de charge hydraulique suffisantes pour garantir la stabilité interne du matériau imperméable de la zone 1 en vertu de la présence d'un filtre aval. Typiquement, une largeur de noyau qui est l'équivalent de 30 à 50% de la charge hydraulique applicable est jugé prudente. Le concept de noyau central présenté dans cette étude respecte cette notion. Afin d'avoir un noyau dont la conductivité hydraulique est la plus imperméable possible et pour lequel le comportement soit suffisamment plastique de manière à empêcher sa fissuration, le sol résiduel devrait être compacté du côté humide de la teneur en eau optimale. À ce stade-ci de l'étude il n'est pas prévu de réutiliser les déblais des excavations de sols meubles pour la construction du noyau étant donné leur nature hétérogène. Le matériau de la zone 1 devra provenir d'une source d'emprunt dont les caractéristiques géotechniques répondent aux critères de teneur minimale en particules fines (> 20%) et de plasticité moyenne.

Le filtre aval (zone 3A), dont la largeur est de 2,5 m constitue l'élément de défense principal dans le concept de barrage en enrochement zoné. Son importance découle du fait qu'il assure la stabilité de l'ouvrage en empêchant l'érosion interne du noyau. Un filtre aval adéquatement conçu offre une ligne de protection efficace pour contrecarrer les cas d'écoulement qui sont associés à la fissuration du noyau pouvant se produire suite à la mise en eau du réservoir et aux tassements différentiels du noyau qui demeurent possibles et ce bien que des mesures de contrôle de qualité très stricts soient pratiquées durant la mise en place du remblai. Compte tenu du fait qu'aucune source d'emprunt naturelle de sable et gravier n'a été identifiée à proximité du site des ouvrages, le matériau de la zone 3A est constitué d'enrochement traité (pierre

concassée) compacté. À titre d'information, il est à prévoir que la dimension maximale soit limitée à 56 mm de manière à limiter la ségrégation du matériau lors de sa mise en place, que la fraction passante correspondant à 15% de sa distribution granulométrique ait un diamètre qui soit compris entre 0,2 et 0,7 mm, et que la fraction fine (diamètre inférieur à 0,080 mm) soit inférieure à 5%.

L'ouvrage de retenue en remblai est également muni d'un filtre de 2,5 m de largeur du côté amont du noyau. Le filtre amont permet d'empêcher la perte de particules fines sous l'effet d'un changement de direction d'écoulement en période de baisse du niveau du réservoir. Le filtre amont permet également de colmater toute fissure pouvant se créer dans le noyau limitant ainsi les déformations verticales. Il est reconnu que le filtre amont ne revêt pas l'importance du filtre aval relativement à la stabilité du noyau puisque la quantité d'eau qui s'écoule depuis le noyau vers l'amont en période de décrue est très faible. Le filtre amont n'agit donc pas à titre de mesure défensive en cas d'écoulement concentré et d'érosion du noyau. À ce stade-ci de l'étude il est envisagé d'utiliser un matériau de zone 3A tel que le filtre aval. Toutefois, lorsque la base de données relativement à la source d'emprunt de matériau imperméable sera plus substantielle, il pourrait être envisagé d'amoindrir les critères granulométriques du filtre amont. Ceci pourrait éventuellement mener à la disparition du filtre amont et à adapter la zone de transition amont en conséquence. Toute tentative allant en ce sens devra nécessairement tenir compte des caractéristiques géotechniques de matériau de la zone 1, notamment son indice de plasticité, son pourcentage de particules fines et sa dispersivité.

La stabilité du remblai face à la migration de particules entre les zones de filtres et les recharges est garantie par la présence de transitions à l'amont et à l'aval. Les transitions dites zone 3B, sont constituées d'enrochement traité. Leur distribution granulométrique devra respecter les critères de filtre et de drainage établis par Terzaghi. À titre d'information, un enrochement traité ayant une dimension maximale de 150 mm est typiquement utilisé pour des ouvrages de retenue de cette envergure.

Les recharges de la zone 3C sont constituées d'enrochement tout venant. La dimension maximale de l'enrochement zone 3C devra nécessairement respecter la distribution granulométrique de la transition zone 3B. Considérant la hauteur maximale du barrage en remblai qui est de l'ordre de 30 m, les recharges amont et aval sont formées d'une seule zone ; toutefois, il pourrait être envisagé de subdiviser les recharges de manière à avoir ce qui est communément appelé une recharge interne et une recharge externe pour laquelle la dimension maximale est plus importante, ce qui se traduit par un critère de sélection d'enrochement significativement plus allégé.

Un tapis filtrant constitué d'une zone 3A d'un (1) mètre d'épaisseur est mis en place au contact avec la fondation acceptable sous la recharge aval. Le tapis filtrant consiste en une mesure défensive contre les instabilités du talus aval du barrage pouvant résulter de l'érosion interne de la fondation. Le filtre prévient la migration de particules fines de la fondation acceptable sous l'effet de gradients hydrauliques élevés qui en retour, se traduit par la formation de renards. La zone 3A est sous-jacente à une couche de 1 m de matériau zone 3B. Cette dernière assure le drainage des eaux provenant du noyau central et de la fondation. Les eaux sont acheminées vers une tranchée de drainage située sous le pied aval du barrage. La tranchée de drainage est requise lorsque la charge hydraulique excède 6 m. Elle longe le pied aval du barrage et communique avec

un fossé de décharge situé au point bas de la fondation de l'ouvrage de retenue. À partir de ce point, les eaux d'infiltration sont rejetées dans le bief d'aval (rivière Falémé).

Considérant le fait que la latérisation de la roche mère se fait à des degrés variables et que le lessivage des particules favorise (selon l'efficacité du drainage) la formation de cavités au sein de la fondation, le sol résiduel ne peut être considéré comme une fondation homogène suffisamment imperméable pour contrôler les infiltrations. Le barrage en remblai doit par conséquent être muni d'une coupure étanche totale sous le noyau. Considérant l'épaisseur de sol résiduel, le contrôle des infiltrations est obtenu au moyen d'une clé parafouille fondée sur le rocher sain en rivière et au rocher altéré en rives. La tranchée est remplie de matériau zone 1 et d'un filtre interne le long de la paroi aval de la tranchée. La largeur à la base correspond au tiers de la charge hydraulique ou à une largeur minimale de 5 m afin de permettre le traitement de la fondation rocheuse et la réalisation du rideau d'injection. Pour la section en rivière, le rocher sain est traité sous l'emprise du noyau et des filtres amont et aval.

Les aspects économiques des variantes de barrage latéritique et en enrochement zoné sont comparés au Tableau 5-1 en page 5.14 (quantités et coûts d'excavation et de remblais).

5.3.4 Variante avec les ouvrages bétonnés localisés dans le bras principal de la Falémé

5.3.4.1 Conception d'ensemble de l'aménagement

La variante de base consiste à localiser tous les ouvrages bétonnés dans le bras principal de la Falémé (du côté droit de l'île en regardant vers l'aval). L'agencement général de cette variante est présenté sur la Figure 5-5.

La mise en place d'un pont temporaire à l'aval des ouvrages permettra le transport des matériaux d'une rive à l'autre pour la construction des digues et du barrage.

La centrale est localisée en rive droite ainsi que le poste de couplage ce qui permet le raccordement direct sans la nécessité de traverser le bassin de dissipation.

5.3.4.2 Caractéristiques principales des ouvrages

En se dirigeant de la rive droite vers la rive gauche, l'agencement de base comporterait les éléments suivants :

- Barrage en enrochement rive droite ;
- Mur de soutènement droit ;
- Mur cloison et aire de service;
- Ouvrage de prises d'eau et usine hydroélectrique ;
- Vidange de fond ;
- Évacuateur de crue ;
- Mur de soutènement gauche ;
- Barrage en enrochement rive gauche.

5.3.4.3 Principaux avantages techniques à la construction

Le fait de localiser la centrale et l'évacuateur à droite de l'île permet de restituer les débits turbinés et évacués dans le chenal principal de la rivière, dans la zone la plus profonde. Cet avantage se traduit par un niveau aval plus bas au débit d'équipement et en période de crue (donc une chute plus importante) comparativement à une variante ayant les ouvrages de l'autre côté de l'île (pertes de charge moindres).

La dissipation d'énergie à l'aval de l'évacuateur de crues se fait dans le bassin de dissipation, dimensionné de façon à dissiper la majeure partie de l'eau évacuée par la formation d'un ressaut hydraulique contrôlé. L'écoulement rejoint donc la Falémé en régime fluvial et avec une énergie beaucoup moins élevée que directement au pied aval de l'ouvrage.

La zone située à droite de l'île est plus étendue que celle située à gauche ce qui permet une zone de travail (confinée par les batardeaux en phase de dérivation) plus importante et facilite la construction.

5.3.5 **Variante avec les ouvrages bétonnés localisés à gauche de l'île**

5.3.5.1 Conception d'ensemble de l'aménagement

Dans cette variante les ouvrages bétonnés sont situés dans le bras gauche de la Falémé (côté gauche de l'île - vue vers l'aval). Une vue en plan de cet agencement est présentée à la Figure 5-12.

A ce stade d'étude d'APS, les bancs d'emprunts et les sites de carrières potentiels situés à proximité du site ont été localisés en rive droite. La construction des ouvrages bétonnés en rive gauche n'apparaît donc pas attrayante de ce point de vue. Une recherche de sources de matériaux de construction en rive gauche devra cependant être menée à l'étape de l'APD.

S'il était confirmé que les carrières sont toutes situées en rive droite de la Falémé, la mise en place du pont temporaire en aval des ouvrages serait dans le chemin critique du programme de construction.

5.3.5.2 Caractéristiques principales des ouvrages

L'agencement des ouvrages est le même que pour la variante précédente et c'est seulement la position de la partie bétonnée dans le lit de la rivière qui est changée de la droite de l'île à sa gauche.

5.3.5.3 Principaux désavantages à la construction

Les désavantages de cette variante sont : un niveau aval plus élevé ainsi qu'une zone de travail pour la construction des ouvrages bétonnés plus restreinte. De plus, la section hydraulique étant plus restreinte en rive droite, il en découle que l'excavation de la berge droite pourrait être requise afin de limiter le niveau d'eau durant la phase de dérivation provisoire.

Enfin, la présence d'un sillon dans le roc en rive gauche semble indiquer que des travaux d'excavation importants devront être entrepris pour les fondations des ouvrages bétonnés.

5.3.5.4 Principaux désavantages à l'exploitation

Le productible sera plus faible que la variante en rive droite compte tenu du niveau aval plus élevé sauf si des travaux d'excavation importants permettant de réduire le niveau aval à une valeur équivalente à celui de la variante en rive droite sont envisagés (chenal le long de l'île de 500 m de longueur).

5.3.5.5 Principaux aspects économiques

Les volumes de béton et de remblai sont pratiquement identiques que ceux de la variante avec ouvrages bétonnés localisés dans le bras principal de la Falémé sauf pour les différences reliées au niveau aval plus élevé et aux variations de terrain et de roc entre les deux zones. Les différences de quantités entre les deux variantes sont considérées comme inférieures à la précision des avant-métrés au niveau d'un APS et ne constituent donc pas un facteur discriminant.

Toutefois, les volumes d'excavation sont plus importants étant donné que le niveau aval est plus élevé (protection des crues en aval) et en raison du sillon dans le roc identifié en rive gauche.

Les coûts de construction de cette variante sont donc plus élevés que la variante avec bloc évacuateur-prise d'eau-centrale situé à droite de l'île.

5.3.6 Variante avec évacuateur indépendant du bloc prise d'eau-centrale

5.3.6.1 Conception d'ensemble de l'aménagement

Ce concept d'agencement consiste à réaliser l'évacuateur de crue en rive gauche entre le barrage et la digue de col de façon à réduire l'emprise des travaux qui doivent être réalisés dans le lit de la rivière. L'agencement est illustré à la Figure 5-13.

5.3.6.2 Caractéristiques principales des ouvrages

Les ouvrages ont les mêmes caractéristiques que celles décrites plus haut sauf que les blocs évacuateur et centrale ne sont plus adjacents.

La construction de l'évacuateur de crue est prévue à la limite gauche du barrage. La rive gauche du canal de l'évacuateur serait excavée dans la colline localisée à cet endroit alors que le côté droit de l'évacuateur serait constitué d'un mur de soutènement sur lequel le barrage viendrait s'appuyer.

Les dimensions principales de l'évacuateur de crue demeurent inchangées.

Le bassin de dissipation pourrait être éliminé étant donné que l'écoulement se fera sur le roc décapé à l'aval et que la zone disponible pour la dissipation de l'énergie est importante (une distance de plus de 500 m avant l'entrée en rivière).

5.3.6.3 Principaux avantages et contraintes techniques à la construction

- La variante proposée comporte un mur de soutènement supplémentaire comparativement aux deux variantes précédentes.
- La zone de construction en rivière est beaucoup moins importante (50 m de moins) ce qui réduit d'autant la longueur des batardeaux de dérivation et accélère la construction.
- La construction de l'évacuateur et l'excavation d'un canal d'entrée à l'évacuateur se fait à sec en tout temps (il n'y a aucun risque d'inondation du chantier par une crue hâtive).
- En aval de l'évacuateur, un décapage du terrain naturel au roc sera nécessaire jusqu'à l'entrée en rivière de façon à réduire l'érosion du terrain lors de l'évacuation des débits et à éviter que des sédiments entraînés ne viennent rehausser le niveau aval à la centrale.

5.3.6.4 Principaux désavantages

Le fait que l'évacuateur soit séparé de la centrale demande la mise en place de deux systèmes de levage des vannes indépendants. L'exploitant devra assigner une équipe au levage des vannes et ne peut constater directement les conditions d'écoulement à l'évacuateur comparativement à la variante de base.

5.3.6.5 Principaux aspects économiques

- Les coûts de cette variante sont plus élevés que les variantes avec les ouvrages bétonnés d'un seul tenant en raison de l'ajout d'un mur de soutènement.
- Le décapage du roc à l'aval de l'évacuateur représente un coût important qui vient compenser l'économie réalisée sur l'absence du bassin de dissipation.

5.3.7 **Comparaison des variantes et conclusions**

L'analyse technique des variantes faite plus haut a permis d'établir que la solution la plus intéressante est celle dont la partie en béton de l'ouvrage de retenue est localisée dans le lit du bras principal de la Falémé, du côté droit de l'île (en regardant vers l'aval).

Nous avons d'autre part vu que l'option d'un barrage en BCR n'était pas avantageuse dans le cas de l'aménagement de Gourbassi dont l'un des rôles principaux est d'améliorer les conditions de régularisation du fleuve Sénégal, en raison du manque d'efficacité d'un tel barrage pour gérer le laminage de crue.

Une comparaison des coûts d'un barrage en enrochement par rapport à un barrage latéritique a été effectuée pour une variante dont les ouvrages bétonnés sont localisés à droite de l'île en considérant, en première approximation que les coûts des ouvrages bétonnés sont équivalents d'un type de barrage à l'autre²⁹ : les résultats sont donnés au

²⁹ En réalité, comme les pentes du barrage latéritique sont plus douces, le coût des murs bajoyers sera plus important pour le barrage latéritique que pour le barrage en enrochement.

Tableau 5-1. Elle a fait apparaître que la variante avec barrage en enrochement est la plus économique (de l'ordre de 10%). De plus, alors que les travaux d'étanchéisation de la fondation sont les mêmes pour les deux types de barrages, ce type de remblai est moins volumineux, se construit plus facilement et donc plus rapidement qu'un barrage en terre latéritique.

Toutefois, le recours à la construction d'un barrage de type latéritique demeure une possibilité à envisager à l'étape d'APD si la résistance de la fondation constituée de roc altéré ou de sol résiduel s'avérait alors insuffisante pour supporter les recharges du barrage en enrochement. En effet, les pentes du barrage en enrochement sont plus raides que les pentes associées à la variante latéritique ce qui a pour effet de solliciter davantage la fondation. En général, lorsqu'un tel cas se présente, la stabilité est acquise par l'ajout des bermes stabilisatrices au pied des talus amont et aval. Cette option devient cependant moins intéressante du point de vue économique lorsque l'ajout de bermes stabilisatrices se traduit par d'importants volumes.

Tableau 5-1 Coûts comparatifs d'un aménagement avec barrage en enrochement et barrage latéritique

Comparaison faite d'un aménagement de base à : CG _{Max} = 94 m s.m. et CG _{min} = 85 m s.m.	Barrage en enrochement		Barrage latéritique	
	m ³	\$ US	m ³	\$ US
Excavation de mort-terrain	615 637	\$4 617 278	737 184	\$5 528 880
Préparation de fondation (en m ²)	17 337	\$866 850	15 288	\$764 400
Rideau d'injection (en m de forage)	5 760	\$864 000	5 748	\$862 200
Remblais :				
- Zone 1 (Sélectionné, compacté)	324 101	\$4 861 515	335 083	\$5 026 245
- Zone 2 (Tout-venant résiduel compacté)	0		1 211 834	\$15 147 925
- Zone 3A (Concassé, compacté)	253 813	\$7 614 390	369 722	\$11 091 660
- Zone 3B (Concassé, compacté - 0-600mm)	310 583	\$7 764 575	62 510	\$1 562 750
- Zone 3C (Sélectionné, compacté)	586 522	\$11 730 440	49 528	\$990 560
- Zone 4 (Sélectionné, placé)	33 341	\$1 333 640	66 845	\$2 673 800
- Zone 4A (Sélectionné, placé)	17 262	\$388 395	43 071	\$969 098
- Zone 5 (Concassé, compacté - 0-20mm)	2 741	\$95 935	2 548	\$89 180
Total m³ de remblais	1 528 363		2 141 141	
Montant Total		\$40 137 018		\$44 706 698

Note importante : Les coûts unitaires utilisés pour cette analyse ont été établis à des fins de comparaison seulement et ne sauraient être considérés comme une estimation des coûts du projet.

Les coûts du barrage en enrochement ont été comparés à ceux du barrage en BCR en utilisant la même base de prix unitaires (Tableau 5-2).

Tableau 5-2 Coûts du barrage en BCR

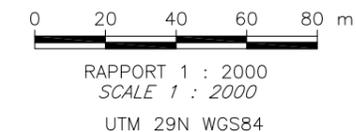
Barrage en BCR (1385 m en crête, $CG_{Max} = 94$ m s.m.)	m ³	kg	\$ US
Excavation du mort terrain	190 000		\$950 000
Excavation du roc altéré	180 220		\$2 703 300
Bétonnage conventionnel (face amont, crête, marche à l'aval)	44 150		\$30 905 000
Béton compacté au rouleau	447 000		\$35 760 000
Bétonnage des piliers et tablier du pont	6 670		\$3 335 000
Charpente d'acier du pont		990 275	\$3 961 100
Coût total du barrage en BCR			\$77 614 400
Digue de col en enrochement (1/5 x coût du barrage)			\$8 000 000
Montant Total			\$85 614 400

Les coûts d'un barrage en BCR sont de l'ordre de 85 M\$, soit plus du double que ceux d'un barrage en enrochement (40 M\$). Quelques réductions de coûts sont envisageables eu égard à la disparition des murs bajoyers mais elles ne compensent pas le surcoût de ce type de barrage.

En conclusion, la variante avec barrage en enrochement et bloc évacuateur-prise d'eau-centrale situé dans le bras principal de la rivière à droite de l'île a été sélectionnée en raison de son moindre coût et de ses avantages.



PLAN



NOTE:

1. TOPOGRAPHIE 1:20000 TIRÉE DE IGN 1968.
PRÉCISION PLANIMÉTRIQUE ± 20 m
PRÉCISION ALTIMÉTRIQUE ± 2,5 m

	<p>Haut Commissariat de l'OMVS</p>	
<p>PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT</p>		
<p>TITRE TITLE</p> <p style="text-align: center;">VARIANTE DE BARRAGE EN BCR EN RIVE GAUCHE PLAN</p>		
		<p>REV. 00</p>



PLAN

NOTE:

1. TOPOGRAPHIE 1:20000 TIRÉE DE IGN 1968.
PRÉCISION PLANIMÉTRIQUE ± 20 m
PRÉCISION ALTIMÉTRIQUE ± 2,5 m



RAPPORT 1 : 5000
SCALE 1 : 5000

UTM 29N WGS84



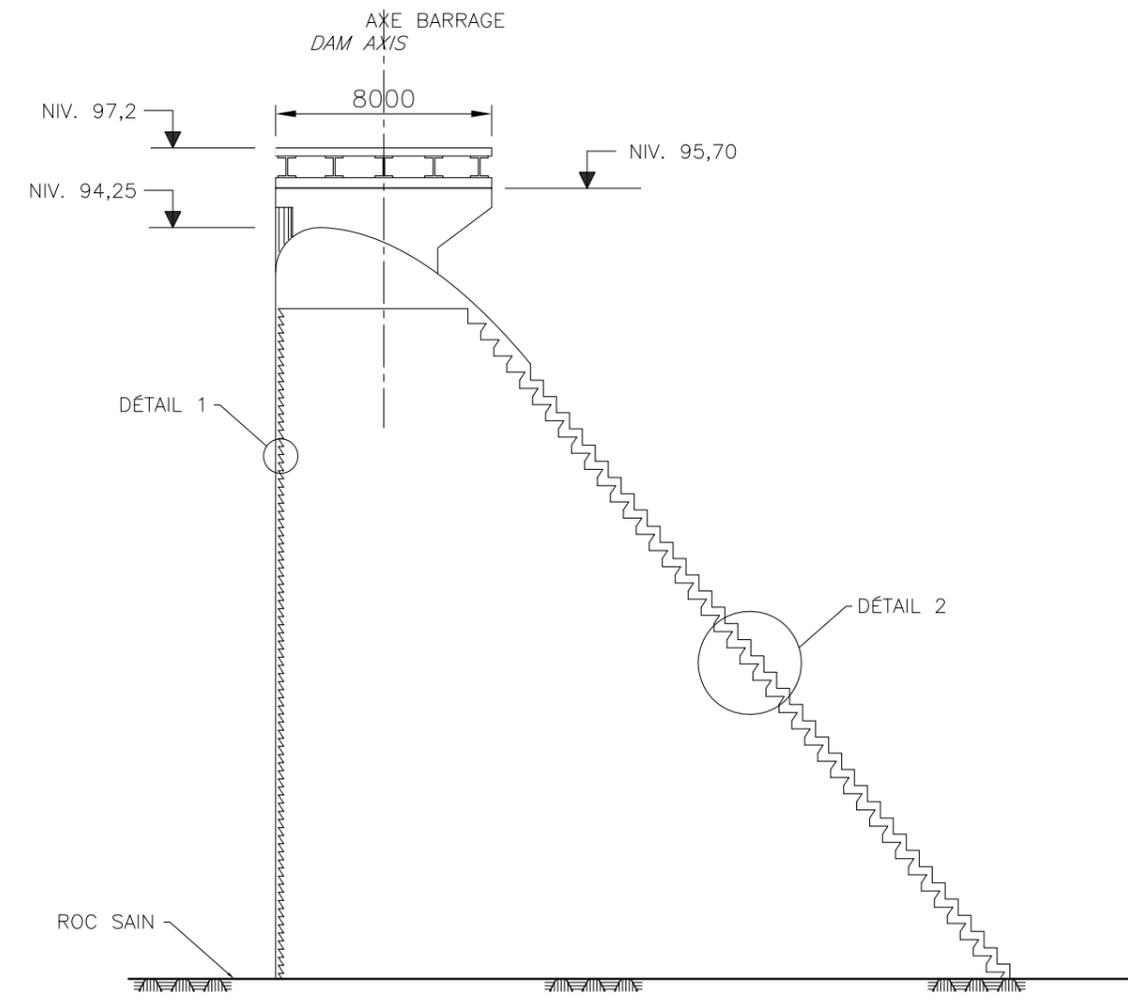
**Haut Commissariat
de l'OMVS**



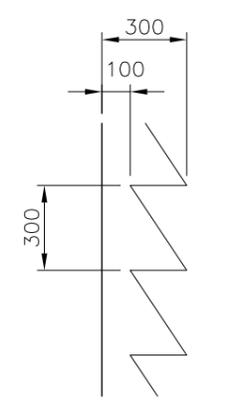
PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE
TITLE
VARIANTE DE BARRAGE EN BCR
RIVE GAUCHE ET DROITE DES OUVRAGES EN BÉTON
PLAN

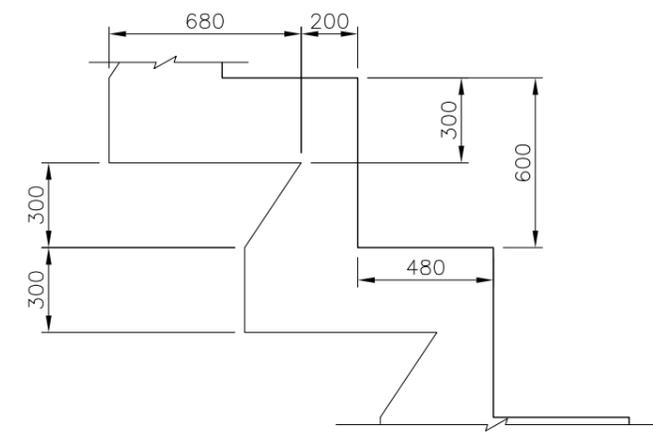
REV.
00



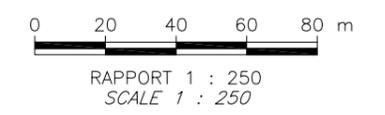
COUPE TYPE
TYPICAL CROSS-SECTION



DÉTAIL 1
1:25



DÉTAIL 2
1:25

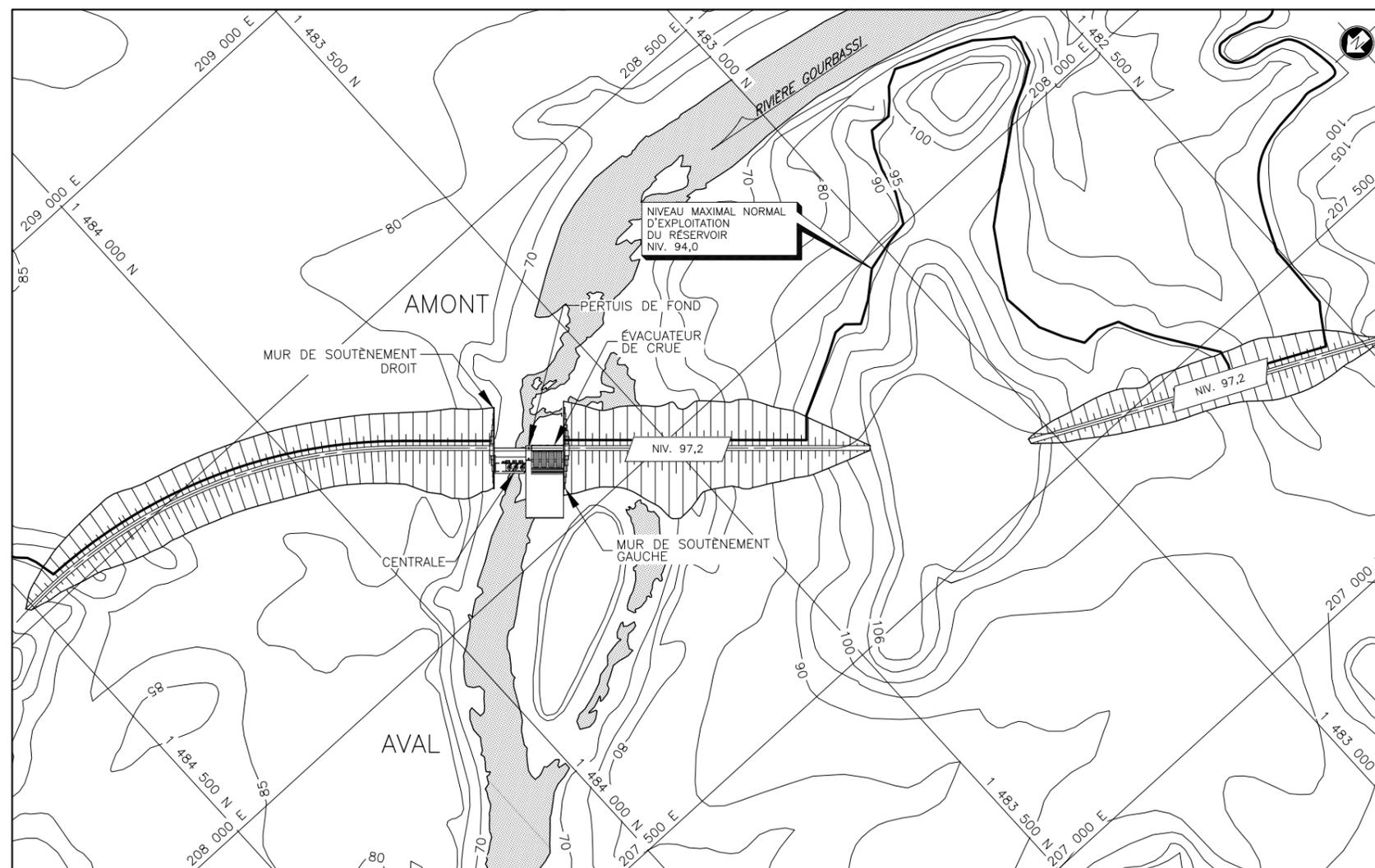


**Haut Commissariat
de l'OMVS**



PROJET PROJECT	ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT
TITRE TITLE	VARIANTE DE BARRAGE EN BCR COUPE TYPE ET DÉTAILS

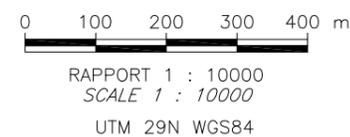
REV.
00



PLAN

NOTE:

1. TOPOGRAPHIE 1:20000 TIRÉE DE IGN 1968.
PRÉCISION PLANIMÉTRIQUE ± 20 m
PRÉCISION ALTIMÉTRIQUE ± 2,5 m



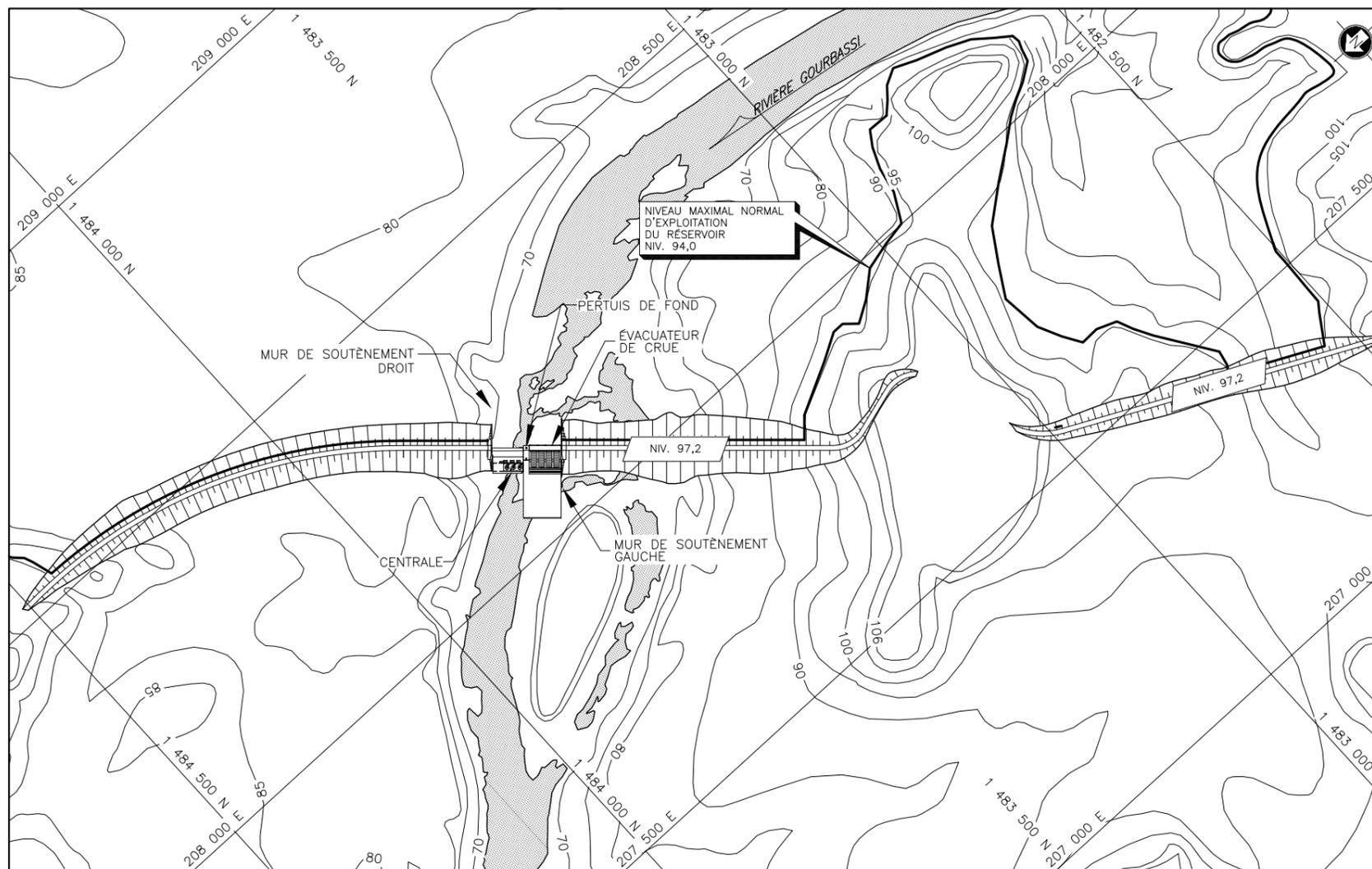
**Haut Commissariat
de l'OMVS**



PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOORBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOORBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE
VARIANTE DE BASE
AGENCEMENT GÉNÉRAL DES OUVRAGES DE BÉTON
BARRAGE LATÉRITIQUE

REV.
00



PLAN



RAPPORT 1 : 2000
SCALE 1 : 2000

UTM 29N WGS84



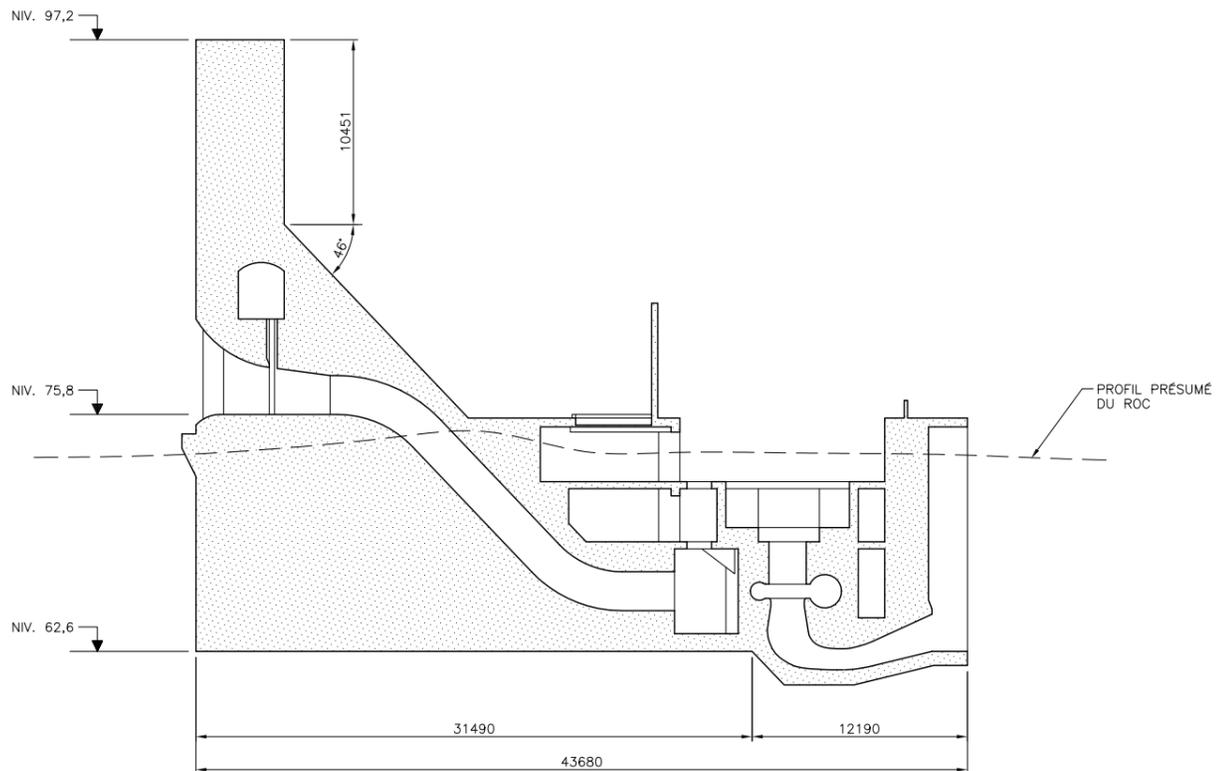
**Haut Commissariat
de l'OMVS**



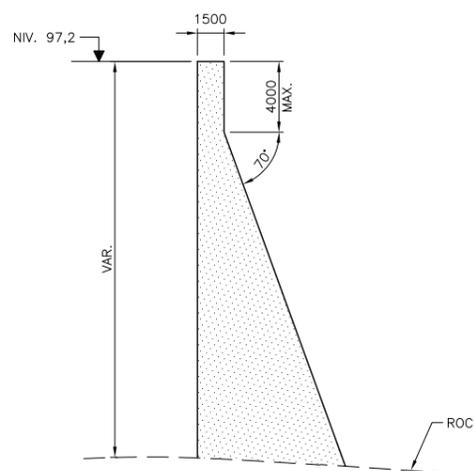
PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE
TITLE
VARIANTE DE BASE
AGENCEMENT GÉNÉRAL DES OUVRAGES DE BÉTON
BARRAGE EN ENROCHEMENT

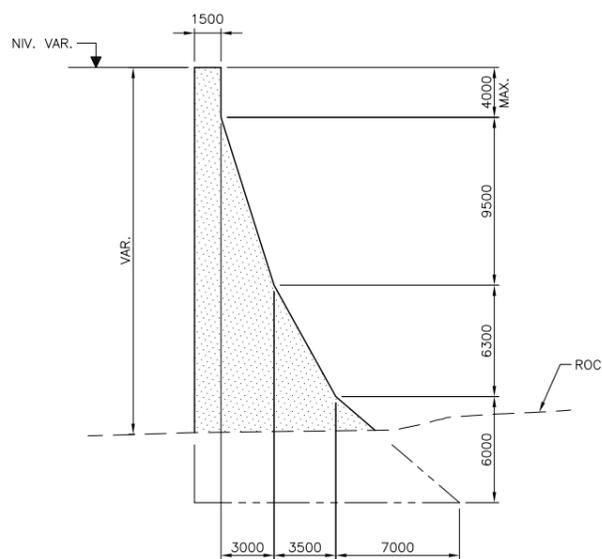
REV.
00



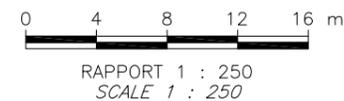
COUPE CENTRALE



COUPE MUR DE SOUTÈNEMENT APPUI ZONES CENTRALES DU BARRAGE



COUPE MUR DE SOUTÈNEMENT APPUI ZONES EXTÉRIEURES DU BARRAGE



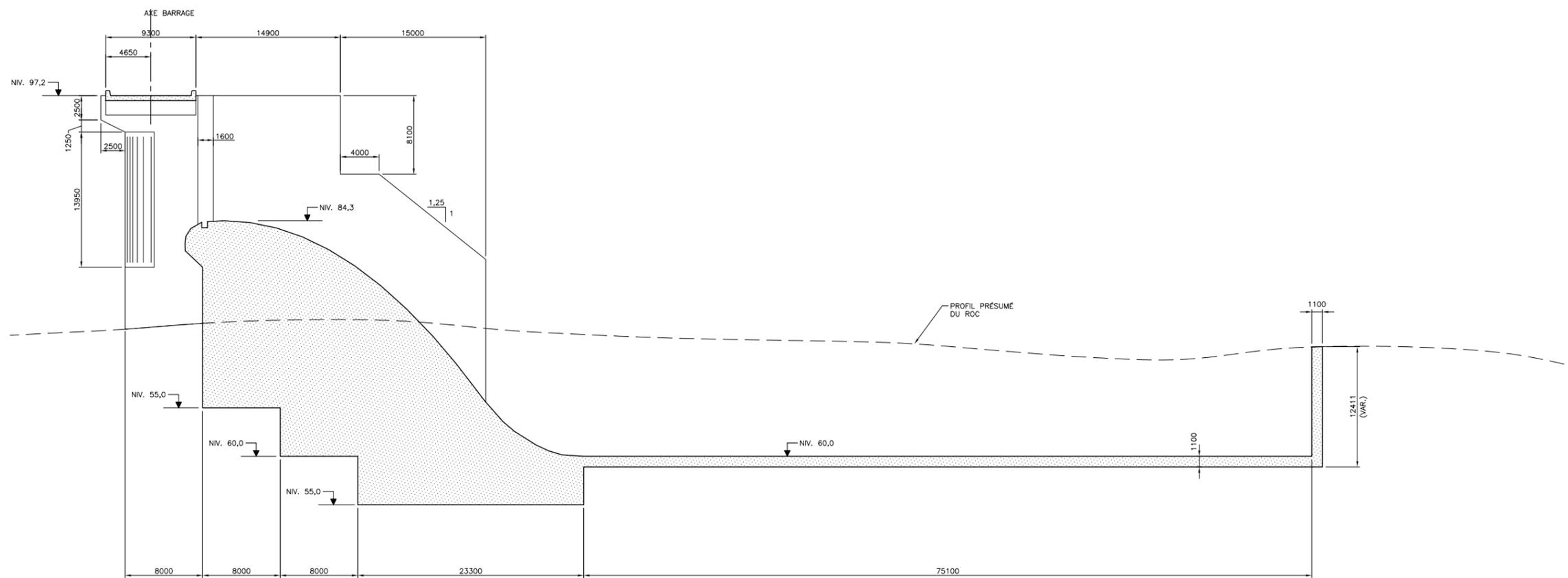
Haut Commissariat de l'OMVS



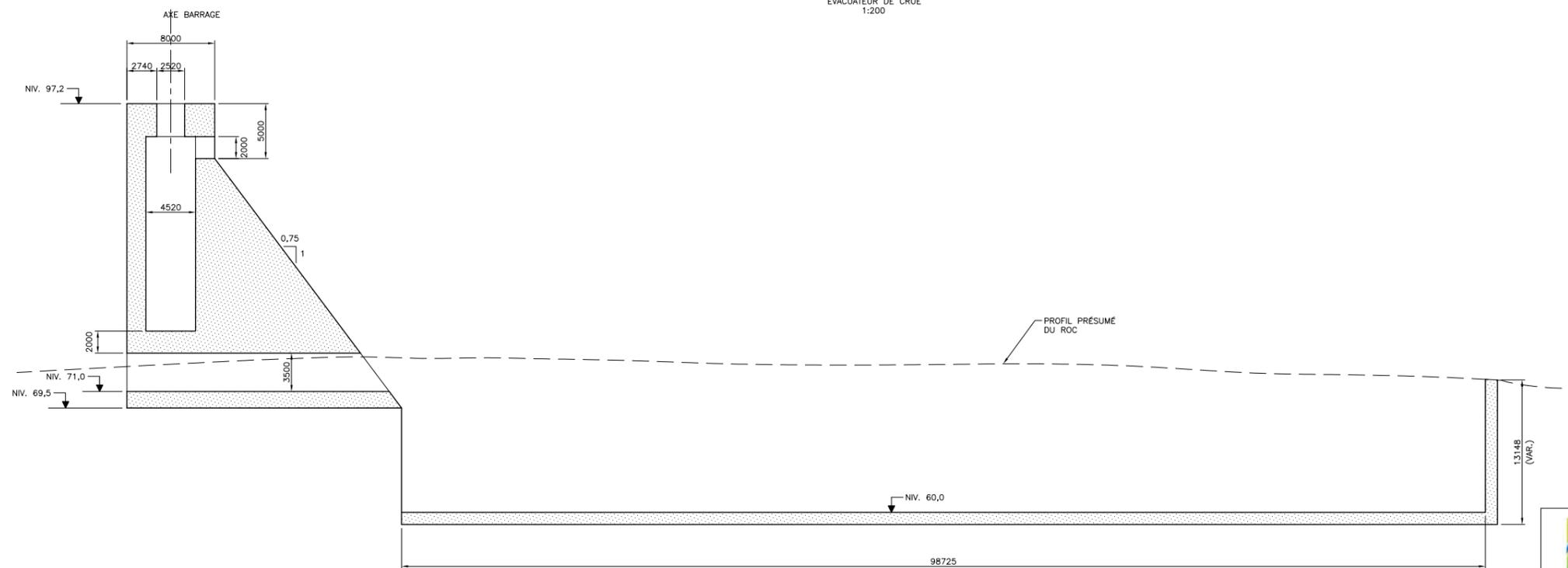
PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE VARIANTE DE BASE
CENTRALE ET MUR DE SOUTÈNEMENT
COUPES
(SELON SENCO)

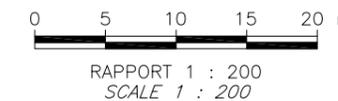
REV. 00



COUPE A-A
ÉVACUATEUR DE CRUE
1:200



COUPE B-B
PERTUIS DE FOND
1:200



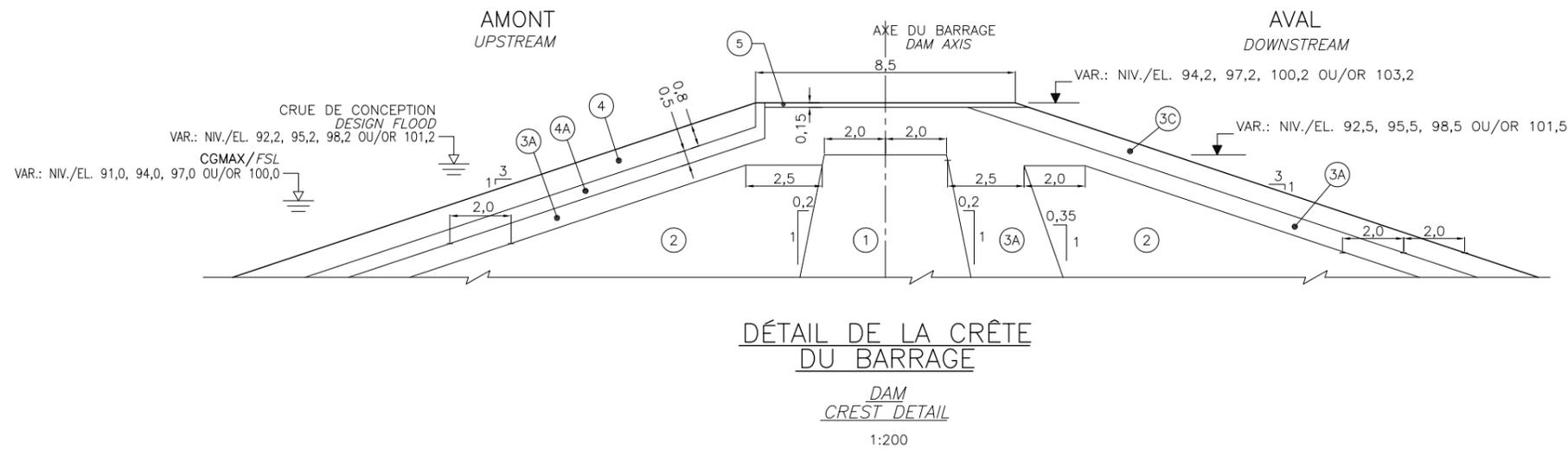
Haut Commissariat
de l'OMVS



PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE VARIANTE DE BASE
ÉVACUATEUR DE CRUE ET PERTUIS DE FOND
COUPES
(SELON SENCO)

REV.
00

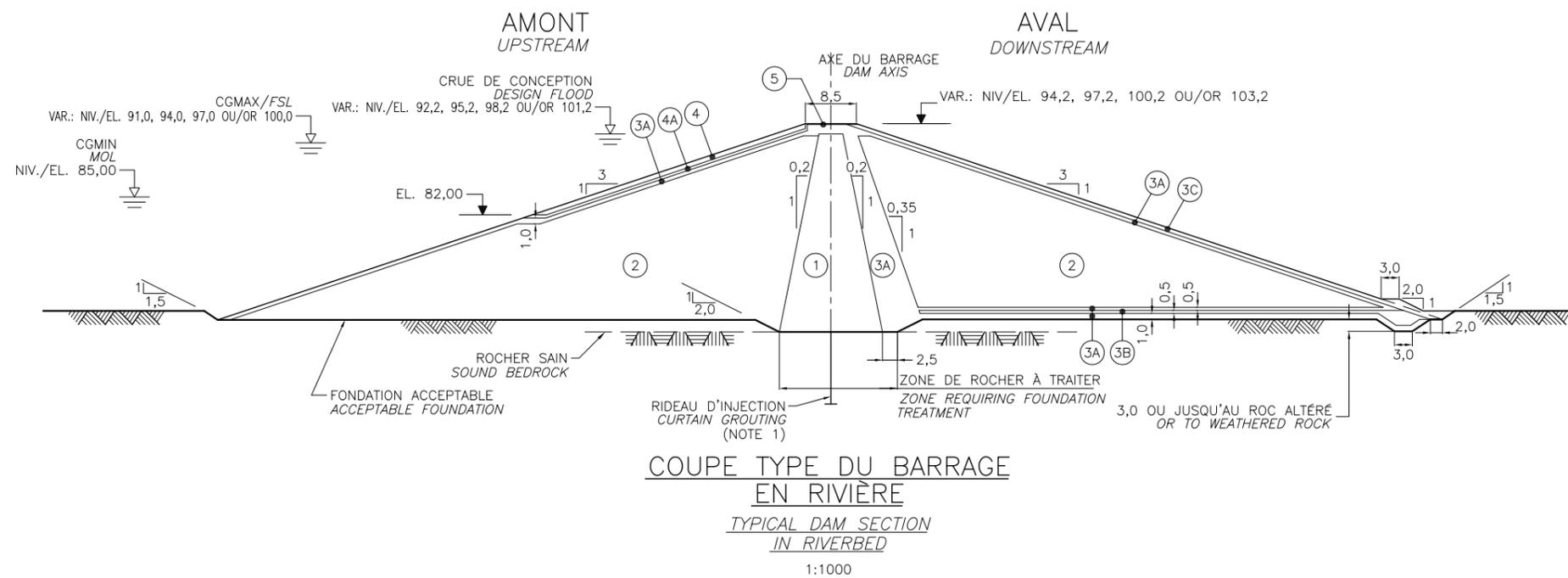


LÉGENDE:

- ① NOYAU, SOL RÉSIDUEL IMPERMÉABLE, COMPACTÉ
- ② RECHARGE, SOL RÉSIDUEL SEMI-PERMÉABLE COMPACTÉ
- ③A FILTRE, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③B DRAIN, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③C PROTECTION DE TALUS, ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ, COMPACTÉ
- ④ PERRÉ, PLACÉ
- ④A COUSSIN DE PERRÉ, ENROCHEMENT TRAITÉ, PLACÉ
- ⑤ COUCHE DE ROULEMENT, ENROCHEMENT TRAITÉ COMPACTÉ

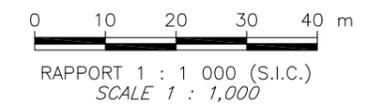
LEGEND:

- ① CORE, IMPERVIOUS RESIDUAL SOIL, COMPACTED
- ② SHOULDER, SEMI-PERVIOUS RESIDUAL SOIL, COMPACTED
- ③A FILTER, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③B DRAIN, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③C SLOPE PROTECTION, SELECTED ROCKFILL, COMPACTED
- ④ RIPRAP, PLACED
- ④A BEDDING, PLACED
- ⑤ CREST ROAD SURFACING, COMPACTED

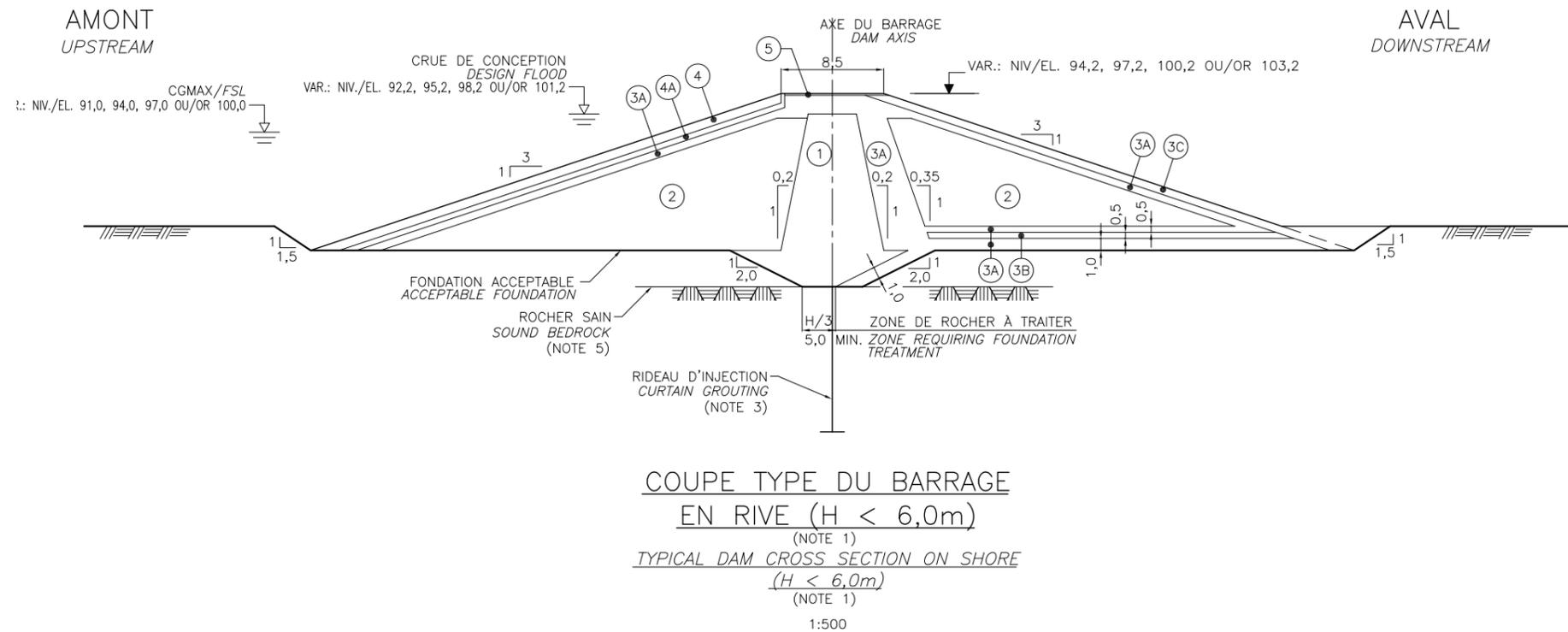
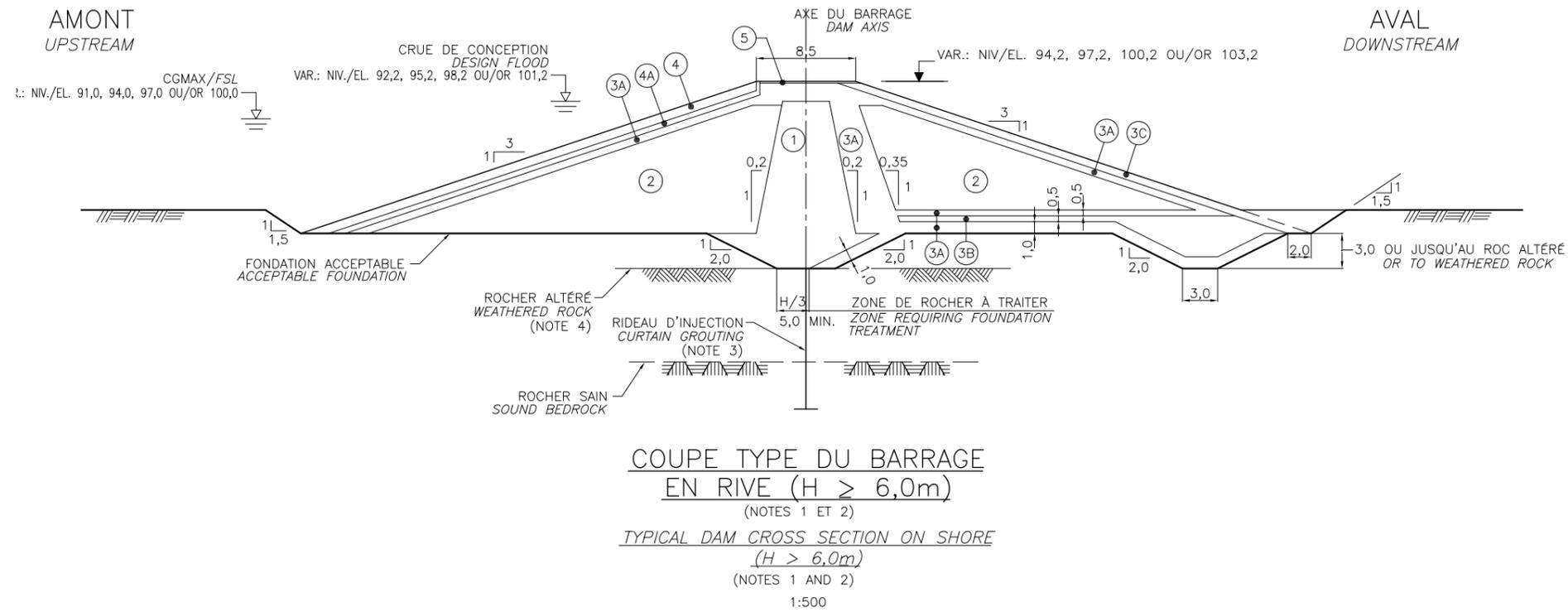


NOTE:

1. LA PROFONDEUR DU RIDEAU D'INJECTION VARIE ENTRE 4, 8, 12, 16 ET 20m. SELON LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE.
1. THE DEPTH OF GROUT CURTAIN VARIES BETWEEN 4, 8, 12, 16 AND 20m. DEPENDING ON THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD.



 Haut Commissariat de l'OMVS		 SNC-LAVALIN International
PROJET	ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI	
PROJECT	FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT	
TITRE	ÉTUDE DE VARIANTES BARRAGE LATÉRIQUE	
TITLE	SELECTION OF ALTERNATIVE EARTHFILL DAM	
	COUPE TYPE EN RIVIÈRE ET DÉTAIL EN CRÊTE	TYPICAL SECTION IN RIVERBED AND CREST DETAIL
No DESSIN/DRAWING No.	020857-FIG-4GDD-0114.dwg	REV. 00



LÉGENDE:

- ① NOYAU, SOL RÉSIDUEL IMPERMÉABLE, COMPACTÉ
- ② RECHARGE, SOL RÉSIDUEL SEMI-PERMÉABLE COMPACTÉ
- ③A FILTRE, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③B DRAIN, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③C PROTECTION DE TALUS, ENROCHEMENT SÉLECTIONNÉ, COMPACTÉ
- ④ PERRÉ, PLACÉ
- ④A COUSSIN DE PERRÉ, ENROCHEMENT TRAITÉ, PLACÉ
- ⑤ COUCHE DE ROULEMENT, ENROCHEMENT TRAITÉ COMPACTÉ

LEGEND:

- ① CORE, IMPERVIOUS RESIDUAL SOIL, COMPACTED
- ② SHOULDER, SEMI-PERVIOUS RESIDUAL SOIL, COMPACTED
- ③A FILTER, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③B DRAIN, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③C SLOPE PROTECTION, SELECTED ROCKFILL, COMPACTED
- ④ RIPRAP, PLACED
- ④A BEDDING, PLACED
- ⑤ CREST ROAD SURFACING, COMPACTED

NOTES:

1. H CORRESPOND À LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE ENTRE LE NIVEAU DE RETENUE NORMAL ET 1,0 m SOUS LE NIVEAU DU TERRAIN AU PIED DU TALUS AVAL.
2. UNE TRANCHÉE DE DRAINAGE AU PIED AVAL DU BARRAGE EST REQUISE LORSQUE LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE EST PLUS GRANDE OU ÉGALE À 6,0 m.
3. LA PROFONDEUR DU RIDEAU D'INJECTION VARIE ENTRE 4, 8, 12, 16 ET 20 m, SELON LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE.
4. LA CLÉ PARAFOUILLE EST FONDÉE SUR LE ROC SAIN SI CELUI-CI EST RENCONTRÉ À MOINS DE 8 m DE PROFONDEUR PAR RAPPORT AU NIVEAU DU TERRAIN NATUREL.
5. LORSQUE LA CHARGE HYDRAULIQUE EST INFÉRIEURE À 2 m, LA CLÉ PARAFOUILLE PEUT ÊTRE FONDÉE AU ROC ALTÉRÉ.

1. H IS THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD BETWEEN THE NORMAL STORAGE LEVEL AND 1,0 m UNDER THE GROUND LEVEL AT THE DOWNSTREAM TOE OF THE DAM.
2. A DOWNSTREAM DRAINAGE DITCH IS REQUIRED WHERE THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD IS EQUAL OR HIGHER THAN 6.0 m.
3. THE DEPTH OF GROUT CURTAIN VARIES BETWEEN 4, 8, 12, 16 AND 20m, DEPENDING ON THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD.
4. THE KEY TRENCH IS FOUNDED ON SOUND BEDROCK IF THE LATTER IS ENCOUNTERED AT A DEPTH OF 8 m OR LESS BELOW NATUREL GROUND LEVEL.
5. THE KEY TRENCH CAN BE FOUNDED ON WEATHERED ROC IF THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD IS LESS THAN 2.0 m.



RAPPORT 1 : 500
SCALE 1 : 500



Haut Commissariat de l'OMVS



PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE
ÉTUDE DE VARIANTES BARRAGE LATÉRITIQUE
COUPES TYPES EN RIVE
SELECTION OF ALTERNATIVE EARTHFILL DAM
TYPICAL SECTIONS ON SHORE

No DESSIN/DRAWING No.
020857-FIG-4GDD-0115.dwg

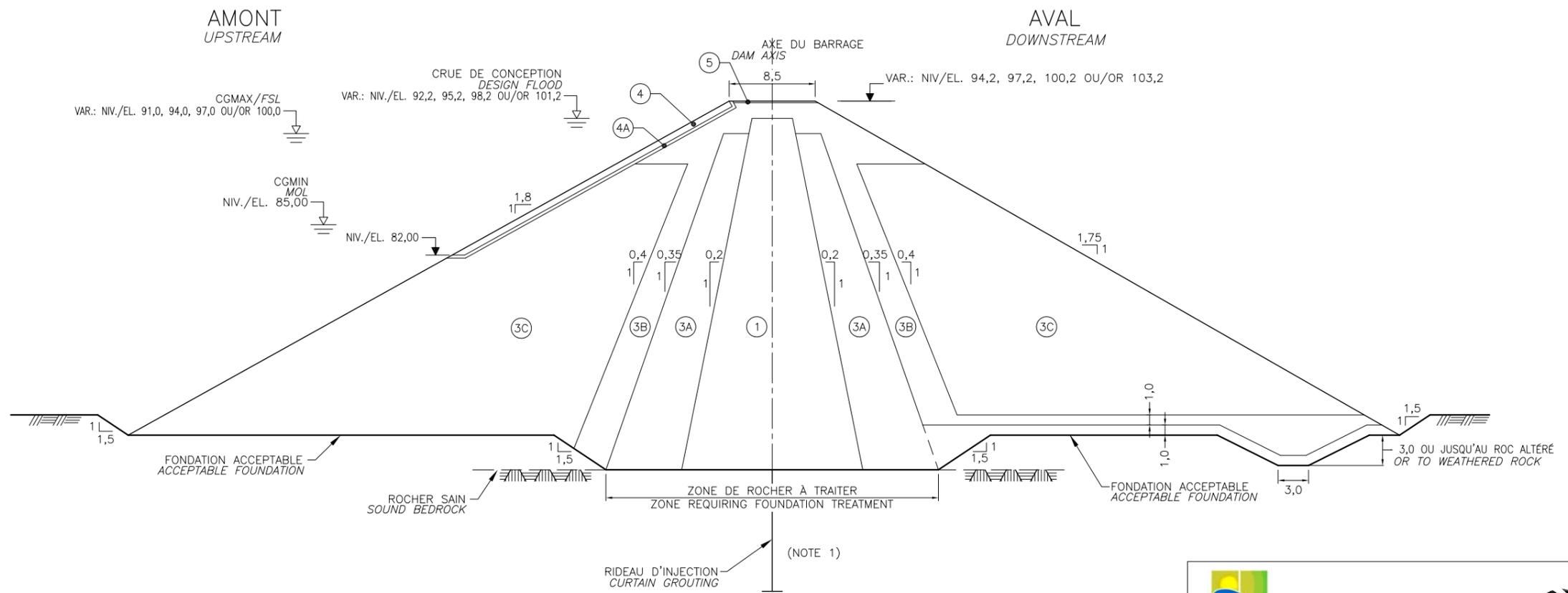
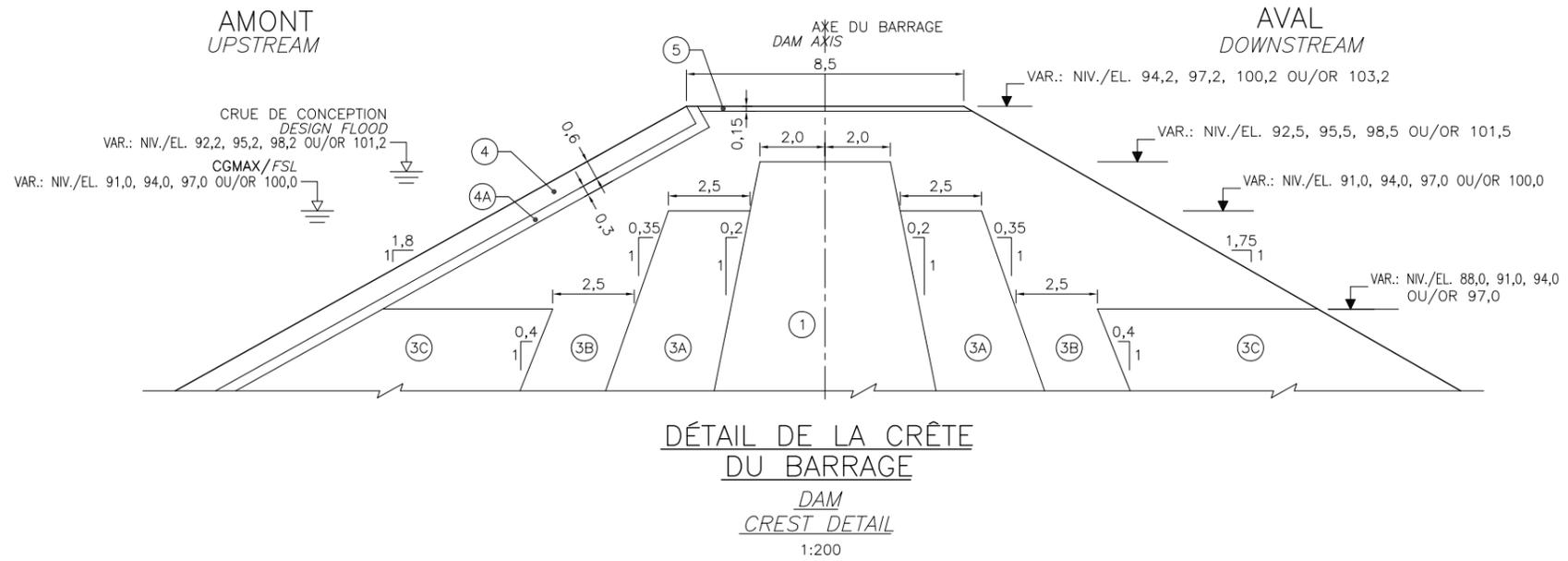
REV.
00

LÉGENDE:

- ① NOYAU, SOL RÉSIDUEL IMPERMÉABLE, COMPACTÉ
- ③A FILTRE, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③B TRANSITION, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③C RECHARGE, ENROCHEMENT TOUT-VENANT, COMPACTÉ
- ④ PERRÉ, PLACÉ
- ④A COUSSIN DE PERRÉ, ENROCHEMENT TRAITÉ, PLACÉ
- ⑤ COUCHE DE ROULEMENT, ENROCHEMENT TRAITÉ COMPACTÉ

LEGEND:

- ① CORE, IMPERVIOUS RESIDUAL SOIL, COMPACTED
- ③A FILTER, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③B TRANSITION, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③C SHOULDER, RANDOM ROCKFILL, COMPACTED
- ④ RIPRAP, PLACED
- ④A BEDDING, PLACED
- ⑤ CREST ROAD SURFACING, COMPACTED



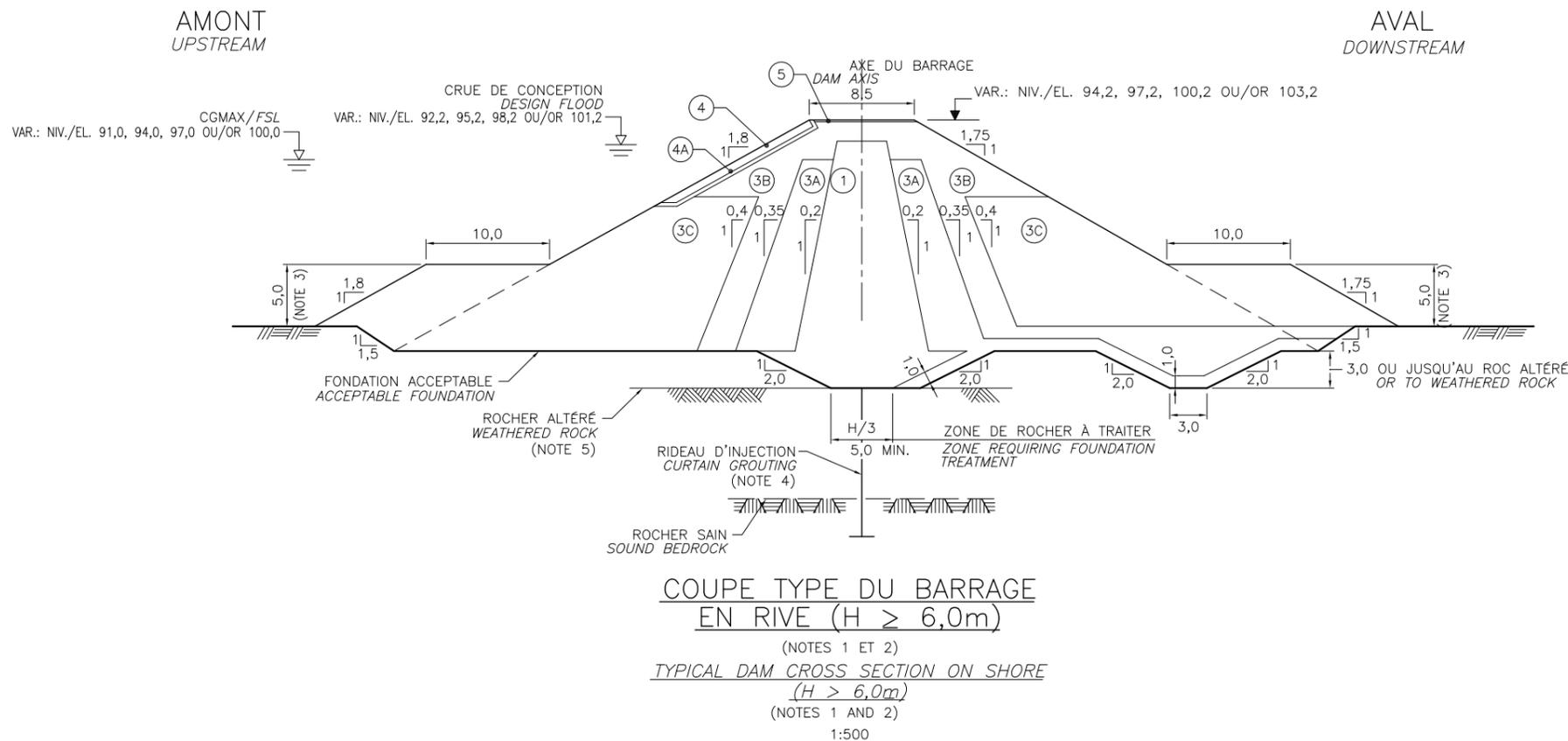
NOTE:

1. LA PROFONDEUR DU RIDEAU D'INJECTION VARIE ENTRE 4, 8, 12, 16 ET 20m. SELON LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE.
1. THE DEPTH OF GROUT CURTAIN VARIES BETWEEN 4, 8, 12, 16 AND 20m, DEPENDING ON THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD.



RAPPORT 1 : 500
SCALE 1 : 500

 Haut Commissariat de l'OMVS		
PROJET PROJECT	ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT	
TITRE TITLE	ÉTUDE DE VARIANTES BARRAGE EN ENROCHEMENT COUPE TYPE EN RIVIÈRE ET DÉTAIL EN CRÊTE	SELECTION OF ALTERNATIVE ROCKFILL DAM TYPICAL SECTION IN RIVERBED AND CREST DETAIL
No DESSIN/DRAWING No. 020857-FIG-4GDD-0017.dwg	REV. 00	



LÉGENDE:

- ① NOYAU, SOL RÉSIDUEL IMPERMÉABLE, COMPACTÉ
- ③A FILTRE, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③B TRANSITION, ENROCHEMENT TRAITÉ, COMPACTÉ
- ③C RECHARGE, ENROCHEMENT TOUT-VENANT, COMPACTÉ
- ④ PERRÉ, PLACÉ
- ④A COUSSIN DE PERRÉ, ENROCHEMENT TRAITÉ, PLACÉ
- ⑤ COUCHE DE ROULEMENT, ENROCHEMENT TRAITÉ COMPACTÉ

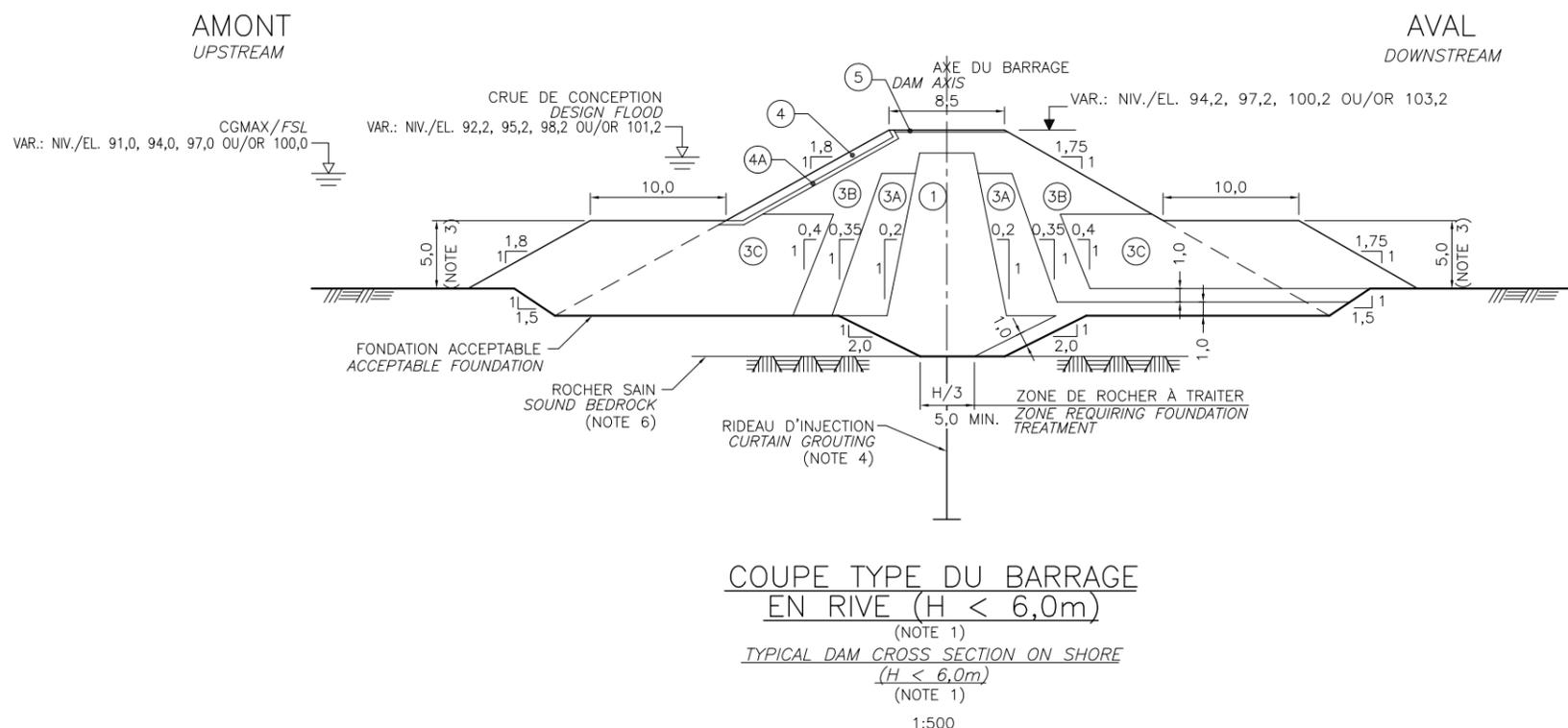
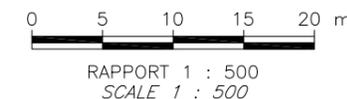
LEGEND:

- ① CORE, IMPERVIOUS RESIDUAL SOIL, COMPACTED
- ③A FILTER, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③B TRANSITION, PROCESSED ROCKFILL, COMPACTED
- ③C SHOULDER, RANDOM ROCKFILL, COMPACTED
- ④ RIPRAP, PLACED
- ④A BEDDING, PLACED
- ⑤ CREST ROAD SURFACING, COMPACTED

NOTES:

1. H CORRESPOND À LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE ENTRE LE NIVEAU DE RETENUE NORMAL ET 1,0 m SOUS LE NIVEAU DU TERRAIN AU PIED DU TALUS AVAL.
2. UNE TRANCHÉE DE DRAINAGE AU PIED AVAL DU BARRAGE EST REQUISE LORSQUE LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE EST PLUS GRANDE OU ÉGALE À 6,0 m.
3. UNE BERME STABILISATRICE POURRAIT ÊTRE REQUISE SELON LA QUALITÉ DE LA FONDATION ACCEPTABLE ET LA PROFONDEUR DU ROCHER ALTÉRÉ.
4. LA PROFONDEUR DU RIDEAU D'INJECTION VARIE ENTRE 4, 8, 12, 16 ET 20 m, SELON LA CHARGE HYDRAULIQUE APPLICABLE.
5. LA CLÉ PARAFOUILLE EST FONDÉE SUR LE ROC SAIN SI CELUI-CI EST RENCONTRÉ À MOINS DE 8 m DE PROFONDEUR PAR RAPPORT AU NIVEAU DU TERRAIN NATUREL.
6. LORSQUE LA CHARGE HYDRAULIQUE EST INFÉRIEURE À 2 m, LA CLÉ PARAFOUILLE PEUT ÊTRE FONDÉE AU ROC ALTÉRÉ.

1. H IS THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD BETWEEN THE NORMAL STORAGE LEVEL AND 1,0 m UNDER THE GROUND LEVEL AT THE DOWNSTREAM TOE OF THE DAM.
2. A DOWNSTREAM DRAINAGE DITCH IS REQUIRED WHERE THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD IS EQUAL OR HIGHER THAN 6.0 m.
3. A STABILIZING BERM MAY BE REQUIRED DEPENDING ON THE QUALITY OF THE ACCEPTABLE FOUNDATION AND THE DEPTH OF THE WEATHERED BEDROCK.
4. THE DEPTH OF GROUT CURTAIN VARIES BETWEEN 4, 8, 12, 16 AND 20m, DEPENDING ON THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD.
5. THE KEY TRENCH IS FOUNDED ON SOUND BEDROCK IF THE LATTER IS ENCOUNTERED AT A DEPTH OF 8 m OR LESS BELOW NATUREL GROUND LEVEL.
6. THE KEY TRENCH CAN BE FOUNDED ON WEATHERED ROC IF THE APPLICABLE HYDRAULIC HEAD IS LESS THAN 2.0 m.



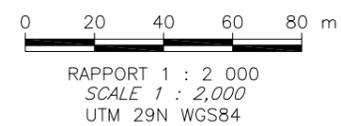
 Haut Commissariat de l'OMVS 	
PROJET	ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT	FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT
TITRE	ÉTUDE DE VARIANTES BARRAGE EN ENROCHEMENT COUPES TYPES EN RIVE
TITLE	SELECTION OF ALTERNATIVE ROCKFILL DAM TYPICAL SECTIONS ON SHORE
No DESSIN/DRAWING No.	020857-FIG-4GDD-0018.dwg
REV.	00

FIGURE
5.12



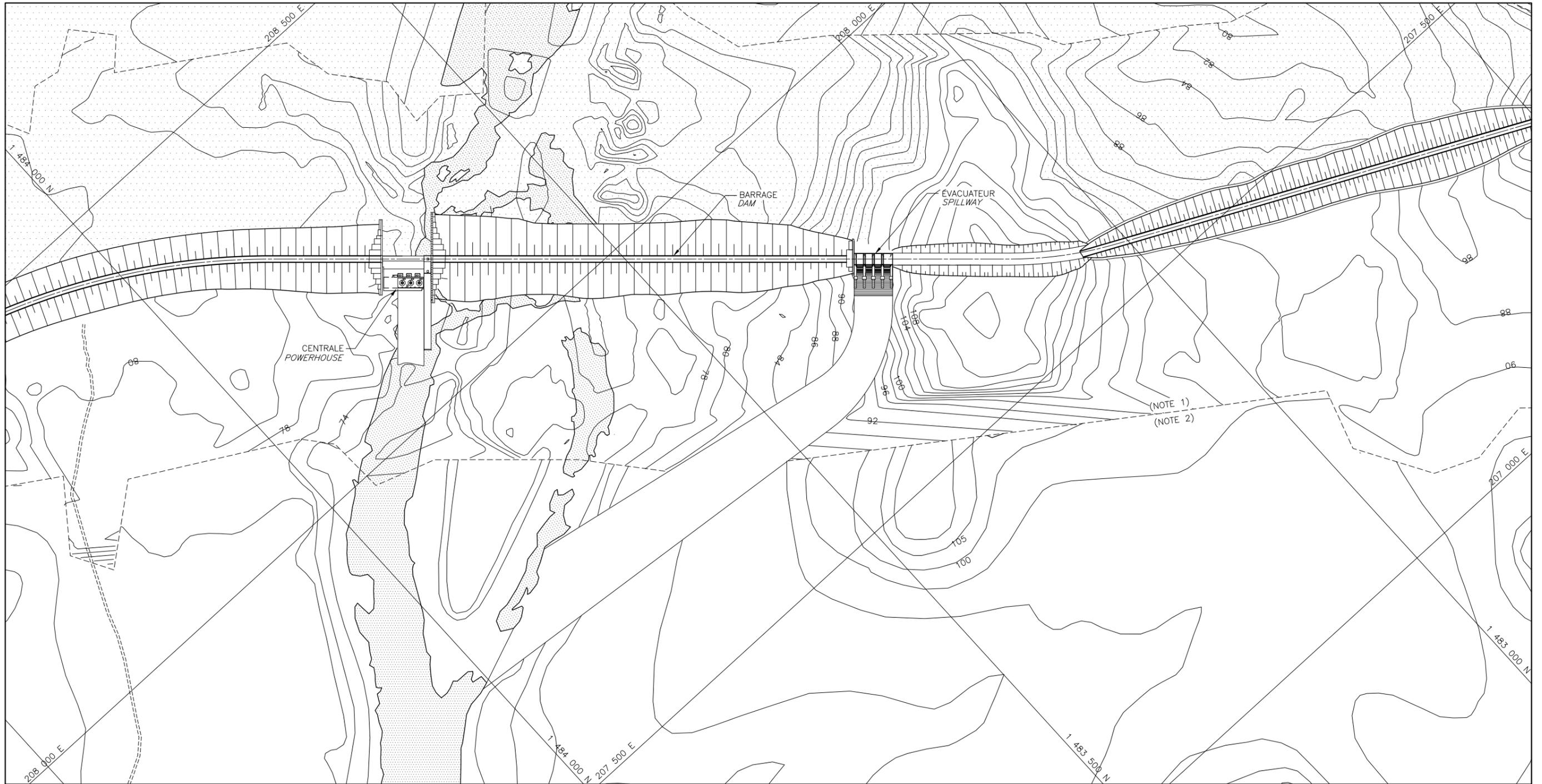
NOTES:

- 1- TOPOGRAPHIE 1:2000 - ARPENTAGE 2011.
1:2000 TOPOGRAPHY - SURVEY 2011.
- 2- TOPOGRAPHIE 1:20000 TIRÉE DE IGN 1968.
PRÉCISION PLANIMÉTRIQUE ± 20 m
PRÉCISION ALTIMÉTRIQUE ± 2,5 m
1:20,000 TOPOGRAPHY DERIVED FROM IGN 1968.
PLANIMETRIC PRECISION ± 20 m
ALTIMETRIC PRECISION ± 2,5 m
- 3- LES LIMITES DU LIT MINEUR DE LA RIVIÈRE
FALÉMÉ PRÉSENTÉES DANS CE DESSIN SONT
EN CONDITIONS D'ÉTIAGE.
FALÉMÉ BOUNDARIES OF RIVER BED
SHOWN ON THIS DRAWING REPRESENT DROUGHT
PERIOD CONDITION.



 Haut Commissariat de l'OMVS	 SNC-LAVALIN International
PROJET / PROJECT: ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI / FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT	
TITRE / TITLE: VARIANTE AVEC STRUCTURES EN RIVE GAUCHE PLAN / ALTERNATIVE WITH STRUCTURES ON THE LEFT BANK PLAN	
020857-FIG-4GDD-0030	
REV. 00	

DERNIERE MISE A JOUR: 2012/08/01 - 10:21 am
 CHEMIN: \\SII-mt-cad\020857\DAO\EMIS\020857-FIG-4GDD-0030-00.dwg



NOTES:

- 1- TOPOGRAPHIE 1:2000 - ARPENTAGE 2011.
1:2000 TOPOGRAPHY - SURVEY 2011.
- 2- TOPOGRAPHIE 1:20000 TIRÉE DE IGN 1968.
PRÉCISION PLANIMÉTRIQUE ± 20 m
PRÉCISION ALTIMÉTRIQUE ± 2,5 m
1:20,000 TOPOGRAPHY DERIVED FROM IGN 1968.
PLANIMETRIC PRECISION ± 20 m
ALTIMETRIC PRECISION ± 2,5 m
- 3- LES LIMITES DU LIT MINEUR DE LA RIVIÈRE
FALÉMÉ PRÉSENTÉES DANS CE DESSIN SONT
EN CONDITIONS D'ÉTIAGE.
FALÉMÉ BOUNDARIES OF RIVER BED
SHOWN ON THIS DRAWING REPRESENT DROUGHT
PERIOD CONDITION.



RAPPORT 1 : 5 000
SCALE 1 : 5,000
UTM 29N WGS84



Haut Commissariat
de l'OMVS



PROJET ÉTUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI
PROJECT FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT

TITRE VARIANTE AVEC STRUCTURES SÉPARÉES PLAN
TITLE ALTERNATIVE WITH SEPARATED STRUCTURES PLAN

020857-FIG-4GDD-0031

REV. 00

CHAPITRE 6

Optimisation du niveau du réservoir

6. OPTIMISATION DU NIVEAU DU RÉSERVOIR

6.1 PREAMBULE

L'optimisation du niveau du réservoir est une étape primordiale de toute étude de faisabilité d'un aménagement hydroélectrique avec retenue. L'optimisation porte essentiellement sur le niveau maximal d'exploitation du réservoir, c'est-à-dire sur la hauteur du barrage. A mesure que ce niveau augmente, le coût augmente mais également la réserve en eau disponible et la production énergétique.

Dans le cas de l'aménagement de Gourbassi, le but est d'atteindre un degré optimal de régularisation du fleuve Sénégal en combinaison avec l'aménagement de Manantali et d'assurer la meilleure exploitation du potentiel hydroélectrique du site tout en tenant compte des contraintes environnementales et socio-économiques de la zone du projet.

La demande en eau dans la zone du projet est importante et les réserves disponibles ont connu une baisse marquée au cours des 25 dernières années. La construction de l'aménagement de Manantali (réserve totale de 11,3 milliards de m³) a été bénéfique pour le bassin du Sénégal, et l'ajout de la réserve de Gourbassi (réserve totale qui pourrait varier entre 1 et 4 milliards de m³ selon le niveau choisi – voir Figure 6-1 ci-dessous) permettra d'améliorer significativement la régularisation et la réserve en eau totale. Dans ce contexte, la sélection de la réserve utile de l'aménagement de Gourbassi revêt une importance particulière.

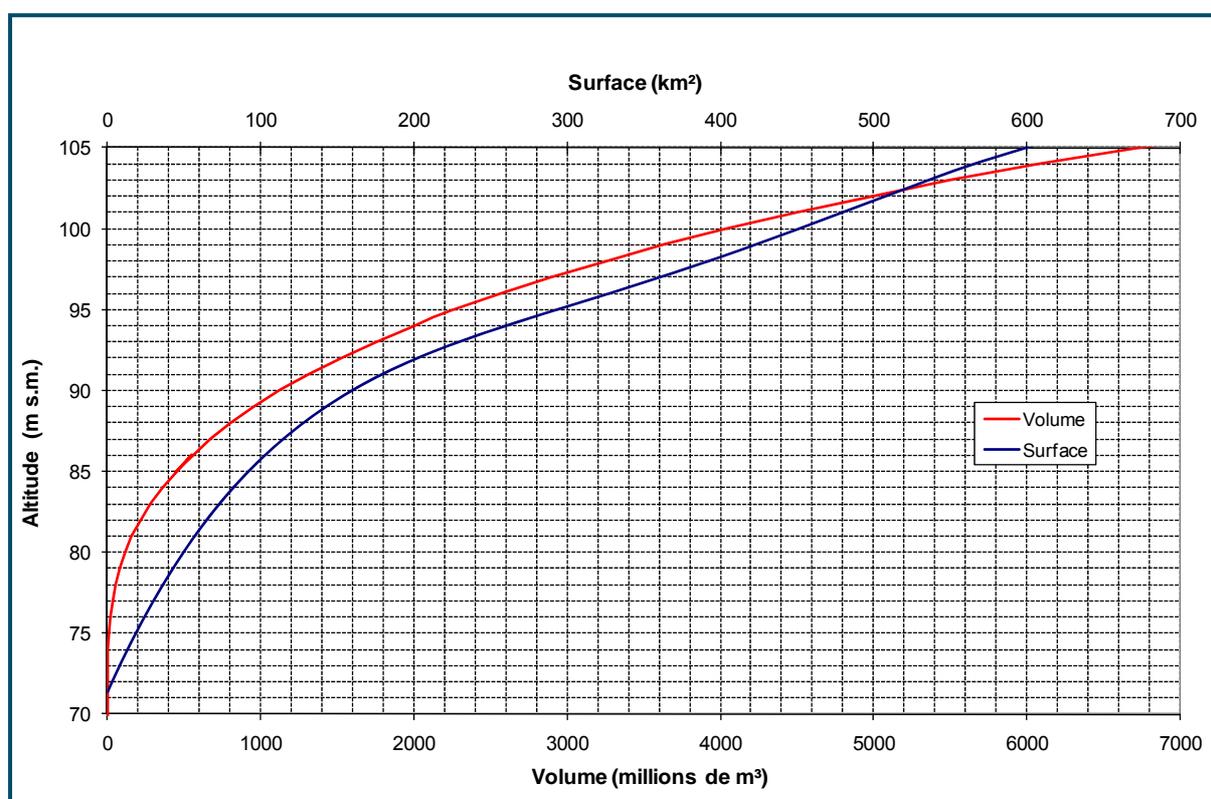


Figure 6-1 Retenue de Gourbassi – Volume et surface

6.2 METHODOLOGIE

6.2.1 Introduction

Le principe généralement utilisé pour l'optimisation du niveau d'un réservoir d'un aménagement hydroélectrique est de déterminer la cote de gestion maximale permettant de produire le meilleur rendement économique sur la base du placement de l'énergie produite. Cela demande de calculer le productible annuel (énergie garantie et énergie moyenne) pour différentes cotes de gestion maximale et de déterminer les coûts de construction de l'aménagement pour chaque niveau en internalisant les coûts associés aux impacts socio-économiques et environnementaux.

Toutefois, pour l'aménagement de Goubassi, le point de vue de la régularisation du fleuve revêt une importance capitale alors que le réservoir permet seulement la production d'une quantité relativement faible d'énergie électrique pour laquelle le problème de débouchés ne se pose pas. Le placement de l'énergie ne peut donc à lui seul supporter le coût des installations (barrage et centrale) qui devra aussi être supporté par les autres usages d'une amélioration de la régularisation du fleuve : agriculture, navigation.

Dans ce contexte, une simple analyse économique ne permettait pas d'arriver à une recommandation éclairée quant à la variante de niveau à privilégier pour stocker un volume bien proportionné aux besoins en eau à l'aval tout en produisant de l'électricité destinée à aider au mieux à la rentabilisation de l'aménagement et prenant en compte les impacts sociaux et environnementaux associés à chaque niveau de réservoir envisagé.

Il a donc été préféré ici une méthode d'optimisation par analyse multicritère dont la méthodologie et les résultats sont donnés ci-après.

La plage de niveaux maximaux d'exploitation considérée varie entre 90 m s.m. et 100 m s.m. : en-dessous de la cote 90 m s.m., le volume utile résultant ne serait pas suffisant pour répondre aux objectifs fixés à l'aménagement ; au-dessus de la cote 100 m s.m., la configuration du terrain fait en sorte que la fermeture du réservoir demanderait la construction de nombreuses digues de col ce qui compromettrait l'économie du projet. Compte tenu de la précision à $\pm 2,5$ m de la cartographie au 1:20 000^e utilisée pour établir la courbe surface-volume du réservoir, l'optimisation du niveau du réservoir sur la plage considérée a été faite avec un pas de 3 m.

Ainsi, quatre cotes de gestion maximale du réservoir (CG_{Max}) correspondant à quatre variantes de dimensionnement ont été retenues pour l'analyse, soit :

- Variante 1 : $CG_{Max} = 91$ m s.m.
- Variante 2 : $CG_{Max} = 94$ m s.m.
- Variante 3 : $CG_{Max} = 97$ m s.m.
- Variante 4 : $CG_{Max} = 100$ m s.m.

Pour les quatre variantes, la cote de gestion minimale CG_{min} a été fixée à 85 m s.m. pour s'assurer que l'impact des sédiments pouvant s'accumuler dans la réserve morte

est nul. C'est donc la réserve utile de la retenue, c'est-à-dire le volume d'eau utilisé à des fins de régularisation et de production, qui change d'une variante à une autre.

Il est utile de rappeler à nouveau que l'optimisation a été faite sur la base de la cartographie IGN 1968 au 1:20 000^e, avec une précision de $\pm 2,5$ m sur les cotes considérées, et qu'une optimisation plus fine du niveau de la retenue devra être entreprise à l'étape d'APD sur la base d'une cartographie plus précise du bassin de retenue.

L'approche proposée pour l'évaluation multicritère des quatre variantes de dimensionnement de l'aménagement de Gourbassi se veut simple et facile à comprendre, tout en présentant clairement les critères d'évaluation utilisés.

La méthode proposée s'inspire de la méthode de comparaison ordinale de Holmes (1972), emprunte certains éléments au processus analytique de hiérarchisation³⁰ développé par Thomas L. Saaty (1982) et incorpore la technique de pondération proposée par Jean Simos (1990)³¹.

Elle consiste en une série d'étapes séquentielles qui permettent de cerner les problématiques et de choisir la meilleure variante plus facilement. L'essentiel de ces étapes est décrit ci-après.

6.2.2 Identification des impacts sociaux et environnementaux discriminants

La première étape consiste à identifier les éléments du milieu qui doivent être pris en considération dans la comparaison des variantes.

Les éléments du milieu pour lesquels les impacts du projet sont nuls ou très faibles ainsi que ceux pour lesquels les impacts significatifs prévus sont identiques pour toutes les variantes seront laissés de côté pour ne conserver que les éléments sensibles dont les impacts sont significatifs et différents selon les variantes.

Les impacts sociaux et environnementaux associés au projet d'aménagement hydroélectrique de Gourbassi considérés dans le cadre de cette analyse multicritère sont présentés plus bas (§ 6.5).

Il va de soi que l'ensemble des impacts sociaux et environnementaux de la variante retenue devront faire l'objet d'une analyse séparée dans une phase ultérieure d'étude du projet.

6.2.3 Formulation des critères de hiérarchisation des variantes

Pour chacun des éléments pouvant être affecté de façon différentielle par l'une ou l'autre des variantes proposées, un critère de hiérarchisation est établi.

Les critères de hiérarchisation sont définis de manière à éviter de prendre autant que possible en considération les mêmes facteurs à répétition. L'expérience montre que

³⁰ Il s'agit d'une méthode de comparaison de critères deux à deux.

³¹ Cette technique de pondération permet à chaque acteur de spécifier, non seulement, sa préférence entre chacun des critères mais également de préciser l'importance de cette préférence.

lorsque le nombre de critères est trop grand, il devient difficile de comprendre et de discuter les résultats de la comparaison.

Le nombre de critères peut être réduit en procédant à des comparaisons pour un groupe de critères du même domaine, de manière à obtenir un classement unique des variantes en regard à ce groupe. Le groupe de critères est ensuite considéré comme un critère unique pour poursuivre la démarche.

Trois catégories de critères de hiérarchisation ont été utilisées pour comparer les quatre variantes :

- 1) Objectifs et critères techno-économiques ;
- 2) Impacts socio-économiques ; et
- 3) Impacts environnementaux.

Les critères techno-économiques sont établis sur la base des objectifs du projet et des caractéristiques techniques des variantes. Les critères techno-économiques retenus comme discriminants sont :

- Satisfaction des besoins en eau à Bakel ;
- Production d'énergie hydroélectrique ;
- Coût de construction du barrage et de la centrale ;
- Assurer l'hydrogramme de crue artificielle ;
- Satisfaction des besoins en eau sur la Falémé ;
- Respect du débit maximal de crue à Bakel.

Les impacts socio-économiques jugés discriminants ont été regroupés en neuf critères :

- Coûts de réinstallation de la population ;
- Impact direct du réservoir (pertes de ressources naturelles, terres agricoles, sites d'orpillage, terrain à potentiel minier, etc.) ;
- Impact sur les populations ;
- Impact sur la mine de Loulo et sur le nouveau pont de Moussala ;
- Potentiel pour l'agriculture de décrue (sur le pourtour du réservoir et dans la vallée du fleuve en aval de Bakel) ;
- Potentiel piscicole ;
- Impact sur la santé (prolifération des insectes piqueurs, maladies hydriques) ;
- Obstacle au déplacement ;
- Coûts environnementaux (mise en œuvre du PGES).

Les impacts environnementaux portent sur :

- Érosion des sols et berges ;

- Perte de végétation terrestre ;
- Perte d'habitats fauniques.

6.2.4 Hiérarchisation des variantes

La hiérarchisation consiste à classer les variantes dans un ordre décroissant de performance, la première variante étant celle présentant la meilleure performance par rapport au critère considéré.

Les variantes sont hiérarchisées les unes par rapport aux autres, la première variante se voyant attribuée la cote 1. La seconde variante est ensuite cotée par rapport à la première, puis la troisième par rapport à la seconde et ainsi de suite.

L'écart de cote entre les variantes se reflète dans la différence de performance des variantes en fonction du critère considéré ainsi que dans le niveau de certitude de l'évaluation quant à ce critère. La grille d'analyse utilisée est la suivante :

- Lorsque les impacts de deux variantes sont jugés similaires, elles reçoivent la même cote ;
- Lorsque la différence entre les variantes est faible, l'expérience de l'évaluateur favorisant légèrement une variante par rapport à l'autre, l'écart est de 1 ;
- Lorsque la différence entre les variantes est marquée, l'expérience de l'évaluateur favorisant fortement une variante par rapport à l'autre, l'écart est de 2 ;
- Lorsque la différence entre les variantes est importante, la dominance d'une variante par rapport à l'autre étant attestée dans la pratique, l'écart est de 3 ;
- Lorsqu'une variante présente un avantage absolu par rapport à l'autre, les preuves l'attestant étant aussi convaincantes que possible, l'écart est de 4.

Le principal avantage d'une telle grille est de permettre d'intégrer au processus de hiérarchisation aussi bien l'intuition du spécialiste qui doit se baser sur des informations qualitatives ou partielles que des avis formels, étayés par des données quantitatives.

6.2.5 Pondération des critères d'évaluation

Le facteur de pondération est un coefficient multiplicateur exprimé sous la forme d'un pourcentage qui s'applique à la cote de hiérarchisation des variantes établie ci-dessus. Pour un niveau de pondération donné, le total des coefficients multiplicateurs doit nécessairement donner 100%.

Pour les trois catégories de critères qui ont été considérées (objectifs et critères techno-économiques, impacts socio-économiques et impacts environnementaux), la somme des pondérations données aux catégories doit donner 100% et la répartition des pondérations au sein d'une même catégorie doit également donner 100%.

La pondération des différents critères a été réalisée par une équipe multidisciplinaire composée de gestionnaires, d'experts techniques, d'ingénieurs, d'environnementalistes et d'estimateurs.

6.2.6 Hiérarchisation globale

Une fois la pondération établie, la cote résultant du classement des variantes les unes par rapport aux autres pour chacun des éléments du milieu est multipliée par le facteur de pondération affecté à ce critère. Les résultats sont ensuite additionnés pour obtenir un classement des variantes pour la somme de l'ensemble des critères retenus.

6.2.7 Analyse de sensibilité

Une fois cette démarche terminée, il est essentiel d'effectuer une analyse de sensibilité systématique car le résultat du classement arithmétique considéré isolément peut être trompeur. Pour cela, il convient :

- De s'assurer qu'aucune des variantes ne présente de caractéristique inacceptable (par exemple, d'impact négatif majeur et non atténuable sur un élément du milieu qui est fortement valorisé). En effet, si tel est le cas, il faut renoncer à la variante correspondante, même si elle se classe première globalement en raison de ses bonnes performances en regard d'autres critères.
- D'examiner la sensibilité du classement global aux modifications possibles du classement des variantes en regard des critères qui présentent une part de subjectivité. Par exemple, si des points de vue divergents sont exprimés en ce qui concerne la meilleure variante d'emplacement en regard de l'impact sur la faune, le classement global est effectué pour les deux points de vue. S'il s'avère que la variante préférentielle change selon l'hypothèse faite, cela indique qu'il est nécessaire d'approfondir les analyses concernant ce critère.
- D'examiner la sensibilité du classement global aux modifications possibles à la pondération des divers critères ou groupes de critères. En effet, il est rare que les divers spécialistes et les divers groupes d'intérêt soient d'accord sur l'importance respective des divers critères d'évaluation retenus. Il en résulte que même au terme d'un processus visant à établir un consensus sur le poids à leur attribuer, il peut subsister des divergences. Il faut donc examiner dans quelle mesure celles-ci ont une influence sur le classement global, en reprenant l'exercice après avoir modifié les poids des éléments faisant l'objet de discussions ou des catégories de critères. S'il s'avère que de légères modifications influencent le classement global, le système ne s'avère pas suffisamment robuste pour prendre une décision. Il faut alors approfondir les analyses avant de prendre une décision finale.

6.2.8 Choix de la variante retenue

La dernière étape consiste à retenir la variante optimale pour le projet à la lumière des résultats obtenus.

6.3 RESULTATS DES SIMULATIONS POUR LES QUATRE VARIANTES

Les résultats des calculs des simulations de productible sont présentés aux tableaux qui suivent. On se rappellera que ces résultats sont basés sur les hypothèses présentées précédemment dont 40 mois de déficit et 8 années où l'hydrogramme de décrue n'est pas maintenu.

Le Tableau 6-1 présente le productible attendu de l'aménagement de Gourbassi (gain direct du projet).

Tableau 6-1 Productible annuel moyen de Gourbassi

Débit d'équipement (m ³ /s)		CG _{Max} (m s.m.)			
		91	94	97	100
50	Productible annuel moyen (GWh/an)	32	46	57	63
60		34	49	63	71
70		36	51	66	77
80		38	53	68	81
90		40	55	70	84
100		42	57	72	85
Demande à Bakel (m³/s)		140	148	156	157

Le Tableau 6-1 permet d'apprécier l'augmentation de l'énergie annuelle moyenne produite à Gourbassi en fonction du débit d'équipement. Pour une cote de retenue normale de 97 m s.m., l'énergie produite varie entre 57 GWh/an et 72 GWh/an soit un écart de 26%. D'autre part, en augmentant le niveau du réservoir, l'énergie produite augmente de façon beaucoup plus importante (soit par exemple un écart de 113% pour un débit d'équipement de 80 m³/s entre l'énergie produite d'un réservoir à la cote de retenue normale de 91 m s.m. et un autre à la cote 100 m s.m.). Cela indique que le choix du niveau du réservoir est un élément critique d'optimisation.

Le Tableau 6-2 présente le gain total d'énergie moyenne annuelle qui serait produit à Gourbassi et à Manantali du fait de la gestion combinée des deux aménagements (gain direct et indirect).

Tableau 6-2 Gain total d'énergie avec Gourbassi (gestion combinée de Manantali et Gourbassi)

Débit d'équipement (m ³ /s)		CG _{Max} (m s.m.)			
		91	94	97	100
50	Productible annuel moyen (GWh/an)	97	115	120	117
60		99	117	126	125
70		101	120	129	131
80		103	122	131	135
90		105	124	133	138
100		107	125	135	139
Demande à Bakel (m³/s)		140	148	156	157

Le Tableau 6-2 permet d'observer les mêmes tendances en fonction du débit d'équipement et du niveau maximal. En gérant les deux aménagements de façon combinée, le productible moyen annuel de Manantali peut augmenter d'approximativement 65 GWh/an.

Le Tableau 6-3 présente les résultats détaillés des simulations de production d'énergie, y compris l'énergie garantie.

Tableau 6-3 Récapitulatif des résultats de production d'énergie des quatre variantes de dimensionnement du réservoir pour un débit d'équipement de la centrale de Gourbassi fixé à 80 m³/s

		CG _{Max} (m s.m.)				Manantali seul
		91	94	97	100	
Demande satisfaite à Bakel (m³/s)		140	148	156	157	73
Production des deux réservoirs Gourbassi+Manantali	Productible annuel moyen total (GWh/an)	724	743	752	756	621
	Énergie garantie totale (GWh/an)	475	496	490	486	339
Effet de Gourbassi	Productible annuel moyen de Gourbassi (GWh/an)	38	53	68	81	s/o
	Gain de productible annuel moyen – Gourbassi+Manantali en gestion combinée (GWh/an)	103	122	131	135	s/o
	Gain d'énergie garantie – Gourbassi+Manantali en gestion combinée (GWh/an)	136	157	151	147	s/o
	Puissance maximale fournie par la centrale de Gourbassi (MW)	12,7	14,8	17,0	19,1	s/o

s/o : sans objet

Il est aussi important de rappeler qu'avec l'augmentation du niveau maximal d'exploitation du réservoir, la demande assurée à Bakel est augmentée. Effectivement, tel que démontré au Tableau 6-3, la demande qui est satisfaite à Bakel augmente significativement d'une variante de niveau à l'autre. De plus, il peut être constaté que l'ajout de Gourbassi a un effet bénéfique sur le productible de Manantali en augmentant l'énergie garantie du système.

Les tendances constatées sur l'augmentation de l'énergie garantie ne sont pas directement appréciables. Une analyse des résultats (moyennes à long terme) permet d'apprécier ces tendances.

Le Tableau 6-4 est un récapitulatif des moyennes à long terme des résultats principaux des simulations pour un débit d'équipement de 80 m³/s alors que le Tableau 6-5 présente le productible annuel moyen et l'énergie garantie correspondants.

Tableau 6-4 Récapitulatif des moyennes des résultats sur la période de simulation (1961-2009)

	CG _{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100
Niveau moyen – Gourbassi (m s.m.)	89,1	91,2	92,9	94,5
Marnage moyen – Gourbassi (m)	1,9	2,8	4,1	5,5
Niveau moyen – Manantali (m s.m.)	200,5	200,9	201,0	201,2
Débit turbiné – Manantali (m ³ /s)	195,8	195,1	192,9	189,8
Débit turbiné – Gourbassi (m ³ /s)	33,3	40,3	47,0	51,2
Débit évacué – Manantali (m ³ /s) ³²	54,8	55,3	57,5	60,5
Débit évacué – Gourbassi (m ³ /s)	52,5	43,9	35,7	29,9
Pertes par évaporation – Manantali (m ³ /s)	13,4	13,5	13,5	13,5
Pertes par évaporation – Gourbassi (m ³ /s)	6,1	7,7	9,3	10,9

Tableau 6-5 Récapitulatif des moyennes d'énergie totale et garantie

	CG _{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100
Productible annuel moyen – Gourbassi (GWh/an)	38	53	68	81
Productible annuel moyen – Manantali (GWh/an)	686	690	684	675
Productible annuel moyen – Gourbassi+Manantali (GWh/an)	724	743	752	756
Énergie Garantie – Gourbassi (GWh/an)	30	38	36	37
Énergie Garantie – Manantali (GWh/an)	437	463	456	452
Énergie Garantie – Gourbassi+Manantali (GWh/an)	475	496	490	486

Le Tableau 6-4 et le Tableau 6-5 permettent de faire l'analyse des tendances du productible total et de l'énergie garantie. Lorsque le niveau maximal d'exploitation (CG_{Max}) du réservoir de Gourbassi augmente, le productible total augmente ainsi que le débit turbiné. Toutefois, la différence entre le niveau maximal et le niveau moyen du réservoir augmente aussi pour les niveaux les plus élevés. Cette différence atteint 5,5 m pour la variante à 100 m s.m. ce qui implique que l'augmentation de la chute nette à Gourbassi n'est pas directement proportionnelle à la valeur de CG_{Max}.

Étant donné que la réserve utile du réservoir ainsi que la demande satisfaite à Bakel sont plus importantes pour les niveaux de réservoir supérieurs (Tableau 6-3) cela se traduit par une augmentation du marnage du réservoir. Le débit de Gourbassi est turbiné sous une chute absolue plus forte pour les variantes de niveau supérieur mais sous une chute relative plus faible (par rapport à la variante de niveau inférieure). C'est ce qui explique que l'énergie totale augmente de plus en plus faiblement suite à l'augmentation de la cote d'exploitation.

³² Au réservoir de Manantali, dans le mode de gestion retenu pour les simulations, le débit évacué correspond à des déversements nécessaires lorsque le réservoir atteint la cote CG_{Max} pour respecter l'hydrogramme de crue à Bakel. Il est toutefois reconnu que dans la gestion actuelle de Manantali les évacuations ne sont pas réalisées (données d'observation) et que l'hydrogramme de crue n'est pas systématiquement respecté, au profit d'une maximisation de la production d'énergie.

De façon similaire, l'augmentation du marnage pour les variantes de niveau plus élevé conduit à une diminution de l'énergie garantie (atteinte d'un plateau pour Gourbassi et légère diminution pour Manantali). Un autre facteur qui vient renforcer cette tendance est l'augmentation des pertes par évaporation observée à Gourbassi qui passent de 6,1 m³/s en moyenne à 10,9 m³/s lorsque la cote CG_{Max} passe de 91 m s.m. à 100 m s.m., ce qui réduit les volumes disponibles pour la production d'énergie.

6.4 COÛTS ESTIMATIFS DES QUATRE VARIANTES DE NIVEAU

6.4.1 Base de calculs

Les prix unitaires pour l'analyse de comparaison des variantes proviennent d'une étude de prix développée récemment par SLII pour un projet d'aménagement hydroélectrique en Guinée (2011). Ces prix ont été ajustés pour refléter les conditions particulières du projet Gourbassi.

Les coûts estimatifs des quatre variantes ont été établis dans un but comparatif sur la base de quantités extraites d'un modèle tridimensionnel des ouvrages en considérant la variante d'aménagement retenue de barrage en enrochement avec bloc évacuateur-prise-centrale situé à droite de l'île (en regardant vers l'aval).

6.4.2 Comparaison des coûts des quatre variantes

Le Tableau 6-6 ci-après présente le sommaire estimatif des coûts de génie civil pour les quatre variantes de niveau considérées représentés graphiquement à la Figure 6-2. Les coûts des équipements mécaniques et électriques et des lignes de transport n'ont pas été inclus dans l'analyse car ils ne sont pas discriminants pour l'exercice de comparaison.

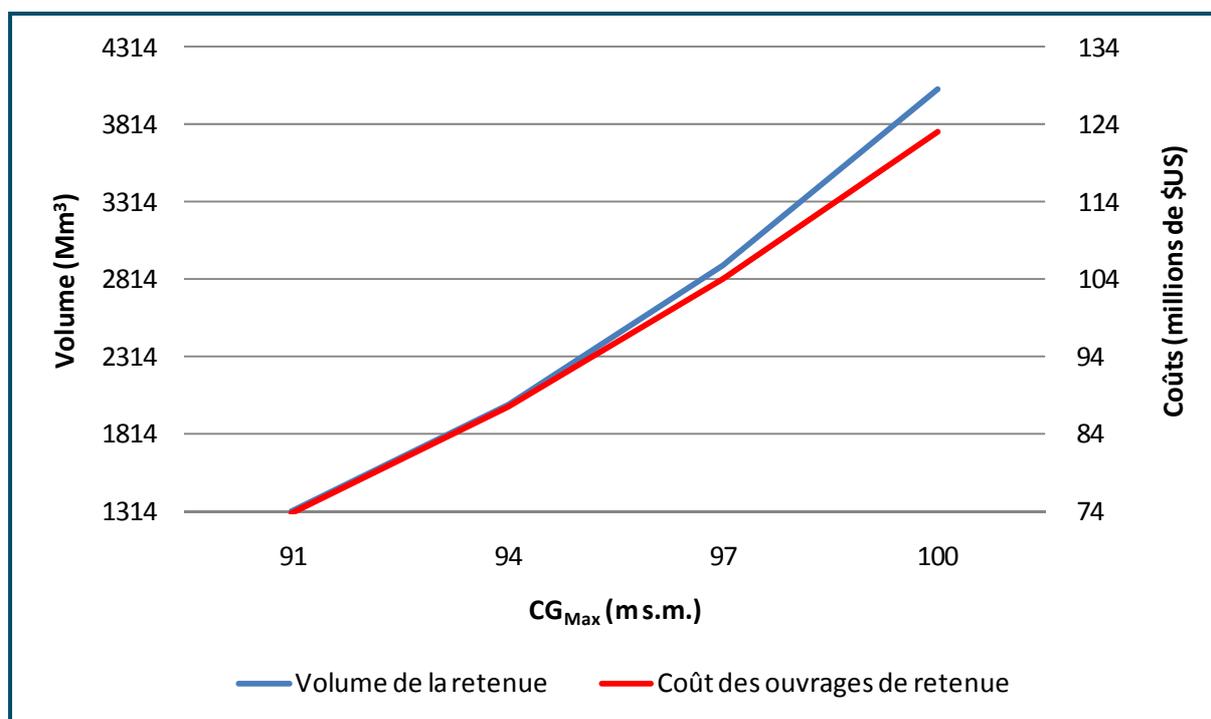


Figure 6-2 Évolution des coûts et du volume en fonction du niveau maximal d'exploitation

Tableau 6-6 Comparaison des coûts estimatifs des variantes de niveau (pour un barrage en enrochement zoné – coûts indiqués en dollars US)

	Variante 1		Variante 2		Variante 3		Variante 4	
	CG _{Max} = 91 m s.m		CG _{Max} = 94 m s.m		CG _{Max} = 97 m s.m		CG _{Max} = 100 m s.m	
	m ³	\$ US	m ³	\$ US	m ³	\$ US	m ³	\$ US
Barrage en enrochement 1,75H:1V								
Excavation de mort-terrain	538 762	\$4 040 715	615 637	\$4 617 278	770 426	\$5 778 195	879 037	\$6 592 778
Préparation de fondation (en m ²)	17 337	\$866 850	17 337	\$866 850	17 337	\$866 850	17 337	\$866 850
Rideau d'injection (en m de forage)	5 760	\$864 000	5 760	\$864 000	5 760	\$864 000	5 760	\$864 000
Remblai								
Zone 1 (Sélectionné, compacté)	268 409	\$4 026 135	324 101	\$4 861 515	390 030	\$5 850 450	469 888	\$7 048 320
Zone 3A (Concassé, compacté)	195 938	\$5 878 140	253 813	\$7 614 390	321 078	\$9 632 340	401 728	\$12 051 840
Zone 3B (Concassé, compacté - 0-600mm)	259 547	\$6 488 675	310 583	\$7 764 575	370 699	\$9 267 475	440 726	\$11 018 150
Zone 3C (Sélectionné, compacté)	389 960	\$7 799 200	586 522	\$11 730 440	835 492	\$16 709 840	1 141 460	\$22 829 200
Zone 4 (Sélectionné, placé)	24 855	\$994 200	33 341	\$1 333 640	43 321	\$1 732 840	54 552	\$2 182 080
Zone 4A (Sélectionné, placé)	13 208	\$297 180	17 262	\$388 395	22 235	\$500 288	27 865	\$626 963
Zone 5 (Concassé, compacté - 0 - 20mm)	2 505	\$87 675	2 741	\$95 935	3 405	\$119 175	3 467	\$121 345
Total m³ de remblai	1 154 422		1 528 363		1 986 260		2 539 686	
Sommation : Barrage		\$31 342 770		\$40 137 018		\$51 321 453		\$64 201 525
Ouvrages bétonnés								
Mur bajoyer - rive droite - Barrage 1,75H:1V								
Excavation roc	0	\$0	0	\$0	0	\$0	0	\$0
Béton	1809	\$904 500	2763	\$1 381 500	3993	\$1 996 500	5555	\$2 777 500
Prise d'eau & Centrale								
Excavation roc	27737	\$554 740	27737	\$554 740	27737	\$554 740	27737	\$554 740
Béton	27465	\$13 732 500	28277	\$14 138 500	29088	\$14 544 000	29900	\$14 950 000
Pertuis de fond								
Excavation roc	15344	\$306 880	15452	\$309 040	15552	\$311 040	15632	\$312 640
Béton	4086	\$2 043 000	4803	\$2 401 500	5588	\$2 794 000	6440	\$3 220 000
Évacuateur de crues								
Excavation roc	83008	\$1 660 160	83008	\$1 660 160	83008	\$1 660 160	83008	\$1 660 160
Béton	42605	\$21 302 500	48857	\$24 428 500	54818	\$27 409 000	61745	\$30 872 500
Mur bajoyer - rive gauche - Barrage 1,75H:1V								
Excavation roc	0	\$0		\$0	0	\$0	0	\$0
Béton	3502	\$1 751 000	4930	\$2 465 000	6720	\$3 360 000	8961	\$4 480 500
Sommation : Ouvrages bétonnés		\$42 255 280		\$47 338 940		\$52 629 440		\$58 828 040
Montant Total		\$73 598 050		\$87 475 958		\$103 950 893		\$123 029 565

6.5 ANALYSE ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE DES QUATRE VARIANTES DE NIVEAU

La Figure 6-3 présente les variantes de niveau de réservoir envisagées ainsi que les villages à déplacer pour chacune de ces variantes.

La présence du réservoir et la superficie inondée représentent la principale source d'impact négatif du projet sur le milieu biophysique et socioéconomique tandis que la production d'énergie (GWh/an) représente le principal impact positif du projet. Le niveau du réservoir a une incidence directe sur la production d'énergie et la superficie ennoyée.

En plus de produire de l'énergie hydroélectrique, le projet vise à satisfaire la demande en eau pour les divers besoins ciblés (irrigation à l'aval du réservoir, soutien à l'étiage et débit garanti à Bakel, maintien de la navigation, consommation domestique, consommation des industries, etc.). Tandis que la quantité d'énergie produite varie sensiblement d'une alternative à l'autre, les besoins en eau sont rencontrés à 100% pour la majeure partie du temps et ce peu importe la variante considérée.

Le Tableau 6-7 résume les critères comparatifs retenus pour l'analyse environnementale et sociale ainsi que les objectifs visés par ces critères. Les critères ont été sélectionnés en prenant en considération l'importance des enjeux environnementaux et sociaux, les coûts environnementaux et sociaux et la disponibilité et la fiabilité des données à comparer. Les critères ne permettant pas de discriminer les variantes entre elles n'ont pas été retenus.

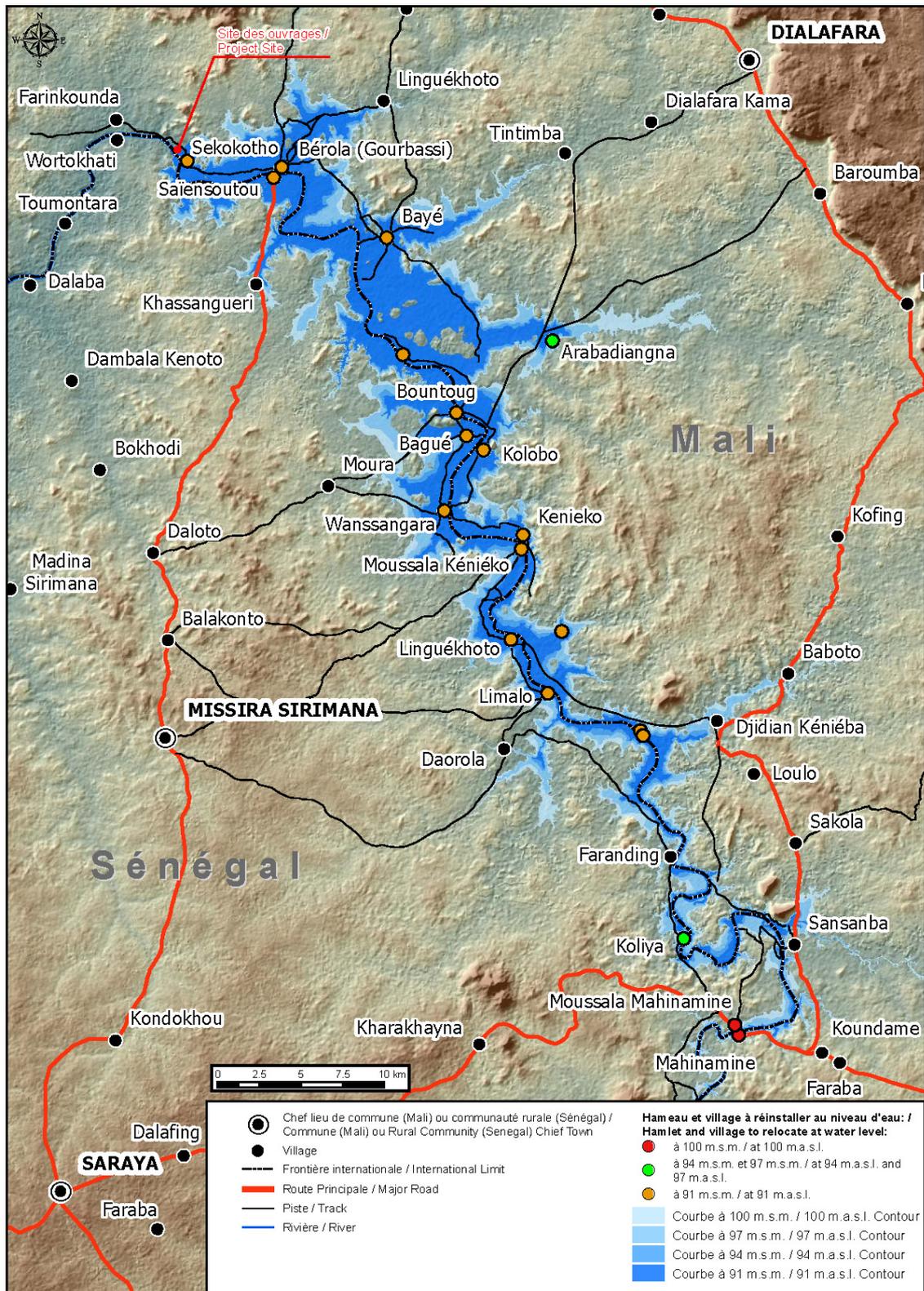


Figure 6-3 Variantes de niveau de réservoir et villages à réinstaller

Tableau 6-7 Critères comparatifs considérés pour l'analyse des variantes

Critère	Objectifs
Puissance maximale disponible au poste de couplage de Gourbassi pour un débit turbiné de 80 m ³ /s (MW)	Maximiser le potentiel de production d'énergie hydroélectrique.
Durée de vie utile du projet	Donnée de référence à titre indicatif.
Superficies inondées en amont du barrage (km ²)	Minimiser la superficie inondée. Plus la surface inondée est vaste plus il y a de perte de ressources naturelles, terres agricoles, terrain à potentiel agricole, sites d'orpillage, terrain à potentiel minier, habitats fauniques, etc.
Production d'énergie hydroélectrique – Gourbassi seulement (GWh/an)	Maximiser la production d'énergie hydroélectrique.
Production d'énergie hydroélectrique – Gourbassi et Manantali combinés (GWh/an)	Maximiser la production d'énergie hydroélectrique.
Nombre d'abonnés potentiellement desservis en énergie hydroélectrique	Maximiser la production d'énergie. À titre indicatif et pour fin de comparaison. Hypothèse : consommation moyenne annuelle de 3 500 kWh par abonné.
Nombre de villages à déplacer	Minimiser le nombre de villages à déplacer. Plus le nombre de village à déplacer est important plus la logistique et la mise en œuvre du plan de réinstallation s'avère complexe.
Population à déplacer (Mali)	Donnée de référence à titre indicatif.
Population à déplacer (Sénégal)	Donnée de référence à titre indicatif.
Population à déplacer (total)	Minimiser le nombre de personnes à déplacer.
Superficie inondée (ha) / MW	Minimiser la superficie inondée par MW.
Nombre de personnes à déplacer / MW	Minimiser le nombre de personnes déplacées par MW.
Nombre de personnes affectées	Minimiser le nombre de personnes affectées.
Satisfaction de la demande en eau à Bakel (débit m ³ /s)	Atteindre au minimum l'objectif d'un débit réservé de 140 m ³ /s à Bakel.
Impact sur les infrastructures (mine en exploitation (Loulo) et pont de Moussala)	Minimiser l'impact sur les infrastructures existantes.
Perte de terres agricoles	Minimiser la perte de terres agricoles. Donnée quantitative non disponible. Évaluation qualitative fonction de la superficie totale inondée.
Potentiel pour la culture de décrue sur le pourtour du réservoir	Maximiser le potentiel pour la culture de décrue. Faute de données topographiques précises qui permettraient d'évaluer le potentiel de culture de décrue, une appréciation qualitative a été donnée en considérant le marnage et la superficie ennoyée à chaque année.
Potentiel pour les pêches en kg de poissons (potentiel de prise de 2700 kg poisson/km ² /an)	Maximiser les retombées de pêche. Plus la surface/volume d'eau disponible est élevé plus le potentiel halieutique est estimé important.
Prolifération des insectes piqueurs	Minimiser la prolifération des insectes piqueurs. Plus le marnage du réservoir et la superficie ennoyée chaque année

Critère	Objectifs
	est important, plus la superficie ennoyée annuellement est importante et plus le potentiel de développement des insectes piqueurs est élevé.
Obstacle au déplacement	Minimiser les impacts négatifs sur le déplacement. Plus le réservoir est vaste, plus il s'étend dans les divers affluents et compromet le déplacement de la population, des biens et de la faune terrestre (effet d'enclavement plus prononcé).
Perte de végétation terrestre dense	Minimiser la perte de végétation terrestre dense. Donnée quantitative non disponible. Évaluation qualitative fonction de la superficie totale inondée.
Perte d'habitats fauniques	Minimiser la perte d'habitats fauniques. Donnée quantitative non disponible. Évaluation qualitative fonction de la superficie totale inondée.
Érosion des sols/berges associée au marnage	Minimiser l'érosion des sols et des berges. Fonction du marnage. Plus le marnage du réservoir est important plus les risques d'érosion des sols sont élevés.

Le Tableau 6-8 présente les résultats des critères comparatifs retenus. La plupart des critères considérés sont fonction de la superficie inondée et du potentiel de production d'énergie. De manière générale moins le niveau normal de retenu est élevé moins sévères seront les impacts environnementaux et sociaux et plus la cote de gestion maximale est élevée plus la production d'énergie est élevée.

Tableau 6-8 Grille comparative environnementale et sociale des variantes envisagées

Critère comparatif	Variante			
	1	2	3	4
	Cote CG_{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100
Données techniques de référence				
Puissance maximale disponible au poste de couplage de Gourbassi pour un débit turbiné de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ (MW)	12,7	14,8	17,0	19,1
Durée de vie utile du projet	50 ans	50 ans	50 ans	50 ans
Superficie inondée à $CG_{min} = 85 \text{ m s.m.}$ (km^2)	95	95	95	95
Superficie inondée à CG_{Max} (km^2)	202	257	342	432
Écart en superficie inondée avec la plus faible superficie inondée - km^2 (%)	0 (0%)	+ 33,6 (+17,6%)	+ 121,8 (+63,7%)	+ 209,9 (+109,8%)
Critères socioéconomique et biophysiques				
Production d'énergie hydroélectrique – Gourbassi seulement (GWh/an)	38	53	68	81
Production d'énergie hydroélectrique – Gourbassi et Manantali combinés (GWh/an) ³³	103	122	131	135

³³ Le projet Gourbassi permettra d'optimiser la production d'énergie hydroélectrique à Manantali. La gestion combinée des deux centrales permettra une augmentation de production d'énergie de 103 à

Critère comparatif	Variante			
	1	2	3	4
	Cote CG _{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100
Écart en augmentation de production d'énergie hydroélectrique (Gourbassi et Manantali combinés) par rapport à la variante la moins performante no.1 - GWh/an (%)	0 (+ 0,0%)	19 (+18,5%)	28 (+27,2%)	32 (+ 31,1%)
Nombre d'abonnés potentiellement desservi en énergie hydroélectrique (hypothèse : consommation moyenne annuelle de 3 500 kWh /abonné)	29 429	34 857	37 429	38 571
Écart en nombre d'abonnés potentiellement desservi par rapport à la variante la moins performante no.1 (nombre d'abonnés)	0	5 428	8 000	9 142
Nombre de villages à déplacer	16	18	18	20
Population à déplacer (Mali)	1 573	2 056	2 056	2 585
Population à déplacer (Sénégal)	2 597	2 877	2 877	3 160
Population à déplacer (total)	4 170	4 933	4 933	5 745
Superficie inondée (ha) / MW	15 054	15 189	18 409	20 999
Nombre de personnes à déplacer / MW	328	333	290	301
Nombre de personnes affectées (estimation) ³⁴	5 789	12 578	16 545	16 545
Satisfaction de la demande en eau à Bakel (m ³ /s) (objectif cible = 140 m ³ /s)	140	148	156	157
Débit additionnel disponible à Bakel une fois l'objectif de 140 m ³ /s atteint (m ³ /s)	0	+ 8	+ 16	+ 17
Impact sur les infrastructures (mine en exploitation (Loulo) et pont de Moussala)	Pas d'impact	Pas d'impact	Moyen (mine de Loulo)	Élevé (mine de Loulo et pont de Moussala)
Perte de terres agricoles	Le plus faible	Moyen	Moyen à élevé	Élevé
Potentiel pour l'agriculture de décrue sur le pourtour du réservoir	Le plus faible	Moyen	Moyen à élevé	Élevé
Potentiel pour les pêches en kg de poissons (potentiel de prise de 2700 kg poisson/km ² /an)	516 212	606 945	844 984	1 082 908
Prolifération des insectes piqueurs	Le plus faible	Moyen	Moyen à élevé	Élevé

135 GWh/an selon l'alternative retenue tandis que la gestion seule de Gourbassi permettra une augmentation de production d'énergie de 38 à 81 GWh/an. La gestion combinée Gourbassi/Manantali est donc avantageuse et c'est cette donnée de base de production d'énergie qui a été utilisée pour la présente analyse comparative.

³⁴ Nombre de personne affectées directement (déplacement) ou partiellement (perte de terres, perte d'accès, nuisances, etc.). Seulement 40% de la population du village de Djidian Kéniéba a été retenu (soit 6 200 habitants des 15 500 habitants estimés pour ce village).

Critère comparatif	Variante			
	1	2	3	4
	Cote CG _{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100
Obstacle au déplacement	Le plus faible	Moyen	Moyen à élevé	Élevé
Perte de végétation terrestre dense	Le plus faible	Moyen	Moyen à élevé	Élevé
Perte d'habitats fauniques	Le plus faible	Moyen	Moyen à élevé	Élevé
Érosion des sols/berges associée au marnage (marnage en mètres)	6 m	9 m	12 m	15 m

Les principaux critères socioéconomiques qui influencent l'analyse comparative des variantes de réservoir sont la **production d'énergie hydroélectrique** et la **réinstallation involontaire de population**. La réinstallation de la population, y compris la mise en œuvre du plan de développement local, représente d'ailleurs à elle seule plus de 80% des coûts environnementaux et sociaux du projet (voir plus bas) et constitue un critère comparatif déterminant dans le choix de la variante à sélectionner.

En premier lieu il importe de mentionner que la **superficie inondée** augmente considérablement d'une variante à l'autre et ce malgré une augmentation relativement faible de la production d'énergie. Ainsi, le fait de faire passer la cote de retenue normale de 91 m s.m. à 100 m s.m. fait doubler la superficie inondée (soit 191,2 km² pour la variante 1 et 401,1 km² pour la variante 4). Ceci s'explique par le fait que la topographie de la zone d'étude est plane et que chaque augmentation de la cote de gestion se traduit par l'inondation d'un plus vaste territoire. À noter d'emblée que la production d'énergie n'augmente pas au même rythme que la superficie inondée. Par exemple, la production d'énergie (Gourbassi et Manantali combinés) n'augmentera que de 31% entre les variantes 1 et 4 alors que la superficie inondée elle doublera.

En termes de **productible** (Gourbassi et Manantali combinés) les variantes proposées présentent des résultats situés dans un même ordre de grandeur pour les variantes 2, 3 et 4 (variation de 122 à 135 GWh/an pour les quatre variantes). La variante 4 offre le meilleur potentiel avec une production de 135 GWh/an contre 103 GWh/an pour la variante 1 qui présente le productible le plus faible. Les variantes 3 et 4 sont plus avantageuses et permettent une augmentation respective de productible de 27,2% et 31.1% GWh/an par rapport à la variante la moins performante (variante 1).

Si l'on compare ces résultats sous l'angle de la population résidente potentiellement desservie (en nombre d'abonnés) l'on observe les mêmes tendances. En considérant comme hypothèse une consommation moyenne annuelle d'énergie électrique par abonné de 3 500 kWh, le projet permettrait, selon l'alternative retenue, de desservir de 29 429 à 38 571 abonnés.

Le Tableau 6-8 et la Figure 6-3 présentent les données sur la **réinstallation involontaire de population** selon les diverses variantes étudiées. La Figure 6-3 présente le nombre de personnes à déplacer par variante tandis que la Figure 6-4 présente une estimation du nombre de personnes potentiellement affectées par le projet selon la variante

considérée. La population affectée par le projet est celle qui subira des impacts directs tel que le déplacement du village, la perte de terres, la perte de terres de culture, la perte de pâturage, la perte de ressources ou d'accès à des ressources naturelles, la perte de revenus et la perte de sites d'orpaillage. Elle ne considère cependant pas les personnes affectées dans les villages hôtes qui recevront les personnes déplacées.

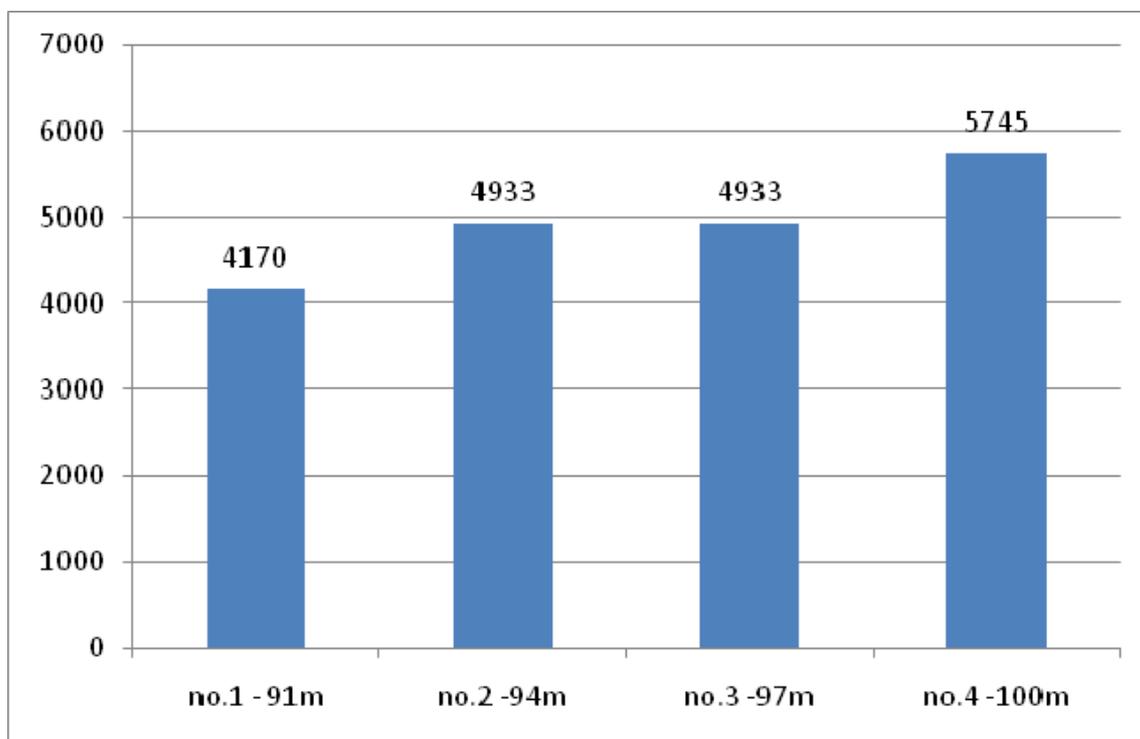


Figure 6-4 Population totale à déplacer par variante étudiée

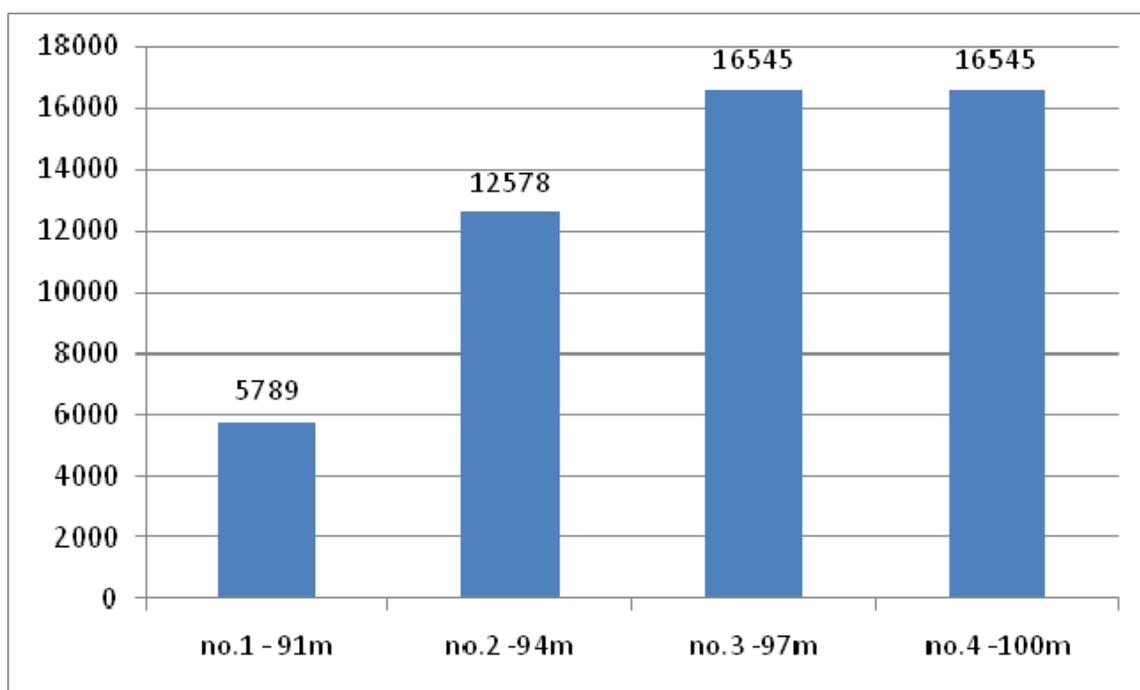


Figure 6-5 Population affectée par le projet (estimation, incluant la population déplacée)

La variante 1 est privilégiée puisqu'elle implique le moins de déplacement de population (4 170 personnes réparties dans 16 villages).

Les variantes 2 et 3 sont équivalentes en termes de déplacement de population (les mêmes villages seront déplacés pour les variantes 2 et 3). Toutefois, la variante 3 affectera une superficie plus importante de terres (en culture ou non) et le nombre de personnes affectées est ainsi plus élevé que pour la variante 2 (16 545 personnes contre 12 578 personnes pour la variante 2).

La variante 4 implique le déplacement de 20 villages et 5 745 personnes et représente ainsi le scénario le moins performant du point de vue de la réinstallation involontaire de population.

La production d'énergie, la réinstallation involontaire de population et la superficie inondée étant des critères déterminants dans la sélection de la variante, les données sur le nombre de personnes déplacées par MW et sur le nombre d'hectares inondés par MW ont été calculées. Les résultats sont présentés au Tableau 6-8 et à la Figure 6-5 pour le nombre de personne à déplacer par MW produit. La variante 3 présente le meilleur ratio en termes de déplacement de population par rapport à la production d'énergie avec 290 personnes déplacées par MW produit tandis que les variantes 1 et 2 présentent les meilleurs ratio superficie inondée par MW avec respectivement 15 054 ha et 15 189 ha inondé par MW produit. Ces résultats découlent encore une fois de la topographie du site qui implique une extension importante du réservoir en fonction de la cote de retenue.

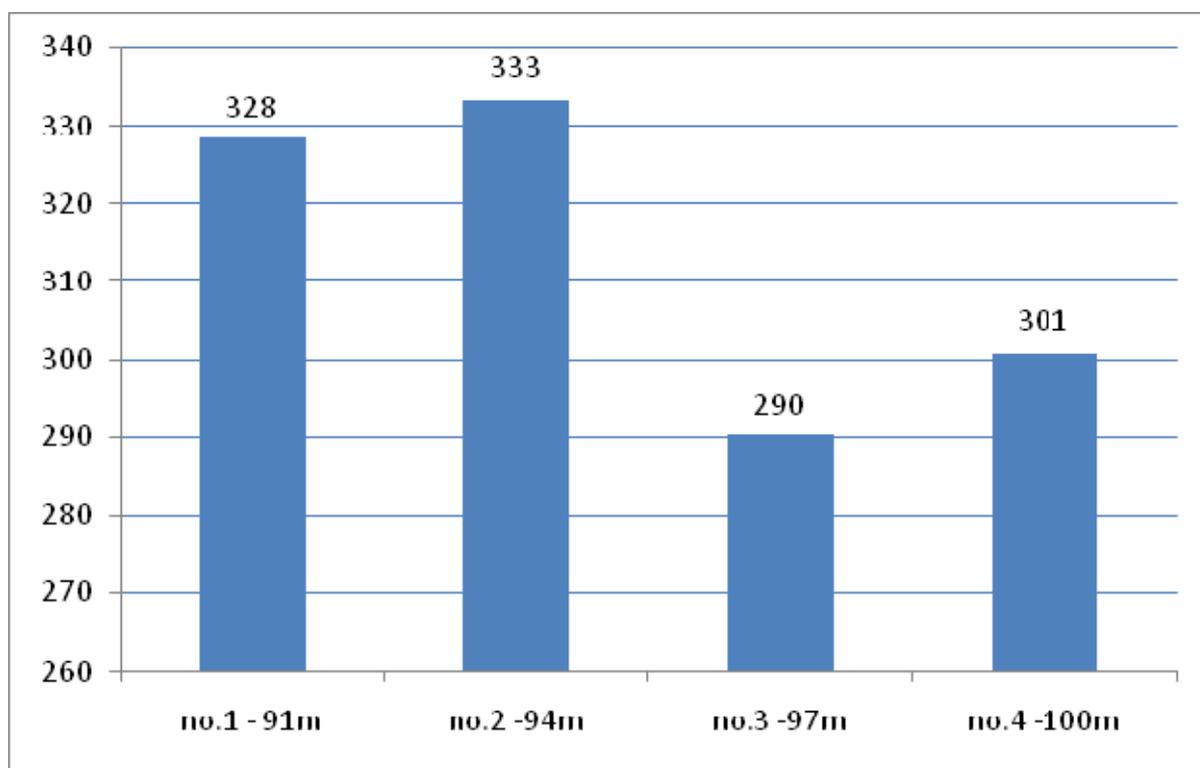


Figure 6-6 Nombre de personnes à déplacer par MW

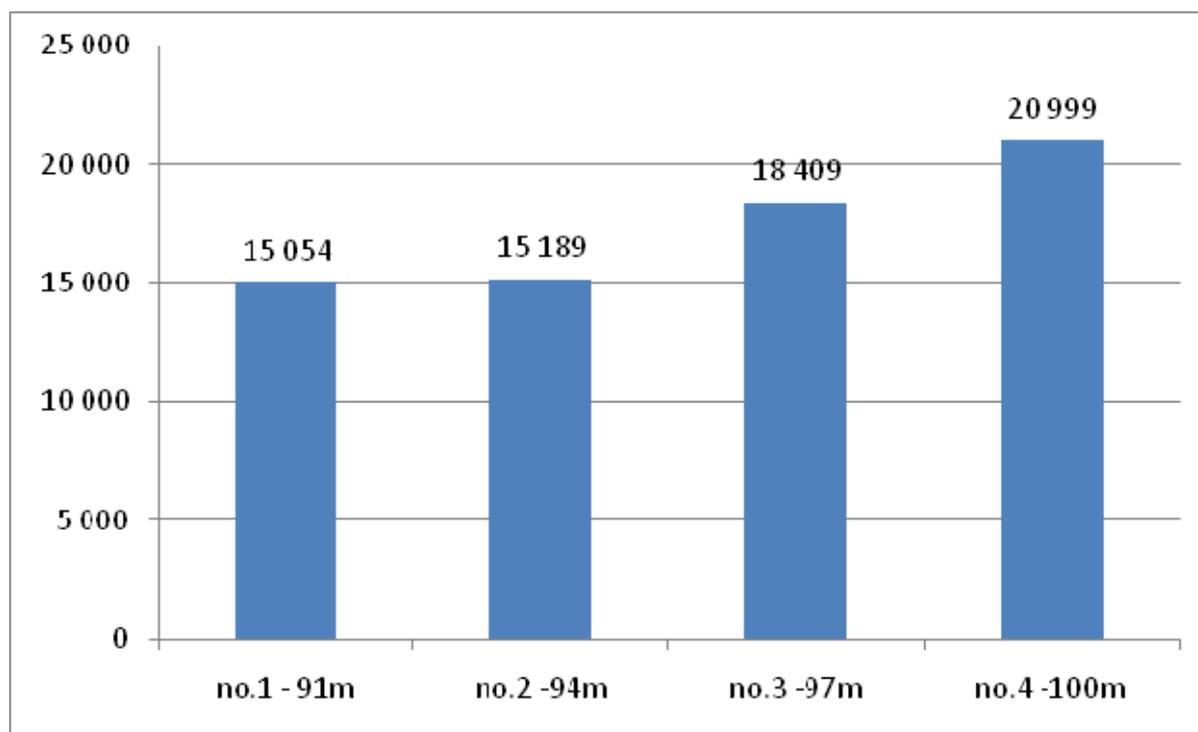


Figure 6-7 Superficie inondée (ha) par MW

Le **taux de satisfaction de la demande en eau à Bakel** pour la durée de vie du projet est comparable pour les quatre variantes étudiées puisque la demande en eau (objectif de 140 m³/s à Bakel) sera satisfaite à 100% la grande majorité du temps. Tandis que la variante 1 répondra à l'objectif cible de 140 m³/s, les trois autres variantes permettront, dans les mêmes conditions d'exploitation, de libérer un débit additionnel en aval qui pourra éventuellement être valorisé autrement. Les variantes 3 et 4 avec un débit additionnel disponible de 16 m³/s et 17 m³/s sont donc avantagées.

La **perte de terres agricoles** et le **potentiel pour la culture de décrue sur le pourtour du réservoir** ont aussi été évalués de façon qualitative. La variante 4 (CGMax = 100 m.s.) présente à priori le meilleur potentiel en culture de décrue si l'on considère qu'une superficie de 316 km² serait inondée chaque année et qu'une partie des eaux du réservoir pourrait être utilisée pour la pratique de la culture de décrue. Cet effet positif est en contrepartie réduit par la **prolifération des insectes piqueurs**, vecteurs de maladie d'origine hydrique dont le paludisme, qui s'accroît en fonction de la superficie inondée et du temps de stagnation des eaux associé à la pratique de la culture de décrue.

La variante 4, de par son étendue, offre le meilleur **potentiel pour les pêches** avec un potentiel de prise de 1 083 214 kg de poissons par an mais représente un **obstacle important au déplacement** par rapport aux autres variantes en raison de la superficie inondée.

Aucune donnée détaillée sur le **couvert végétal** et les **habitats fauniques** n'étant disponible, il a été considéré comme hypothèse que les impacts sur le milieu biologique étaient fonction de la superficie ennoyée. Ainsi, les impacts potentiels sur le milieu biophysique sont jugés les plus faibles pour la variante 1 et les plus élevés pour la variante 4.

Le marnage du réservoir sera important pour ce type d'aménagement et ce peu importe l'option retenue (de 6 à 15 mètres). Le marnage pourra entraîner l'érosion des berges et plus il sera élevé plus le périmètre exposé sera grand et plus l'énergie mécanique des vagues sera importante.

6.5.1 Coûts environnementaux et sociaux

Le Tableau 6-9 présente les coûts environnementaux et sociaux comparatifs pour les variantes étudiées.

Tableau 6-9 Estimé des coûts environnementaux et sociaux du projet selon la variante étudiée (en dollars US)

	Variante			
	1	2	3	4
	Cote CG _{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100
Plan de gestion environnemental et social				
- Fonctionnement de l'UGES	\$1 388 000	\$1 641 967	\$1 641 967	\$1 912 245
- Plan de consultation et de diffusion de l'information	\$152 000	\$330 257	\$434 417	\$434 417
- Plan de gestion de la biodiversité, de la faune et de la flore	Ind.	Ind.	Ind.	Ind.
- Plan de gestion des nouveaux arrivants	\$59 000	\$59 000	\$59 000	\$59 000
- Plan de développement des pêches	\$79 000	\$79 000	\$79 000	\$79 000
- Mesures de lutte contre les plantes aquatiques	\$36 000	\$36 000	\$36 000	\$36 000
PAR - Réinstallation de la population (5500 USD/pers. déplacée)	\$22 935 000	\$27 131 500	\$27 131 500	\$31 597 500
PDL - Plan de développement local (500 USD par personne affectée) (excluant les personnes déplacées qui sont déjà comptabilisées dans le PAR)	\$809 500	\$3 822 500	\$5 806 000	\$5 400 000
<i>Sous total PAR + PDL</i>	<i>\$23 744 500</i>	<i>\$30 954 000</i>	<i>\$32 937 500</i>	<i>\$36 997 500</i>
Aléas et imprévus (15%)	\$3 818 775	\$4 965 034	\$5 278 183	\$5 927 724
GRAND TOTAL	\$29 277 275	\$38 065 258	\$40 466 067	\$45 445 886
Écart avec le scénario le moins coûteux	0	\$8 787 983	\$11 188 792	\$16 168 611
Rang global en fonction des coûts	1	3	3	4

Les coûts environnementaux sont jugés comparables pour plusieurs activités qui ne sont pas fonction de la superficie inondée et du nombre de personnes déplacées et/ou affectées. Ainsi, les coûts associés au plan de gestion de la biodiversité, de la faune et de la flore, au plan de gestion des nouveaux arrivants, au plan de développement des pêches et aux mesures de lutte contre les plantes aquatiques sont considérés équivalents.

Les coûts environnementaux et sociaux sont ainsi essentiellement influencés par les coûts associés au fonctionnement de l'UGES, au plan de consultation et de diffusion de

l'information, au plan de réinstallation de la population et au plan de développement local qui sont étroitement liés au nombre de personnes déplacées et affectées par le projet. Les coûts relatifs à la réinstallation involontaire et au plan de développement local représentent d'ailleurs à eux seuls plus de 80% des coûts environnementaux et sociaux du PGES.

Du point de vue des coûts environnementaux et sociaux, la variante 1 présente la meilleure alternative avec un coût total évalué à 29,3 millions USD. Elle se démarque significativement des autres variantes en termes de coûts environnementaux et sociaux avec un écart de 8,8 millions avec la variante 2, de 11,2 millions avec la variante 3 et de 16,2 millions avec la variante 4.

La variante 4 est l'option présentant les coûts environnementaux et sociaux les plus importants (soit 45,4 millions USD).

6.5.2 Conclusion

Les variantes de niveau comparées présentent des résultats qui s'opposent sur plusieurs critères. Généralement, plus le niveau de retenue est élevé plus le potentiel de production hydroélectrique est aussi élevé mais plus les impacts négatifs sur le milieu biophysique et socioéconomique sont importants ce qui a pour effet qu'aucune variante considérée ne se démarque positivement et fortement par rapport aux autres.

On observe, avec l'augmentation de la cote de gestion maximale, que la superficie inondée croît beaucoup plus rapidement que la production d'énergie (voir Figure 6-8). Ceci indique que les impacts environnementaux et sociaux sont susceptibles de croître plus rapidement que les bénéfices associés à l'augmentation de la production d'énergie.

La **variante 1** a comme avantage de présenter les impacts environnementaux et sociaux les moins importants tout en permettant de satisfaire la demande en eau à Bakel. Elle présente des coûts environnementaux et sociaux d'environ 30 millions USD soit 8 millions de moins que la seconde variante la moins chère. Elle offre par contre la production d'énergie hydroélectrique la plus faible. Cette variante 1 n'est jugée préférable que d'un point de vue environnemental et social.

Les **variantes 2 et 3** sont comparables sur plusieurs critères et notamment pour ce qui est des coûts environnementaux et sociaux et de la réinstallation de population. Ces variantes présentent des coûts environnementaux et sociaux pratiquement similaires estimés à respectivement 38,1 millions et 40,5 millions USD. Les deux variantes impliquent en fait le déplacement des mêmes villages et ce bien que la superficie inondée pour la variante 3 soit sensiblement plus importante (313 km² contre 224,8 km² pour la variante 2). La variante 3 présente de plus le meilleur ratio de nombre de personnes à déplacer par MW (soit 290 personnes déplacées par MW) ce qui l'avantage par rapport à la variante 2 qui présente le pire ratio (333 personnes déplacées par MW). Enfin, la variante 3 offre un bon potentiel pour l'agriculture de décrue et pour les pêches comparativement aux variantes 1 et 2. Sur la base de ces résultats, d'un point de vue environnemental et social, la variante 3 est donc jugée moins performante que la variante 1 mais légèrement préférable à la variante 2, uniquement dans la mesure où l'agriculture de décrue sur le pourtour du réservoir et les pêches puissent faire l'objet d'une mise en valeur.

La **variante 4** a des impacts négatifs importants en raison de l'importance de la superficie inondée (401,1 km²). La superficie inondée est d'ailleurs deux fois plus importante que pour la variante 1 alors que la production d'énergie n'augmente que de 31,1%. La variante 4 présente évidemment les coûts environnementaux et sociaux les plus importants avec 45,5 millions USD. La variante 4 est donc jugée la moins performante d'un point de vue environnemental et social.

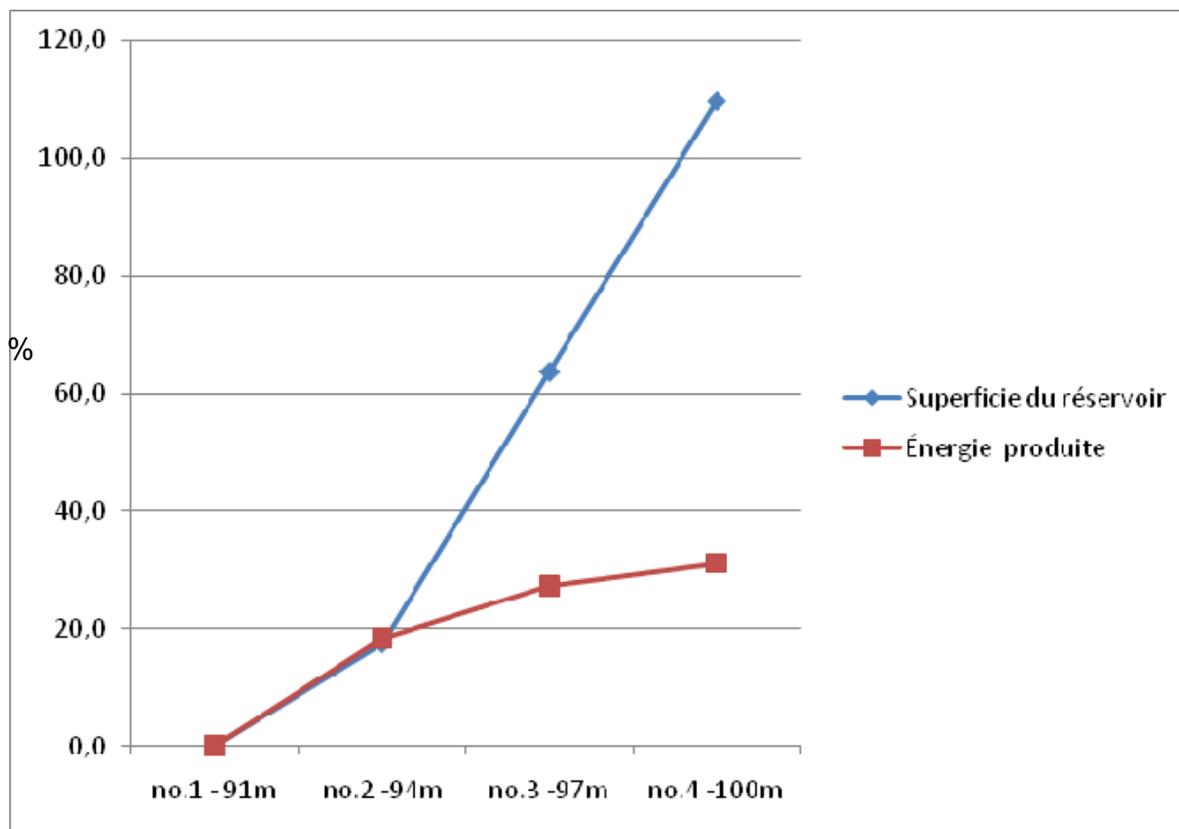


Figure 6-8 Augmentation en % de la superficie du réservoir et de la production d'énergie par variante

6.6 CLASSEMENT DES VARIANTES

Le Tableau 6-10 qui suit indique le classement qui a été établi pour les quatre variantes de niveau. Le classement obtenu, non pondéré à ce stade, montre que la variante de dimensionnement la plus petite (variante 1 $CG_{Max} = 91$ m s.m.) obtient la note 28 alors que la variante de dimensionnement la plus importante obtient la note 65. Sur cette base seule, la variante ayant le pointage le plus faible serait préférable.

Toutefois, une telle simplification revient à donner un poids identique à chacun des critères proposés, ce qui ne reflète pas la réalité. L'article qui suit propose plutôt une pondération plus représentative de l'importance relative de chacun des critères.

Tableau 6-10 Hiérarchisation des quatre variantes du projet

Critère	Variante				Explication du Classement
	1	2	3	4	
	Cote CG _{Max} (m s.m.)				
	91	94	97	100	
Objectifs et critères techno-économiques					
Satisfaction des besoins en eau à Bakel	5	3	1	1	Nombre de mois pour lesquels la demande n'est pas satisfaite à 100 % (sur la période de simulation (1961-2009) : - Variante 1 : 40 mois - 140 m ³ /s - Variante 2 : 40 mois - 148 m ³ /s - Variante 3 : 40 mois - 156 m ³ /s - Variante 4 : 40 mois - 157 m ³ /s
Production électrique	6	3	2	1	Productible annuel de Gourbassi: - Variante 1 : 38 GWh - Variante 2 : 53 GWh - Variante 3 : 68 GWh - Variante 4 : 81 GWh
Coût de construction du barrage et de la centrale	1	2	3	5	Les coûts préliminaires (barrage enrochement) s'établissent comme suit: - Variante 1 : 73,6 M\$ - Variante 2 : 87,5 M\$ - Variante 3 : 103,9 M\$ - Variante 4 : 123,0 M\$
Assurer l'hydrogramme de crue artificielle	1	1	1	1	Nombre d'années pour lesquelles l'hydrogramme de crue à Bakel n'est pas satisfait à 100 % (1961-2009) : - Variante 1 : 8 - Variante 2 : 8 - Variante 3 : 8 - Variante 4 : 8
Satisfaction des besoins en eau sur la Falémé	1	1	1	1	<i>Réponds aux besoins en eau le long de la Falémé ainsi qu'à Bakel (faibles besoins)</i>
Respect du débit maximal de crue de 4500 m ³ /s à Bakel	1	1	1	1	Respect du débit maximal d'évacuation des crues (2000 m ³ /s à Manantali et 1500 m ³ /s à Gourbassi en opération normale) afin de limiter le débit de crue à Bakel
Impacts socio-économiques					
Coûts de réinstallation de la population	1	3	3	5	Nombre de villages à déplacer : - Variante 1 : 16 - Variante 2 : 18 - Variante 3 : 18 - Variante 4 : 20 Nombre de personnes à déplacer : - Variante 1 : 4170 - Variante 2 : 4933 - Variante 3 : 4933 - Variante 4 : 5745 Coût de réinstallation des populations : - Variante 1 : 22,935 M\$ - Variante 2 : 27,131 M\$ - Variante 3 : 27,131 M\$ - Variante 4 : 31,597 M\$

Critère	Variante				Explication du Classement
	1	2	3	4	
	Cote CG _{Max} (m s.m.)				
	91	94	97	100	
Impact direct du réservoir (pertes de ressources naturelles, terres agricoles, sites d'orpaillage, terrain à potentiel minier, etc.)	1	3	5	7	Superficie inondée : - Variante 1 : 202 km ² - Variante 2 : 257 km ² - Variante 3 : 342 km ² - Variante 4 : 432 km ²
Impact sur les populations	1	4	6	6	Nombre de personnes affectées (estimation) : - Variante 1 : 5 789 - Variante 2 : 12 578 - Variante 3 : 16 545 - Variante 4 : 16 545
Impact sur la mine de Loulo et le pont de Moussala	1	1	3	6	La mine est impactée à partir de la variante 2 et le pont de Moussala (route internationale Saraya-Kéniéba) noyé par la variante 4
Potentiel pour agriculture de décrue	7	5	3	1	Fonction du marnage et de la superficie ennoyée chaque année.
Potentiel piscicole	7	5	3	1	Plus la surface et le volume d'eau sont élevés, plus le potentiel halieutique est estimé être important.
Impact sur la santé (prolifération des insectes piqueurs)	1	3	5	7	Plus le marnage est important, plus la superficie des zones propices à la prolifération des moustiques est importante
Obstacle au déplacement	1	3	5	7	Plus le réservoir est vaste, plus il s'étend dans les divers affluents et compromet le déplacement de la population et de la faune terrestre et contribue à la division de familles qui vivent de part et d'autre de la Falémé.
Impacts environnementaux					
Coûts environnementaux (PGES)	1	3	4	5	Coût estimé du Plan de gestion environnementale et sociale (PGES) : - Variante 1 : 1 714 M\$ - Variante 2 : 2 146 M\$ - Variante 3 : 2 250 M\$ - Variante 4 : 2 520 M\$
Érosion des sols et berges	1	2	3	4	
Perte de végétation terrestre	1	2	3	4	
Perte d'habitats fauniques	1	2	3	4	
TOTAL :	28	41	52	65	

Rappel sur le classement : La variante la plus avantageuse reçoit la cote "1"

La seconde variante est cotée par rapport à la première et ainsi de suite.

Lorsque les impacts de deux variantes sont jugées similaires, elles reçoivent la même cote.

Lorsque la différence entre les variantes est faible, l'écart est de 1.

Lorsque la différence entre les variantes est marquée, l'écart est de 2.

Lorsque la différence entre les variantes est importante, la dominance d'une variante par rapport à l'autre étant manifeste, l'écart est de 3.

Lorsqu'une variante présente un avantage absolu par rapport à toutes les autres variantes, l'écart est de 4.

6.7 PONDERATION DES CRITERES ET CLASSEMENT GLOBAL

Cette étape de l'analyse est subdivisée en deux étapes. Il faut d'abord procéder à la pondération des critères (niveau B) par catégorie puis pondérer les catégories de critères (niveau A) entre elles pour calculer une pondération combinée de chacun des critères.

La seconde étape consiste à multiplier le rang de chacune des variantes pour un critère donné par la pondération combinée. Cela donne un pointage pour chacune des variantes pour un critère donné. Le cumul de ces résultats permet d'obtenir un classement des variantes pour les catégories techno-économique, socio-économique, et environnementale ainsi qu'un résultat global des variantes pour l'ensemble des critères. Il faut se rappeler que le plus petit pointage indique la variante préférable.

Le Tableau 6-11 présente ces deux niveaux de pondération ainsi que la pondération combinée lors de la comparaison des quatre variantes de développement du projet. Une brève justification explique le fondement de la pondération donnée à chacun des critères.

Tableau 6-11 Pondération des critères et classement des variantes

Critère	Variante				Pondération		Justification de la pondération	Pondération combinée (A x B)	Classification globale				
	1	2	3	4	Niveau A	Niveau B			Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4	
	Cote CG _{Max} (m s.m.)								Cote CG _{Max} (m s.m.)				
	91	94	97	100					91	94	97	100	
Objectifs et critères techno-économiques					60%		L'objectif du projet est de contribuer à la régularisation des débits du fleuve Sénégal et à une augmentation de la production hydroélectrique.						
Satisfaction des besoins en eau à Bakel	5	3	1	1		30%	Régularisation des débits du fleuve	18%	0,9	0,54	0,18	0,18	
Production électrique	6	3	2	1		30%	Production d'énergie hydroélectrique	18%	1,08	0,54	0,36	0,18	
Coût de construction du barrage et de la centrale	1	2	3	5		20%	Défi de financer un projet à buts multiples.	12%	0,12	0,24	0,36	0,6	
Assurer l'hydrogramme de crue artificielle	1	1	1	1		10%		6%	0,06	0,06	0,06	0,06	
Satisfaction des besoins en eau sur la Falémé	1	1	1	1		5%		3%	0,03	0,03	0,03	0,03	
Respect du débit maximal de crue de 4500 m ³ /s à Bakel	1	1	1	1		5%	Ce n'est pas un critère discriminant	3%	0,03	0,03	0,03	0,03	
Total					60%	100%			2,22	1,44	1,02	1,08	
Impacts socio-économiques					30%		Les impacts socio-économiques sont très importants mais peuvent être gérés.						
Coûts de réinstallation de la population	1	3	3	5		30%		9%	0,09	0,27	0,27	0,45	
Impact direct du réservoir (pertes de ressources naturelles, terres agricoles, sites d'orpaillage, terrain à potentiel minier, etc.)	1	3	5	7		25%		7,5%	0,075	0,225	0,375	0,525	
Impact sur les populations	1	4	6	6		15%		4,5%	0,045	0,18	0,27	0,27	
Impact sur la mine de	1	1	3	6		10%		3%	0,015	0,015	0,045	0,09	

Critère	Variante				Pondération		Justification de la pondération	Pondération combinée (A x B)	Classification globale			
	1	2	3	4	Niveau A	Niveau B			Var. 1	Var. 2	Var. 3	Var. 4
	Cote CG _{Max} (m s.m.)								Cote CG _{Max} (m s.m.)			
	91	94	97	100				91	94	97	100	
Loulo et le pont de Moussala												
Potentiel pour agriculture de décrue	7	5	3	1		5%		1,5%	0,105	0,075	0,045	0,015
Potentiel piscicole	7	5	3	1		5%		1,5%	0,105	0,075	0,045	0,015
Impact sur la santé (prolifération des insectes piqueurs)	1	3	5	7		5%		1,5%	0,015	0,045	0,075	0,105
Obstacle au déplacement	1	3	5	7		5%		1,5%	0,015	0,045	0,075	0,105
Total						30%			0,465	0,93	1,2	1,575
Impacts environnementaux					10%	Le milieu est déjà fortement marqué par les activités humaines.						
Coûts environnementaux (PGES)	1	3	4	5		40%		2%	0,01	0,03	0,04	0,05
Érosion des sols et berges	1	2	3	4		20%		1%	0,01	0,02	0,03	0,04
Perte de végétation terrestre	1	2	3	4		20%		1%	0,01	0,02	0,03	0,04
Perte d'habitats fauniques	1	2	3	4		20%		1%	0,01	0,02	0,03	0,04
Total						10%			0,06	0,12	0,18	0,24
TOTAL :	28	41	52	65	100%				2,745	2,49	2,4	2,895
CLASSEMENT FINAL:								3	2	1	4	

Si on se base sur la pondération ci-dessus, la variante 3 (CG_{Max} = 97 m s.m.) s'avère préférable pour les critères techno-économiques essentiellement parce qu'elle permet de produire plus d'énergie à un coût de revient comparables aux deux autres variantes de plus faible dimensionnement. Comme prévu, la variante 1 surclasse les trois autres variantes tant pour les critères socio-économiques que pour les critères environnementaux puisque ses impacts sont limités, ceux-ci étant essentiellement liés à la superficie, au périmètre ou au volume du réservoir qui sera créé.

6.8 ANALYSE DE SENSIBILITE

On peut toujours questionner l'à propos de la pondération proposée même si cette pondération s'appuie sur l'expérience des professionnels spécialisés dans les aménagements hydroélectriques qui y ont contribué. Cette pondération reflète forcément les valeurs des évaluateurs et il convient de s'assurer qu'une modification à cette pondération ne fait pas varier sensiblement le classement des variantes.

Pour procéder à l'analyse de sensibilité, le poids de la catégorie de critères technico-économiques a varié de 90% à 33,3% alors que le poids des critères socio-économiques a varié de 5% à 45% et ceux d'environnement de 5% à 33,3%.

Le Tableau 6-12 présente les résultats de l'analyse de sensibilité. La variante 3 (CG_{Max} = 97 m s.m.) est préférable chaque fois que la pondération des critères techno-économiques est égale ou supérieure à 55% (sauf dans le cas où la pondération des critères socio-économiques est à 40% auquel cas c'est la variante 2 qui serait préférable).

Lorsque la pondération totale des impacts socio-économiques et environnementaux dépasse 45% c'est la variante 2 qui semble préférable alors que c'est la variante 1 qui le devient lorsque cette même pondération est supérieure ou égale à 55% comme on peut s'y attendre. La variante 4 n'apparaît jamais comme un choix pouvant être favorisé.

Tableau 6-12 Résultats de l'analyse de sensibilité

Critères			Variante			
Techno-économique	Socio-économique	Environnement	1	2	3	4
			Cote CG _{Max} (m s.m.)			
			91	94	97	100
90,00%	5,00%	5,00%	3,4375	2,375	1,82	2,0025
85,00%	10,00%	5,00%	3,33	2,41	1,935	2,175
80,00%	15,00%	5,00%	3,2225	2,445	2,05	2,3475
80,00%	10,00%	10,00%	3,175	2,35	1,94	2,205
75,00%	20,00%	5,00%	3,115	2,48	2,165	2,52
75,00%	15,00%	10,00%	3,0675	2,385	2,055	2,3775
70,00%	25,00%	5,00%	3,0075	2,515	2,28	2,6925
70,00%	20,00%	10,00%	2,96	2,42	2,17	2,55
70,00%	15,00%	15,00%	2,9125	2,325	2,06	2,4075
65,00%	30,00%	5,00%	2,9	2,55	2,395	2,865
65,00%	25,00%	10,00%	2,8525	2,455	2,285	2,7225
65,00%	17,50%	17,50%	2,78125	2,3125	2,12	2,50875
60,00%	35,00%	5,00%	2,7925	2,585	2,51	3,0375
60,00%	30,00%	10,00%	2,745	2,49	2,4	2,895
60,00%	25,00%	15,00%	2,6975	2,395	2,29	2,7525
60,00%	20,00%	20,00%	2,65	2,3	2,18	2,61
55,00%	40,00%	5,00%	2,685	2,62	2,625	3,21
55,00%	35,00%	10,00%	2,6375	2,525	2,515	3,0675
55,00%	30,00%	15,00%	2,59	2,43	2,405	2,925
55,00%	25,00%	20,00%	2,5425	2,335	2,295	2,7825
55,00%	22,50%	22,50%	2,51875	2,2875	2,24	2,71125
50,00%	45,00%	5,00%	2,5775	2,655	2,74	3,3825
50,00%	40,00%	10,00%	2,53	2,56	2,63	3,24
50,00%	35,00%	15,00%	2,4825	2,465	2,52	3,0975
50,00%	30,00%	20,00%	2,435	2,37	2,41	2,955
50,00%	25,00%	25,00%	2,3875	2,275	2,3	2,8125
45,00%	45,00%	10,00%	2,4225	2,595	2,745	3,4125
45,00%	40,00%	15,00%	2,375	2,5	2,635	3,27
45,00%	35,00%	20,00%	2,3275	2,405	2,525	3,1275
45,00%	30,00%	25,00%	2,28	2,31	2,415	2,985
45,00%	27,50%	27,50%	2,25625	2,2625	2,36	2,91375
40,00%	40,00%	20,00%	2,22	2,44	2,64	3,3
40,00%	35,00%	25,00%	2,1725	2,345	2,53	3,1575
40,00%	30,00%	30,00%	2,125	2,25	2,42	3,015
35,00%	35,00%	30,00%	2,0175	2,285	2,535	3,1875
33,30%	33,30%	33,30%	1,94805	2,2311	2,4975	3,14685

6.9 SELECTION DE LA VARIANTE RETENUE

La variante 1 ($CG_{Max} = 91$ m s.m.) est écartée car, bien qu'attrayante d'un point de vue social et environnemental, elle ne l'est pas suffisamment des points de vue satisfaction des besoins en eau et production d'énergie.

La variante 4 ($CG_{Max} = 100$ m s.m.) est aussi écartée puisqu'elle n'apparaît dans aucun cas de figure de l'analyse de sensibilité comme une option préférable.

Le choix se porte ainsi sur les deux variantes intermédiaires.

La variante 3 permet de bénéficier d'une réserve utile supérieure à celle de la variante 2 (donc des bénéfices supplémentaires, de l'ordre de +28% en production d'énergie) pour un différentiel de coût qui est relativement moins important. C'est donc la variante 3 ($CG_{Max} = 97$ m s.m.) qui est retenue pour l'étude d'APS de l'aménagement de Gourbassi.

Compte tenu de la précision des courbes de niveau du réservoir à cette étape d'APS ($\pm 2,5$ m), il est entendu que lors de l'APD l'optimisation du niveau normal de retenue avec une précision de 0,5 m devra être reprise en détails entre les cotes 94 et 99 m s.m. sur la base d'une topographie plus précise du bassin de Gourbassi.

CHAPITRE 7

Dimensionnement de la variante retenue

7. DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE RETENUE

7.1 PRODUCTION D'ÉNERGIE

Ce chapitre présente les résultats détaillés des simulations de productible et de régulation pour la variante de niveau retenue (Variante 3 – $CG_{Max} = 97$ m s.m.) sur la base de la chronique hydrologique historique 1961-2009 ainsi que l'impact potentiel des changements climatiques sur le productible.

7.1.1 Résultats détaillés des simulations

Les simulations ont été réalisées en suivant les critères de gestion combinée des réservoirs de Gourbassi et de Manantali exposés au chapitre 4. Les résultats détaillés pour la variante retenue sont présentés en annexe A. Ces résultats sont présentés sur une base mensuelle et comportent les données suivantes :

- Apports à Gourbassi ;
- Débit turbiné à Gourbassi ;
- Débit évacué à Gourbassi ;
- Niveau du réservoir de Gourbassi à la fin du mois ;
- Pertes par évaporation à Gourbassi ;
- Production d'énergie de Gourbassi ;
- Débit turbiné à Manantali ;
- Débit évacué à Manantali ;
- Niveau du réservoir de Manantali à la fin du mois ;
- Pertes par évaporation à Manantali ;
- Production d'énergie de Manantali ;
- Production d'énergie de Manantali et de Gourbassi combinés ;
- Production d'énergie de Manantali (sans Gourbassi) ;
- Débit à Bakel lorsque Manantali et Gourbassi sont en fonction ;
- Débit à Bakel lorsque Manantali seul (sans Gourbassi) est en fonction.

Il convient de noter à ce niveau que l'on pourrait obtenir une augmentation maximale du productible de 19 GWh/an (87 GWh/an comparé à 68 GWh/an) en n'assurant pas l'hydrogramme de crue artificielle. Le gain total de production envisageable serait alors de 107 GWh/an en tenant compte des deux centrales de Gourbassi et de Manantali. S'il était convenu que l'hydrogramme de crue ne doit pas nécessairement être assuré cela pourrait entraîner une révision à la hausse du débit d'équipement tel qu'il a été dimensionné ci-après.

7.1.2 Impact des changements climatiques

L'impact des changements climatiques sur le projet a été évalué dans le rapport des études hydrotechnique émis en août 2011 en utilisant les projections climatiques les plus récentes pour l'Afrique de l'Ouest [Réf. 21].

Ce rapport auquel il convient de se référer présente l'approche qui a été utilisée afin de transposer les projections climatiques (température et précipitations) en série de débits.

L'effet des changements climatiques indiqués dans ce rapport sur le productible ainsi que sur le débit moyen aux sites de Gourbassi et de Manantali pour la variante retenue est présenté au Tableau 7-1. Pour ces calculs, la puissance maximale fournie par la centrale de Gourbassi a été considérée comme étant de 17 MW (au débit d'équipement de 80 m³/s) pour une cote de retenue normale de CG_{Max} = 97 m s.m. La puissance installée de Manantali est de 200 MW.

Tableau 7-1 Effet des changements climatiques sur le productible annuel

Série	Manantali			Gourbassi			Productible annuel combiné (GWh)
	Q _{turbiné} (m ³ /s)	Q _{déversé} (m ³ /s)	Productible annuel (GWh)	Q _{turbiné} (m ³ /s)	Q _{déversé} (m ³ /s)	Productible annuel (GWh)	
Série de base (1961-2009)	192,9	57,5	683,6	47,0	35,7	68,4	751,9
Série sèche (1980-2009)	182,3	34,2	627,6	43,2	17,3	60,7	688,2
Série Future - Basse	184,4	55,3	583,7	31,0	17,4	40,3	624,0
Série Future - Moyenne	191,6	55,7	675,2	45,9	33,7	66,4	741,6
Série Future - Haute	181,1	71,9	689,3	53,3	60,6	85,6	774,9

En comparant la série future moyenne à la série de base, il peut être constaté que l'impact est faible pour l'aménagement de Gourbassi avec une baisse de 2,9% de l'énergie produite. Pour Manantali l'impact de la série future moyenne représente également une faible diminution de la production de 1,2% comparé à la série de base.

L'effet sur le productible combiné des deux centrales montre une diminution de 1,4%, avec une projection basse représentant une diminution de 17% et une projection haute voyant une augmentation de 3% du productible. La série basse représente donc le plus grand écart par rapport à la série de base avec un impact non négligeable sur le productible.

7.2 CHOIX DU DEBIT D'EQUIPEMENT

Le choix du débit d'équipement de la centrale a fait l'objet d'une étude d'optimisation sur le seul critère économique selon une analyse du type coût marginal. Une fois fixé le niveau maximal d'exploitation, la puissance maximale pouvant être fournie varie seulement avec le débit d'équipement de la centrale. L'optimisation du débit d'équipement est basée sur la comparaison de la différence entre le gain en production d'énergie en dollars par rapport à la différence de coût de l'aménagement pour le dernier dollar investi.

Pour la présente étude, la relation suivante est utilisée:

$$\frac{dR}{dC} = 1$$

où : dR : Différence des revenus actualisés entre deux variantes (M\$)
 dC : Différence dans le coût entre les deux variantes considérées (M\$)

L'évaluation des revenus (bénéfices) est basée sur la production d'énergie pour les différents scénarios de débits d'équipements, comme indiqué à la Figure 7-1. Le gain de productible et l'augmentation du coût est toujours comparé à la variante précédente. Par exemple, le gain de productible de la variante à 70 m³/s est établi à partir du productible de la variante à 60 m³/s. L'évaluation des coûts pour chacune des variantes est basée sur le coût des éléments qui varient avec le débit d'équipement, soit :

Le coût de la centrale, y compris :

- Les turbines ;
- Les conduites forcées ;
- Le canal de restitution.

Les hypothèses suivantes ont été prises pour évaluer la valeur du productible :

- Période de production d'énergie et d'actualisation des revenus (40 ans) ;
- Taux d'intérêt des emprunts du projet (durant et après la construction) ;
- Coût d'exploitation et d'entretien (0,5% des revenus annuels) ;
- Taux d'actualisation : 9 % ;
- Gamme des prix de l'énergie : 0,07 \$/kWh à 0,10 \$/kWh.

Le productible annuel de Gourbassi est tel que présenté au Tableau 6-1 et le gain de production total au Tableau 6-2. L'estimation des coûts a été basée sur les quantités estimées à partir de la maquette tridimensionnelle de la centrale ainsi que l'estimation des coûts obtenus du logiciel ESAP³⁵.

L'augmentation du débit d'équipement permet d'augmenter le productible annuel en réduisant le débit passant par l'évacuateur durant l'hivernage. Étant donné que la période d'évacuation des crues est assez courte à Gourbassi (approximativement deux mois), le gain de production lié à l'augmentation du débit de la centrale n'est pas très élevé.

Selon les résultats présentés à la Figure 7-1, on peut constater que le ratio dR/dC atteint 1,0 pour un débit d'équipement de 80 m³/s. Ce ratio est observé pour un prix d'énergie de 0,09 à 0,10 \$/kWh et est légèrement plus faible pour les prix inférieurs. La valeur de 80 m³/s correspond à une puissance maximale de 17 MW et une production de

³⁵ ESAP : Le logiciel ESAP (SLII) permet d'évaluer les principales caractéristiques et coûts d'une centrale hydroélectrique selon les données de base du projet (puissance, débit d'équipement, chute nette, etc.)

68,4 GWh/an pour Gourbassi et une production totale de 131 GWh/an en considérant le gain de production à Manantali.

Le débit choisi est également très près du débit module de la Falémé (90 m³/s) sur la chronique hydrologique historique retenue (1961-2009).

Un autre facteur qui a été considéré pour le choix du débit d'équipement de la centrale est la relation entre la production d'énergie (revenu total) et le coût total de la centrale. Étant donné que l'aménagement est à buts multiples, la comparaison du revenu de vente de la production d'énergie rapporté au coût total du projet n'offre pas un ratio intéressant (moins de 1). La comparaison du bénéfice au coût de la centrale prise isolément est d'avantage justifié. L'hypothèse qui sous-tend cette approche est que l'aménagement devrait être construit pour les besoins en eau du bassin du fleuve Sénégal et que la production d'énergie est un bénéfice secondaire de l'aménagement. Le coût supplémentaire de la centrale est donc le seul coût qui est directement lié à la production d'énergie.

L'analyse du ratio bénéfice / coût de la centrale a été réalisée pour l'ensemble des variantes de débit et pour la cote de gestion maximale de 97 m s.m. en tenant compte des hypothèses énumérées précédemment. L'analyse permet de conclure que pour l'ensemble des variantes considérées le ratio bénéfice / coût de la centrale est supérieur à 1,0 ce qui assure une rentabilité importante de l'investissement de la centrale. Des tests de sensibilité ont permis de constater que pour la variante retenue le ratio atteint une valeur de 1,0 lorsque le taux d'actualisation est de 13% ce qui représente un rendement important des capitaux.

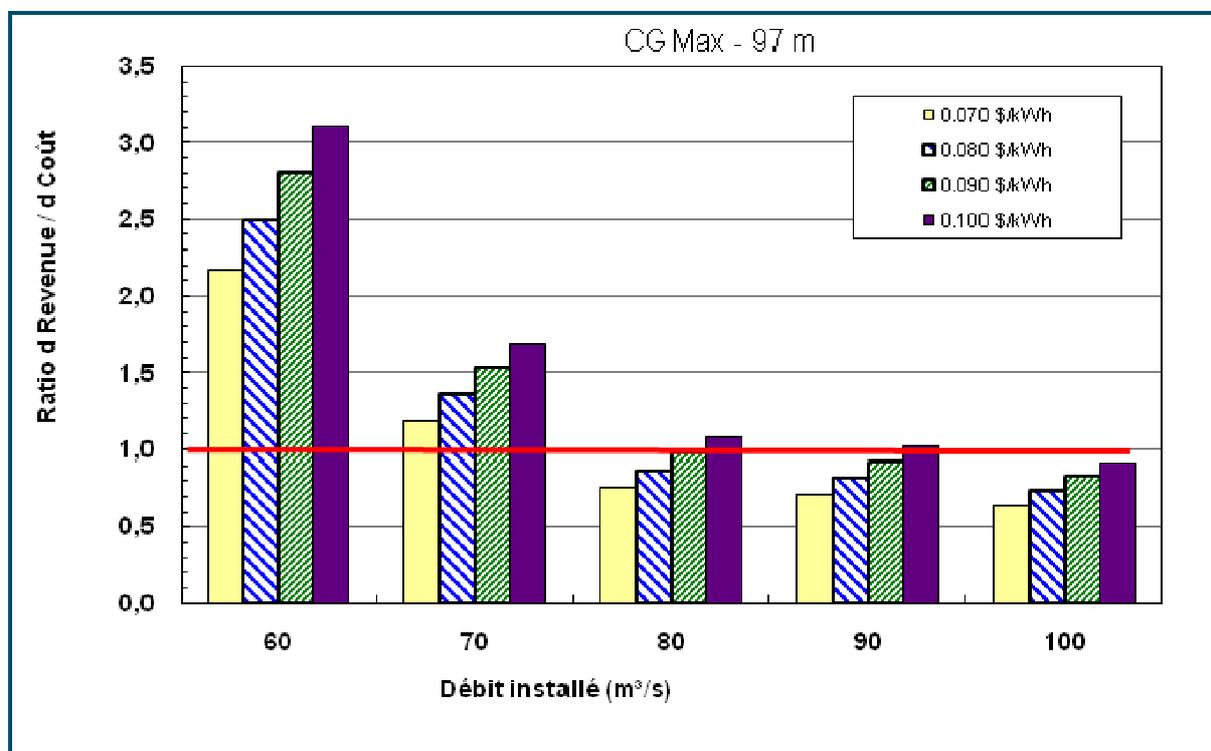


Figure 7-1 Résultats de l'optimisation du débit d'équipement pour la variante 3

Une fois l'analyse faite pour la variante retenue, la même approche a été appliquée aux deux variantes voisines c'est-à-dire la variante 2 ($CG_{Max} = 94 \text{ m s.m.}$) et la variante 4 ($CG_{Max} = 100 \text{ m s.m.}$) de façon à vérifier la validité du choix du débit optimal à $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Les résultats sont présentés à la Figure 7-2 pour la variante 2. Ils permettent de confirmer que le choix de $80 \text{ m}^3/\text{s}$ serait aussi valide pour un niveau de réservoir plus faible.

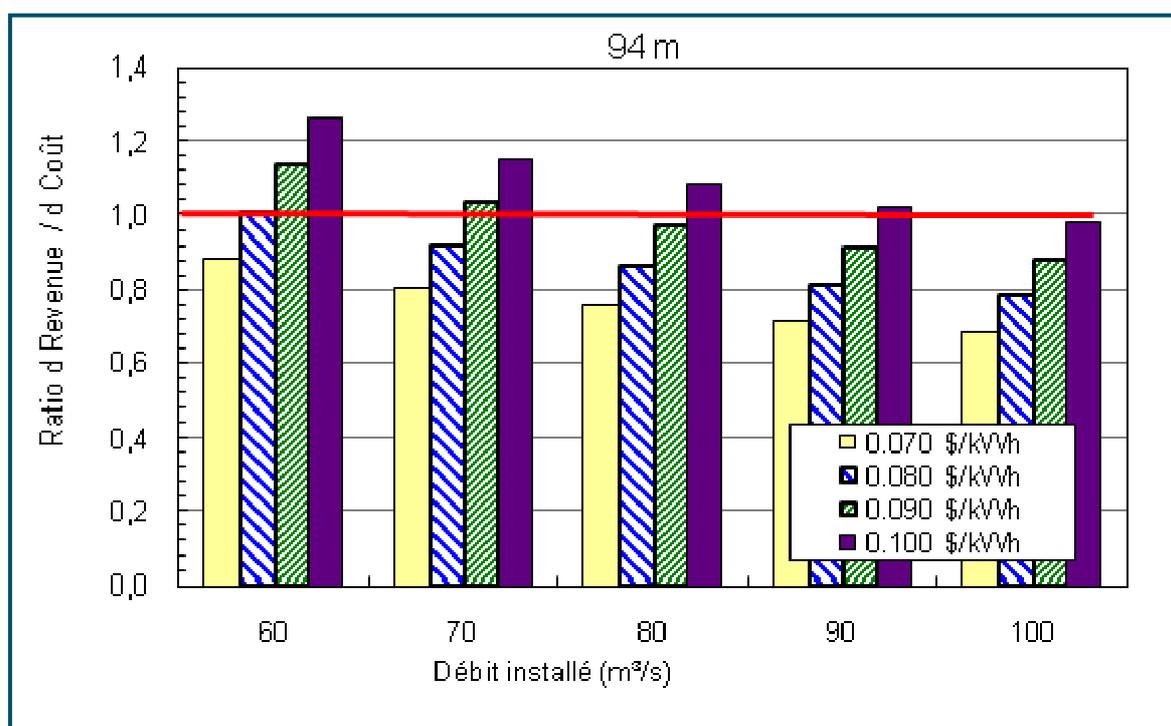


Figure 7-2 Résultats de l'optimisation du débit d'équipement pour la variante 2

7.3 IMPACT DU PROJET SUR LA REGULARISATION DU FLEUVE SENEGAL

Le projet de Gourbassi permettra de garantir un débit plus élevé à Bakel ainsi que d'augmenter la production hydroélectrique à Gourbassi et à Manantali. De plus, la satisfaction des besoins en eau lors de la succession des années sèches est améliorée. L'augmentation de la réserve utile totale permet de réduire les évacuations en période de crue et de restituer les volumes économisés en période sèche.

Pour la variante retenue ($CG_{Max} = 97 \text{ m s.m.}$, débit d'équipement de la centrale de $80 \text{ m}^3/\text{s}$), le gain de production électrique total est de 131 GWh (Gourbassi et Manantali combinés). Le gain est de 151 GWh en énergie garantie par la meilleure régularisation des débits de Manantali. On notera que le niveau moyen de Manantali reste le même, que Gourbassi soit en fonction ou non, ce qui permet de confirmer que le gain du productible provient d'une meilleure gestion de l'eau et d'une augmentation de la réserve utile totale.

Au niveau de Bakel, les résultats mensuels présentés à l'annexe A mettent en évidence les gains suivants :

- **Une diminution de la fréquence et de la sévérité des déficits en eau lors des périodes sèches.** On dénombre approximativement 15 mois pour la

période 1983 à 1986 ainsi que l'année 1988 où le débit du fleuve Sénégal augmente de façon significative. Pour ces mois, le débit augmente d'une valeur de 7 m³/s à 280 m³/s ce qui est significatif. Le volume d'eau emmagasiné par les réservoirs de Goubassi et de Manantali est disponible pour la période sèche et mieux réparti que si la seule réserve de Manantali était disponible.

- **Une augmentation du débit moyen du fleuve de l'ordre de 80 m³/s du mois de janvier à juin.** Cette augmentation du débit pourrait permettre l'irrigation de dizaines de milliers d'hectares supplémentaires en aval de Bakel, selon les références consultées [Réf. 1].
- **Une augmentation du débit moyen de l'ordre de 50 m³/s pour les mois de novembre et décembre** ce qui permet d'accroître le potentiel de cultures irriguées de contre-saison froide.
- **Les périodes critiques (étiage) ne sont pas nécessairement identiques pour les simulations avec et sans Goubassi.** En effet la réserve totale et le débit moyen restitué à l'aval ne sont pas identiques (Annexe A – Tableau des débits à Bakel). Pour le cas avec Goubassi, le fait que le débit moyen restitué est plus élevé, résulte en un déficit pour certains mois lorsque Goubassi est en fonction mais qui n'étaient pas en déficit lorsque Manantali seul était en fonction. Toutefois, le nombre de mois de déficit en période sèche est dans l'ensemble moins élevé avec Goubassi que sans Goubassi. Ces périodes de déficits, qui n'existaient pas avant la mise en place de Goubassi ne sont pas fréquentes et sont amplement compensées par une réduction plus importante des mois de déficits dans les périodes sèches.
- **Une diminution des débits en période de crues pour les mois de juillet à octobre est observée.** À titre d'exemple, le débit moyen du mois de septembre est réduit de 314 m³/s suite à la construction de l'aménagement de Goubassi. En réalité les pointes de crues sont réduites avec Goubassi tout en maintenant l'hydrogramme de crue (sauf pour 8 années).

CHAPITRE 8

Aménagement retenu

8. AMENAGEMENT RETENU

8.1 IMPLANTATION ET DESCRIPTION GENERALE

Le site de Gourbassi de l'aménagement hydroélectrique de Gourbassi est localisé entre les villages maliens de Bérola (anciennement Gourbassi) et Farinkounda sur le tronçon de la Falémé s'écoulant en direction Nord, aux coordonnées UTM 29N WGS84 suivantes : 208 400 m E et 1 483 614 m N (jonction de l'axe proposé et de la piste existante en rive droite).

Au droit de l'axe des ouvrages projetés, le cours de la Falémé est séparé par une île rocheuse d'une largeur de 200 m et d'une longueur de 650 m environ. À cet endroit, la rive droite présente une plaine assez uniforme, séparée par des pédiplaines, avec un plateau assez étendu à la cote 80 m s.m. Le terrain y est très peu accidenté. En rive gauche, il y a une colline assez marquée qui atteint la cote 123 m s.m. Sur le cours de la rivière, le chenal principal est, en général, de l'ordre de 5 à 10 m plus bas que le niveau général des berges. En rive droite, le talus est constitué d'une colline latéritique alors qu'en rive gauche, il est principalement rocheux. Un seuil rocheux composé de quartzite très dure et très peu altérée, que la Falémé franchit par des petits rapides en période de crue, affleure sur toute la largeur du lit mineur.

Le projet consiste à créer une retenue artificielle par un barrage ; le réservoir créé par le barrage permettra d'assurer un soutien à l'étiage et la chute au barrage mise à profit pour de la production d'énergie hydroélectrique.

Sous la cote $CG_{Max} = 97$ m s.m., le réservoir s'étendra sur plus de 60 km en amont jusqu'au nouveau pont de Moussala environ, sur une superficie de quelques 340 km² ; la queue de la retenue en amont du pont reste pratiquement identique au lit de la rivière dans son état actuel (voir planche Go3).

Sous la cote $CG_{min} = 85$ m s.m., le réservoir s'étend en amont jusqu'à la confluence avec le marigot Garra (Djidian Kéniéba).

La vue d'ensemble de l'aménagement projeté est présentée aux planches Go13a-b.

Le projet consiste à construire :

- Des ouvrages de retenue constitués par, de la rive gauche vers la rive droite en regardant vers l'aval (Figure 8-1) :
 - un barrage en enrochement d'une longueur de 530 m ;
 - des ouvrages bétonnés constitués par un mur de soutènement gauche, un ouvrage gravitaire (mur cloison gauche) d'une largeur de 22 m, un évacuateur de crue d'une largeur de 50 m équipé de 4 passes de 8,75 m et d'un pont de service, un pertuis de fond d'une largeur de 10 m, un bloc de prise d'eau d'une largeur de 28 m comprenant 2 passages hydrauliques, une aire et un pont de service, un mur cloison droit d'une largeur de 44 m et un mur de soutènement droit (Figure 8-2) ; et
 - un barrage en enrochement d'une longueur de 900 m ;

- Une digue en enrochement de 700 m de long assurant la fermeture d'un col situé en rive gauche ;
- Une usine hydroélectrique équipée de deux groupes Kaplan à axe vertical d'un débit nominal unitaire de 40 m³/s chacune couplée à un alternateur de 9 MW de puissance (Figure 8-3) ;
- Un poste de couplage et une ligne d'interconnexion avec le réseau OMVS ;
- De nouvelles routes d'accès ;
- Une base vie pour l'exploitant.

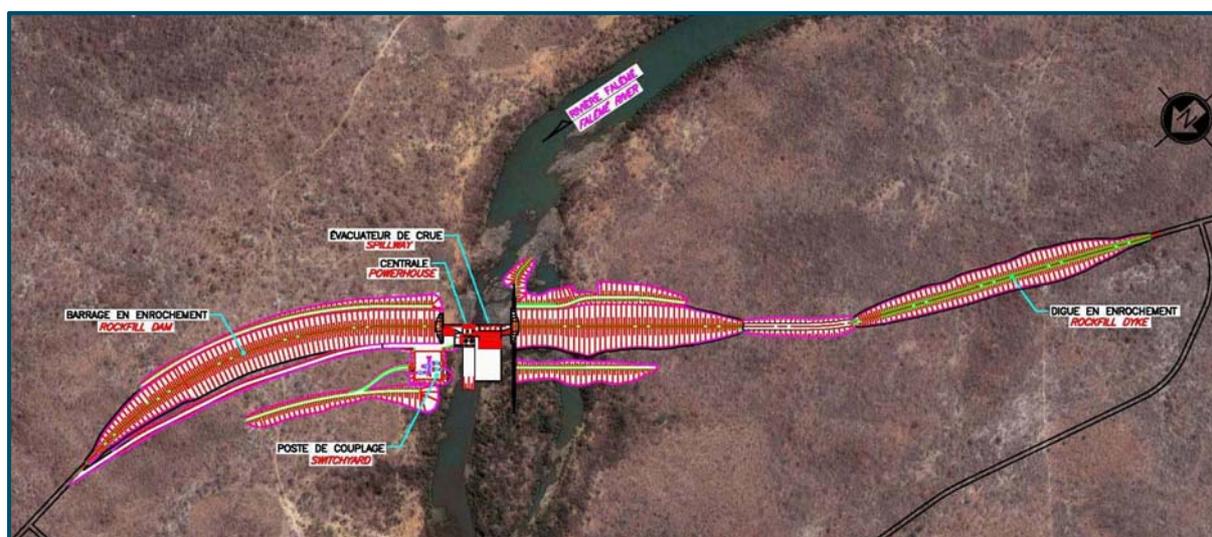


Figure 8-1 Vue en plan des ouvrages de l'aménagement de Gourbassi sur fond d'image satellite

Pendant la construction, la Falémé devra être dérivée pour permettre la réalisation des travaux à sec. Cette dérivation sera assurée dans une première phase par la construction de batardeaux en rive droite permettant la mise hors d'eau d'une première moitié du lit de la rivière, puis dans une seconde phase par de nouveaux batardeaux en rive gauche pour permettre la mise hors d'eau de la seconde moitié du lit de la Falémé (planches Go15a-b).

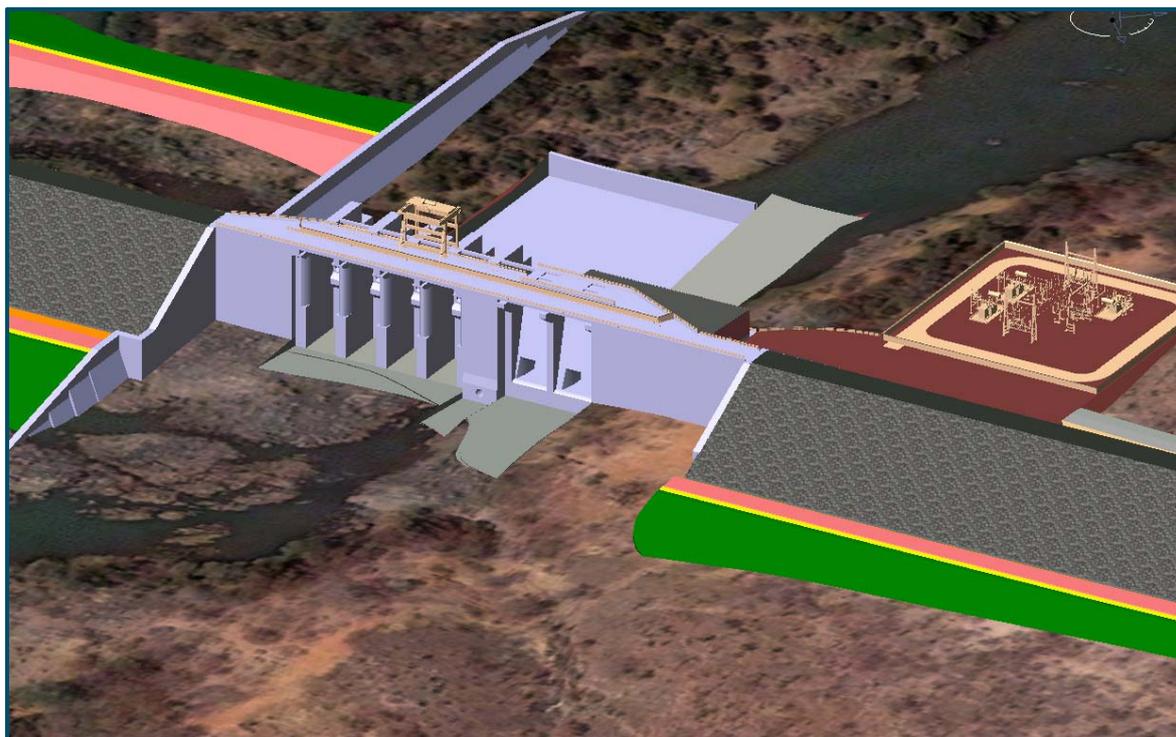


Figure 8-2 Ouvrages bétonnés – Vue amont

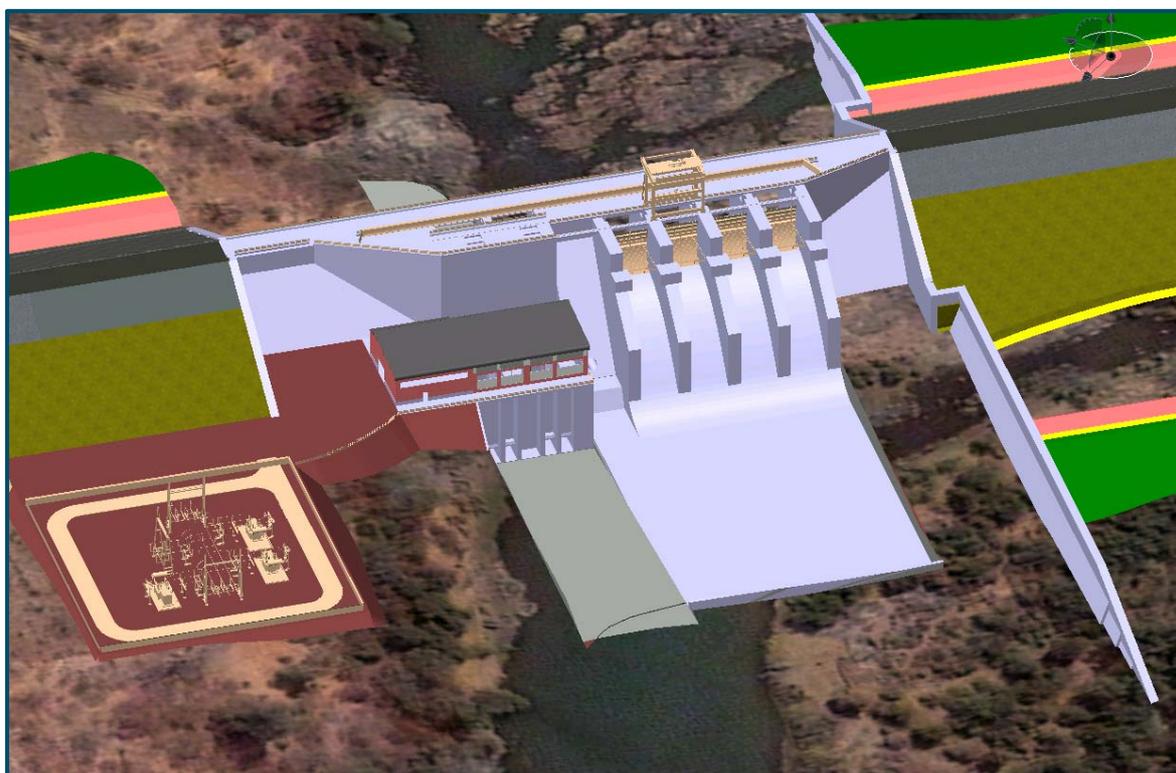


Figure 8-3 Ouvrages bétonnés – Vue aval

8.2 OUVRAGES DE RETENUE

8.2.1 Sélection de la revanche

En 1970, SENEGAL-CONSULT avait fixé la cote de couronnement du barrage à 99 m s.m. pour une cote de retenue normale de 94 m s.m. Cela représentait une revanche totale de 5 m, incluant une réserve de 1,5 m pour le laminage des crues (le niveau maximum de crue était alors fixé à la cote de 95,5 m s.m.). Une valeur de 3,5 m était donc disponible pour la vague de conception ainsi que la marée de vent³⁶. La vague de conception de l'aménagement a été revue lors de la présente étude.

Le fetch du réservoir a été évalué de façon à établir la hauteur de vague significative. Le fetch est maximal pour la direction Sud-Est (Figure 8-4).

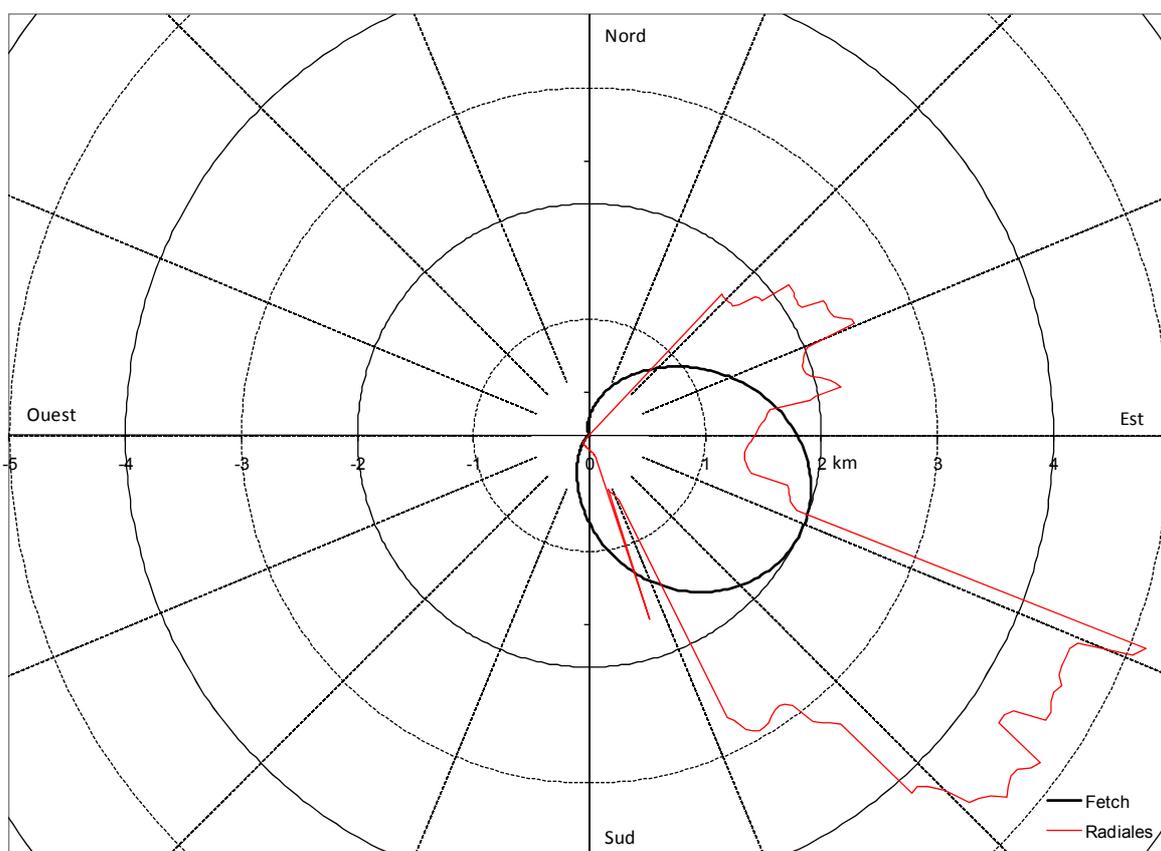


Figure 8-4 Rose du fetch et des radiales

Les données de vents consultés par SLII dans la zone du projet sont relativement limitées mais en utilisant la valeur du vent sur terre de 75 km/h (valeur de vent de récurrence 1:100 ans), la vitesse du vent sur l'eau est estimée à 90 km/h. Selon les calculs réalisés, la vague significative est de 1,5 m.

³⁶ Pour le cas de Gourbassi, la marée de vent est négligeable.

La remontée de la vague est donnée par l'équation suivante :

$$R_u = 1,95(\cot(\alpha))^{-0,44} H_s \quad (\text{m}) \quad \text{lorsque } \cot(\alpha) \leq 2,7$$

où : R_u : Remontée (m)
 H_s : Hauteur de vague significative
 $\cot(\alpha)$ = Cotangente de la pente du parement amont du barrage (2,5H:1V)

La remontée de la vague sur le barrage est de 0,5 m. La revanche par rapport au niveau de crue est donc de 2,0 m.

La cote en crête de l'ouvrage est fixée selon les critères de conception présentés précédemment au chapitre 3. La cote de gestion maximale est de 97 m s.m., la réserve de laminage est de 1,2 m et la vague (avec remontée sur le barrage) est de 2,0 m avec la remontée maximale ce qui donne une crête de barrage à la cote de 100,2 m s.m. et une revanche totale de 3,2 m par rapport au niveau normal de retenue.

8.2.2 Barrage et digue de col

8.2.2.1 Barrage

La coupe type en enrochement zoné avec noyau imperméable en sol résiduel a été retenue pour le barrage. Le choix de cette coupe type par rapport à la variante avec des recharges en latérite (sol résiduel) repose essentiellement sur une comparaison des coûts et des délais de construction (§ 5.3.7). La coupe type de barrage en enrochement est décrite en détails au chapitre 5 et montrée aux planches Go17a et Go17b. On donne ci-dessous une description de l'envergure des travaux d'excavation qui ont été considérés pour, d'une part, assurer une assise adéquate sous les recharges, et d'autre part assurer que la fondation sous le noyau central soit traitée de sorte à obtenir une étanchéisation suffisante réduisant ainsi les débits d'infiltration et les gradients hydrauliques. Les profils longitudinaux illustrant le rideau d'injection sont présentés aux planches Go18a à Go18d.

- **Rive droite**

En rive droite, plus précisément entre l'appui droit et une distance allant jusqu'à 250 m de l'appui, les recharges sont fondées sur le roc altéré qui se situe à moins de 3 m de profondeur sous le niveau du terrain naturel. À ce stade-ci de l'étude il est considéré que le roc altéré présente l'avantage d'offrir une capacité portante suffisamment élevée pour garantir la stabilité des recharges amont et aval sans avoir recours à l'ajout de bermes stabilisatrices. La clé parafouille doit être excavée jusqu'au niveau du roc sain qui se situe à une profondeur moyenne de l'ordre de 5 m sous le terrain naturel. Un rideau de coulis de ciment est injecté le long de l'axe de la clé parafouille et la surface de roc sain exposé est traitée afin de garantir un contact étanche entre la surface de roc et la première levée de sol résiduel du noyau central. Une description détaillée du traitement de fondation est donnée au chapitre 3 (critères de conception).

Pour les 550 m suivants (vers la rivière), la préparation de la fondation doit être adaptée en vertu du profil que présentent le roc altéré et le roc sain. Dans ce secteur spécifique, les forages indiquent que la surface du roc altéré plonge progressivement jusqu'à une profondeur de 8 m sous le niveau du terrain naturel tandis que la surface du roc sain peut atteindre une profondeur de l'ordre de 20 m sous la surface du terrain naturel. Le puits d'exploration PE-10-03 a rencontré un refus sur du roc qui est probablement attribué à la présence d'un bloc, à une profondeur de 4,90 m tandis que le puits PE-10-04 a été arrêté à une profondeur de 5,10 m au sein du sol résiduel constitué de silt avec un peu de sable. Les puits indiquent que le sol résiduel est dans un état compact à dense. À la lumière de ces résultats le concept de préparation de la fondation préconise l'excavation de décapage sur une profondeur de 4 m sous les recharges afin d'atteindre un niveau pour lequel la fondation est dense et les paramètres de résistance anticipés sont plus élevés que dans les matériaux sus-jacents. Le fond de la clé parafouille doit atteindre le niveau du roc altéré afin de pouvoir réaliser les injections de rideau. Il est à noter que dans ce secteur la charge hydraulique applicable sur l'ouvrage de retenue sera supérieure à 6 m. Dans un tel contexte la coupe type du barrage prévoit l'excavation d'une tranchée de drainage au pied aval qui permettra d'intercepter les infiltrations dans la fondation constituée soit de sol résiduel ou de roc altéré et de réduire les gradients de sortie au pied aval du barrage.

Finalement, dans le secteur de la rive droite compris entre le mur de soutènement droit et une distance d'environ 180 m à l'intérieur des terres, une transition se fait alors que la surface du roc altéré et du roc sain remonte progressivement et que le niveau du terrain naturel plonge à proximité de la berge de la rivière. Dans ce secteur, les recharges sont fondées sur le roc altéré tandis que la clé parafouille repose sur le roc sain injecté et traité. Pour atteindre les niveaux de roc altéré et sain, des excavations de l'ordre de 3 à 4 m et 5 à 6 m respectivement sont requises. Les derniers 50 m menant au mur de soutènement droit correspondent à la coupe type en rivière pour laquelle l'emprise des filtres amont et aval et du noyau est beaucoup plus large que pour le cas d'une clé parafouille. La surface du roc est traitée sous l'emprise des filtres et du noyau. Les recharges et transitions reposent sur le roc affleurant préalablement décapé de son couvert organique et de tout matériau lâche. Un rideau d'injection ainsi que des injections de tapis sont prévu sous le noyau.

- **Rive gauche**

La coupe type en rivière s'applique en progressant vers la rive gauche sur une distance de l'ordre de 180 m depuis le mur de soutènement gauche. Les recharges et transitions sont fondées sur le roc affleurant décapé tandis que les filtres amont et aval et le noyau reposent sur le roc sain traité et injecté. Un tapis d'injection est prévu sous le noyau.

Par la suite, sur une distance d'environ 160 m, c'est-à-dire dans le secteur du bras gauche de la rivière et plus précisément au droit du forage FC-10-

05 (voir planche Go9), la fondation est caractérisée par la présence d'un sillon à l'intérieur duquel le roc altéré a été rencontré à une profondeur de 16 m sous le niveau du terrain naturel alors que le roc sain pourrait avoir été rencontré à une profondeur de 20 m. Il est à noter que le niveau du roc sain n'a pas pu être confirmé compte tenu de la faible longueur de roc récupéré au droit du forage. Dans ce secteur, les recharges seront fondées à même le sol résiduel dense. Sur la base de l'information obtenue au droit des puits d'exploration, un décapage de 4 m permettrait d'atteindre un niveau de fondation acceptable pour les recharges. La clé parafouille devra être fondée sur le roc altéré rencontré à une profondeur de 16 m. Une excavation de masse d'une profondeur maximale pouvant atteindre une douzaine de mètres sous le niveau des recharges sera donc requise localement. Compte tenu de la proximité de la rivière, une méthode d'excavation permettant de garantir la stabilité des talus et qui inclut des mesures importantes de pompage devra être appliquée. Il est à noter que dans le secteur du sillon la charge hydraulique applicable sera de l'ordre de 25 m. La coupe type du barrage prévoit donc qu'une tranchée de drainage de 3 m de profondeur soit excavée au pied aval du barrage afin d'intercepter les infiltrations et de réduire les gradients de sortie. Ce secteur du barrage devra faire l'objet d'un suivi de comportement particulier par l'entremise d'une série de piézomètres électriques installés dans le noyau et, plus particulièrement, dans la fondation de roc ainsi que par des piézomètres à tube ouvert situés directement au pied aval du barrage et à quelques dizaines de mètres à l'aval du barrage. Ces piézomètres seront essentiels pour faire le suivi de l'évolution des gradients de sortie.

Les derniers 200 m menant à l'appui gauche du barrage sont caractérisés par une remontée progressive de la surface du roc altéré et du roc sain. Dans ce secteur les recharges sont fondées directement sur le roc altéré tandis que la clé parafouille repose sur le roc sain traité et injecté.

8.2.2.2 Digue de col

Le concept de coupure étanche de la fondation de la digue de col est le même sur toute sa longueur. Les recharges sont fondées sur le roc altéré alors que la clé parafouille est quant à elle fondée sur le roc sain traité et injecté. Des excavations de l'ordre de 3 à 4 m seront requises sous les recharges pour atteindre le niveau de la fondation acceptable constituée de roc altéré alors que des excavations de 6 à 8 m sous le niveau du terrain naturel seront requises au droit de la clé parafouille pour atteindre le roc sain. Le remblai est pourvu d'une tranchée de drainage au pied aval lorsque la charge hydraulique applicable est supérieure ou égale à 6 m.

8.2.3 **Route de crête**

A ce stade d'APS il est proposé que la crête de l'ensemble des ouvrages de retenue, calée à la cote 100,20 m .s.m., intègre une route qui assure la libre circulation du public (piétons et véhicules) entre les deux rives de la Falémé. Cette route conservera une largeur de 8 m sur toute la longueur des ouvrages, dont 1 m de trottoir sur le côté amont des ouvrages bétonnés pour les piétons. De la rive gauche vers la rive droite :

- La route principale en provenance de Saraya traverse la digue de col, l'appui gauche du barrage et le barrage en enrochement de rive gauche.
- Elle rejoint le barrage en enrochement de rive droite en traversant les ouvrages bétonnés ; pour des raisons de sécurité et pour séparer la circulation publique des activités d'exploitation de l'aménagement une seconde voie réservée à l'exploitant a été aménagée sur l'évacuateur de crue, l'ouvrage de vidange de fond et de prise d'eau, à l'amont des ouvrages.
- Elle traverse le barrage en enrochement de rive droite pour rejoindre la rive droite vers Sadiola/Kéniéba et les routes d'accès vers la centrale et la base-vie.

Il conviendra d'étudier en APD l'option d'un pont permanent en aval des ouvrages qui devrait alors être construit au début des travaux et qui servirait pendant la période de construction et ultérieurement pour le passage public des véhicules entre les deux rives ; l'accès à la crête des ouvrages serait alors strictement réservé à l'exploitant. Une analyse comparative économique et qualitative des deux options pour la liaison inter-rives devra être effectuée et la solution optimale choisie en accord avec le Maître d'ouvrage.

8.2.4 Évacuateur de crue

L'évacuateur de crue est présenté à la planche Go23.

8.2.4.1 Sélection de la crue de conception

Dans le cadre de l'étude hydrotechnique, toute la gamme des crues de conception possibles, y compris la CMP, avaient été considérées [Réf. 21]. À titre de référence, lors de l'étude de 1970, SENEGAL-CONSULT avait retenu la crue de récurrence 1:1000 ans comme crue de conception. Étant donné l'évolution des normes utilisées dans le monde depuis ce temps et la variation du régime hydrologique dans le Haut Bassin du fleuve Sénégal, la sélection de la crue de conception a été revue ainsi que son impact sur le dimensionnement de l'évacuateur de crue.

Tel qu'énoncé précédemment, la série des données hydrologiques utilisée est différente de celle utilisée en 1970. Une baisse marquée du débit moyen de la Falémé et des pointes de crues a été observée depuis cette période. Pour une même récurrence de crue, les valeurs des pointes et des volumes sont maintenant plus faibles qu'en 1970.

La valeur de la CMP a été établie à 4 640 m³/s selon la méthode de l'Organisation Météorologique Mondiale et la modélisation pluie-ruissellement effectuée. Les autres crues qui ont été considérées comme crues de conception envisageables pour Goubassi sont les suivantes :

- 1:1000 ans (2 430 m³/s pour un volume de 3 970 x 10⁶ m³)
- 1:10 000 ans (2 690 m³/s et un volume de 4 280 x 10⁶ m³)

Ces valeurs ont été établies en utilisant une distribution Log-Pearson 3 et la méthode de minimisation des moindres carrés pour les débits et la méthode des moments pour les volumes de crue.

La sélection de la crue de conception d'un aménagement est effectuée suite à une appréciation quantitative et qualitative des dommages à l'aval des ouvrages advenant une rupture en condition de crues. Ces dommages sont ensuite comparés aux dommages observés lors du passage de la même crue en régime naturel (sans aménagement). Si les dommages incrémentaux liés à la crue de conception retenue sont faibles, alors la crue de conception choisie peut être réduite. L'analyse débute avec la CMP et la crue est réduite jusqu'à ce que le niveau de dommages incrémentaux résultants de la crue de conception justifie de maintenir cette crue.

L'analyse s'effectue donc en considérant les dommages suivants :

- Dommages observés lors du passage de la crue, sans bris de barrage ;
- Dommages observés lors du passage de la crue avec bris de barrage au moment le plus critique.
- **Analyse des dommages**

Pour le cas de Gourbassi, le nombre de personnes à risque et le nombre de pertes de vie résultant d'une rupture est relativement faible. En effet, le nombre d'habitation dans la zone inondable directement à l'aval du barrage est quasi nul, les villages étant localisés sur les remblais latéritiques de part et d'autre des rives. Les pertes de vie résultant d'une rupture de barrage pourraient concerner les orpailleurs pratiquant l'activité dans le lit de la rivière et les personnes situées sur les berges directement à l'aval du barrage. Le nombre de pertes de vie envisagée suite à une rupture de barrage n'est certes pas nul mais il est considéré comme faible.

Pour le cas de Gourbassi, les dommages matériels dans la zone située à l'aval du barrage résultant de la rupture du barrage ont aussi été évalués comme étant faibles pour les mêmes raisons. Advenant une rupture, on peut cependant considérer que les cultures sur berges de la Falémé seraient perdues. Les dommages sur l'environnement sont également faibles étant donné qu'aucun habitat faunique ne subirait des dommages permanents.

En résumé, la rupture du barrage de Gourbassi résulterait en des pertes de vies non négligeables et des dommages économiques relativement faibles. Lorsqu'un bris de barrage résulte en des pertes de vie, celui-ci est généralement classé comme un ouvrage à haut risque. Le critère des pertes de vie étant le critère dominant.

Basé sur l'expérience obtenue sur plusieurs autres projets effectués à l'international et en prenant les lignes directrices observées dans différents pays, SLII a dressé un tableau des crues de conception recommandées dans plusieurs pays pour des conditions similaires.

Tableau 8-1 Crue de conception pour des conditions équivalentes à celles de Gourbassi

Pays	Critère de la crue de conception	Débit de pointe de la crue de conception (m ³ /s)
Australie	1:10 000 ans	2690
Autriche	1:5 000 ans	2600
Canada (CDA) (1)	1/3 entre crue de 1:1 000 ans et CMP	3166
Canada (Québec) (2)	crue de 1:1 000 ans	2450
Finlande	crue de 1:10 000 ans	2690
France	crue de 1:10 000 ans	2690
Allemagne	crue de 1:10 000 ans	2690
Italie	crue de 1:1 000 ans	2430
Nouvelle Zélande	crue de 1:10 000 ans	2690
Norvège	crue de 1:1 000 ans	2430
Portugal	crue de 1:1 000 ans	2430
Afrique du Sud	crue de 1:1 200 ans	2450
Espagne	crue de 1:1 000 ans	2430
Suisse	1,5 fois crue de 1:1 000 ans	3645
Royaume-Uni	CMP	4640
Etats-Unis (FERC) (3)	CMP	4640
Etats-Unis (CE) (4)	CMP	4640

Notes : 1. Canadian Dam Association.
2. Quebec Province Legislation.
3. Federal Energy Regulatory Commission.
4. Corps of Engineers.

Suite à l'analyse des résultats du Tableau 8-1, la crue de conception retenue pour Gourbassi est la crue de 1:10 000 ans avec un débit de pointe de 2 690 m³/s.

8.2.4.2 Sélection du type de seuil

La conception de 1970 par SENEGAL-CONSULT était basée sur un seuil de type Creager. Ce type de seuil est principalement utilisé pour des évacuateurs fonctionnant à pleine ouverture.

Lorsque l'évacuateur doit normalement opérer à ouverture partielle, le seuil parabolique est davantage approprié étant donné qu'il offre un meilleur support de la nappe inférieure de l'écoulement aux ouvertures partielles ce qui réduit considérablement le risque de cavitation.

L'avantage du seuil de type Creager comparativement au seuil parabolique est qu'il nécessite moins de béton.

Dans le cas de Gourbassi, l'opération à ouverture partielle est prévue.

De plus, les analyses de stabilité ont démontré que le seuil Creager permet difficilement d'obtenir un ouvrage stable au glissement.

La sélection du seuil de type parabolique est donc justifiée par ces deux critères :

- Réduction du risque de cavitation pour l'opération à ouvertures partielles ;
et

- Meilleure stabilité de l'ouvrage.

8.2.4.3 Hauteur des vannes

La hauteur des vannes de l'évacuateur a fait l'objet d'une étude d'optimisation. Les vannes segment qui sont recommandées pour la variante retenue offrent beaucoup de flexibilité quant à leurs dimensions. La hauteur maximale de ces vannes peut dépasser les 20 m. Il est donc possible de choisir la dimension des vannes de façon à réduire au maximum les quantités de béton.

En augmentant la hauteur des vannes de 5 m par rapport au choix fait par SENEGAL-CONSULT (15 m contre 10 m) le seuil de l'évacuateur pourrait être abaissé d'autant, ce qui permettrait de réduire le volume de béton. L'abaissement du seuil permet d'augmenter significativement la capacité pour une même largeur étant donné que la capacité est fonction de la charge d'opération au seuil à la puissance 1,5. Toutefois, des calculs de stabilité ont démontré que l'abaissement du seuil de 5 m n'était pas possible puisque le facteur de stabilité au glissement n'était plus respecté.

La hauteur des vannes a pu être augmentée jusqu'à 11,425 m et le seuil des vannes fixé à la cote 87,175 m s.m. ce qui doit empêcher en exploitation normale les vagues de passer au dessus des vannes (pour une valeur de vent de récurrence 1:20 ans).

8.2.4.4 Nombre de vannes

L'évacuateur de crue est dimensionné pour la crue de conception laminée (1:10 000 ans). La tranche de laminage du réservoir est de 1,2 m au dessus de la cote de retenue normale. Étant donné la capacité du réservoir de Gourbassi, la pointe de crue laminée est significativement réduite par rapport à la crue entrante. Pour le laminage de la crue, les vannes de l'évacuateur sont ouvertes graduellement selon la rapidité de remontée du réservoir. En fait, l'ouverture d'une vanne segment prend de l'ordre de 30 minutes ce qui permet de bien suivre le débit sortant lorsque le débit entrant augmente. Le niveau du réservoir est initialement à la cote CG_{Max} et commence à monter seulement lorsque la pleine capacité de l'évacuateur est dépassée.

La Figure 8-5 présente le laminage de la crue de conception pour l'évacuateur de crue ayant les dimensions retenues. Le niveau du réservoir atteint la cote 97,61 m s.m. et la pointe de la crue laminée est de 2 080 m³/s comparativement au débit de pointe entrant de 2 690 m³/s. La largeur effective combinée des passes de l'évacuateur retenu est de 35 m.

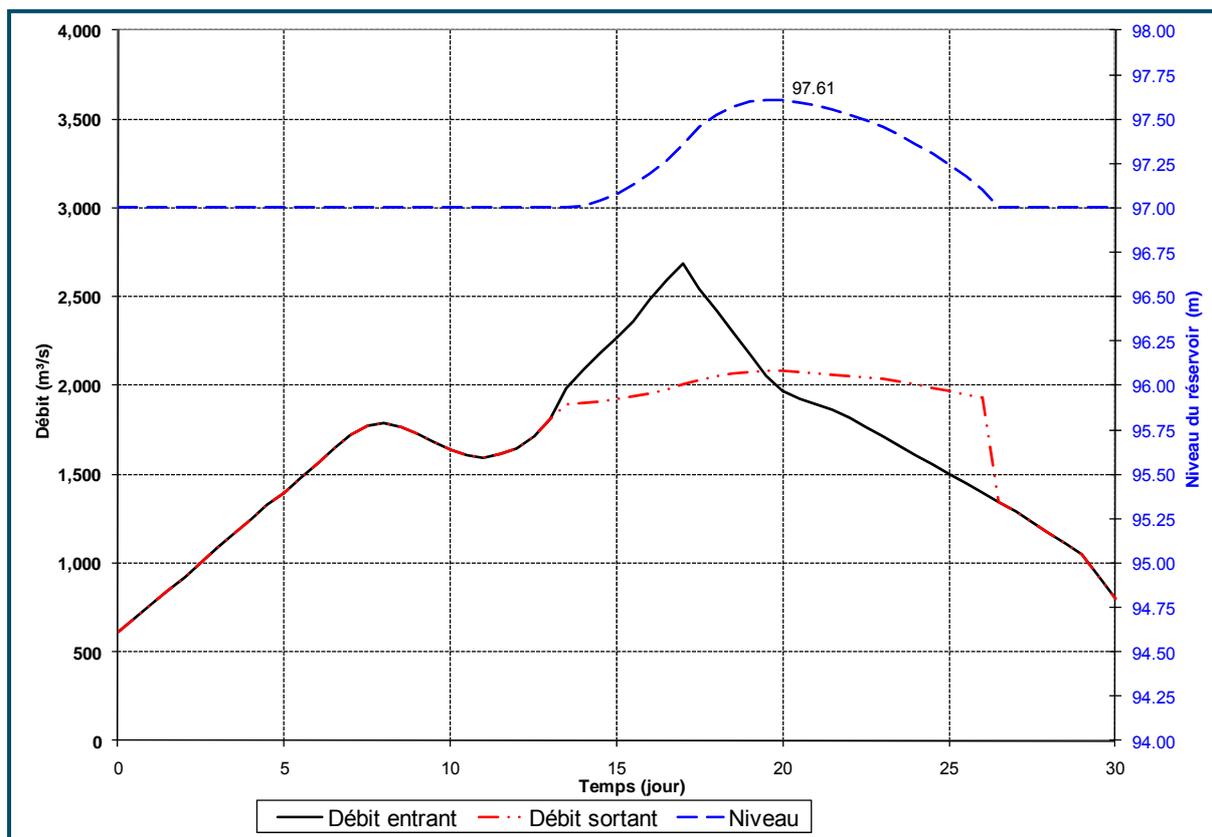


Figure 8-5 Laminage de la crue de conception

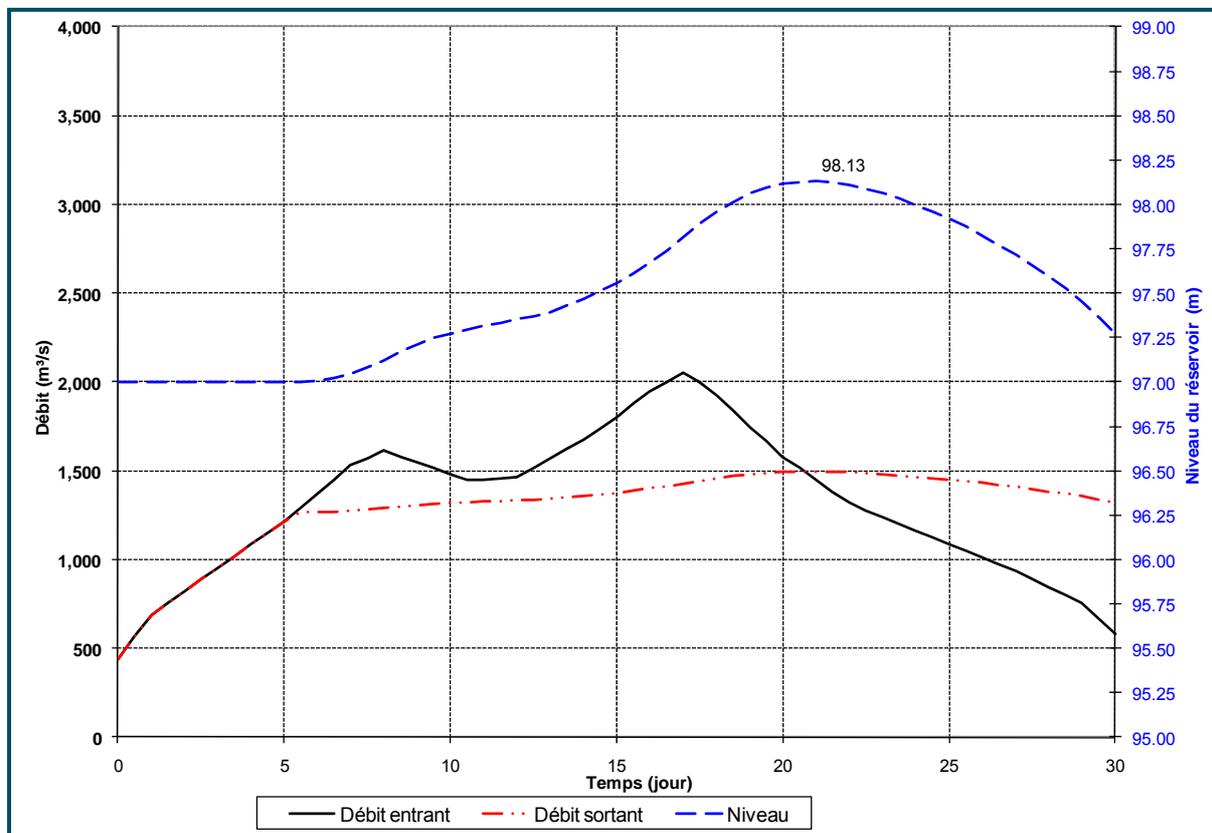


Figure 8-6 Laminage de la crue de vérification

Une crue de vérification est également utilisée pour le dimensionnement de l'évacuateur. Cette crue de vérification est plus faible que la crue de conception et a une récurrence de 100 ans. Le passage de cette crue doit être possible lorsqu'une vanne de l'évacuateur est bloquée. Le laminage de la crue centennale pour la variante retenue est présenté à la Figure 8-6. Il ressort que la crue de vérification est déterminante dans la sélection du nombre de vannes de l'évacuateur de crues.

Suite à la sélection de la hauteur des vannes, le nombre de vannes de l'évacuateur à fait l'objet d'une optimisation de façon à réduire les coûts (moins de vannes permet de réduire le coût). Pour la variante retenue, quatre vannes sont requises pour restituer la crue de conception. Le blocage d'une vanne lors du passage de la crue de vérification conduit à une remontée du niveau amont qui s'approche de la limite de la tranche de laminage (établie à 98,2 m s.m.) avec un niveau du réservoir à la cote 98,13 m s.m. et un débit sortant de 1495 m³/s. Si le nombre total de vannes de l'évacuateur était réduit à trois, il y aurait seulement deux passes de l'évacuateur en fonction pour le passage de la crue de vérification ce qui conduirait à un niveau amont de 98,5 m s.m. soit au-delà de la tranche de laminage acceptable. Pour une largeur effective de l'évacuateur de 35 m, quatre vannes de 8,75 m de large sont donc nécessaires.

8.2.4.5 Profil d'écoulement sur le coursier

Des simulations hydrodynamiques en une dimension ont été effectuées de façon à établir le profil d'écoulement sur le coursier de l'évacuateur. Les résultats du profil d'écoulement pour la crue de conception sont présentés à la Figure 8-7.

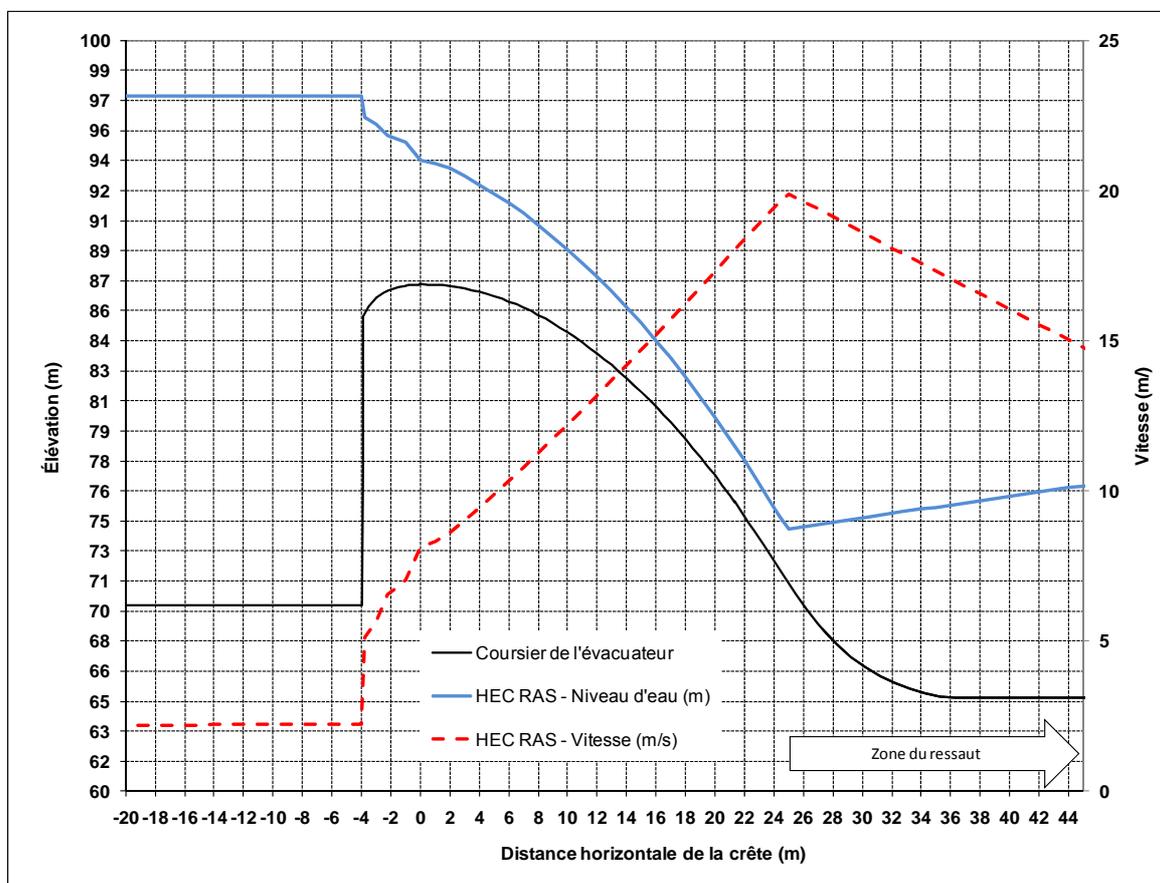


Figure 8-7 Conditions d'écoulement à l'évacuateur de crue pour la variante retenue

La vitesse à l'aval du coursier atteint 20 m/s. Les simulations hydrodynamiques permettent d'évaluer les conditions de formation du ressaut hydraulique de manière sommaire et d'autres calculs sont requis pour évaluer le profil de vitesse dans le bassin de dissipation. Les calculs effectués permettent également de vérifier que la géométrie du pilier et du pont aval comporte un dégagement suffisant par rapport à la nappe supérieure de l'écoulement.

8.2.4.6 Récapitulatif des caractéristiques de conception

- Crue de conception de l'évacuateur : récurrence de 10 000 ans avec un débit de pointe de 2690 m³/s (laminée)
- Crue de vérification de l'évacuateur : récurrence de 100 ans avec un débit de pointe de 2050 m³/s (laminée)
- Cote du seuil du coursier : 87,3 m s.m. (9,7 m sous la cote CG_{Max})
- Type de vanne : Segment
- Largeur des pertuis : 8,75 m
- Hauteur des vannes : 11,425 m soit 1,6 m au dessus de la cote CG_{Max}
- Nombre de vannes : 4
- Rugosité du béton : 0,013 (Manning)
- Coefficient de débit de l'évacuateur pour la charge de conception : 0,405
- L'aval du bassin de dissipation est constitué d'un mur vertical permettant de réduire la longueur de la fosse comparativement à un concept sans mur (ressaut libre).
- Largeur du bassin de dissipation : 50 m
- Longueur du bassin : 75 m
- Cote du radier du bassin : 65 m s.m.

8.2.4.7 Conception

Les principales composantes de l'ouvrage d'évacuation sont décrites ci-dessous :

- **Plot pilier intermédiaire**

Chaque pilier intermédiaire forme avec les deux demi-coursiers adjacents un monolithe ayant la forme d'un «T» renversé. À la base, le bloc est conçu comme un ouvrage gravitaire dans les directions longitudinale et transversale. Plus haut, le pilier est conçu comme un ouvrage gravitaire dans la direction longitudinale et comme un porte-à-faux vertical dans la direction transversale compte tenu de l'encastrement du pilier dans le coursier.

- **Bloc mur d'extrémité**

Les murs d'extrémité forment avec le demi-coursier un monolithe ayant la forme d'un «L». Ils sont conçus comme un élément structural en porte-à-faux ancré au coursier.

- **Rainures**

Il y a trois jeux de rainures par passe, un pour la vanne segment, un autre, en amont du premier, pour l'installation d'un jeu de batardeaux (poutrelles), et le dernier pour permettre de bétonner les coursiers entre les cotes 72 et 87,3 m s.m. durant la phase 3 de la dérivation de construction (voir § 8.3).

- **Pont de service**

Le pont sur l'évacuateur permet le passage public des piétons et des véhicules et de l'exploitant (voie réservée). Le pont d'une largeur de 15,1 m est constitué de quatre travées à portée simple de 9,75 m. Le tablier est constitué d'une dalle de béton sur pontage métallique supportée par des poutres d'acier intempériques, le tout constituant un ouvrage mixte.

Sous l'évacuateur de crues, le roc devra être traité. De plus, un rideau d'injection sera implanté et un rideau de drainage sera implanté à l'aval du rideau d'injection.

8.2.5 Bassin de dissipation

L'objectif du bassin de dissipation localisé à l'aval de l'évacuateur de crue est d'assurer une dissipation complète de l'énergie avant l'entrée en rivière et d'éviter par le fait même l'érosion régressive à l'aval des ouvrages.

La profondeur du bassin de dissipation et sa longueur doivent donc être suffisantes pour assurer la formation d'un ressaut hydraulique complet. Sa conception a été réalisée en suivant les recommandations de l'USBR.

Le niveau aval lors du passage de la crue de conception laminée (débit de 2080 m³/s) est de 79,7 m s.m. Le radier du bassin a été fixé à la cote 65 m s.m. de façon à obtenir une profondeur conjuguée suffisante pour le ressaut hydraulique. Le nombre de Froude à la limite amont de la fosse est de 3,83. La longueur du ressaut serait de l'ordre de 85 m en l'absence du mur aval. Le mur aval permet de maintenir le ressaut dans une forme plus compacte pour une longueur totale d'approximativement 75 m. Un bassin ayant un radier à une cote plus basse aurait eu pour effet d'augmenter considérablement les excavations et la profondeur aval du ressaut ce qui aurait pour effet de ramener la zone de dissipation d'énergie beaucoup plus près du coursier ce qui n'est pas souhaitable. La largeur du bassin correspond à la largeur hors-tout de l'évacuateur incluant les piliers ainsi que la vidange de fond. Le bassin de dissipation sera complètement bétonné afin d'éviter l'érosion du roc à l'aval.

8.2.6 Vidange de fond

L'ouvrage de vidange de fond est présenté à la planche Go24.

La capacité de la vidange de fond a été établie en tenant compte de l'objectif de pouvoir effectuer des lâchures comprises entre 0 m³/s et la pleine capacité de la centrale (80 m³/s) lorsque le niveau du réservoir est en dessous du niveau minimal d'exploitation. En effet, si la centrale est à l'arrêt, il faut pouvoir restituer à l'aval un débit qui va dépendre de la demande en eau à Bakel, des lâchures de Manantali et des apports naturels du Bakoye.

Le système est constitué d'un conduit hydraulique, d'une vanne de garde de type wagon, d'une vanne de réglage et d'un concentrateur.

Le passage hydraulique est un conduit circulaire de 3 m de diamètre et le seuil est calé à la cote 71 m s.m. ce qui permet d'éviter la formation de vortex et d'écoulement tourbillonnaires. Les pertes de charge par frottement à l'entrée du conduit ont été prises en compte dans les calculs de dimensionnement.

Les parois du pertuis présentent un entonnement elliptique développé en fonction de la charge amont. Les parois de l'ellipse permettent d'éviter les décollements ainsi que de réduire les pertes de charge.

La vidange de fond se déverse dans le bassin de dissipation.

La crête de l'ouvrage fait une largeur de 15,1 m pour permettre la circulation d'une rive à l'autre en continuité du pont de l'évacuateur de crue.

Un jeu de rainures est prévu pour la vanne de garde.

Pour éviter le blocage des vannes par des débris, une grille à débris fixe est installée à l'entrée du conduit sur la face amont de l'ouvrage.

8.2.7 Prise d'eau

Une coupe longitudinale du bloc prise d'eau – centrale est présentée à la planche Go25.

L'ouvrage de prise d'eau est implanté en rive droite du bras principal de la Falémé (à droite de l'île en regardant vers l'aval) en continuité de l'ouvrage de vidange de fond et de l'ouvrage de retenue de rive droite. Il est constitué de deux prises, chacune étant équipée d'une grille à débris, de batardeaux amont (pour permettre l'entretien des vannes) et d'une vanne de type wagon. Les prises sont reliées à deux conduites forcées qui amènent l'eau aux turbines de la centrale.

Caractéristiques de conception :

- Deux passages hydrauliques avec vannes indépendantes ;
- Diamètres des conduites forcées : 3,0 m
- Vannes de type wagon : 3 m x 3 m

La prise d'eau est un ouvrage gravitaire d'une hauteur approximative de 30 m. Le seuil des deux pertuis et des vannes de prise d'eau est calé à la cote 75,8 m s.m, ce qui permet d'éviter la formation de vortex et d'écoulements tourbillonnaires. L'accélération de l'écoulement est graduelle vers les conduites forcées. La crête fait une largeur de 20,7 m.

Il y a trois jeux de rainures, un pour la vanne de prise d'eau, un autre, en amont du premier, pour l'installation d'un jeu de poutrelles et un sur la face amont pour un jeu de grilles à débris.

Le roc devra être traité sous la prise d'eau et un rideau de coulis de ciment devra être injecté. De plus, un rideau de drainage sera implanté à l'aval du rideau d'injection

8.2.8 Murs de soutènement

Les murs de soutènement servent à contenir les barrages en enrochement de part et d'autre de la partie bétonnée de l'ouvrage de retenue ; le mur de soutènement gauche est en outre conçu pour servir d'appui aux batardeaux et canaliser l'écoulement de la Falémé pendant la première phase de dérivation. Ce sont des murs gravitaires qui ont une pente 0,75H:1V pour permettre une meilleure compaction du noyau et des filtres qui s'appuient sur le béton.

Les vues en plan et coupes des murs de soutènement sont présentées aux planches Go20 et Go21.

8.2.9 Cloisons

Les murs cloisons sont des barrages-poids tout à fait classiques qui présentent une inclinaison de 0,75H:1V sur la face aval. Les vues en plan et coupes des murs cloisons sont présentées à la planche Go22. Ils permettent de faire la transition entre le barrage en enrochement et la prise d'eau en rive droite et, en rive gauche, entre le barrage et l'évacuateur de crue. En rive droite, la crête passe de 8 m de large à 20,7 m tandis qu'en rive gauche sa crête passe de 8 m à 15,1 m.

En rive droite, la longueur de l'ouvrage est d'environ 45 m de façon à créer un espace suffisant à l'aval entre le barrage en enrochement et la centrale pour permettre l'accès à l'aire de service. En raison de sa faible hauteur (moins de 30 m sur fondation), un ouvrage à contreforts ne présente pas d'intérêt économique : l'économie sur le béton qu'il aurait été possible de réaliser est relativement faible et serait partiellement compensée par l'augmentation du coût des coffrages.

En rive gauche, la longueur du mur cloison est de 22 m pour permettre d'effectuer les travaux d'excavation sur des profondeurs de 13 m du bassin de dissipation en toute sécurité après que le mur de soutènement gauche ait été construit au début des travaux (Figure 8-8).

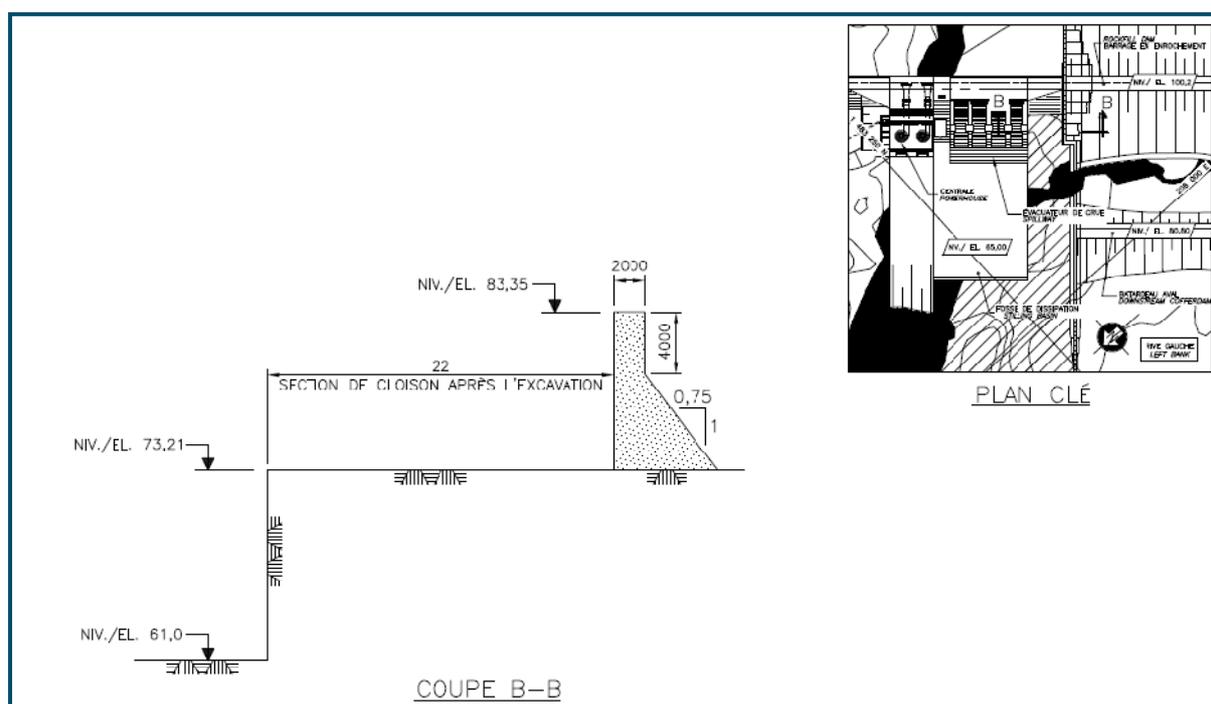


Figure 8-8 Coupe transversale de l'aval de la cloison gauche

La longueur des murs cloisons devra être optimisée en phase APD en fonction des espaces à l'aval des ouvrages qui seront nécessaires pour les travaux et les accès mais aussi en fonction de la présence ou non d'une voie publique inter-rives en crête de l'ouvrage de retenue : les murs cloisons servent en effet aussi de transition pour séparer les voies de circulation de l'exploitant et du public.

8.2.10 Injections de rideau

Le rideau est implanté le long de l'axe du noyau. La profondeur des forages d'injection correspond à la moitié de la charge hydraulique applicable et variera donc entre 4 et 20 m de long.

L'injection est effectuée avec un mélange initial eau-ciment de 5:1 en volume. La pression d'injection, mesurée au sommet du trou, est de l'ordre de 25 kPa par mètre de profondeur avec un minimum de 75 kPa. Selon le taux d'absorption, le coulis est progressivement épaissi et maintenu épais jusqu'à ce qu'une diminution du taux d'absorption soit observée; le mélange de coulis est alors dilué progressivement jusqu'à ce que le critère de refus soit atteint, c'est-à-dire jusqu'à ce que l'absorption d'un coulis 5:1 à la pression spécifiée soit inférieure à 10 litres par période de 10 minutes pour une passe de 4 m de longueur.

Les trous primaires sont espacés de 12 m et les trous secondaires viennent s'insérer, à mi-distance des trous primaires adjacents. Les trous tertiaires sont requis à mi-distance des trous primaires et secondaires adjacents lorsque le critère d'absorption est dépassé, c'est-à-dire, si l'absorption dans l'un ou l'autre des trous adjacents devait dépasser $0,1 \text{ m}^3$ de ciment sec (excluant le remplissage) pour une passe de 4 m. De même, des trous quaternaires sont requis lorsque le critère d'absorption est dépassé dans un trou tertiaire.

Typiquement, des travaux d'injection supplémentaires sont requis si des failles ou des zones cisailées ou perméables sont rencontrées dans les fondations.

L'efficacité des travaux d'injection doit être vérifiée au moyen de quelques forages carottés et d'essais d'injection d'eau sous pression.

8.2.11 Tapis d'injection

Un tapis d'injection est requis aux endroits où le barrage en enrochement est implanté dans l'emprise du lit majeur de la Falémé, soit du mur de soutènement droit jusqu'à une distance de 50 m environ vers l'appui droit ainsi que du mur de soutènement gauche jusqu'à une distance de 180 m vers l'appui gauche. Ce tapis est constitué de trous d'injection d'une longueur de 8 m de long disposés selon un maillage de 6 m centre à centre. Ce tapis d'injection est réalisé sur la totalité de la surface de roc qui sera occupée par le noyau du barrage.

8.2.12 Rideau de drainage

Un rideau de drainage doit être implanté sous tous les ouvrages bétonnés. Le rideau de drainage a le même alignement que le rideau d'injection et est situé à l'aval de ce dernier. Les trous de drainage ont un espacement de 3 m centre à centre, avec un diamètre minimum de 75 mm et une longueur correspondant à 2/3 de la longueur du trou d'injection adjacent. Ces drains débouchent à l'intérieur de galeries aménagées dans les ouvrages de béton.

8.2.13 Philosophie d'auscultation

Afin de suivre l'évolution du comportement des ouvrages de retenue, un dispositif d'auscultation constitué de piézomètres électriques et à tube ouvert, de déversoirs de jaugeage, de bornes et de piliers d'observations doit être installé aux sites du barrage et de la digue de col.

Les piézomètres électriques sont requis dans le noyau constitué de sol résiduel et sa fondation lorsque celle-ci est constituée de roc altéré, ainsi que dans le filtre cheminée et le drain de la clé parafouille. Les piézomètres à tube ouvert sont installés uniquement au pied aval des remblais.

Aucun système d'acquisition automatique de données n'est prévu.

8.3 DERIVATION PROVISOIRE POUR LA CONSTRUCTION

8.3.1 Concept de dérivation

Le concept de dérivation provisoire inclut trois (3) phases principales auxquelles un total de cinq (5) étapes de construction sont associées. L'optimisation du programme des travaux de dérivation repose en grande partie sur l'hydrogramme de la rivière Falémé dans la mesure où la période d'étiage constitue l'étape cruciale au bon déroulement des travaux et au respect des échéanciers de construction prévus.

Le concept de dérivation provisoire qui est décrit ci-dessous tire également profit du contexte géomorphologique existant le long de la coupure, à savoir la présence d'une île

sur laquelle les travaux préparatoires qui sont requis pour la construction des batardeaux de la première phase de dérivation pourront être menés alors que les débits de la rivière seront inférieurs à $43 \text{ m}^3/\text{s}$ et que l'île ne sera pas inondée.

Pour une meilleure compréhension des différentes phases de dérivation ainsi que des étapes de construction qui s'y rattachent, il est recommandé de consulter les planches Go15a et Go15b qui illustrent l'évolution du projet au fil des principales étapes de construction.

8.3.2 Récapitulatif des caractéristiques de conception

- La dérivation est réalisée en trois phases :
 - Phase 1 : Dérivation du côté gauche de la rivière (vue vers l'aval) ; protection de la zone de construction des ouvrages bétonnés par un batardeau amont et un batardeau aval ; la durée de cette étape de construction est de 2,5 ans.
 - Phase 2 : Dérivation du côté droit de la rivière au travers d'une brèche pratiquée dans les ouvrages de béton ; la durée de cette étape de construction est de 1 an.
 - Phase 3 : Dérivation par la vidange de fond en période d'étiage durant le bétonnage de la zone de brèche de l'évacuateur de crue ; bétonnage du coursier de l'évacuateur.
- Un enrochement de protection sera requis le long des batardeaux en Phase 1 ; le dimensionnement de l'enrochement est réalisé selon le critère de conception de l'USBP ; la vitesse d'écoulement durant la Phase 1 atteint 3 m/s ce qui requiert un enrochement de protection ayant un D_{50} de $0,3 \text{ m}$ (méthode d'Isbach).
- Revanche du batardeau amont : $1,5 \text{ m}$.
- Revanche du batardeau aval : $1,5 \text{ m}$.
- Phase 1 - Crue de conception de récurrence 40 ans et débit de $1860 \text{ m}^3/\text{s}$; niveau amont à la cote $82,1 \text{ m s.m.}$ et niveau aval à $81,85 \text{ m s.m.}$
- Phase 2 - Crue de conception de récurrence 20 ans et débit de $1690 \text{ m}^3/\text{s}$; niveau amont à la cote $80,2 \text{ m s.m.}$ et niveau aval à $79,3 \text{ m s.m.}$
- Phase 3 - Crue de conception de la Phase 3 : débit d'étiage de l'ordre de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ à la cote 78 m s.m.
- Largeur de la brèche de dérivation en Phase 2 : 35 m .
- Coefficient de rugosité de la rivière dans la zone de dérivation : 0.035 .

8.3.2.1 Dérivation provisoire Phase 1

La première phase de dérivation provisoire, d'une durée de 2,5 ans, consiste à faire passer le débit de la rivière en rive gauche de sorte à permettre la construction des ouvrages en béton, dont certains de façon partielle, ainsi que de réaliser les travaux de

préparation de fondation et la construction du remblai jusqu'au niveau minimum 85 m s.m. en rive droite. Ces travaux devant être nécessairement réalisés à l'intérieur d'une enceinte asséchée, des batardeaux amont et aval devront être construits en rive droite. Le niveau en crête des batardeaux est déterminé sur la base de la crue de dérivation 1:40 ans.

La première étape (voir Phase 1a de la Planche Go15a) consiste en la construction du mur de soutènement gauche localisé sur l'île jusqu'à la cote minimum de 83,60 m s.m. Ces travaux seront réalisés durant la première demi-année de dérivation, spécifiquement en période d'étiage entre les mois de décembre et juin inclusivement alors que le débit de la rivière est à son plus bas et que l'île n'est pas inondée. La traversée vers l'île depuis la rive droite se fera à gué à l'aide de ponceaux et de petits batardeaux de protection. Le mur de soutènement gauche est dimensionné de manière à permettre la fermeture de l'enceinte entre les batardeaux amont et aval. Ainsi, le prolongement du mur de béton vers les pieds de talus amont des batardeaux est prévu durant cette première étape.

La deuxième étape de la dérivation Phase 1 (voir Phase 1b de la Planche Go15a) se déroulera également durant la première demi-année et débutera dès que l'extension amont du mur de soutènement gauche sera complétée. C'est à ce moment que les travaux de batardage du côté amont seront entamés. Les coupes types des batardeaux sont présentées à la planche Go16. Les batardeaux consistent essentiellement en un massif d'enrochement tout-venant, d'une transition et d'un masque amont qui procure l'étanchéité du batardeau. Il est souhaitable que le déversement du massif central (zone 3) qui est constitué d'enrochement tout-venant et de la de transition (zone 2E) composée de matériau granulaire naturel soit complété au début du mois de juillet afin de permettre la mise en place du masque amont (zone 1A) constitué de sol résiduel de granulométrie fine, dans des conditions d'écoulement quasi nulles et ainsi éviter son érosion durant la période où l'écoulement de la rivière se fera en rive gauche. À cet effet, dès que le déversement du masque amont de la zone 1A sera complété dans le secteur jouxtant le mur de soutènement, un épi de protection constitué d'enrochement tout-venant sera mis en place dans le but de protéger le masque étanche du batardeau amont de toute érosion en période de crue. Durant cette période qui s'étendra sur les premières années de dérivation provisoire, le niveau d'eau maximal qui sera atteint au bief amont sera de 82,1 m s.m. tandis qu'il sera de 81,85 m s.m. au bief aval.

Une fois que les batardeaux amont et aval sont construits et que les dispositifs d'assèchement tels puisards et pompes seront mis en place, deux ans sont nécessaires pour compléter la phase 1 de la dérivation. Les travaux d'excavation pourront débuter dans l'emprise des ouvrages bétonnés ainsi que sous l'emprise du barrage en enrochement où des travaux d'injection de rideau et de préparation de surface de la fondation acceptable devront suivre leur cour durant la première année de dérivation provisoire.

L'étape 2 de la dérivation Phase 1 se terminera durant la deuxième année de dérivation et comporte les items suivants : compléter les excavations, bétonner le mur de soutènement gauche et droit, bétonner les cloisons, bétonner le pertuis de fond, bétonner les coursiers de l'évacuateur de crue jusqu'à la cote 72 m s.m. et les piliers jusqu'à 100,2 m s.m., installer les poutrelles dans les rainures dont le seuil est à la cote 72 m s.m., bétonner la prise d'eau et la centrale jusqu'à 83,60 m s.m., tout au moins, permettant l'installation des vannes de prise d'eau et des vannes aux aspirateurs,

débuter la construction du barrage en enrochement en rive droite et, en terminant, construire un pont temporaire entre l'axe du batardeau aval et les ouvrages en béton dont la longueur est équivalente à la distance entre les deux murs de soutènement. À la fin de la deuxième année de dérivation, le remblai du barrage en rive droite devrait normalement atteindre la cote 85 m s.m. L'opportunité de construire la digue de col en rive gauche s'offrira également compte tenu que le niveau de crue en dérivation Phase 1 se situe bien en deçà du niveau du terrain naturel dans ce secteur.

8.3.2.2 Dérivation provisoire Phase 2

La deuxième phase de dérivation (voir Planche Go15b) consiste à faire passer le débit de la rivière par les pertuis de l'évacuateur de crue. Les travaux associés à la dérivation Phase 2 devront débuter au mois de janvier de la troisième année de construction, soit au début de la période d'étiage, et se dérouleront pendant une période de 1 an. Durant cette période le niveau d'eau amont maximal pourrait atteindre 80,2 m s.m. tandis que le niveau d'eau aval maximal pourrait être de 79,3 m s.m.

Les préparatifs pour la dérivation Phase 2 devront être entrepris dès que le bétonnage du coursier de l'évacuateur de crues aura atteint le niveau 72 m s.m., le bétonnage du bassin de dissipation est terminé, le bétonnage de la structure externe de la centrale atteint le niveau 82 m s.m. et que les vannes à la prise d'eau, aux aspirateurs et à l'évacuateur de crues sont installées.

À l'instar de ce qui aura été préconisé durant la dérivation Phase 1, le programme des travaux qui est associé à la troisième étape de construction devra tirer profit de la période d'étiage et des faibles débits de la rivière Falémé. Ainsi, entre les mois de décembre et juin inclusivement de la troisième année de construction, la séquence des travaux devra inclure l'excavation de la portion des batardeaux amont et aval localisés en rive droite qui obstruent l'écoulement au travers des passages hydrauliques de l'évacuateur de crue, ainsi que la construction du massif d'enrochement zone 3 du batardeau amont en rive gauche jusqu'au mur de soutènement gauche et la construction d'une rampe d'accès en rive gauche du pont temporaire permettant le transport des matériaux de la rive droite vers la rive gauche pendant que la dérivation se fait par l'évacuateur de crue. Cette rampe d'accès est dans l'axe du futur batardeau aval. Les poutrelles de l'évacuateur de crues devront demeurer fermées durant la période où la transition zone 2E et le masque amont zone 1A du batardeau amont seront déversés dans le secteur avoisinant le mur de soutènement gauche et ce, jusqu'à ce que l'épi de protection soit complété afin de se prémunir contre l'érosion du masque amont étanche constitué de sol résiduel.

Lorsque l'épi de protection en enrochement sera complété, l'ouverture des vannes pourra être effectuée et le débit de la rivière pourra s'écouler via l'évacuateur de crue au niveau 72 m s.m. À partir de ce moment les travaux de construction du batardeau amont en rive gauche, à savoir la mise en place de la transition et du masque imperméable dans le secteur situé à l'extérieur de l'emprise de l'épi de protection, et la construction du batardeau aval pourront être poursuivis selon une méthode de construction qui prévoit le déversement des matériaux sous le niveau de l'eau.

Lorsque l'enceinte en rive gauche sera asséchée, les travaux de préparation de la fondation du barrage en rive gauche pourront être entrepris. Ces travaux incluent

l'excavation jusqu'au niveau de la fondation acceptable, les injections de rideau, et la préparation de la surface exposée qui constituera la fondation de la clé parafouille.

Par la suite, la construction du barrage en enrochement en rive gauche peut débuter. Le remblai du barrage en rive gauche devrait normalement atteindre le niveau 83 m s.m. avant que la période prévue pour la dérivation Phase 2 ne soit complétée. Cependant pour être en mesure de démanteler le pont temporaire en début de la Phase 3, il faut, tout au moins, une rampe d'accès en rive gauche du mur de soutènement gauche permettant de passer des ouvrages en béton vers le barrage en rive gauche.

De plus, à cette étape le barrage en enrochement en rive droite et le bétonnage doit se poursuivre et être complété.

8.3.2.3 Dérivation provisoire Phase 3

Au début de la période d'étiage de la quatrième année de construction, soit au début du mois de septembre et alors que le remblai du barrage en rive gauche atteint le niveau 83 m s.m., la dérivation sera réalisée par l'entremise de la vidange de fond. Durant cette période d'une durée maximale de cinq mois, le niveau d'eau à l'amont des ouvrages pourrait atteindre 77 m s.m. considérant un débit de 43 m³/s et une crue de dérivation de 1:20 ans. Cette 5^e étape de construction (voir planche Go15b) comprend le bétonnage des coursiers entre les niveaux 72 m s.m. et 87,3 m s.m. à l'évacuateur de crue, l'installation des vannes segment, la finalisation des travaux à la centrale, le démantèlement du pont temporaire ainsi que la finalisation de la construction du barrage en enrochement en rive gauche.

La fermeture du puits de fond et des vannes de l'évacuateur de crue sera réalisée dans le cadre de la mise en service de la centrale qui est prévue au 72^e mois incluant le temps pour appel d'offres, l'adjudication du contrat, la construction des routes d'accès et de l'ouvrage proprement dit.

Le Tableau 8-2 présente un résumé de la dérivation provisoire de la rivière Falémé.

Tableau 8-2 Dérivation de la rivière Falémé – Travaux à exécuter

Phase de dérivation	Travaux à exécuter	Échéancier
1 Dérivation via la rive gauche	1. Construction du mur de soutènement gauche jusqu'à un niveau minimum de 83,65 m.	Décembre, année 2 – avril, année 3
	2. Construction des batardeaux en rive droite.	Mars, année 3 – mai, année 3
	3. Dérivation via la rive gauche.	Mai, année 3 – novembre, année 4
	4. Assèchement de l'enceinte.	Mai, année 3 (1 semaine)
	5. Excavation de mort terrain, de roc altéré et de roc sain	Mai, année 3 – novembre, année 3
	6. Traitement de fondation.	Juillet, année 3 – novembre, année 3
	7. Construction des ouvrages en béton dont certains partiellement	Mai, année 3 – novembre, année 4
	8. Installation des vannes à la prise d'eau et aux aspirateurs ainsi que des poutrelles à l'évacuateur de crue,	Février, année 4 – novembre, année 4

Phase de dérivation	Travaux à exécuter	Échéancier
	9. Construction du barrage en enrochement en rive droite jusqu'au niveau minimum de 85 m s.m.	Novembre, année 3 – juin, année 4
	10. Construction d'un pont temporaire dont la longueur est équivalente à la distance entre les deux murs de soutènement	Avril, année 4 – juillet année 4
2 Dérivation via le coursier de l'évacuateur de crues au niveau 72 m s.m.	1. Excavation des batardeaux obstruant le passage hydraulique de l'évacuateur de crue en période d'étiage	Février, année 5 – mai, année 5
	2. Compléter une rampe d'accès en rive gauche du pont temporaire à l'aide du matériel excavé à l'étape 1	Janvier, année 5
	3. Construction partielle de l'épi en rive gauche en période d'étiage à l'aide du matériel excavé à l'étape 1.	Mai, année 5
	4. L'enlèvement des poutrelles à l'évacuateur de crue.	Février, année 5
	5. Construction des batardeaux en rive gauche. Raccordement de l'épi de protection au batardeau.	Mars, année 5 – juin, année 5
	6. Assèchement de l'enceinte en rive gauche.	Mai, année 5 (1 semaine)
	7. Excavation de mort terrain et de roc altéré	Juin, année 5 – janvier, année 6
	8. Traitement de fondation en rive gauche.	Août, année 5 – janvier, année 6
	9. Construction du barrage en rive gauche jusqu'au niveau minimum de 83 m s.m..	Décembre, année 5 – mai, année 6
	10. Poursuite des travaux à la centrale, incluant électro-mécanique, et à l'évacuateur de crue.	Jusqu'en décembre de l'année 6
	11. Démantèlement du pont temporaire	Mai, année 6 – juillet, année 6
3 Dérivation via le pertuis de fond de l'évacuateur de crue	1. Dérivation via la vidange de fond.	Décembre, année 5 – juillet, année 6
	2. Bétonnage des coursiers à l'évacuateur de crue jusqu'au niveau final.	Décembre, année 5 – juillet, année 6
	3. Finalisation du barrage en rive gauche.	Jusqu'en mai de l'année 6
	4. Finalisation de la centrale.	Jusqu'en décembre de l'année 6
Fermeture des vannes de l'évacuateur et mise en service pour production commerciale		Octobre de l'année 6

8.4 CENTRALE ET CANAL DE RESTITUTION

8.4.1 Centrale

8.4.1.1 Caractéristiques de conception

- Nombre d'unités : 2
- Chute brute maximale : 24 m
- Chute nette maximale : 23,3 m (pertes de 3%)
- Niveau maximal en aval de la centrale (crue de 10 000 ans) : 79,7 m s.m.

- Débit d'équipement : 80 m³/s
- Puissance maximale disponible au poste de couplage pour le débit d'équipement et la chute maximale : 17 MW

8.4.1.2 Description

La centrale est une centrale de surface conventionnelle ; elle est située au pied de l'ouvrage de prise d'eau sur la rive droite de la Falémé. C'est un ouvrage gravitaire en béton sous le niveau 77,1 m s.m. qui correspond au plancher alternateur. Au-dessus de ce dernier la superstructure est en charpente métallique. Deux alternateurs actionnés par des turbines Kaplan fournissent une puissance maximale totale de 17 MW sous les conditions de chute maximale au débit d'équipement.

Le bâtiment comprend :

- Un étage principal à la cote 80,2 m s.m. où se trouvent l'entrée, la salle de commande, la plage de montage, des toilettes et vestiaires et un espace qui peut être réservé pour des bureaux ;
- Un plancher alternateur à la cote 77,1 m s.m. où se trouvent les alternateurs, les cellules de groupes, les salles électriques où seront logés les automates, les armoires de protections, les batteries et les auxiliaires de distribution électrique ;
- Un plancher turbine à la cote 72,0 m s.m.

8.4.1.3 Sélection du type et nombre de turbines

Les quatre variantes de niveau qui ont été étudiées au chapitre 6 donnent une gamme de chute maximale d'opération de 17 à 26 m et un débit maximum turbiné de 80 m³/s total pour la centrale, ce qui permet d'envisager des groupes Francis ou Kaplan.

Pour les deux types de turbine, le débit turbiné est contrôlé par l'ouverture des directrices. Les Kaplan possèdent un paramètre de réglage de débit de plus que les Francis avec les pales de roue ajustables. Ces caractéristiques se démontrent directement dans une courbe de rendement étendue et aplatie pour les Kaplan et plus pointue pour les Francis. Les Kaplan peuvent ainsi être opérées dans une plus grande gamme des débits.

Une étude de production d'énergie démontre qu'afin d'obtenir le même degré de production pour les deux types de machine, le nombre de groupes doit typiquement être de trois (3) pour les Francis et deux (2) pour les Kaplan. En conséquence, le débit nominal unitaire serait donc d'environ 27 m³/s pour les Francis et 40 m³/s pour les Kaplan.

Considérant que la Francis peut opérer jusqu'à 50% du débit maximal (limite pour éviter la cavitation) et la Kaplan jusqu'à 25% (rendement réduit), le débit minimal turbiné est de 13,5 m³/s et de 10 m³/s, respectivement.

Le choix d'installer deux (2) turbines Kaplan offre ainsi une gamme d'exploitation du débit plus grande que l'installation de trois (3) Francis.

Par ailleurs, la chute brute minimale d'exploitation descend jusqu'à environ 11 m. La turbine doit ainsi être capable d'opérer sous une large gamme de chutes.

Pour une telle valeur de chute minimale et l'exploitation à faible débit, la turbine de type Francis ne s'avère donc pas un choix judicieux alors que la Kaplan est beaucoup plus appropriée.

La Figure 8-9 montre les zones d'opération des différents types de turbine d'un fournisseur typique.

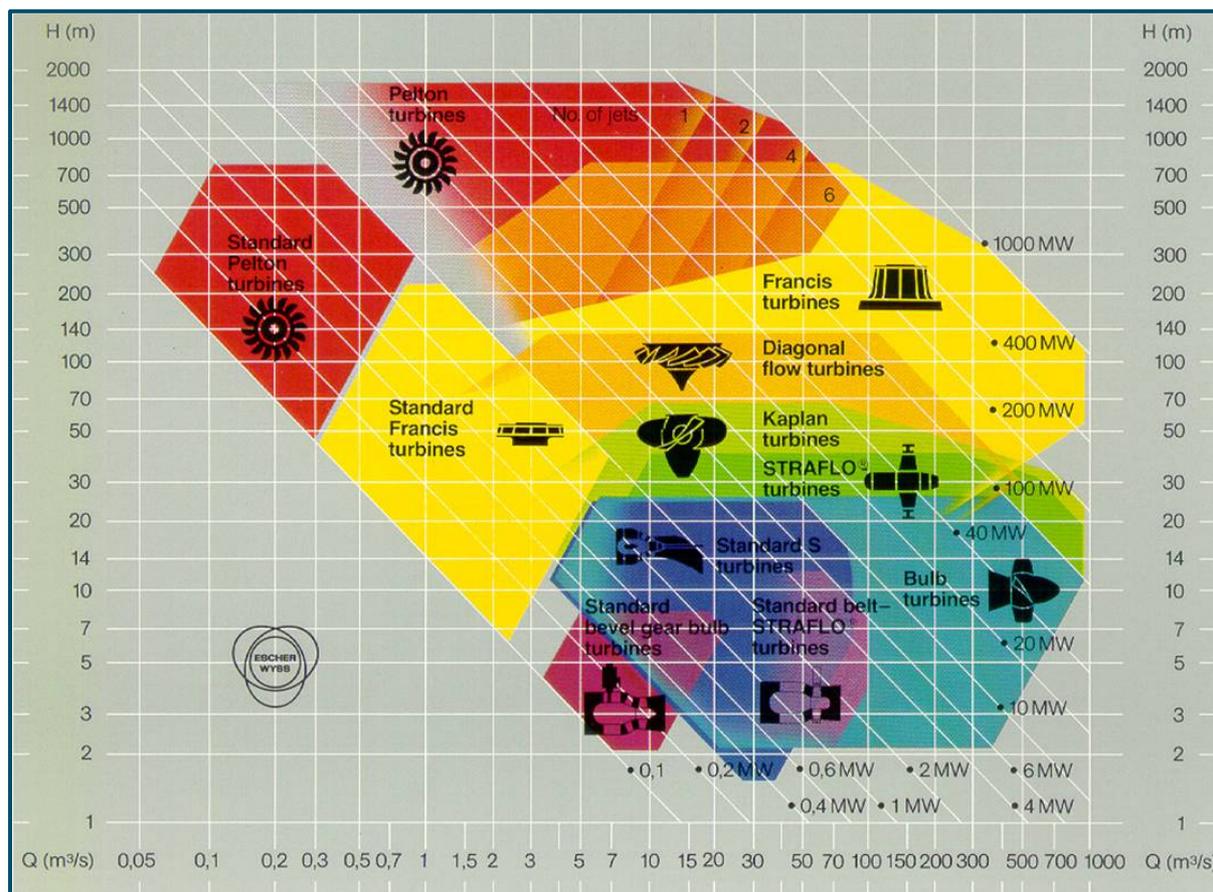


Figure 8-9 Gamme typique d'application des turbines

La puissance maximale unitaire fournie par chaque turbine à la chute nette maximale (23,3 m) est d'environ 8,5 MW au débit nominal de 40 m³/s. Comme on peut le constater sur la Figure 8-9, cet ordre de grandeur de puissance ainsi que la gamme de chutes et de débits permet aussi d'envisager des turbines Kaplan compactes à axe horizontal de type «S».

À priori, pour atteindre le même rendement qu'une Kaplan conventionnelle, la vitesse d'une Kaplan du type S doit être plus élevée, ce qui nécessite plus de calage. Toutefois, au prix d'une perte de quelques dixièmes de points de rendement, une analyse préliminaire a montré que pour les valeurs nominales considérées à Gourbassi deux turbines compactes Kaplan de type S pour un diamètre de roue de 2,3 m et une vitesse de rotation de 200 tr/min conviendraient. Ce type de solution présenterait plusieurs

avantages par rapport aux Kaplan conventionnelles dont le principal est l'assemblage en atelier d'où des temps de fabrication et de montage plus courts.

La présente étude d'APS a été réalisée sur la base de turbines Kaplan conventionnelles mais il conviendra en APD de revoir ce choix en faisant une étude comparative qualitative (avantages/inconvénients) et quantitative (coûts/bénéfices) des deux types de turbines, en considérant l'expérience des principaux fabricants dans ce domaine tels qu'Andritz, Alstom, Voith-Siemens, ou autres, et de valider avec le Maître d'ouvrage le type de turbines « optimal » pour la centrale de Gourbassi.

8.4.1.4 Chutes nettes classées et débits classés

La sélection du débit d'équipement réalisée par la technique du coût marginal a permis de sélectionner le débit d'équipement optimal de 80 m³/s pour la variante retenue. L'analyse des débits classés permet ensuite de valider le choix des turbines et de dimensionner la centrale selon le mode d'exploitation envisagé. L'analyse permet également de s'assurer que la plage d'opération sera bien couverte par le type de machines sélectionné et que le rendement sera acceptable sous toute la plage des débits et des chutes nettes prévues.

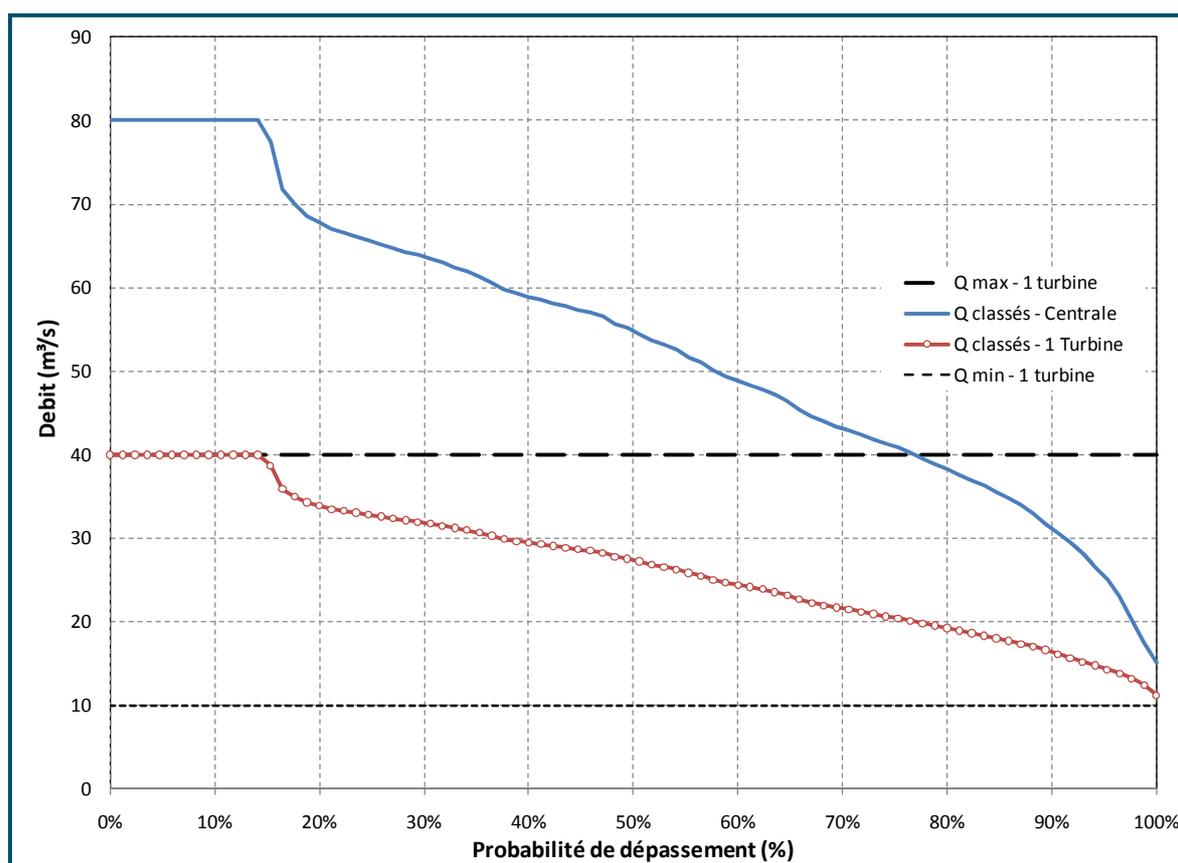


Figure 8-10 Courbe des débits classés pour la variante retenue

La Figure 8-10 présente la courbe des débits classés pour la centrale de Gourbassi ainsi que pour une des deux turbines. Il peut être constaté que la plage de débits turbinés est assez étalée avec une turbine fonctionnant à pleine capacité seulement 15% du temps. Les 85% du temps restant, le débit varie linéairement entre 35 m³/s et 10 m³/s.

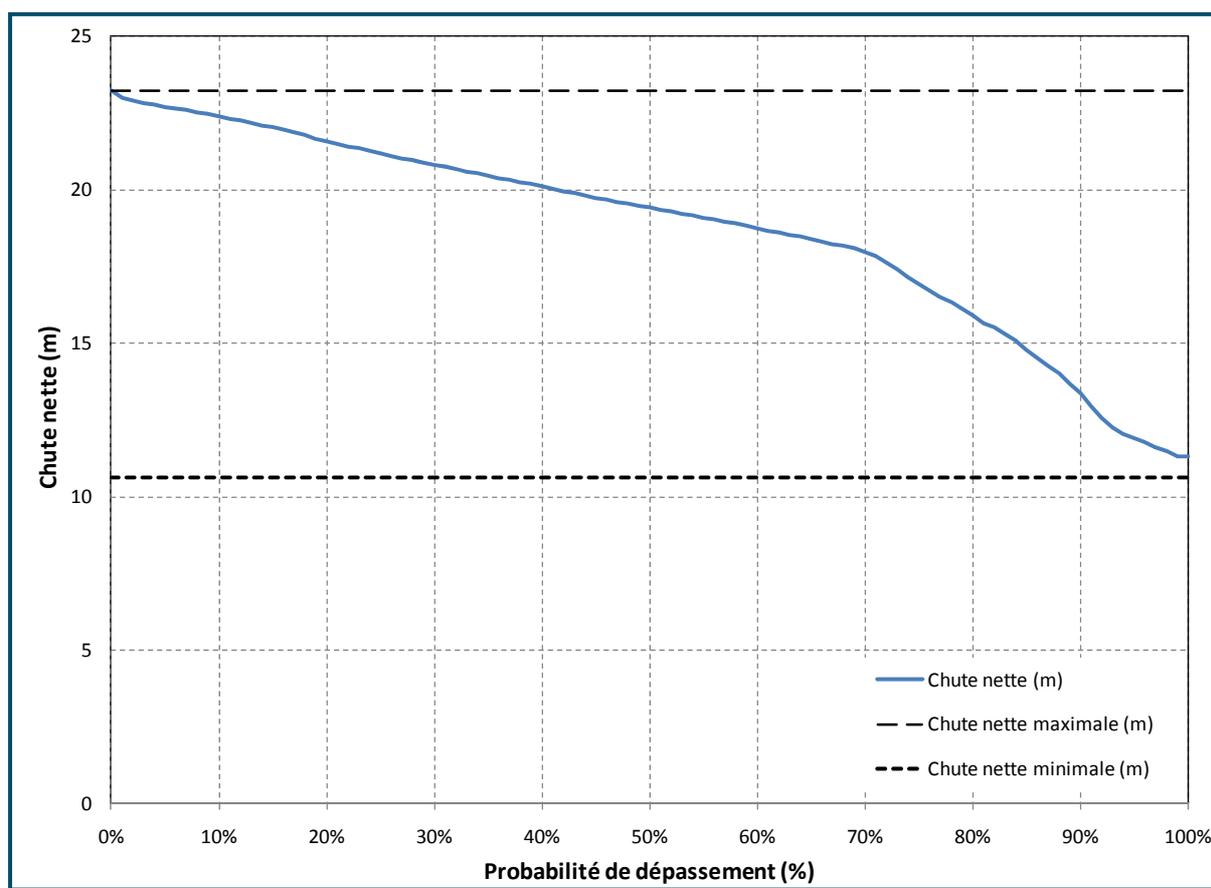


Figure 8-11 Courbe des chutes nettes classées pour la variante retenue

La Figure 8-11 présente la courbe des chutes nettes classées. Entre 0% et 70% du temps la décroissance de la chute nette est quasi linéaire avec une chute nette diminuant de 23,3 m à 18,0 m. Ensuite, au-delà de 70% du temps, il y a un bris de pente avec une autre section linéaire jusqu'à 100% alors que la chute nette diminue linéairement de 18,0 m à 11,3 m. Cette figure permet de constater la grande plage d'opération de chute nette prévue pour la turbine qui correspond au marnage important du réservoir.

Pour le cas de Gourbassi, le marnage du réservoir est de 12 m et la gamme des débits turbinés doit être assez étendue pour être en mesure de restituer de faibles débits lorsque le réservoir est près de la cote d'exploitation minimale et les débits plus élevés lorsque requis. Cela confirme le choix de turbines à pales variables telles que les Kaplan qui fonctionnent sur une large gamme de débits.

8.4.1.5 Turbines hydrauliques

- **Caractéristique de la turbine**

La centrale est équipée de deux (2) turbines de type Kaplan à axe vertical pour les caractéristiques nominales suivantes :

- Chute nette maximale : 23,3 m
- Chute nette minimale : 11,3 m

- Chute nette nominale : 18,7 m
- Puissance nominale unitaire sur l'arbre à la chute nominale (18,7 m) et au débit nominal (40 m³/s) : 6 815 kW
- Vitesse nominale : 250,0 tr/min

La chute nette nominale de 18,7 m a été définie, de façon préliminaire à ce stade, afin que la turbine puisse opérer sous la variation de chute maximale de la centrale, entre la chute minimale (60% de la chute nominale) et la chute maximale (environ 125% de la chute nominale).

Les turbines sont dimensionnées pour fournir une puissance maximale unitaire de 9 MW sur l'arbre sous la chute maximale.

Afin d'éliminer la cavitation sur les différents composants de la turbine, l'axe du distributeur est calé au moins 5,0 m en dessous du niveau aval minimum (soit lorsqu'un seul groupe est en marche à 40 m³/s).

Chaque turbine est équipée d'une bêche spirale munie d'un blindage en acier, d'un avant-distributeur, d'un distributeur, d'une roue Kaplan, d'un blindage d'aspirateur, d'un palier-guide et d'un joint d'étanchéité d'arbre.

L'arbre de la turbine est directement couplé à l'arbre de l'alternateur.

- **Régulateur de vitesse**

Chaque groupe est doté d'un régulateur de vitesse numérique avec son unité de pompage hydraulique et système d'asservissement électronique. Le régulateur de vitesse de chaque groupe assure la liaison avec le groupe et le système de commande de la centrale.

Le régulateur de vitesse contrôle les aubes directrices et les aubes des roues.

Le régulateur de vitesse devra être fourni avec des indicateurs de niveau d'eau et de vitesse et un contrôleur de charge.

8.4.1.6 Systèmes de mécanique auxiliaire

Les systèmes mécaniques suivants sont envisagés pour la centrale :

- Système d'eau de refroidissement pour les turbines, les alternateurs, les régulateurs de vitesse et les transformateurs (s'il y a lieu) ;
- système de drainage et de vidange ;
- système de protection d'incendie des groupes et de la centrale ;
- Système de traitement des eaux usées ;
- Système d'air comprimé (à basse et à haute pression, s'il y a lieu) ;
- système de manutention d'huile ;
- système de climatisation pour la salle de commande et les bureaux ;

- système de ventilation pour la centrale ;
- Atelier mécanique.

Les données techniques concernant ces systèmes devront être définies plus en détails en phase d'APD.

8.4.2 Canal de restitution

Le canal de restitution permet à l'écoulement de rejoindre la rivière à la sortie des aspirateurs tout en minimisant les pertes par frottement. Le canal a une pente de 10% vers les aspirateurs ; il est excavé dans le roc et n'est pas revêtu de béton. À la limite amont du canal la vitesse moyenne d'écoulement est de 0,4 m/s alors qu'à sa limite aval elle est de 2 m/s. La longueur totale du canal est de l'ordre de 100 m.

8.4.2.1 Caractéristiques de conception

- Longueur du canal : 100 m
- Largeur du canal aux aspirateurs : 19 m
- Le radier du canal est à la cote 62,3 m s.m. et la profondeur du canal est de 11,5 m pour un débit de 80 m³/s (niveau aval à la cote de 73,8 m s.m.).

8.4.2.2 Courbe de tarage à l'aval des ouvrages :

Un relevé topographique détaillé du terrain a été effectué en 2011 dans la zone des ouvrages. Ce relevé a été réalisé à l'aide de stations totales et de GPS différentiels. Les points mesurés sont espacés tous les 30 m environ. Ces relevés topographiques ont été complétés par des relevés bathymétriques dans la zone d'étude (sections de rivière). Les données bathymétriques sont constituées d'une série de 30 sections transversales réparties uniformément entre le village de Bérola (Gourbassi), 5,5 km en amont de l'axe du barrage, jusqu'à 5,5 km en aval de l'axe retenu (planches Go12a-b).

L'analyse des données topographiques et bathymétriques dans la zone des ouvrages ainsi que le relevé du zéro de l'échelle limnimétrique de Gourbassi (cote mesurée à 72,85 m s.m.) nous ont permis de constater que la courbe de tarage en aval de la centrale utilisée par SENEGAL-CONSULT en 1970 ne concorde pas avec la topographie observée.

Les relevés de profil de rivière réalisés au site confirment également cette discordance. La courbe de tarage utilisée en 1970, présenté au rapport de lancement [Réf. 20], faisait état d'un niveau de 66,8 m s.m. pour un débit nul alors que la zone la plus profonde de la rivière relevée est à la cote 70 m s.m. au voisinage des ouvrages projetés. Le niveau aval au débit nul est donc de 72,5 m s.m. et il est de 73,8 m s.m. au débit d'équipement de la centrale (80 m³/s) et non de 66,8 m s.m. tel qu'énoncé en 1970. **La chute brute au site avait donc été surestimée en 1970.**

Les calculs hydrauliques réalisés lors de cette étude des variantes utilisent la version révisée de la courbe de tarage aval établie selon les relevés topographiques et bathymétriques de 2011 (Figure 8-12) ce qui, combiné à la baisse d'hydraulicité de la Falémé observée depuis les années 1970, a pour conséquence une réduction du productible par rapport aux chiffres produits par SENEGAL-CONSULT dans ses études de 1970.

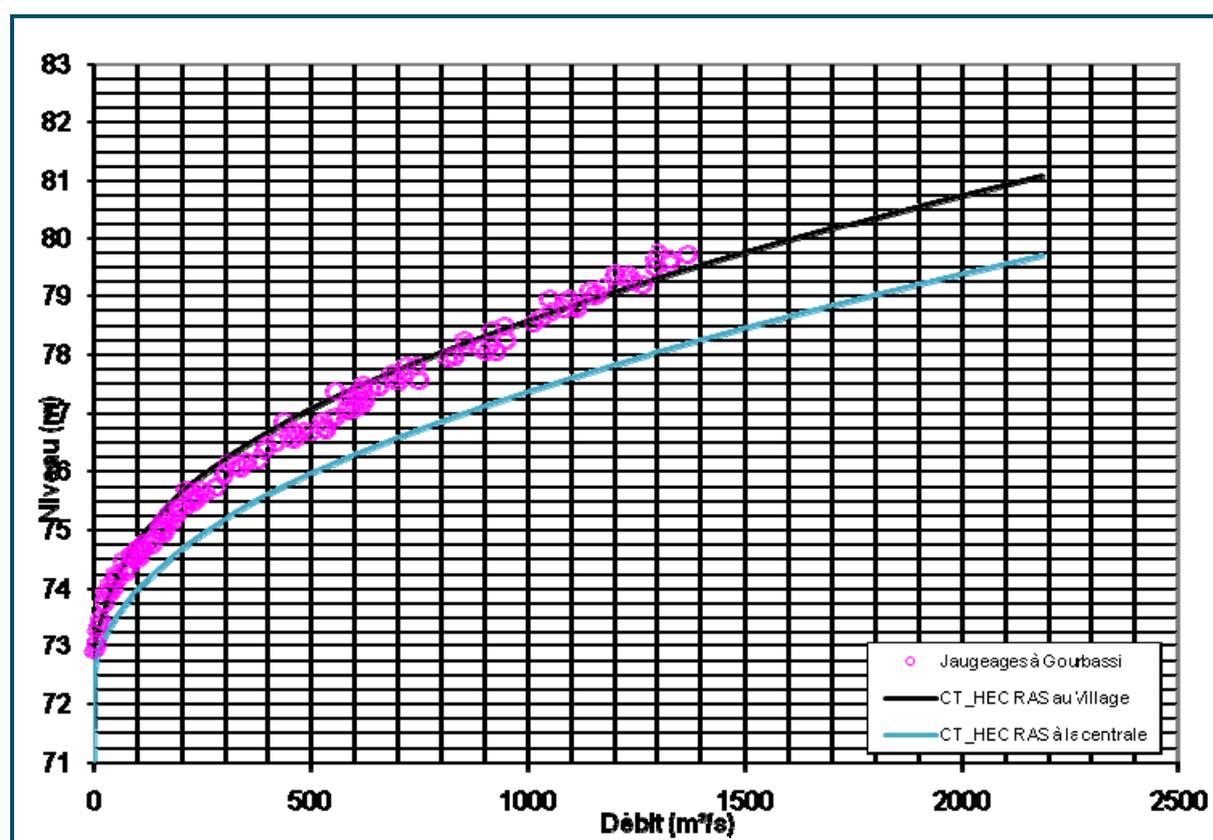


Figure 8-12 Courbe de tarage au site du barrage de Gourbassi

8.5 MECANIQUE LOURDE

8.5.1 Vannes et équipements de la prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau comprend deux passages hydrauliques séparés menant à chacun des groupes turbines-alternateurs.

Chaque passage hydraulique et son groupe turbine-alternateur associé est protégé par une vanne wagon normalement maintenue en position ouverte, suspendue dans son puits au-dessus de l'ouverture du pertuis. Elle est du type vanne plate montée sur roues avec une plaque écran et un joint d'étanchéité localisé à l'amont et pouvant effectuer une fermeture d'urgence contre le plein débit d'une turbine.

Chaque vanne est manœuvrée par un treuil fixe individuel à câbles installé sur le tablier de la prise d'eau.

Le côté amont de chaque passage hydraulique est doté de panneaux de grilles à débris amovibles. Les grilles sont placées dans des rainures inclinées par rapport à la verticale afin de faciliter l'enlèvement des débris.

Un dégrilleur à câbles est prévu pour enlever les débris qui se seront accumulés sur les grilles. Il est monté sur la grue portique circulant sur le tablier de la prise d'eau.

Le côté aval des grilles à débris est doté de guides verticaux pour l'installation des batardeaux. Ces poutrelles seront installées afin de permettre l'inspection et la réparation des pièces encastrées de la vanne de prise d'eau.

Les dimensions et les données hydrauliques sont les suivantes :

Vannes de la prise d'eau

Quantité	2
Largeur	3 m
Hauteur	3 m
Cote du seuil	75,8 m s.m.
Niveau des PHE	98,2 m s.m.
Cote du tablier	100,2 m s.m.

Grilles à débris de la prise d'eau

Nombre de jeux	2
Largeur	6,7 m
Hauteur à la verticale	8 m
Inclinaison par rapport à la verticale	10°
Cote du seuil	75,8 m s.m.
Niveau des PHE	98,2 m s.m.
Cote du tablier	100,2 m s.m.

Installation à l'aide de la grue portique

Batardeaux de révision de la prise d'eau

Nombre de jeux	1
Largeur	3 m
Hauteur	3 m
Cote du seuil	75,8 m s.m.
Niveau des PHE	98,2 m s.m.
Cote du tablier	100,2 m s.m.

Installation à l'aide de la grue portique

8.5.2 Vannes et batardeaux de l'évacuateur de crue

Quatre passes sont prévues, chacune équipée d'une vanne segment. Des cylindres hydrauliques sont utilisés pour la manœuvre des vannes.

Du côté amont des passes, des rainures de guidage sont prévues pour l'installation de batardeaux. Les batardeaux seront installés à l'aide de la grue portique de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau.

Les dimensions des vannes et des batardeaux ainsi que les données hydrauliques sont indiquées ci-dessous :

Vannes de l'évacuateur de crues

Quantité	4
Largeur	8,75 m
Hauteur	10,7 m
Cote du seuil	87,17 m s.m.
Niveau des PHE	98,2 m s.m.

Fonctionnement par cylindres hydrauliques Quantité = 2

Batardeaux de révision de l'évacuateur de crues

Nombre de jeux	1
Largeur	8,75 m
Hauteur	10,7 m
Cote du seuil	87,0 m s.m.
Niveau des PHE	98,2 m s.m.

Installation à l'aide de la grue portique

8.5.3 Vannes et équipements de l'aspirateur

L'aspirateur de chaque groupe turbine-alternateur est doté de deux passages hydrauliques séparés par un pilier central. Il est prévu un seul jeu de vannes, composé de deux vannes verticales à glissière.

Ce jeu de vannes permettra d'isoler l'un des groupes aux fins d'inspection et de réparation.

Des guides verticaux encastrés sont prévus à chaque passage hydraulique. Les vannes seront installées et enlevées en conditions d'équilibre. Pour ce faire, une des vannes sera dotée d'un robinet de remplissage actionné par le poids du palonnier de levage de la vanne.

Les vannes seront installées à l'aide d'un palan monorail suspendu à une structure métallique reposant sur le tablier aval de la centrale.

Les dimensions des vannes ainsi que les données hydrauliques sont indiquées dans le tableau qui suit:

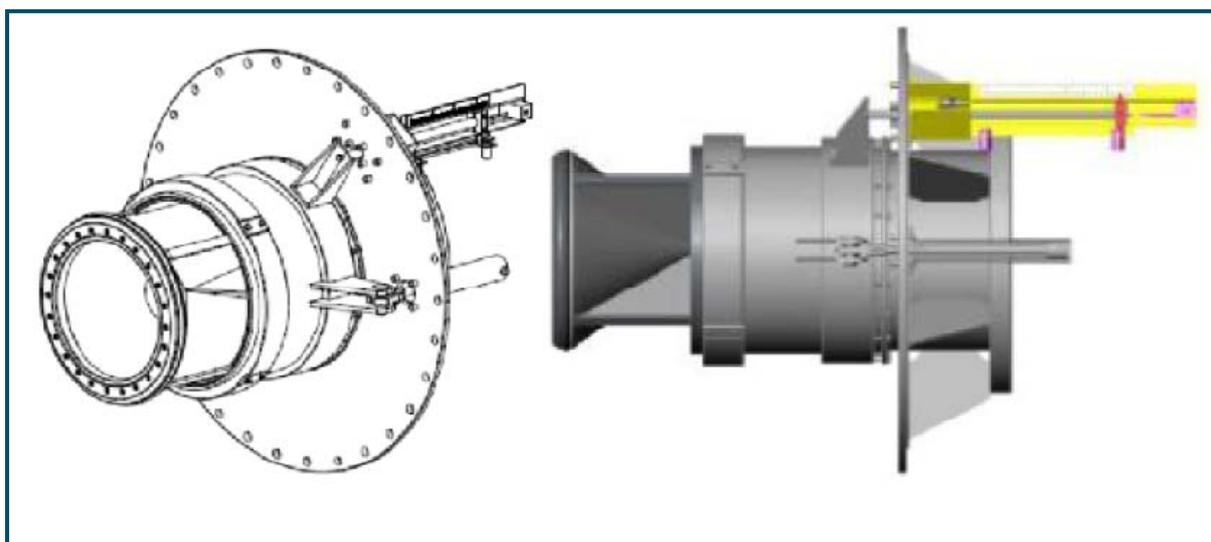
Vannes de l'aspirateur

Quantité	2
Largeur	2,9 m
Hauteur	2,9 m
Cote du seuil	62,3 m s.m.
Niveau aval maximal	79,7 m s.m.
Cote du tablier	80,2 m s.m.

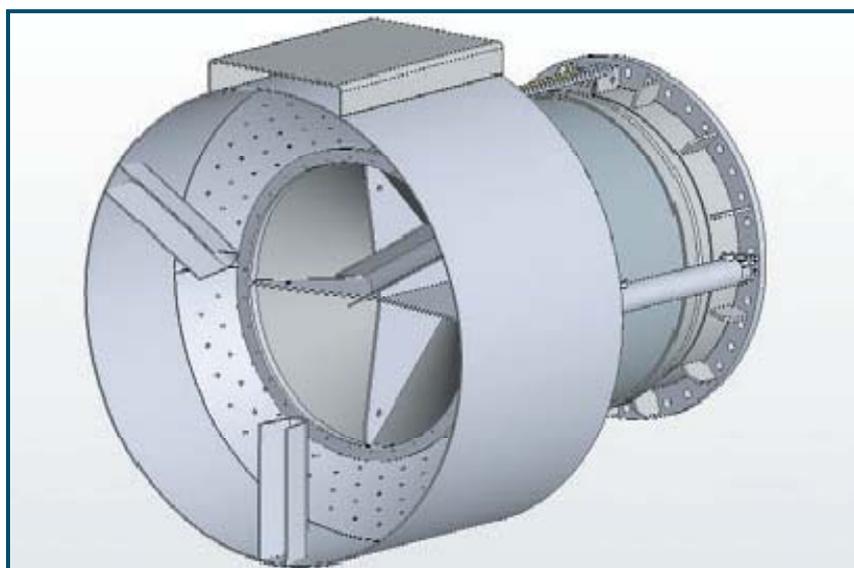
Installation à l'aide du palan monorail.

8.5.4 Vannes et équipements de la vidange de fond

La vanne de réglage d'un diamètre de 3 m est du type à jet creux divergent (Figure 8-13). Les vannes à jet creux divergent sont d'excellentes vannes de réglage car elles peuvent fonctionner à n'importe quelle position d'ouverture entre complètement ouvert et complètement fermé. A l'intérieur de la vanne, on trouve un cône fixe dont la pointe est tournée vers l'amont et qui provoque la divergence du jet. À l'extérieur, un cylindre mobile se déplace vers l'aval pour assurer la fermeture, en s'appliquant sur l'anneau d'étanchéité placé à la périphérie du cône.

Figure 8-13 Vanne à jet creux $\varnothing = 3 \text{ m}$ ³⁷

L'agencement de la vidange de fond est conçu pour un fonctionnement en submersion partielle : un concentrateur fixé dans le mur aval est utilisé pour diminuer l'amplitude du jet et éviter l'abrasion des murs adjacents (Figure 8-14) ; les automatismes de commande hydraulique sont localisés au-dessus de la vanne dans une salle étanche accessible depuis la galerie de drainage.

Figure 8-14 Vanne à jet creux avec concentrateur³⁸Vanne de réglage

Quantité	1
Diamètre	3 m
Cote du seuil	71 m s.m.

³⁷ Source : Vortex Hydra srl³⁸ Source : ORBINOX

Niveau maximal d'eau 98,2 m s.m.

Fonctionnement par cylindres hydrauliques Quantité =2

La vanne de garde de la vidange de fond est du type wagon.

Vanne de garde de la vidange de fond

Quantité	1
Largeur	3 m
Hauteur	3 m
Cote du seuil	71 m s.m.
Niveau des PHE	98,2 m s.m.

8.5.5 Pont roulant de la centrale

La centrale est dotée d'un pont roulant électrique, équipé d'un chariot principal. Le chariot principal comprend un treuil principal et un treuil auxiliaire.

Le pont roulant doit avoir une capacité suffisante pour lever le rotor de l'alternateur au complet. Un treuil auxiliaire sera fourni pour la manutention des équipements plus petits.

Le pont roulant est commandé par l'entremise d'une boîte pendante à boutons-poussoirs et doit pouvoir atteindre tous les principaux composants électro-mécaniques de la centrale.

Le pont roulant servira pendant la phase initiale de construction de la centrale et, par la suite, à l'entretien des équipements électro-mécaniques.

8.5.6 Grue portique de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau

La prise d'eau et l'évacuateur de crues sont munis d'une grue portique commune pour la manœuvre des grilles à débris, batardeaux de révision, treuil et vannes de la prise d'eau.

La grue portique comporte essentiellement un portique motorisé sur lequel se déplace un chariot motorisé, muni du treuil principal à câbles et d'un treuil auxiliaire.

La grue portique, munie de roues, se déplace sur des rails sur le tablier de la prise d'eau et de l'évacuateur de crue. Le chariot sera recouvert d'un abri et inclura un treuil d'entretien, monté sur monorail pour manutentionner les équipements mécaniques et électriques de ce dernier.

Les commandes de levage des treuils principal et auxiliaire, de translation de la grue portique et des chariots sont exécutées à partir d'une boîte pendante à boutons-poussoirs.

8.6 SYSTEMES ET EQUIPEMENTS ELECTRIQUES PRINCIPAUX

8.6.1 Alternateurs

Les groupes turbines-alternateurs de la centrale sont du type synchrone, à axe vertical, couplé rigidement à une turbine hydraulique de type Kaplan.

Les caractéristiques principales sont les suivantes :

- Nombre d'unités 2
- Puissance de l'alternateur 9 MW, 10 MVA
- Facteur de puissance: 0.90
- Tension de sortie : 11 kV
- Fréquence: 50 Hz \pm 3%
- Nombre de phases: 3
- Isolation: Classe F
- Refroidissement: TEWAC
- Constante d'inertie (H) : Minimum 1,40 Ws/VA

Les enroulements du rotor et du stator ont une isolation de classe F ; les limites d'échauffement du stator et du rotor doivent être conformes aux normes ANSI C50.12 ou IEC 60034.

Les alternateurs sont du type auto-ventilé en circuit fermé, l'air de ventilation étant refroidi par des échangeurs de chaleur air-eau (TEWAC).

Les alternateurs sont protégés contre le feu par un système d'extinction automatique déluge au CO₂.

Le neutre de l'alternateur est mis à la terre à travers d'un transformateur de distribution monophasé, avec une résistance au secondaire.

8.6.2 Système d'excitation

Chaque groupe est équipé d'un système d'excitation statique sans balais pour réduire les contraintes d'entretien. Le système d'excitation statique comprend une armoire d'excitation ainsi qu'un transformateur d'excitation à sec raccordé à l'armoire de l'alternateur par une dérivation telle que montrée sur le schéma unifilaire principal (planches Go31 ou Go32).

L'armoire d'excitation statique comprend les ponts redresseurs, le disjoncteur de champ, les résistances de décharge de champ, le régulateur automatique de tension ainsi que l'appareillage de commande, de mesure et de protection. Elle sera installée près du transformateur d'excitation.

Les régulateurs de tension sont de type statique et devraient pouvoir réamorcer l'excitation en l'absence de courant alternatif auxiliaire.

8.6.3 Connexion de phase de l'alternateur

La liaison entre les alternateurs et les transformateurs élévateurs placés dans le poste est réalisée en câbles armés monoconducteurs 15 kV de type « TECK » (selon le standard canadien CSA) installés en tranchée.

Le courant nominal à la sortie de l'alternateur est de 524 A. Avec une surcharge de 10%, le courant peut grimper jusqu'à 583 A. En prenant en considération les facteurs de corrections applicables, le câble approprié pour cet ampérage est établi à 1 conducteur de 500 MCM ($\approx 255 \text{ mm}^2$) par phase.

8.6.4 Armoire de l'alternateur

À l'intérieur de la centrale de Gourbassi, les dérivations vers chaque armoire d'alternateur et les transformateurs des services auxiliaires est conçue selon le schéma unifilaire (planche Go31).

L'armoire de l'alternateur est équipé avec des appareillages de manœuvre enfermés dans des cellules blindées, comprenant des parafoudres, des condensateurs d'alternateur, transformateur de tension débrochable, sectionneur et terminaison de câbles.

8.6.5 Armoire de neutre de l'alternateur

Le point neutre de chaque alternateur est raccordé au réseau de mise à la terre de la centrale par l'intermédiaire du primaire d'un transformateur sec monophasé 11 000-120/240 V et d'une résistance raccordée au secondaire du transformateur afin de limiter le courant de défaut à la terre à 15 A.

Le transformateur, le sectionneur unipolaire, ainsi que la résistance sont installés dans une armoire à enveloppe métallique, ventilée et à l'extérieur du puits d'alternateur.

8.6.6 Transformateurs de puissance

Les deux groupes turbine-alternateur sont indépendamment reliés aux bornes de chacun des primaires de chaque transformateur. Les transformateurs de puissance sont de type triphasé, immergés dans l'huile avec un mode de refroidissement ONAN. Les traversées de phase et du neutre sont équipées avec des transformateurs de courant.

Les transformateurs sont fournis avec un cabinet de contrôle comprenant tous les relais, contacteurs et équipements de contrôle et de mesure.

Les transformateurs sont installés à l'extérieur. L'installation des transformateurs sera faite de manière à faciliter le démontage des transformateurs lors des réparations et/ou des remplacements, avec un minimum de perturbation.

Chaque transformateur est installé sur une base de béton entouré d'un bassin de récupération d'huile. Un séparateur d'huile commun connecté aux bassins de récupération d'huile des transformateurs devra être prévu. Des murs coupe-feu (non montrés sur les dessins) séparent les deux transformateurs.

Les caractéristiques principales des transformateurs de puissance triphasés sont comme suit :

- Puissance ONAN 10 MVA
- Fréquence: 50 Hz
- Tension primaire: 11 kV
- Tension secondaire: à déterminer (*)
- Changeur de prises à vide sur la HT $\pm 2 \times 2.5\%$

Note (*) Les variantes des niveaux de tension secondaire sont discutées dans la section relative aux tensions de raccordement avec le réseau OMVS.

De plus, chaque transformateur est muni d'un jeu de parafoudres disposés près des bornes de haute tension des transformateurs.

Toutes les caractéristiques devront être confirmées lors des études ultérieures.

8.6.7 Services auxiliaires électriques

Le système de distribution des services auxiliaires courant alternatif de la centrale de Gourbassi doit atteindre un niveau de fiabilité, de flexibilité et de sécurité d'exploitation pour assurer l'alimentation de toutes les charges électriques de l'aménagement.

Les services auxiliaires sont alimentés par deux transformateurs alimentés par les groupes G1 et G2.

Le système de distribution des services auxiliaires courant alternatif est basé sur la philosophie opérationnelle suivante :

- Tous les transformateurs à l'intérieur de la centrale seront du type sec ;
- En fonctionnement normal, les services auxiliaires sont alimentés par un seul transformateur de services auxiliaires (TSA1 ou TSA2), le second étant en secours du premier ;
- Chaque transformateur est dimensionné pour pouvoir alimenter toutes les charges en courant alternatif de l'aménagement ;
- Advenant la perte de l'alimentation principale, la relève sera assurée par un groupe électrogène avec démarrage automatique ;
- Un système de verrouillage et de permutation automatique empêchera la mise en parallèle des centres de distribution ;
- En cas de perte d'alimentation, le transfert des charges se fera avec un minimum d'interruption.

Les caractéristiques des transformateurs auxiliaires sont les suivantes :

- Puissance nominale : 750 kVA
- Tension primaire : 11 kV

- Tension secondaire : 415/240 V avec neutre
- Phases : trois phases, 4 fils
- Fréquence : 50 Hz

Un groupe électrogène de secours est prévu et branché via un disjoncteur pour alimenter les services essentiels au démarrage, à la protection et à la sécurisation de la centrale : pompe d'injection, compresseurs d'air, pompe d'incendie, pompes de drainages.

Des panneaux et des transformateurs abaisseurs sont prévus dans les différentes parties de la centrale pour alimenter la distribution secondaire à basse tension (prises de courant, éclairage, ventilation, ateliers, bureaux, etc.).

8.6.8 Commande et protection

La commande démarrage/arrêt des groupes est automatisée, tout en permettant l'exécution de ces manœuvres par étapes durant une période de rodage et de la formation des opérateurs.

Les équipements de commande automatique doivent être installés dans des locaux climatisés. Puisque les dimensions de la centrale sont restreintes, il est proposé que ses équipements soient installés dans la salle de commande et de contrôle, plutôt que près de chaque groupe. Toutefois, des panneaux de commande locale des auxiliaires prioritaires doivent être prévus localement.

Les équipements de commande automatique seront facilement adaptables pour télécommande éventuelle depuis le dispatching du réseau OMVS.

Les équipements de protection des groupes, du poste de départ et des services communs seront aussi installés dans un local climatisé, de même que les régulateurs de tension, pour favoriser leur bon fonctionnement et leur entretien.

Des systèmes de signalisation et de communication sont prévus pour la centrale et pour le poste de départ.

Un réseau de télécommunications doit être prévu pour rejoindre la centrale, le nouveau poste de couplage, les installations existantes et/ou futures des postes de raccordement au réseau OMVS et le centre de dispatching à Manantali.

8.6.9 Alimentation en courant continu

L'alimentation des équipements de contrôle, de protection et commande ainsi que des charges en courant continu est faite en 125 V continu. Cette alimentation est fournie à partir de deux batteries parallèles / redondantes avec une autonomie de quatre heures minimum.

La capacité des batteries sera confirmée lors des études ultérieures.

La tension de ces batteries est maintenue par deux chargeurs alimentés en 415 V triphasé.

L'alimentation des équipements de communication sera de 24 ou 48 V continu.

8.6.10 Mise à la terre

Le réseau de mise à la terre (MALT) de la centrale Goubassi doit respecter les critères de conceptions suivants :

- Assurer la sécurité du personnel lors d'un défaut électrique ;
- Fournir un chemin de MALT à faible résistance ;
- Limiter les surtensions de manœuvre et atmosphérique ;
- Limiter l'élévation de potentiel lors d'un court-circuit ;
- Assurer le bon fonctionnement des relais de protection.

Le réseau de MALT sera conçu pour obtenir une résistance de terre de 1 Ω ou moins. Les tensions de pas et de touche seront limitées à des niveaux acceptables selon la norme ANSI/IEEE-80 et 142.

Le calibre des conducteurs de mise à la terre devra être suffisant pour supporter, sans dommages, le courant de court-circuit pour une durée minimum de 0,5 secondes.

Tous les équipements électriques et les composants mécaniques sont connectés au réseau de la mise à la terre.

Pour la conception du réseau de MALT de la centrale, des mesures de la résistivité du sol devront être réalisées en phase d'APD.

8.7 INTERCONNEXION AVEC LE RESEAU OMVS

8.7.1 Tensions et variantes de raccordement

Le raccordement du poste de couplage de la centrale Goubassi au réseau d'interconnexion de l'OMVS se fera de façon radiale vers une infrastructure existante ou prévue dans un futur rapproché. Au niveau alimentation, les tensions disponibles dans la région avoisinante de l'aménagement de Goubassi sont le 225 kV (ligne OMVS-SOGEM Manantali-Kayes et projet EDM-SA de raccordement des zones des mines et des carrières) ainsi que le 90 kV (au poste de Kayes-Médine). Au niveau moyen tension (MT), la tension 30 kV est utilisée pour la distribution locale.

Dans ce contexte, trois alternatives de raccordement ont été évaluées (voir planche Go35) :

- Variante N° 1 : Raccordement au poste existant de Kayes-Médine. Ce poste existant, distant de 150 km de Goubassi à vol d'oiseau, possède un jeu de barres 90 kV sur lequel pourrait être raccordé la ligne en provenance du poste de couplage de Goubassi.
- Variante N° 2 : Raccordement au réseau OMVS le plus proche. La future centrale de Gouina (140 MW), dont la mise en service est prévue pour 2016 et qui est située sur le fleuve Sénégal à 80 km en amont de Félou, sera raccordée via un poste de transformation à la ligne 225 kV Manantali-Kayes de façon à débiter directement sur le réseau SOGEM-OMVS 225 kV. La ligne en provenance de Goubassi pourrait être

raccordée à ce poste. La distance séparant la centrale de Goubassi au futur poste d'évacuation de Gouina a été évaluée à environ 90 km.

- Variante N° 3 : Raccordement au réseau EDM-SA le plus proche. Le schéma de développement retenu par EDM-SA pour le raccordement des zones de carrières et de mines de la région de Kayes prévoit : la construction d'un nouveau poste aux environs de Diamou à partir d'une ligne 225 kV issue du poste 225/90/30 kV de Kayes-Médine puis un bouclage vers Manantali en 225 kV à travers de nouveaux postes de transformation à Sadiola-Yatéla et Loulo-Tabakoto. La ligne en provenance de Goubassi pourrait être raccordée au poste projeté à Sadiola-Yatéla dont la distance à vol d'oiseau depuis le poste de couplage de Goubassi est d'environ 70 km.

8.7.2 Coûts des variantes de raccordement

La puissance maximale disponible au poste de couplage de Goubassi est de l'ordre de 20 MVA (18 MW) dont 10% sont mis à disposition pour l'alimentation de la base vie de l'exploitant et des villages alentours dans la zone de Goubassi.

Le choix d'une tension de raccordement (tension secondaire du transformateur de puissance) concernera donc l'évacuation d'au plus 16 MW. En plus des deux tensions de transport identifiées dans la zone, c'est-à-dire le 225 kV et le 90 kV, et bien que celle-ci ne soit pas une tension normalisée auprès de l'OMVS, il a aussi été vérifié dans quelle mesure la tension 30 kV pouvait être utilisée pour accommoder, éventuellement, le raccordement de la centrale Goubassi. En effet, pour les besoins de l'alimentation des charges rurales avoisinantes, il a été supposé que cette tension (30 kV) sera disponible au nouveau poste de Gouina ou dans le poste projeté à Sadiola-Yatéla. Dans un tel contexte, les coûts d'investissements pour les diverses tension de raccordement considérées sont tels qu'indiqués au Tableau 8-3.

Tableau 8-3 Coûts des variantes de raccordement au réseau

N°	Point de raccordement	Ligne			Poste d'arrivée		Poste de Goubassi
		Tension (kV)	Longueur (km)	Coût (M\$ US)	Équipements à ajouter	Coût (M\$ US)	Coût (M\$ US)
1	Kayes-Médine	90 kV (simple circuit)	150	16,5	• Disjoncteur 90 kV	0,2	1,9
2	Gouina	90 kV (simple circuit)	90	9,9	• Disjoncteur 90 kV • Transfo 90/225 kV	0,95	1,9
		30 kV (double circuit)	90	5,4	• Disjoncteurs 30 kV	0,2	1,5
3	Sadiola-Yatéla	90 kV (simple circuit)	70	7,7	• Disjoncteur 90 kV • Transfo 90/225 kV	0,95	1,9
		30 kV (double circuit)	70	4,2	• Disjoncteurs 30 kV	0,2	1,5

Au niveau du poste Kayes (variante 1), la ligne en provenance du poste de couplage de Gourbassi pourra être raccordée sur la barre 90 kV existante et débiter sur le réseau 225 kV au travers du transformateur existant de 20 MVA.

Au niveau du futur poste Gouina (variante 2) ou du poste projeté à Sadiola-Yatéla (variante 3), outre l'équipement nécessaire pour son raccordement au réseau 225 kV, l'introduction du 90 kV impliquera l'addition d'un transformateur 225/90 kV de 20 MVA (ainsi que tout son appareillage 90 kV connexe) pour accommoder seulement l'arrivée d'une ligne en provenance du poste de couplage de Gourbassi.

8.7.3 Analyse technico-économique des options de raccordement

Les résultats des analyses techniques sont donnés dans le Tableau 8-4 qui suit.

Tableau 8-4 Résultats des analyses techniques et coût en capital des variantes

Variante	Tension (kV)	Longueur (km)	Puissance livrée max. (MW)	Pertes (MW)	Coût total (M\$ US)
1	90 kV (simple circuit)	150	15,12	0,98	18,6
2	90 kV (simple circuit)	90	15,19	0,91	12,75
	30 kV (double circuit)	90	14,24	1,86	7,1
3	90 kV (simple circuit)	70	15,36	0,74	10,55
	30 kV (double circuit)	70	14,67	1,43	5,9

Les résultats des analyses économiques comparatives des variantes sont donnés dans les tableaux qui suivent. Ces analyses concernent les comparaisons d'une part des variantes de longueur à la tension 90 kV (Tableau 8-5) et d'autre part celles des variantes de tension (Tableau 8-6). Les valeurs nettes actualisées qui y sont présentées sont des différences de coûts de construction et d'exploitation entre deux variantes (en tenant compte des pertes) actualisés sur une période de 30 ans au taux de 10%.

Tableau 8-5 Résultats de la comparaison des variantes en termes de longueur (à 90 kV)

Variante	Valeur nette actualisée (2012) en M\$ US
V2 (90 kV, 90 km) % V1 (90 kV, 150 km)	-5,8
V3 (90 kV, 70 km) % V2 (90 kV, 90 km)	-1,8

Le résultat de l'analyse économique, faite en termes de longueur, indique que l'option 70 km (raccordement à Sadiola-Yatéla) est plus économique que les deux autres variantes.

Tableau 8-6 Résultats de la comparaison des variantes en termes de tension

Variante	Valeur nette actualisée (2012) en M\$ US
V3 (30 kV, 70 km) % V3 (90 kV, 70 km)	-2,8

Le résultat de l'analyse économique, faite en terme de tension, indique que l'option en 30 kV biterne, 70 km (raccordement à Sadiola-Yatéla) est celle qui est la plus économique.

Ainsi les analyses technico-économiques ont montré que les options de raccordement à 30 kV double circuit sont les plus économiques bien que présentant un plus haut niveau de pertes. Elles sont cependant conditionnées par l'hypothèse que ce niveau de tension sera disponible dans le futur poste de Gouina ou le poste projeté de Sadiola-Yatéla mais aussi par les dates de réalisation et de mise en service de ces postes par rapport à la planification de réalisation de Gourbassi.

8.7.4 Configuration des postes

Indépendamment de la variante sélectionnée, le poste de départ de la centrale Gourbassi est positionné à l'Ouest, approximativement à 150 m de la centrale. Le terrain sera aménagé afin de permettre l'installation du poste de couplage et les chemins d'accès prévus en conséquence. La superficie requise pour le poste dépend de la configuration choisie.

Le poste est entouré d'une clôture avec des barrières donnant accès au poste.

Les mises à la terre de la centrale et du poste sont interconnectées afin de donner une valeur de résistance inférieure à 1 ohm.

La configuration des postes est présentée sur les schémas unifilaires (planches Go31 et Go32) ainsi que sur les agencements généraux (planches Go33 et Go34). Deux types de postes ont été considérés, à savoir :

- Poste conventionnel à simple jeu de barre à 90 kV éloigné de la centrale ;
- Poste conventionnel à double jeu de barres à 30 kV éloigné de la centrale.

L'équipement de commande et protection du poste de couplage sera localisé dans la salle de commande de la centrale.

8.7.4.1 Évacuation à 90 kV

Le poste de couplage de cette variante, comprend un simple jeu de barre à 90 kV, recevant l'apport des deux groupes de production et alimentant une ligne de transport vers le poste d'arrivée.

Il est prévu un transformateur de distribution 90/30 kV d'une capacité de 2 MVA, installé dans le poste, pour l'alimentation de la base-vie et des villages de la zone.

L'équipement du poste de couplage consiste principalement de disjoncteurs du type SF6, avec chambres de coupures verticales, de sectionneurs horizontaux, avec ouverture verticale ainsi que des instruments de mesure, transformateur de courant et transformateur de tension.

8.7.4.2 Évacuation à 30 kV

Ce poste de couplage comprend un double jeu de barres à 30 kV, recevant l'apport des deux groupes de production et alimentant deux lignes de transport. Il y a également une troisième ligne vers la cité de l'exploitant d'où une redistribution est faite vers les villages alentours.

L'équipement du poste de couplage consiste principalement de disjoncteurs du type « *dead tank* » à SF6, de sectionneurs horizontaux, avec ouverture verticale et ainsi que des instruments de mesure, transformateur de courant et transformateur de tension.

8.7.5 Considérations environnementales et socio-économiques

La planche Go35 présente les variantes présentées plus haut pour les lignes de transport de l'énergie générée à la centrale de Gourbassi.

L'élaboration et le choix d'emplacement de tracé de ligne doit prendre notamment en compte les considérations environnementales et sociales suivantes en évitant :

- Les zones sensibles à l'érosion ;
- Les traversées de cours d'eau permanents ou intermittents ;
- La perte de végétation et plus particulièrement de la coupe de végétation arborescente dense dans l'emprise ;
- Les terres en cultures ;
- Les secteurs habités par la population ;
- Les infrastructures minières et les mines en exploitation ainsi que les mines dont l'exploitation est projetée à cours et moyen terme.

L'insertion de l'infrastructure dans le paysage doit être considérée afin de limiter l'altération des paysages. De préférence, le tracé de la ligne doit se juxtaposer à un corridor d'infrastructure existant, notamment les routes, pour limiter de perturber de nouveaux espaces sur le territoire. Ceci a de plus pour avantage de faciliter l'accès au site des travaux et de limiter les impacts associés à l'aménagement de routes d'accès et d'entretien.

Le Tableau 8-7 résume les caractéristiques environnementales et sociales des deux variantes retenues.

Tableau 8-7 Caractéristiques environnementales et sociales des variantes de lignes

Caractéristiques	GOURBASSI – KAYES-MÉDINE	GOURBASSI – GOUINA	GOURBASSI – SADIOLA-YATÉLA
Type de ligne	Une ligne 90 kV	Deux lignes de 30 kV ou 1 ligne 90 KV	Deux lignes de 30 kV ou 1 ligne 90 KV
Longueur du tracé	150 km	90 km	70 km
Superficie affectée pour une emprise de 40 m (km ²)	6,0 km ²	3,6 km ²	2,8 km ²
Topographie	Peu accidentée sur 50 % du tracé. Moyennement accidenté sur le 50 % restant.	Accidentée sur 40 % du tracé avec présence d'importants escarpements (chaîne de Tambaoura). Probabilité plus élevée de rencontrer des zones sensibles à l'érosion.	Peu accidentée
Traversée de cours	6	3	2

Caractéristiques	GOURBASSI – KAYES-MÉDINE	GOURBASSI – GOUINA	GOURBASSI – SADIOLA-YATÉLA
d'eau permanents ou intermittent (nombre)			
Perte de végétation arborée dense	Donnée non disponible	Donnée non disponible	Donnée non disponible
Perte de terres de culture	Donnée non disponible	Donnée non disponible	Donnée non disponible
Présence de secteurs habités par la population (nombre de localités importantes traversées ou à proximité directe du tracé)	4	2	2
Interaction avec infrastructures minières existantes	Oui (mine de Sadiola)	non	non
Juxtaposition à un corridor d'infrastructure existant (distance en km et % du tracé) et accessibilité pour réaliser les travaux	95 km (74 % du tracé)	5 km (5 % du tracé)	90%

La variante de ligne GOURBASSI – KAYES-MÉDINE est la plus longue ce qui constitue un désavantage pour cette variante puisque l'on s'attend généralement à des impacts négatifs plus prononcés pour l'infrastructure la plus longue ou celle dont l'emprise est la plus importante.

La topographie est particulièrement accidentée pour la variante GOURBASSI – GOUINA. Un escarpement prononcé de 150 à 200 m (chaîne de Tambaoura) est rencontré sur le tracé. Ce dernier escarpement ne peut être évité si l'on souhaite rejoindre le site de Gouina le plus directement possible. Pour la variante GOURBASSI – KAYES-MÉDINE la topographie est moins accidentée mais il est nécessaire de dévier le tracé vers l'ouest et le nord afin d'éviter les contraintes topographiques. Ceci a pour effet de prolonger le tracé d'environ 15 km.

La variante GOURBASSI – SADIOLA-YATÉLA est celle présentant le tracé le plus court, qui peut suivre au plus près les routes existantes et qui traverse un relief peu marqué.

La perte de végétation arborée dense ne peut être évaluée précisément faute de donnée précise sur l'utilisation du sol. Puisque le parcours des variantes considérées se situe dans des secteurs peu densément habités, la pression sur le milieu naturel est normalement moins forte ce qui nous laisse croire que la végétation et la biodiversité de manière générale y est relativement bien préservée.

La perte de terres de culture n'a pas été évaluée faute de données précises sur l'occupation du sol. Toutefois, cet impact devrait être plutôt limité pour les deux variantes considérées en raison de la faible densité de population sur le territoire. Les villages disposant de terres agricoles et qui sont localisés à proximité des tracés de lignes projetés sont ceux qui seront affectés. L'impact sera très localisé touchant

essentiellement les superficies occupées par les pylônes électriques puisqu'il sera possible de continuer à cultiver sous les lignes électriques.

Sauf pour l'escarpement des falaises de Tambaoura que doit traverser la ligne GOURBASSI-GOUINA, les trois axes ne présentent pas de contraintes majeures sur leur tracé et sont tous trois des options viables du point de vue environnemental et social.

Du point de vue des enjeux environnementaux et sociaux, l'axe GOURBASSI – SADIOLA-YATÉLA serait favorisé en raison de sa longueur plus réduite et de son accessibilité. Pour l'axe GOURBASSI – GOUINA plus long de quelques 20 km, on peut prévoir que les travaux pour installer cette ligne s'avèreront plus complexes en raison de la topographie accidentée, ce qui se traduit par des impacts environnementaux additionnels (travaux en zones de fortes pentes). Les accès sont plus limités dans ce secteur en raison de la faible densité des pistes rurales ce qui aura nécessairement une incidence sur l'envergure des impacts associés à l'aménagement des routes d'accès requises pour réaliser les travaux. Ceci pourrait avoir comme effet d'annuler les avantages potentiels de ce tracé car il sera nécessaire de construire plus de routes d'accès pour la construction et l'entretien.

L'axe GOURBASSI – KAYES-MÉDINE a de son côté le désavantage de sa longueur mais il est accessible sur tout son tracé et peut se juxtaposer à des infrastructures routières existantes sur près de 75 % de son tracé.

Le choix définitif du tracé des lignes de transport devra être validé lors de la préparation de l'étude d'impact environnemental et social du projet. Ceci permettra de limiter les impacts environnementaux et sociaux sur les milieux sensibles à ce type d'infrastructure et d'optimiser l'intégration des ouvrages dans le milieu par l'élaboration de mesures d'atténuation qui seront mises en œuvre lors des travaux.

8.8 ROUTES D'ACCES

Dans les années 1970, SENEGAL-CONSULT envisageait que les transports jusqu'au site de Goubassi seraient assurés, depuis Dakar, par le chemin de fer desservant Bamako jusqu'à la ville de Mahina. De là, les transports seraient effectués par la route qui passe par Dialafara. Cette route de 146 km demandait à être améliorée pour permettre le passage de convois lourds en toute saison. SENEGAL-CONSULT prévoyait de plus qu'un tronçon de 8 km devait être construit entre Koussili et Goubassi.

Depuis les travaux de Manantali il existe effectivement maintenant une gare à Mahinanding qui a servi pour la construction et continue de servir les besoins de réhabilitation des infrastructures de Manantali.

Pour ce qui concerne Goubassi, il existe désormais une alternative plus appropriée : transport par route de Dakar directement au site de Goubassi par le corridor Dakar-Bamako Sud39 : le tronçon Dakar-Kédougou-Saraya-Kéniéba emprunte au Sénégal la

-
- 39 Le lecteur est invité à se référer aux planches Go1, Go2 et Go3 pour la localisation des routes et localités discutées ci-après.

RN7 existante qui est bitumée et qui voit déjà passer un certain trafic de poids lourds (camions citernes de fioul alimentant les mines de la région), traverse le nouveau pont de Moussala-Mahinamine sur la Falémé (Photo 8-3) et rejoint au Mali la route qui dessert vers le Nord les mines de Loulo (Photo 8-4), Sadiola puis Kayes en passant par Bourdala.

- **Accès rive droite de l'aménagement**

Au début de la construction, comme les infrastructures de chantier et les premiers travaux de dérivation sont tous situés en rive droite de la Falémé et qu'il n'existe pas de pont ou de gué dans la zone de Gourbassi, l'accès au chantier devra se faire par le côté malien depuis la route des mines (Kayes-Sadiola-Bourdala-Loulo-Kéniéba) (Photo 8-1 et Photo 8-4) quel que soit le corridor emprunté pour le transport depuis Dakar (axe Sud Dakar-Kéniéba ou axe Nord Dakar-Kayes).

Toutefois, la piste qui relie Bourdala à Bérola (Gourbassi) n'est pas adaptée pour le passage de charges lourdes ; elle est de plus impraticable pendant l'hivernage (Photo 8-2). Il faut donc envisager de la réaménager complètement (fondations, couche de roulement, système de drainage) et de construire une bretelle permanente vers le site des ouvrages pour un accès depuis la route des mines.

La piste existante de 17,3 km orientée Est-Ouest reliant les villages de Bourdala, Kéniégoulou et Koussili fera l'objet de travaux de réfection. La piste reliant Koussili à Bérola sera elle aussi refaite sur une distance de 6,7 km suivant une direction Sud. À partir de ce point, une nouvelle route sera construite sur une distance de 6,8 km pour relier directement le site du barrage en évitant le village de Bérola et en dehors de l'emprise du réservoir projeté. Une route d'accès de 4 km sera construite le long de la rivière afin de relier la zone des travaux au village de Farinkounda pour desservir les infrastructures de chantier et la base-vie. Les nouvelles routes emprunteront un trajet suivant le terrain le moins accidenté et le moins boisé afin de limiter les excavations requises et les travaux de déboisement et d'essouchement.



Photo 8-1 Route des mines - Tronçon Kayes-Sadiola (Juin 2010)



Photo 8-2 Piste Bourdala-Kéniégoulou (Juin 2012)



Photo 8-3 Pont de Moussala-Mahinamine (Avril 2011)



Photo 8-4 Route des mines – Tronçon Mahinamine-Loulo (Avril 2012)

- **Accès rive gauche de l'aménagement**

Une fois que la traversée de la Falémé sera rendue possible au site des ouvrages (pont temporaire puis route en crête du barrage), l'accès le plus direct au site pour l'arrivée des équipements importés est depuis Saraya sur la RN7 au Sénégal (Photo 8-5) :

- Le tronçon Saraya-Gourbassi existant emprunte la D507 vers le Nord (Photo 8-6) ; la D507 est une route de latérite permanente ; cette section de route demandera une amélioration de la couche

de roulement pour permettre le passage de gros engins et des grosses charges et le remplacement d'un pont entre Saraya et Missira Sirimana ; une reconnaissance de cette route a été effectuée en avril 2012 depuis Saraya jusqu'au site des ouvrages en passant par Saiensoutou et les photos qui ont été prises sont présentées en annexe B.

- Une bretelle permanente D507-Gourbassi sera aménagée à partir de Khassanguiri (village qui, au demeurant, devra être relocalisé puisqu'il se situe à l'intérieur des limites du réservoir) pour rejoindre le site des ouvrages directement. Ce tronçon de route suit un parcours qui fait une distance de 13,2 km.

En rive gauche, un tronçon de route de 3,5 km reliera le site des ouvrages au village de Saiensoutou. Ce tronçon empruntera un tracé qui longe la rivière.

Une route d'accès doit également être construite entre l'appui gauche du barrage et la route existante orientée Nord-Sud qui relie les villages de Saiensoutou et Khassanguiri.

Pour le tronçon de 400 m situé entre le barrage et la digue de col, il a été opté de limiter la pente de la route à 5%. Pour ce faire, une excavation de sol résiduel de 4 à 5 m de profondeur avec des talus de 2,5H:1V est requise.



Photo 8-5 RN7 – Pont sur la Gambie (Avril 2011)



Photo 8-6 RN7 à Saraya – Embranchement vers Gourbassi à droite de l'image (Avril 2011)

Les routes d'accès à construire sont montrées sur le dessin d'aménagement général illustré à la planche Go28. Les coupes types sont quant à elles présentées à la planche Go30.

Le parcours des nouvelles routes est tel que les excavations sont limitées au strict minimum au profit d'un remblai faisant une largeur totale en crête de 11,0 m incluant les accotements, constitué d'une couche de sous fondation composée de pierre concassée 0-150 mm de 300 mm d'épaisseur sur laquelle repose une couche de fondation de

200 mm d'épaisseur de pierre concassée 0-80 mm. La couche de roulement dont l'emprise se limite à 7,0 m de largeur, est constituée de pierre concassée 0-31,5 mm.

Le remblai de la route d'accès est pourvu d'accotements de 2,0 m afin d'y installer des glissières de sécurité au besoin. Un fossé de drainage d'une largeur de 1,0 m permet de drainer les eaux de ruissellement de part et d'autre de la route.

Les talus d'excavation de dépôt meuble et roc altéré sont exécutés selon des pentes de 2,5H:1V et 1H:1V respectivement bien qu'une pente plus raide pourrait être adoptée selon le degré d'altération de la roche mère. Les excavations dans le roc sain sont verticales.

La réhabilitation des pistes existantes, contrairement à la construction de tout nouveau tracé, représente la solution de moindre impact sur l'environnement et cette alternative est donc recommandée. Des déviations au tracé existant devront par contre être planifiées pour contourner certains villages afin d'éviter les nuisances (bruit, vibrations, poussières) et les risques pour la sécurité reliés au déplacement des véhicules lourds à proximité des secteurs habités. La réhabilitation des pistes existantes vers le site contribuera à mieux desservir une dizaine de communautés localisées sur ces axes de déplacement.

8.9 BASE-VIE

Le projet prévoit la construction d'une base-vie pour l'exploitant et d'un bâtiment administratif (voir Figure 8-15). Une aire est réservée pour la base-vie temporaire de l'entrepreneur (ou des entrepreneurs) chargé(s) de la réalisation du projet; ces installations temporaires seront conçues et construites par les entrepreneurs pour répondre à leurs propres besoins provisoires.

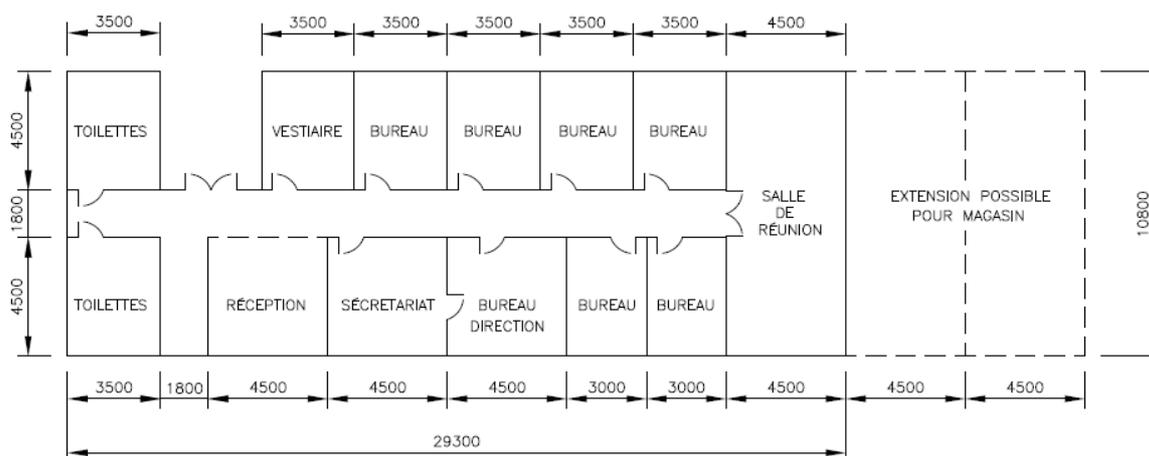


Figure 8-15 Plan d'aménagement proposé pour le bâtiment administratif

La base-vie de l'exploitant devra être construite en début des travaux de construction de façon à pouvoir accueillir le maître d'ouvrage et son ingénieur pendant la phase de travaux et de mise en service. Elle est toutefois dimensionnée pour répondre aux

besoins du projet dans sa phase d'exploitation (Figure 8-16) en prenant pour hypothèse que le personnel subalterne d'exploitation et de maintenance (secrétaires, apprentis, cuisiniers, jardiniers, manœuvres, gardiens, etc.) ne réside pas dans la base-vie mais dans les villages alentours :

- 2 maisons familiales de direction permettant d'accueillir un responsable technique et un responsable commercial et leur famille ;
- 6 maisons unifamiliales permettant d'accueillir 10 cadres et leurs familles ;
- 10 maisons jumelées pour un total de 20 techniciens et leurs familles ;
- 4 maisons pour célibataires comprenant 4 chambres chacune qui permettent de loger 16 personnes au total et servir de maison de passage pour les invités ;
- Une infirmerie ;
- Un bureau d'administration du complexe ;
- Une cantine/mess avec magasin ;
- Une école primaire ;
- Un terrain de basket ;
- Un terrain de tennis ;
- Un terrain de football ;
- Voiries et réseaux divers.

La base-vie sera alimentée en électricité par groupes électrogènes en phase de construction et depuis la centrale en phase d'exploitation ; l'alimentation en eau pourra se faire par puits forés dans la nappe.

L'approche technique de l'ensemble du complexe devra répondre aux directives, normes et standards des infrastructures d'habitat, aux normes parasismiques et au respect de l'environnement. En particulier, une étude de sol ainsi que le respect des normes en matière de l'environnement notamment en ce qui concerne le traitement des eaux usées dans des zones inondables seront requis.

Tous les éléments devront être détaillés lors de la phase d'APD du projet.

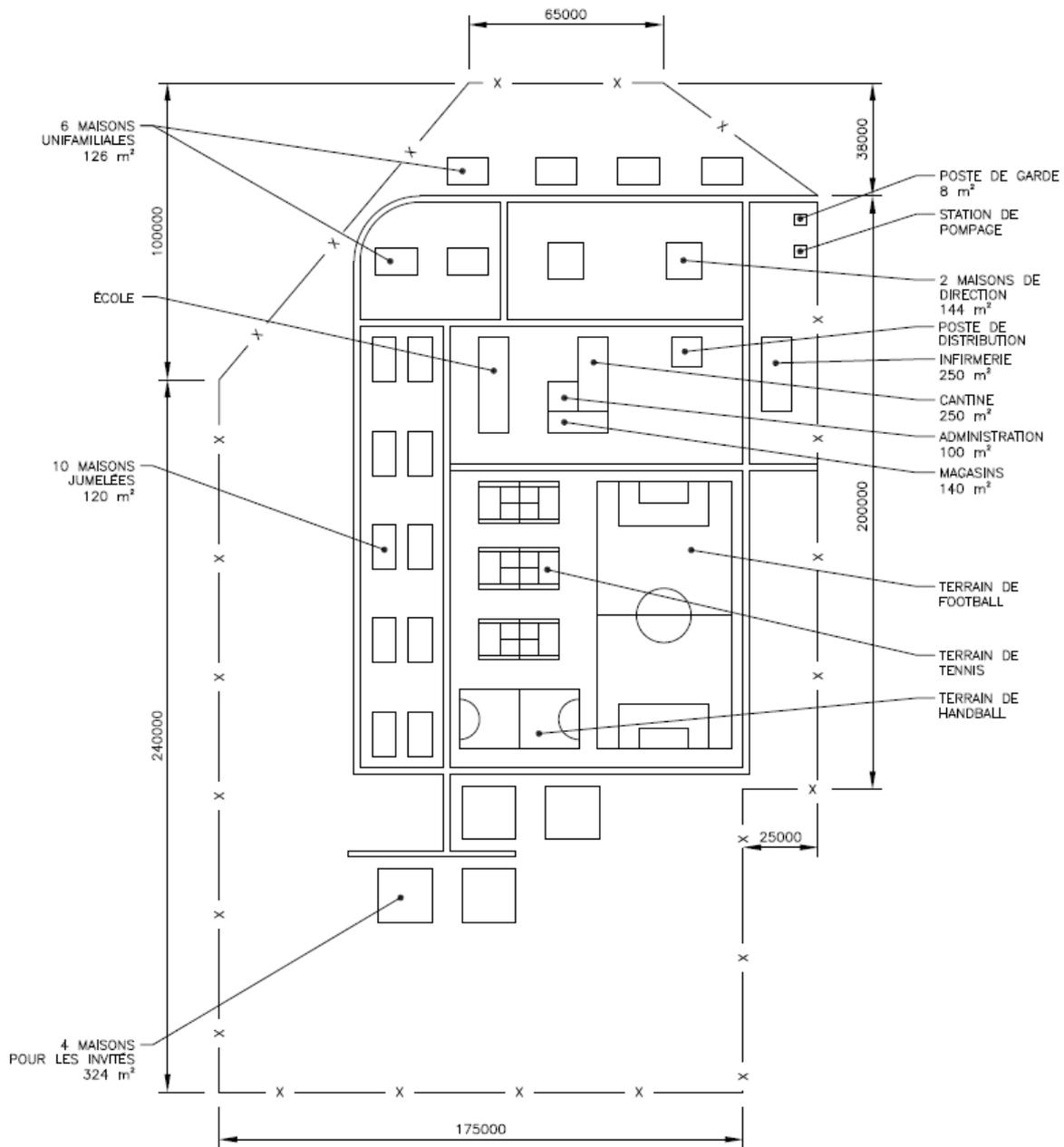


Figure 8-16 Plan d'aménagement proposé pour la base-vie de l'exploitant

8.10 CARRIÈRES ET SOURCES D'EMPRUNT

8.10.1 Matériaux imperméables

8.10.1.1 Localisation et description générale de la source d'emprunt

Une source potentielle d'emprunt de matériau imperméable a été localisée en rive droite de la rivière Falémé, à une distance d'approximativement 1,8 km au Sud-Est du site des ouvrages principaux. Il est à noter que la recherche de sources d'emprunt s'est concentrée principalement dans le secteur amont de la retenue afin de minimiser les impacts environnementaux suite à leur exploitation.

La localisation de la source d'emprunt par rapport au site des ouvrages est illustrée sur la planche Go9.

8.10.1.2 Explorations et programme d'essais en laboratoire

Au total quinze (15) puits d'exploration ont été excavés afin de statuer sur la qualité des matériaux imperméables. Ces puits, identifiés S1 à S15, ont servi à déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux d'emprunt, à établir les limites d'exploitation du dépôt, à évaluer les besoins en décapage de la couverture organique, et à estimer les quantités prouvées et potentielles de matériau imperméable disponibles.

Des essais de classification ont été réalisés sur les sols afin d'en évaluer leurs propriétés géotechniques de bases. Tous les essais de caractérisation ont été réalisés sur des échantillons de sol récupérés en vrac à même les puits d'exploration réalisés à la source d'emprunt. Cinq (5) essais de compactage Proctor modifié ont également été réalisés sur des échantillons composites provenant de la source d'emprunt. Les essais de compactage Proctor modifié permettent d'établir la relation entre la densité maximale du matériau et sa teneur en eau.

La répartition des essais de caractérisation réalisés sur des échantillons de sol provenant de la source d'emprunt de matériau imperméable est donnée au Tableau 8-8.

Tableau 8-8 Source potentielle d'emprunt – Essais index de laboratoire

Puits	Essais index de laboratoire			
	Granulométrie	Sédimentométrie	Teneur en eau	Limites de consistance
S1	2		2	2
S2	2		2	2
S3		2	2	2
S4	2		2	2
S5	2		2	2
S6		1	1	1
S7	2		2	2
S8	2		2	2
S9		1	1	1
S10		1	1	1
S11		1	1	1
S12		1	1	1
S13	2		2	2
S14	1		1	1
S15	2		2	2
Total	17	7	24	24

8.10.1.3 Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais de caractérisation sont donnés dans le Tableau 8-9 ci-après. Les résultats indiquent que le dépôt, dans sa partie superficielle allant jusqu'à 5 m de profondeur, est constitué de sols dont la distribution granulométrique est étalée et pour lesquels la fraction fine est, dans tous les cas, supérieure à 15%. La teneur moyenne en particules fines s'établit à 50%, tandis que la teneur en eau naturelle moyenne est de 6,36%.

Tableau 8-9 Source potentielle d'emprunt – Caractéristiques géotechniques

Puits	Échantillon	Profondeur	Fraction graveleuse	Fraction sableuse	Fraction fine	Teneur en eau	Limites de consistance			
							Limite de plasticité	Limite de liquidité	Indice de plasticité	Indice de liquidité
-	-	m	%	%	%	%	%	%	%	-
S1	1	0,2 à 1,2	25	33	42	7,72	25	47	22	-0,79
S1	2	3,0 à 5,0	3	39	58	7,95	24	45	21	-0,76
S2	1	0,2 à 1,2	30	37	33	4,65	23	45	22	-0,83
S2	2	1,2 à 5,0	2	14	84	10,46	27	53	26	-0,64
S3	1	0,3 à 1,0	33	42	25	3,76	15	23	8	-1,41
S3	2	2,7 à 5,0	19	38	43	6,70	23	43	20	-0,82
S4	1	0,4 à 1,1	5	77	18	2,90	17	26	9	-1,57
S4	2	3,2 à 5,0	18	29	53	5,82	23	45	22	-0,78
S5	1	0,3 à 1,3	21	31	48	6,55	28	54	26	-0,83
S5	2	3,7 à 5,0	7	37	56	4,74	25	46	21	-0,96
S6	1	0,9 à 2,5	11	22	67	6,91	22	43	21	-0,72
S7	1	0,7 à 1,8	19	35	46	7,03	26	49	23	-0,82
S7	2	1,8 à 5,0	21	32	47	5,87	24	39	15	-1,21
S8	1	0,3 à 1,2	5	19	76	8,04	21	39	18	-0,72
S8	2	1,2 à 3,0	37	45	18	3,71	24	40	16	-1,27
S9	1	1,1 à 2,4	24	52	24	5,16	22	43	21	-0,80
S10	1	0,3 à 1,3	9	18	73	8,96	26	51	25	-0,68
S11	1	2,7 à 5,0	0	40	60	5,89	24	39	15	-1,21
S12	1	1,0 à 5,0	4	25	71	6,50	24	45	21	-0,83
S13	1	0,3 à 1,3	5	22	73	6,62	22	44	22	-0,70
S13	2	1,3 à 5,0	6	45	49	2,90	19	34	15	-1,07
S14	1	0,3 à 1,5	28	38	34	4,27	25	44	19	-1,09
S15	1	0,4 à 1,4	19	39	42	10,00	28	53	25	-0,72
S15	2	1,4 à 5,0	10	27	63	9,50	25	47	22	-0,70

Les résultats des essais de compactage Proctor modifié sont montrés au Tableau 8-10. Tel que mentionné plus haut, les essais ont été réalisés sur des échantillons composites représentatifs du dépôt. Les résultats indiquent que la teneur en eau optimale varie entre 10,1 et 14,2% avec une valeur moyenne de 11,6%. Considérant que la teneur en eau naturelle moyenne est de 6,36%, soit de 5 à 8 points de pourcentage inférieurs à la teneur en eau optimale moyenne, le traitement requis avant la mise en place et le compactage de tels sols devrait être facilement réalisable au moment de la construction.

Tableau 8-10 Source potentielle d'emprunt – Essais de compactage Proctor modifié

Échantillon composite	Teneur en eau optimale	Densité sèche max.
Puits (échantillon)	%	T/m ³
S1(1) + S2(1) + S3(1) + S4(1) + S5(1)	10,4	2,09
S7(1) + S8(1) + S10(1) + S13(1) + S14(1)	12,6	1,98
S6(1) + S12(1) + S13(1) + S15(1)	10,1	1,97
S1(2) + S2(2) + S3(2) + S4(2) + S5(2) + S7(2) + S11(2)	14,2	18,2
S8(2) + S9(1) + S15(1)	10,5	2,12

8.10.1.4 Calcul des quantités prouvées et potentielles

Les limites spécifiques à la source d'emprunt explorée sont montrées sur la planche Go10. Deux (2) zones présentant les caractéristiques géomorphologiques typiques à celles de versants éluviaux et démontrant un potentiel d'exploration sont également illustrées sur cette planche. Ces secteurs pourraient contenir des quantités importantes de matériau imperméable pouvant servir à la construction du noyau des ouvrages de retenue en remblai.

- **Quantités prouvées**

Les limites de la source d'emprunt à l'intérieur desquelles les quantités prouvées sont estimées ont été établies essentiellement sur la base des explorations menées. Ainsi, les quantités assurées de matériau imperméable sont le produit de la superficie explorée par la profondeur moyenne des puits dont les sols présentent les caractéristiques géotechniques requises pour un matériau devant servir à la construction de l'élément d'étanchéité du corps de remblai.

Un facteur de sécurité de 1,5 est considéré dans le calcul des quantités prouvées.

La superficie explorée et la profondeur moyenne renfermant des sols acceptables sont de 145 000 m² et 4,7 m, respectivement. Considérant un facteur de sécurité de 1,5 les quantités prouvées de matériau imperméable exploitables dans la source d'emprunt sont estimées à 450 000 m³.

- **Quantités potentielles**

Les limites de la source d'emprunt à l'intérieur desquelles les quantités potentielles sont estimées ont été établies à partir de la superficie totale estimée de la source d'emprunt, suite à l'examen des photos aériennes, des courbes topographiques et à la réalisation des sondages. Ces limites tiennent compte des critères géotechniques applicables de granulométrie et de teneur en eau. La profondeur potentielle de la source d'emprunt correspond à l'épaisseur totale jugée apte à l'exploitation basée sur la géomorphologie du dépôt et les résultats des sondages. Pour les sources de matériau imperméable, l'épaisseur potentielle est généralement limitée par la profondeur de la nappe phréatique ou par le niveau du terrain

environnant si la nappe n'a pas été rencontrée. Aucun facteur de sécurité n'est considéré dans le calcul de telle sorte que les quantités potentielles de matériau imperméable sont le produit de la superficie potentielle par la profondeur estimée pour laquelle les sols présenteraient les caractéristiques géotechniques requises.

La superficie potentielle et la profondeur potentielle sont estimées à 265 000 m² et 7,0 m, respectivement. Les quantités potentielles de matériau imperméable sont évaluées à 1 855 000 m³.

Il est à noter que les travaux exploratoires de sources d'emprunt de matériau imperméable ont été menés exclusivement en rive droite de la rivière Falémé. Afin d'offrir plus de souplesse aux travaux de construction, il conviendra de reconnaître la rive gauche et d'y localiser une source d'emprunt potentielle lors des travaux d'explorations complémentaires devant être menés à l'APD.

8.10.2 Enrochements

Les enrochements et granulats de béton nécessaires à la construction des divers ouvrages proviendront des excavations ainsi que de l'exploitation d'une carrière.

Six (6) affleurements ont été reconnus lors de la campagne d'investigation. Ces sites sont identifiés « Affleurement A, B, C, D, E et F » sur la planche Go9 ; ils sont illustrés sur les figures qui suivent.

L'affleurement A est localisé sur la rive droite de la Falémé à une distance d'environ 400 m en aval de l'axe des ouvrages, à proximité de la piste reliant le site au village de Farikounda. Selon les observations faites, cet affleurement est constitué d'un metasédiment (roche sédimentaire légèrement métamorphisée) de couleur grisâtre avec une structure microgrenue. Le roc visible en surface est très dur, peu altéré et peu fissuré dans sa partie centrale, plus massive. La superficie approximative de cet affleurement est de l'ordre de 70 000 m².

L'affleurement B est localisé sur la rive droite de la Falémé à une distance de 60 m en aval de l'axe des ouvrages (donc à proximité du pied aval du barrage) et à 60 m au Nord-est de la piste reliant le site au village de Farikounda. Cet affleurement est divisé en deux zones de dimensions 120 m x 150 m (B1) et 250 m x 200 m (B2) pour une superficie totale de l'ordre de 68 000 m². Les deux zones de cet affleurement sont constituées d'un quartzite extrêmement dur à granulométrie microlitique (grains de taille très fine), de couleur grise à noire, peu altérée.

L'affleurement C est localisé sur la rive droite de la Falémé à une distance de 70 m en amont de l'axe des ouvrages (donc à proximité du pied amont du barrage). Cet affleurement est constitué de dolérite extrêmement dure avec une coloration gris-vertâtre et microgrenue. Le roc est peu altéré et peu fragmenté dans sa partie centrale, avec présence de quelques joints et fissures peu profondes. La superficie approximative de cet affleurement est de l'ordre de 30 000 m². Il faut noter que la proximité de cet affleurement au pied amont du barrage pourra restreindre son utilisation.

L'affleurement D est localisé sur la rive droite de la Falémé à une distance d'environ 500 m au Nord-Est de l'extrémité Nord de l'axe des ouvrages. Cet affleurement est

constitué de quartzite extrêmement dur, de granulométrie microlitique (grains de taille très fine) et de couleur grise. Cet affleurement a une superficie approximative de l'ordre de 175 000 m².

Le site de l'affleurement E est localisé sur la rive droite de la Falémé à une distance d'environ 1,4 km en amont de l'axe des ouvrages, le long de la route reliant le site au village de Bérola. Cet affleurement est constitué d'un métasédiment. La superficie approximative de cet affleurement est de l'ordre de 22 500 m².

Le site de l'affleurement F est localisé sur la rive droite de la Falémé à une distance d'environ 1,3 km en aval de l'axe des ouvrages, le long de la route reliant le site au village de Farikounda. Cet affleurement est constitué de roc de couleur blanche à grise, très altéré et fissuré. Plusieurs veines de quartz ont été observées à l'intérieur de ce roc dont la nature n'a pas été établie. La superficie approximative de cet affleurement est de 15 000 m².

Compte tenu du fait que les affleurements A, B et C sont localisés trop près des ouvrages à construire, aucun de ces affleurements ne pourra être exploité comme carrière pour les besoins de la construction de l'aménagement. Seuls les affleurements D, E et F devraient être retenus pour des travaux de caractérisation complémentaire dans le cadre de l'APD.

8.10.3 Granulats

Une recherche de source d'emprunt de granulats fins et grossiers pour le mélange à béton ainsi que la recherche de matériaux granulaires pour les besoins en filtres ont été effectuées aux alentours du site des ouvrages projetés, mais cette recherche s'est avérée infructueuse puisqu'aucun dépôt d'importance n'a été identifié. Les granulats grossiers ainsi que les granulats fins du béton devront donc être produits à partir du roc sain excavé au site des ouvrages et à partir du roc sain provenant du site retenu pour la carrière.

8.10.4 Matériaux d'excavation

Sur la base de l'information obtenue par l'entremise des puits d'exploration excavés le long de l'axe de la retenue, il apparaît que le sol résiduel qui sera excavé pour le traitement de fondation du barrage et de la digue de col pourrait être réutilisé.

La couche de sol superficiel ayant fait l'objet d'un lessivage plus intense et par conséquent, présentant une distribution granulométrique qui indique une proportion de gravier et sable grossier d'au-delà de 60% et une teneur en particules fines de 20%, pourrait être réutilisée comme matériau semi-imperméable. Il est à noter que le pourcentage de fines de la couche superficielle d'éluvions qui demeure néanmoins relativement élevé fait en sorte qu'il ne peut être contemplé de réutiliser cette dernière à titre de matériau filtre sans procéder au préalable à un traitement par lavage demandant le déploiement d'efforts et de ressources significatifs.

La couche de sol résiduel située directement au-dessus du roc altéré et pour laquelle la teneur en fine est typiquement supérieure à 50% pourrait être réutilisée comme matériau de construction imperméable.

Par ailleurs, le roc sain provenant de l'excavation des ouvrages bétonnés pourra également être réutilisé comme granulats du béton, matériaux filtre et enrochements. Le roc dans le lit mineur de la Falémé au droit de l'axe des ouvrages est composé de quartzite très dur et très peu altéré, de couleur noire avec teinte violacée. Localement, le roc est légèrement fissuré et fracturé.

8.11 RAPPEL DES ENJEUX ENVIRONNEMENTAUX ET SOCIO-ECONOMIQUES ET DES MESURES D'ATTENUATION POSSIBLES

Les enjeux environnementaux et socio-économiques et les mesures d'atténuation possibles ont été traités dans l'étude diagnostique des impacts socio-économiques et environnementaux [Réf. 22]. Le lecteur est invité à se référer à cette étude pour obtenir un portrait plus complet des enjeux environnementaux et socio-économiques et des mesures d'atténuation envisageables.

Les mesures d'atténuation possibles ne sont par conséquent pas décrites en détail dans cette section afin de ne pas alourdir le texte, seules les principales mesures sont présentées. Plusieurs mesures d'atténuation proposées sont des mesures courantes, et ayant fait leurs preuves dans le cadre de projets d'envergure similaire. Il s'agit de mesures usuelles adaptées au contexte du projet de Gourbassi et qui s'inscrivent dans les bonnes pratiques de gestion environnementale et sociale des projets. Lorsqu'elles sont appliquées correctement, ces mesures contribuent généralement à réduire considérablement les impacts négatifs des activités de construction et d'exploitation.

En période de construction, les principaux impacts négatifs sont généralement ressentis sur le milieu biophysique si bien que les mesures qui concernent la gestion de l'érosion, des matières résiduelles, des produits dangereux, de la qualité de l'air, de la protection de la végétation et de la faune, le bruit et les vibrations, du trafic et du transport et de la santé et de la sécurité au travail sont mises en œuvre à ce moment.

Les mesures à prendre en phase d'exploitation, et qui sont souvent initiées en phase de pré-construction, sont des mesures qui s'étendent sur une plus longue période. Le plan de réinstallation, le plan de développement local, le plan de gestion de la biodiversité, de la faune et de la flore et les mesures de suivi environnemental et social en sont des exemples.

L'ensemble de ces mesures sont inscrites dans le plan préliminaire de gestion environnementale et sociale (PGES) qui a pour objectif de s'assurer de la justesse de l'évaluation des impacts environnementaux et sociaux. Il décrit les mesures, les actions et les moyens qui seront mis en œuvre durant les phases de conception, de pré-construction, de construction, d'exploitation et de désaffectation du projet, afin d'éliminer ou de réduire les impacts négatifs du projet et de bonifier ou d'optimiser les impacts positifs qui ont été identifiés lors de l'évaluation environnementale et sociale. Le PGES vise à s'assurer du respect de la mise en place de ces mesures, à identifier les moyens de mise en œuvre et les budgets requis, à préciser le calendrier d'exécution et à définir les rôles et responsabilités des différents intervenants. Le plan préliminaire de gestion environnementale et sociale du projet y est aussi présenté dans l'étude diagnostique des impacts socio-économiques et environnementaux.

Le Tableau 8-11 résume les impacts potentiels sur l'environnement physique en période de construction et d'exploitation.

Tableau 8-11 Impacts potentiels sur l'environnement physique en période de construction et d'exploitation

Environnement Physique	
Composante	Impacts potentiels
Conditions climatiques	- Faible modification du microclimat local anticipée par la présence du réservoir.
	- Perte d'eau nette de 1 147 mm/an en présence du réservoir comparativement à une évaporation de 933 mm/an actuellement
	- Atténuation des variations climatiques
Hydrologie et hydraulique	- Modification locale du drainage de surface à proximité et à l'intérieur des aires de travaux.
	- Franchissement de cours d'eau lors de l'aménagement de la route d'accès
	- Modification des débits et ralentissement de la vitesse d'écoulement.
	- Régularisation des débits et des niveaux d'eau par réduction des débits de crue et soutien des débits d'étiage (influence sur le régime hydrologique de la Falémé et sur le fleuve Sénégal).
	- Transformation d'un régime fluvial vers un régime lacustre dans le réservoir sur une distance d'environ 50 km.
	- Érosion des berges le long du réservoir
	- Modifications au débit suite au prélèvement d'eau pour les besoins d'irrigation.
Hydrogéologie	- Modification à la recharge des nappes souterraines.
	- Fluctuation du niveau de la nappe phréatique au pourtour du réservoir.
	- Possibilité de création de nouvelles fractures dans le socle rocheux.
Séismicité induite	- Aucun impact appréhendé compte tenu de la faible hauteur du barrage et du fait que le contexte géologique de la région est reconnu comme stable
Sédimentation	- Réduction de la capacité de transport des sédiments, dépôt de sédiments et envasement à long terme du réservoir.
Sols et érosion	- Risque d'érosion des sols dénudés lors de fortes pluies ou de vents forts.
	- Risque de contamination des sols en cas de déversement accidentel d'hydrocarbures ou de gestion inappropriée des déchets.
	- Risque de compaction des sols.
	- Perte de sols à vocation ou à potentiel agricole.
	- Érosion des berges du réservoir.
	- Érosion localisée du lit du cours d'eau à l'aval de l'ouvrage.
	- Risque de contamination des sols en cas de déversement accidentel d'hydrocarbures ou de gestion inappropriée des déchets.
Qualité des eaux de surface et des eaux souterraines	- Altération de la qualité de l'eau de surface par apport et remise en suspension de sédiments.
	- Risque de contamination des eaux en cas de déversement accidentel d'hydrocarbures.
	- Risque de contamination des eaux lors de la gestion des déchets et des produits dangereux.
	- Réduction du taux d'oxygène dissous dans le réservoir (risque de création de conditions anoxiques).
	- Risque d'eutrophisation et d'accumulation massive de plancton dans la nappe d'eau (« bloom algues »).
	- Modification de la température de l'eau et risque de stratification thermique du réservoir.
Qualité de l'air	- Soulèvement de poussières lors des travaux (terrassement et circulation des véhicules) et par la circulation de véhicules sur les routes en terre
	- Combustion de carburants.
Production de gaz à effet de serre	- Émissions locales de gaz à effet de serre par les engins de chantier.
	- Production de gaz à effet de serre.
	- Évitement d'émissions thermiques par la production d'énergie hydroélectrique.
	- Dépendance réduite sur les combustibles fossiles.

En plus des mesures d'atténuation usuelles applicables pour l'environnement physique qui ont été détaillées dans l'étude diagnostique, les plans de gestion spécifiques suivants, qui concernent plus particulièrement le milieu physique, devront être élaborés et mise en œuvre afin de réduire les impacts sur l'environnement :

- Plan de mesures d'urgence ;
- Plan de gestion des eaux de drainage ;
- Plan de gestion de l'érosion ;
- Plan de gestion des matières résiduelles et des eaux usées ;
- Plan de gestion des produits dangereux ;
- Préservation de la qualité de l'air ;
- Bruit et vibrations ;
- Remise en état des lieux post construction.

Le Tableau 8-12 résume les impacts potentiels sur l'environnement biologique en période de construction et d'exploitation.

Tableau 8-12 Impacts potentiels sur l'environnement biologique en période de construction et d'exploitation

Environnement biologique	
Composante	Impacts potentiels
Végétation aquatique, semi-aquatique et riparienne	- Perte directe de superficie de végétation aquatique et semi-aquatique.
	- Prolifération de plantes envahissantes dans le réservoir.
	- Risque de prolifération de végétation aquatique en aval du barrage suite à la régularisation du débit.
Végétation terrestre	- Perte directe de végétation terrestre.
	- Augmentation de la pression sur les ressources forestières du secteur en raison de la présence des travailleurs, de leur famille et de la migration induite.
	- Risque d'incendie se propageant à la végétation.
Faune aquatique et habitats	- Empiètement des travaux au niveau d'aire de fraie, d'alevinage et d'alimentation
	- Remise en suspension des sédiments fins et sableux risquant d'affecter les communautés aquatiques (alevins et œufs) et les aires de fraie en aval des travaux.
	- Augmentation de la pression sur la faune ichthyenne en raison de la présence des travailleurs et de la migration induite.
	- Obstacle à la migration des poissons.
	- Modifications des conditions écologiques dans le réservoir passant d'un écosystème fluvial vers un écosystème lacustre (risque d'amélioration des conditions pour les espèces d'eau lente et de détérioration pour les espèces d'eau vives).
	- Augmentation appréhendée de la productivité ichthyologique et aquatique par la présence du réservoir.
	- Augmentation de la pression sur la faune ichthyenne en raison de la présence des travailleurs et de la migration induite de pêcheurs avec possibilité de conflits sociaux.
- Risque de diminution des aires potentielles de fraie suite à la réduction de l'extension maximale de la crue en certains secteurs en aval provoqué par la régularisation des débits.	
Faune terrestre et aviaire et habitats	- Perte directe d'habitat faunique.
	- Perturbation de la quiétude des habitats.
	- Augmentation de la pression sur la faune du secteur en raison de la présence des travailleurs et de la migration induite.
	- Obstacle au déplacement de la faune terrestre.

Pour le milieu biologique, en plus des mesures d'atténuation usuelles applicables pour l'environnement biologique qui ont été détaillées dans l'étude diagnostique des impacts socio-économiques et environnementaux, les plans de gestion spécifiques suivants devront être élaborés et mise en œuvre afin de réduire les impacts sur l'environnement biologique :

- Plan de gestion de la biodiversité, de la faune et de la flore ;
- Plan de gestion des nouveaux arrivants ;
- Mesures de lutte contre les plantes aquatiques envahissantes ;
- Plan de développement des pêches ;
- Plan de gestion de l'érosion ;
- Mesures pour la protection de la végétation et de la faune ;
- Remise en état des lieux post construction.

Le Tableau 8-13 résume les impacts potentiels sur l'environnement humain en période de construction et d'exploitation.

Tableau 8-13 Impacts potentiels sur l'environnement humain en période de construction et d'exploitation

Environnement humain	
Composante	Impacts potentiels
Démographie et migration induite	- Augmentation de la population sur un territoire peu densément peuplé et doté de peu d'infrastructures
	- Risque de tensions sociales entre les occupants actuels et les nouveaux arrivants;
	- Risque d'augmentation des problèmes sanitaires et de certaines maladies;
	- Risque d'augmentation de la prostitution et des problèmes sociaux associés;
	- Construction par les nouveaux arrivants de logements précaires non-autorisés;
	- Risque que certains migrants pauvres, en provenance de régions éloignées, n'aient pas les moyens de retourner à leur lieu d'origine;
	- Tensions sociales en cas d'embauche de travailleurs venant de l'extérieur de la région au détriment des populations locales;
	- Pression accrue sur les terres de cultures des communautés locales;
	- Accroissement des pressions sur les infrastructures de services publics existantes (besoin en eau, en électricité, éducation, santé, etc.);
- Transformations sociales et culturelles des populations.	
Liens familiaux et sociaux inter-villages	- Risque de rupture sociale et socioéconomique entre les communautés maliennes et sénégalaises voisines installées de part et d'autre du cours d'eau suite à leur réinstallation involontaire.
	- Le déplacement entre villages d'une rive à l'autre de la Falémé seront fortement limités par la présence du réservoir dont la largeur variera 0.5 à de 3.5 km.
Réinstallation involontaire de population	- Déplacement involontaire de 18 villages et d'une population estimée à 4 933 personnes (variante 3 - 97 m).
	- Perte de sources de revenus.
	- Perte de terres.
	- Perte de terres agricoles.
	- Perte de biens.
Agriculture et ressources de cueillette	- Perte de terres agricoles.
	- Perte de savanes arborées et arbustives utilisées par la population (coupe de bois d'œuvre et de chauffe, chasse, etc.).
	- Perte d'infrastructures collectives.

Environnement humain	
Composante	Impacts potentiels
	<ul style="list-style-type: none"> - Perte de revenu pour les populations affectées. - Augmentation de la pression sur les terres agricoles et les ressources de cueillette du secteur en raison de la présence des travailleurs et de la migration induite. - Risque d'aggravation du déficit céréalier par une demande additionnelle en denrées alimentaires de base par les travailleurs et les nouveaux arrivants. - Risque d'augmentation du prix des denrées de base et des produits de première nécessité. - Valorisation des terres agricoles, augmentation de la productivité des sols, retombées économiques et amélioration des conditions de vie et de la sécurité alimentaire des populations bénéficiant des aménagements hydro-agricoles. - Amélioration de la flexibilité de gestion actuelle des eaux à des fins agricoles (cultures irriguées ou de décrue) sur le fleuve Sénégal (en combinaison avec l'ouvrage de Manantali). - Accroissement possible du potentiel pour la pratique de la culture de décrue au pourtour du réservoir.
Élevage et pâturages	<ul style="list-style-type: none"> - Perte permanente de pâturages saisonniers pour les communautés locales et les éleveurs transhumants - Modification des parcours pastoraux
Pêche et chasse	<ul style="list-style-type: none"> - Accroissement des pressions sur les ressources aquatiques et fauniques à valeur commerciale en période de construction. - Augmentation du potentiel de pêche suite à l'augmentation appréhendée de la productivité ichtyologique et aquatique par la présence du réservoir. - Apport de protéines animales dans la région et contribution à la sécurisation alimentaire des communautés rurales de la zone. - Migration de populations de pêcheurs sur la zone pour exploiter le potentiel halieutique.
Foresterie et collecte de bois	<ul style="list-style-type: none"> - Augmentation des coupes de bois et de la production de charbon de bois - Détérioration du couvert végétal et des habitats fauniques
Activités de l'industrie minière	<ul style="list-style-type: none"> - Inondation permanente de terrains à potentiel minier. - Inondation permanente de terrain faisant l'objet d'un titre minier. - Apport en eaux souterraines accru affectant les mines en exploitation.
Mines artisanales (orpaillage)	<ul style="list-style-type: none"> - Inondation de terrains utilisés pour la pratique de l'orpaillage par les communautés locales (inondation des « placers »). - Apport en eau souterraine accrue affectant les terrains utilisés pour la pratique de l'orpaillage en périphérie du réservoir. - Inondation permanente de gisements non exploités par les communautés locales. - Perte d'une source de revenus très importante pour les populations locales. - Augmentation du temps de déplacement pour la population pour réaliser l'activité d'orpaillage.
Développement local et régional	<ul style="list-style-type: none"> - Retombées positives locales et régionales. - Désenclavement du territoire. - Amélioration des infrastructures sociales et des services.
Économie locale, régionale et des pays membres de l'OMVS	<ul style="list-style-type: none"> - Création d'emploi spécialisés et non-spécialisés en période de construction et d'exploitation. - Augmentation de la ressource énergétique pour les pays de l'OMVS. - Amélioration de l'indépendance énergétique des pays de l'OMVS. - Mise en valeur de terres agricoles par irrigation et retombées économiques associées. - Amélioration du niveau de vie de la population par la distribution d'énergie et la mise en valeur des terres agricoles. - Désenclavement de la zone qui contribuera à faciliter les échanges économiques et l'écoulement des produits agricoles de la zone vers les marchés des chefs-lieux. - Risque d'augmentation du prix des denrées de base et des produits de première nécessité par la présence des travailleurs salariés.
Infrastructures de	<ul style="list-style-type: none"> - Augmentation de la circulation de véhicules lourds sur les routes d'accès.

Environnement humain	
Composante	Impacts potentiels
transport et trafic	<ul style="list-style-type: none"> - Risque de détérioration des routes empruntées par les véhicules lourds. - Augmentation du trafic sur les routes et risque de congestion routière lors du transport de chargements hors normes ou lors du déplacement de convois de camions. - Amélioration du réseau routier dans la zone du projet qui contribuera au désenclavement du territoire. - Diminution des temps de parcours pour le déplacement de la population sur les pistes réhabilitées.
Gestion des matières résiduelles, des effluents et des produits dangereux	<ul style="list-style-type: none"> - Risque pour la santé de la population et des animaux. - Risque de prolifération de vecteurs de maladies. - Risque de contamination des sols et des eaux de surface et souterraines. - Pollution visuelle par la présence de déchets dans l'environnement.
Services publics (santé, éducation, lieux de culte, administration, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> - Pression sur les services publics existants en période de construction. - Maintien ou amélioration des services publics de base en période d'exploitation pour les travailleurs et leur famille et pour les populations réinstallées.
Patrimoine culturel et archéologique	<ul style="list-style-type: none"> - Inondation de sites à valeur culturelle ou archéologique (ex. cimetières, lieux sacrés, etc.) - Perturbation potentielle de sites à valeur culturelle ou archéologique.
Climat sonore	<ul style="list-style-type: none"> - Nuisances pour les communautés avoisinantes au site du projet suite à l'augmentation du niveau de bruit et des vibrations.
Milieu visuel	<ul style="list-style-type: none"> - Altération du cadre visuel et du paysage.
Santé des populations locales et des travailleurs	<ul style="list-style-type: none"> - Risque d'augmentation des maladies infectieuses et parasitaires (MST, SIDA, paludisme, etc.). - Risque d'augmentation de la prévalence des maladies d'origine hydriques (malaria, bilharziose et onchocercose) en amont (réservoir) et en aval (régularisation du débit). - Risques à la santé liés à la consommation de poissons contaminés par le mercure utilisé par les orpailleurs ou par d'autres contaminants naturels ou anthropiques provenant des industries minières
Sécurité des travailleurs et des personnes	<ul style="list-style-type: none"> - Risque d'incidents pour les travailleurs. - Risque pour la sécurité des travailleurs et des populations lors du dynamitage (projection de débris). - Risque d'accidents lié à l'augmentation de la circulation, dont les camions lourds, transitant dans la zone. - Risque de rupture du barrage (pertes de vies, de biens, d'investissements, et sources de revenus).

Pour le milieu humain, en plus des mesures d'atténuation usuelles applicables pour l'environnement humain qui ont été détaillées dans l'étude diagnostique, les plans de gestion spécifiques suivants devront être élaborés et mise en œuvre afin de réduire les impacts sur le milieu et maximiser les retombées positives du projet :

- Plan de consultation et de diffusion de l'information ;
- Plan de gestion des nouveaux arrivants ;
- Plan de développement des pêches ;
- Plan d'action de réinstallation (PAR) ;
- Plan de développement local ;
- Plan de gestion de la main d'œuvre ;
- Plan de gestion du trafic et du transport ;
- Plan de gestion de la santé et de la sécurité au travail.

CHAPITRE 9

Planification des travaux et estimation des coûts

9. PLANIFICATION DES TRAVAUX ET ESTIMATION DES COÛTS

9.1 STRATEGIE CONTRACTUELLE

9.1.1 Lots de travaux

Comme le projet d'aménagement de Gourbassi peut être considéré comme un projet d'envergure moyenne, on ne devrait pas diviser sa réalisation en un trop grand nombre de lots contractuels afin d'attirer des entrepreneurs internationaux qualifiés.

En fait, une division raisonnable serait de trois lots de travaux :

1. LOT 1 – Travaux de génie civil ;
2. LOT 2 – Conception, fourniture et installation des équipements électriques et mécaniques de l'aménagement, y compris le poste de couplage de Gourbassi ;
3. LOT 3 – Conception, fourniture et installation de la ligne d'interconnexion au réseau OMVS et des travaux associés au poste d'arrivée.

En outre, il faut considérer l'attribution de deux contrats préliminaires pour la construction des accès au site, côté Mali et côté Sénégal. Ces travaux peuvent être considérés comme un développement des infrastructures nationales participant au désenclavement local et ainsi pris en charge par les budgets nationaux.

9.1.1.1 Contrats préliminaires : routes d'accès au site

Dans le cadre du développement économique régional, les dossiers d'appel d'offres des contrats de réalisation des routes d'accès au site devraient raisonnablement comporter des clauses favorisant les entreprises nationales capables d'exécuter des travaux routiers d'envergure.

Les travaux regroupés dans le lot des routes d'accès au Mali comprennent : la réhabilitation complète de la piste Bourdala-Kéniégoulou-Koussili et partiellement de la piste Koussili-Bérola ; la construction d'une section de route neuve d'environ 8 km pour donner un accès permanent au site et d'une bretelle le long de la Falémé pour desservir Farinkounda.

Les travaux du lot des routes d'accès au Sénégal comprennent un nettoyage et la mise à niveau d'environ 90 km de route départementale entre Saraya à Khassanguéri (y compris la reconstruction d'un pont) et la construction d'une bretelle de 12 km de Khassanguéri au site se prolongeant vers le village de Wortokhati.

9.1.1.2 Contrat pour les travaux de génie civil

Ce marché sera attribué suite à une procédure d'appel d'offres ouvert international. Il sera rémunéré sur la base des quantités réelles de travaux commandés et exécutés, telles qu'elles seront mesurées par l'entrepreneur et vérifiées par le Maître d'œuvre, et valorisées aux taux et prix spécifiés au bordereau des prix chiffré présenté par l'entrepreneur dans son offre.

Ce lot de travail pourra faire appel à des sous-traitants locaux pour la réalisation des travaux préparatoires :

- Construction des bases-vie des entrepreneurs et de l'exploitant ;
- Construction des routes d'accès à l'intérieur du périmètre du chantier ;
- Travaux de génie civil du poste de départ.

L'entrepreneur principal prend en charge :

- L'excavation et la construction de tous les ouvrages temporaires et permanents ;
- La dérivation Phase I, y compris la mise en place et l'enlèvement des batardeaux et de l'épi Phase I ;
- La mise en place du pont temporaire ;
- L'excavation et le bétonnage de l'évacuateur de crue, de la prise d'eau de la centrale et des ouvrages intermédiaires jusqu'à la mise en place des vannes de fermeture et de contrôle des eaux ;
- La construction du barrage en rive droite ;
- La dérivation Phase II incluant la mise en place des batardeaux et de l'épi Phase II, ainsi que l'excavation de l'épi et l'enlèvement du pont temporaire ;
- La finalisation de la construction des ouvrages derrière les vannes de fermeture ;
- La construction du barrage en rive gauche et de la digue de fermeture ;
- La réalisation des coursiers de l'évacuateur ;
- Les excavations et travaux de protection des canaux d'amenée et de restitution.

La fourniture et l'installation de tous les équipements hydro-mécaniques de contrôle de l'écoulement des eaux fait partie du lot des travaux de génie civil ; ces activités sont en général sous-traitées par l'entrepreneur général à des entreprises spécialisées.

9.1.1.3 Contrat de conception, fabrication et installation des équipements électriques et mécaniques

Ce contrat de type forfaitaire sera attribué suite à une procédure d'appel d'offres ouvert international. L'entrepreneur sera responsable de la conception, approvisionnement et fabrication, installation complète de toutes les composantes électriques et mécaniques requises pour le bon fonctionnement de la centrale de Gourbassi, à l'exception des équipements hydro-mécaniques fournis au titre du marché des travaux de génie civil.

Les principales composantes de ce lot sont :

- Les équipements de production (groupes turbine-alternateur, transformateurs de puissance et les équipements accessoires requis à leur bon fonctionnement) ;

- Les équipements auxiliaires électriques et mécaniques de la centrale ;
- Les équipements du poste de couplage.

9.1.1.4 Contrat de conception, fabrication et installation de la ligne d'interconnexion et du poste d'arrivée

Ce contrat comprend la construction de la ligne d'interconnexion au réseau entre le poste de couplage de Gourbassi et le poste d'arrivée ainsi que les adaptations nécessaires à réaliser au poste d'arrivée.

Pour les besoins de l'exercice de planification et d'estimation des coûts, on a considéré ici qu'il s'agissait de construire une ligne biterne de 30 kV entre Gourbassi et Gouina sur une longueur de 90 km et d'installer deux disjoncteurs 30 kV au futur poste de Gouina.

9.1.2 **Phasage des appels d'offres**

Routes d'accès permanentes

- Appel d'offres en juillet de l'année 1 pour une durée de 2 mois ;
- Période d'évaluation et de négociations avec les entrepreneurs : 1 mois ;
- Durée du contrat : 2 saisons sèches ;
- Fournir l'accès côté Mali (rive droite) au plus tard en mai de l'année 2 pour une mobilisation de l'entrepreneur des travaux de génie civil.

Travaux de génie civil

- Appel d'offres en août de l'année 1 pour une durée de 5 mois ;
- Période d'évaluation et de négociations : 3 mois ;
- Durée des travaux de génie civil à partir du début de la mobilisation : 52 mois.

Équipements électriques et mécaniques

- Appel d'offres en février de l'année 2 pour une durée de 5 mois ;
- Période d'évaluation et de négociations : 3 mois ;
- Durée du contrat à partir de l'adjudication, y compris conception, fabrication, installation et mise en service : 49 mois.

Ligne d'interconnexion et poste d'arrivée

- Appel d'offres en août de l'année 2 pour une durée de 5 mois ;
- Période d'évaluation et de négociation : 3 mois ;
- Durée du contrat incluant la conception, détermination du corridor, fabrication, installation et modifications au poste d'arrivée : 35 mois.

9.2 METHODES DE CONSTRUCTION

Les méthodes de travail requises pour la réalisation de ce projet sont des méthodes standards d'excavation, de mouvements de terre, de bétonnage et d'installation d'équipements couramment utilisées pour construire un projet de cette envergure.

Le projet d'aménagement de Gourbassi est un projet typique de centrale hydroélectrique intégrée au barrage et il ne demande donc aucune technique particulière ni d'équipements de construction spéciaux pour sa réalisation.

9.3 MAIN-D'ŒUVRE

La réalisation du projet comprend la construction de routes d'accès, des ouvrages de dérivation, des barrages et digue en remblai ainsi que des ouvrages bétonnés ce qui demande une certaine intensité de main d'œuvre. On a estimé qu'un total de 3 579 000 personnes-heures seront nécessaires pour construire l'ensemble de l'aménagement (Figure 9-1) dont 2 695 800 personnes-heures (75%) seront fournies par de la main d'œuvre locale (Figure 9-2), la majeure partie d'entre-elle étant employée à la réalisation des ouvrages de retenue.

La force ouvrière moyenne est de ±260 personnes à un taux de 250 heures par personne-mois.

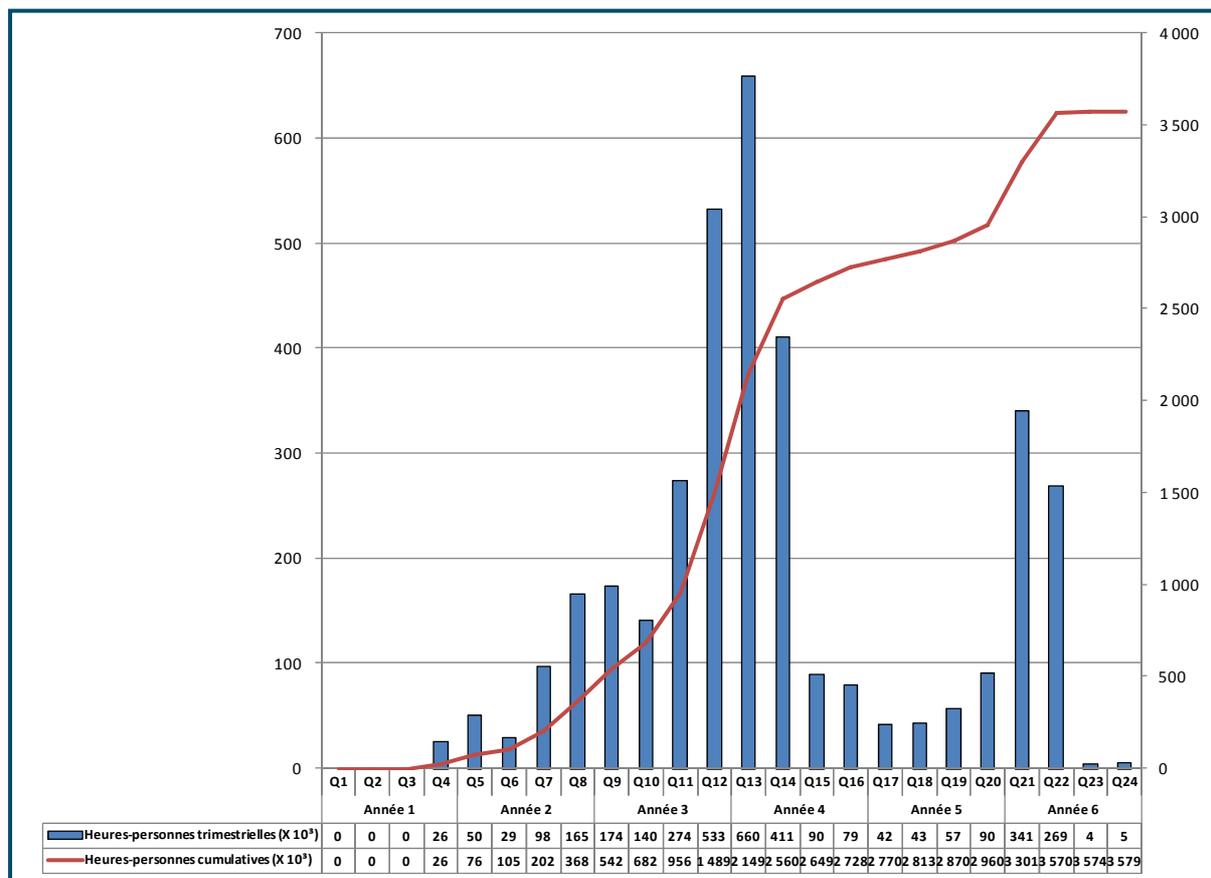


Figure 9-1 Histogramme de la main d'œuvre de construction pour l'ensemble du projet

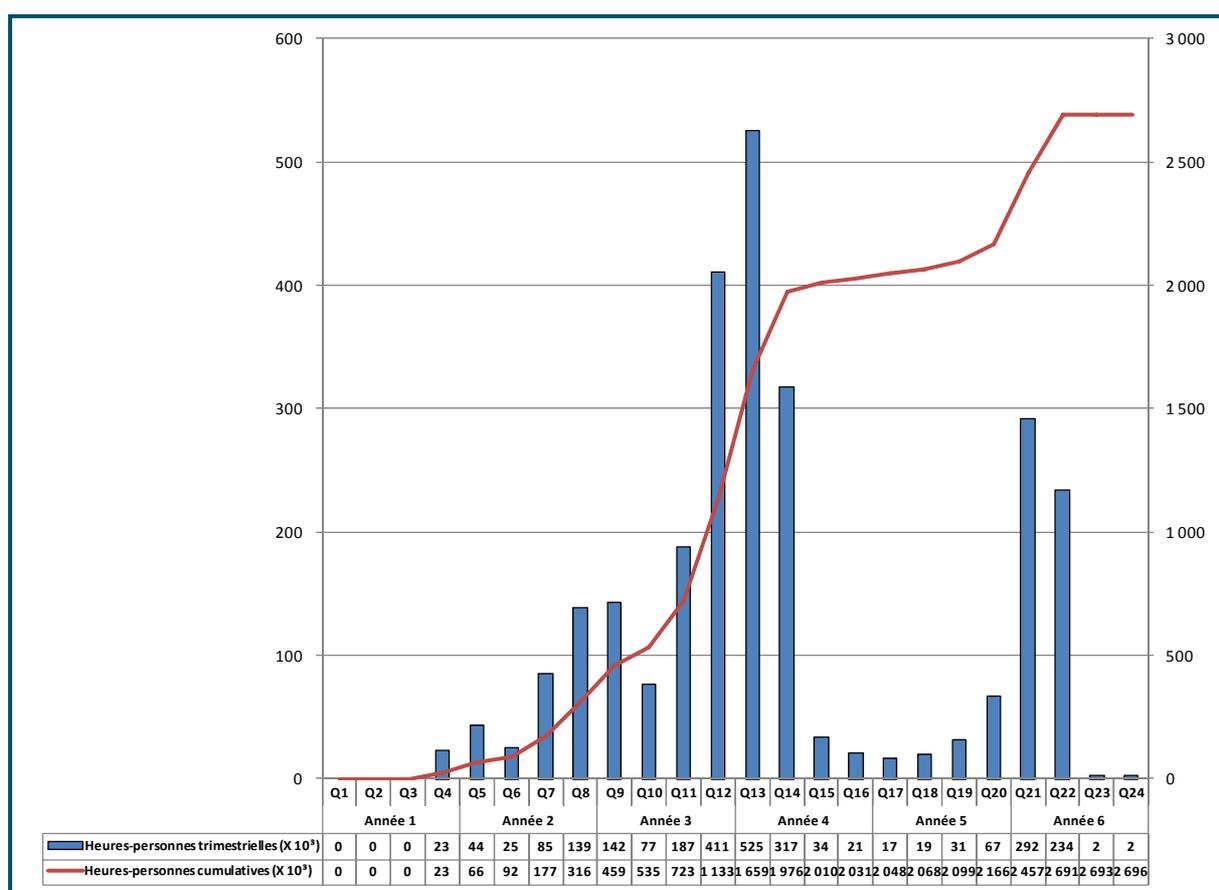


Figure 9-2 Histogramme de la main d'œuvre locale de construction pour l'ensemble du projet

9.4 PLANIFICATION DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION

La durée totale de réalisation de l'ensemble de l'aménagement de Gourbassi est de 65 mois à partir du début de la procédure d'appel d'offres du marché des travaux de génie civil jusqu'à la mise en exploitation commerciale du deuxième groupe turbine-alternateur de la centrale. Les travaux d'accès au site du côté malien qui sont prioritaires devront être réalisés pendant la période d'appel d'offres des travaux de génie civil.

Le programme des travaux est basé sur le concept d'aménagement retenu et décrit au chapitre 8. Il tient compte de la productivité des équipements requis pour exécuter ce type de travaux et des contraintes spécifiques au projet : durée de la saison d'hivernage et caractéristiques des précipitations et écoulements dans la région de Gourbassi, besoin d'infrastructures temporaires et permanentes, système de dérivation provisoire. L'exécution des travaux se fait sur une base de 10 heures par jour et 6 jours par semaine (250 heures par mois). Certains travaux pourront être réalisés sur deux postes de travail pendant la saison sèche.

Le programme des travaux est présenté en fin de chapitre. Il présente les séquences et durées d'exécution des lots 1, 2 et 3 ainsi que des routes d'accès et autres travaux préparatoires ; il ne montre pas les études d'ingénierie détaillée ni les activités de mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale (en particulier pour ce qui concerne la relocalisation des populations affectées) qui seront exécutées en parallèle.

Le cheminement critique passe par :

- Les travaux de pré-adjudication du marché des travaux de génie civil (appel d'offres, évaluation des offres et octroi du contrat) ;
- Les travaux préparatoires (mobilisation, infrastructures temporaires, bases-vie) ;
- Les phases de dérivation de la Falémé ;
- Le remplissage du réservoir ; et pour la partie hydroélectrique
- Les essais de mise en service des groupes turbine-alternateur.

Le calendrier de mise en œuvre du projet a pour point de départ l'achèvement de l'étude d'APS mi-2012 :

Activité	Durée	Date d'achèvement
Étude d'APD et ÉIES réglementaire	2 ans	Milieu de 2014
Dispositions juridiques, commerciales et administratives, dont montage du financement	2 ans	Milieu de 2016 (Approbation du projet)
Réalisation des travaux jusqu'à mise en service du deuxième groupe turbine-alternateur	65 mois	Décembre 2021

9.5 AVANT-METRE

Les volumes principaux ont été métrés à partir de la maquette 3D pour le barrage (ouvrages de retenue en remblai et ouvrages bétonnés) et la digue de fermeture, et à partir des plans pour la centrale et les ouvrages annexes.

Les détails de l'avant-métré de l'option d'aménagement retenue pour Gourbassi sont présentés en annexe C.

9.6 ESTIMATION DES COÛTS DU PROJET

9.6.1 Bases de l'estimation

Compte tenu du fait que l'aménagement est défini à un niveau d'APS, l'estimation des coûts peut être considérée d'une précision de classe 3 (selon *AACE International*), soit de -15% à +30%.

Les bases de l'estimation sont les suivantes :

- Tous les coûts ont été calculés en dollars (\$) US de mars 2012 puis convertis en EURO (€) avec un taux de change de 1 \$ US = 0,73 € ;
- L'envergure des travaux est limitée à celle décrite au chapitre 8 du présent rapport ;

- Les conditions de marché sont considérées comme étant « normales », c'est-à-dire :
 - Facilité d'obtenir une main d'œuvre qualifiée ;
 - Disponibilité des engins et équipements de construction ;
 - Tous les matériaux / équipements permanents et les matériaux non-incorporés sont disponibles à des prix normaux (sans surprime ou autres distorsions) ;
 - Les entrepreneurs sont en condition de concurrence ouverte.

Les articles suivants sont exclus de l'estimation :

- L'inflation après mars 2012 ;
- Les intérêts intercalaires pendant la construction ;
- Les taxes de vente et taxes d'accise à l'importation ;
- Les coûts du Maître d'ouvrage, y compris les frais de conseil juridique et les coûts des études antérieures et présentes (APS) ainsi que les coûts des études futures d'APD et d'ÉIES;
- Les coûts d'acquisition / expropriation des terrains pour les installations provisoires et permanentes, des droits de passages et compensation ;
- Les frais d'exploitation et de maintenance des ouvrages, incluant la formation des opérateurs, la supervision, le matériel d'exploitation et les frais des employés du Maître d'ouvrage durant la période de mise en service des équipements ;
- Les frais de financement du projet par le Maître d'ouvrage ;
- Tous les permis et licences qui peuvent être requis pour la réalisation du projet.

Les coûts de mise en œuvre du PGES sont présentés séparément.

9.6.2 Base des coûts

Les coûts sont basés sur des prix unitaires calculés récemment lors d'études d'avant-projet définitifs de projets similaires en Afrique subsaharienne et sur des prix unitaires soumissionnés pour des projets d'aménagements hydroélectriques dans la sous-région.

9.6.2.1 Main d'œuvre

Les taux de main d'œuvre sont basés sur une recherche de taux en vigueur dans la sous-région. Ils incluent une allocation pour temps supplémentaire, les charges et avantages sociaux.

Les taux sont calculés sur une base de 60 heures de travail par semaine.

9.6.2.2 Engins de construction

Les taux horaires sont tirés de catalogues reconnus tel que le « *Cost Reference Guides for Construction Equipment* » publié par Equipment Watch.

Ces taux sont basés sur les coûts d'achat et la période de dépréciation proposée par les fabricants. Ils incluent aussi les coûts appropriés d'opération.

9.6.2.3 Matériaux de construction

Les prix des matériaux sont tirés de la base de données internes de SLII et proviennent aussi de prix obtenus localement lors de la recherche de prix.

9.6.2.4 Équipements électro-mécaniques

Tous les équipements sont considérés être importés.

Les coûts des transformateurs, ponts roulants, équipements auxiliaires et équipements électriques des postes et de la ligne de transport proviennent de statistiques internes mises à jour pour correspondre aux conditions particulières du projet.

Les coûts des vannes segment, batardeaux, grilles, portiques ainsi que les pièces encastrées ont été calculés selon des formules paramétriques d'après leurs dimensions, leurs poids et leurs composantes.

Les coûts budgétaires des groupes turbine-alternateur et de la vanne de vidange de fond ont été obtenus de fabricants internationaux.

9.6.3 **Méthode d'estimation**

9.6.3.1 Bordereau

Le bordereau des prix a été ventilé selon le type de travaux à réaliser et les ouvrages à construire :

1. Travaux préparatoires
2. Travaux de génie civil
 - a. Batardeaux
 - b. Évacuateur de crue
 - i. Évacuateur
 - ii. Bloc de la vidange de fond
 - iii. Barrage-poids (mur cloison) gauche
 - iv. Mur de soutènement gauche
 - c. Barrages et digue
 - d. Prise d'eau et centrale
 - i. Prise d'eau
 - ii. Centrale
 - iii. Mur de soutènement droit
 - iv. Barrage-poids (mur cloison) droit
 - e. Poste de départ.
3. Équipements électriques et mécaniques
 - a. Équipements hydro-mécaniques

- i. Évacuateur, vidange de fond
 - ii. Prise d'eau
 - iii. Centrale
 - b. Équipements mécaniques :
 - i. Équipements de production/génération
 - ii. Équipement de manutention
 - iii. Équipements auxiliaires mécaniques
 - c. Équipements électriques
 - i. Équipement principaux
 - ii. Équipements auxiliaires électriques
 - iii. Équipements du poste de départ
4. Lignes de transport et poste d'arrivée pour interconnexion
5. Installations pour la construction
 - a. Installations temporaires
 - b. Installation permanentes
6. Ingénierie et gérance
 - a. Travaux de génie civil et installations pour la construction
 - b. Équipements électriques et mécaniques
 - c. Lignes de transport et poste d'arrivée
7. Contingences
 - a. Travaux de génie civil et installations pour la construction
 - b. Équipements électriques et mécaniques
 - c. Lignes de transport et poste d'arrivée

9.6.3.2 Coûts unitaires de construction

Les coûts directs de l'entrepreneur incluent :

- Les coûts de main d'œuvre ;
- Les coûts des équipements de construction ;
- Les coûts des matériaux incorporés/permanents ;
- Les coûts des matériaux non-incorporés.

Les coûts indirects de l'entrepreneur sont répartis sur l'ensemble des articles de coût évalués. Ils couvrent :

- L'administration et la supervision des travaux de construction
- Les installations temporaires :
 - Bureaux ;
 - Entrepôts ;
 - Magasins ;
 - Atelier ;
 - Les frais de fonctionnement.
- Les petits outils ;
- La sécurité et le gardiennage de ses installations ;
- La mobilisation et démobilisation ;

- Les garanties de soumission et cautionnements d'exécution ;
- Les assurances ;
- Le financement à court terme ;
- Les frais du siège social ;
- Les profits et imprévus de l'entrepreneur.

9.6.3.3 Répartition des coûts en équivalent monnaie locale et devise étrangère

Une répartition du coût total entre la part locale et la part en devise(s) étrangère(s) a été effectuée pour donner une idée générale des travaux qui pourraient être confiés à des entrepreneurs ou sous-traitants régionaux et ainsi des retombées économiques locales que le projet pourrait générer.

9.6.4 Coûts de mise en œuvre du plan de gestion socio-économique et environnementale

Ces coûts pour l'aménagement retenu ont été estimés à 29,611 M€. Les principaux coûts sont associés à la réinstallation des populations qui devra commencer dès le début des travaux et être terminée avant la mise en eau (Tableau 9-1).

Comme à ce stade d'APS, il est difficile d'évaluer le coût des mesures d'atténuation sur la faune, flore et le coût de développement des pêches, la préparation seule des plans associés a été évaluée.

Tableau 9-1 Tableau récapitulatif des coûts de mise en œuvre du PGES

DESCRIPTION	COÛT BARRAGE SEUL (X 10 ³ €)	COÛT CENTRALE SEULE (X 10 ³ €)	COÛT PROJET ENTIER (X 10 ³ €)
Fonctionnement de l'UGES	1 202		1 202
Plan de consultation et de diffusion de l'information	318		318
Plan de gestion de la biodiversité, de la faune et de la flore	indéterminé		indéterminé
Plan de gestion des nouveaux arrivants	43		43
Plan de développement des pêches	58		58
Mesures de lutte contre les plantes aquatiques	26		26
PAR - Réinstallation de la population	19 854		19 854
PDL - Plan de développement local	4 249		4 249
Contingences (15 %)	3 862		3 862
COÛT TOTAL DE MISE EN ŒUVRE DES MESURES DU PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE	29 611		29 611

9.6.5 Sommaire de l'estimation des coûts

Le coût total de réalisation du projet d'aménagement de Goubassi est estimé, au niveau des études d'APS, à 222,4 M€ en valeur mars 2012, dont 192,8 M€ pour le coût de base de réalisation des travaux et 29,6 M€ pour la mise en œuvre du PGES.

Ce coût total inclut le coût de réalisation des travaux y compris le déboisement d'une partie de la forêt-galerie, la construction des routes d'accès et la ligne d'interconnexion jusqu'à Gouina, le coût de mise en œuvre des mesures du plan de gestion environnementale et sociale (Tableau 9-1), les frais d'ingénierie et de gérance du projet et les contingences. Il n'inclut pas le coût de mesures d'accompagnement tel que la réalisation d'infrastructures pour le développement de la pêche ou de l'agriculture irriguée dont le financement doit être trouvé en dehors du plan de financement du projet proprement dit.

Tableau 9-2 Coût de réalisation du projet (incluant coûts de mise en œuvre du PGES)

DESCRIPTION	COÛT BARRAGE SEUL (X 10 ³ €)	COÛT CENTRALE SEULE (X 10 ³ €)	COÛT PROJET ENTIER (X 10 ³ €)
COÛT TOTAL DE RÉALISATION DU PROJET	183 908	38 570	222 477

La ventilation du coût de réalisation des travaux suivant les différents postes de dépenses est présentée au Tableau 9-3 ci-après. Le bordereau des prix détaillé est présenté en annexe C.

Le flux monétaire annuel et cumulé du coût d'investissement est présenté à la Figure 9-3 ci-dessous.

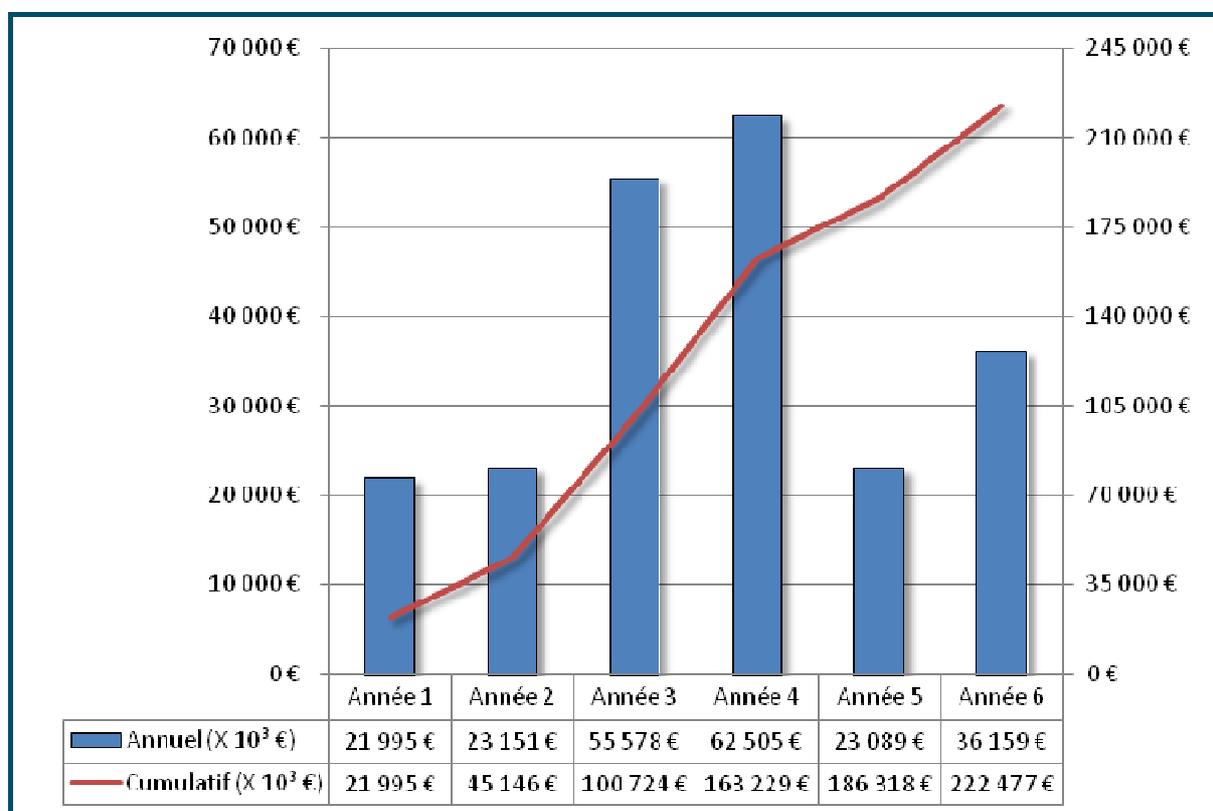


Figure 9-3 Planification de l'investissement

Tableau 9-3 Ventilation du coût de réalisation des travaux

DESCRIPTION	COÛT BARRAGE SEUL (X 10 ³ €)	COÛT CENTRALE SEULE (X 10 ³ €)	COÛT PROJET ENTIER (X 10 ³ €)
ARTICLE 1 – CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE DE RETENUE ET DE LA CENTRALE			
Article 1.1 Travaux préparatoires			
Déboisement	3 099		3 099
Services	275		275
Routes d'accès et de construction	8 416		8 416
Énergie de construction	3 933		3 933
Article 1.2 Travaux de génie civil			
Batardeaux	5 545		5 545
Évacuateur de crue avec vannes segment	32 777		32 777
Barrages et digue	37 032		37 032
Prise d'eau	1 354		1 354
Centrale		10 661	10 661
Mur de soutènement droit	3 010		3 010
Barrages-poids	5 180		5 180
Instrumentation	732		732
Article 1.3 Équipements électriques et mécaniques			
Équipements hydro-mécaniques			
Évacuateur de crue	3 638		3 638
Centrale		749	749
Prise d'eau	3 154		3 154
Équipements mécaniques			
Génération		10 976	10 976
Manutention		238	238
Équipements auxiliaires mécaniques		1 032	1 032
Équipements électriques			
Équipements principaux		inclus dans le prix des équipements mécaniques de génération	
Équipements auxiliaires électriques		2 744	2 744
Équipements du poste 30 kV/110 kV		1 098	1 098
Article 1.4 Lignes de transport et poste d'arrivée			
Interconnexion Gourbassi-Gouina en 30 kV (lignes biterne)		4 106	4 106
SOUS-TOTAL ARTICLE 1 – CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE DE RETENUE ET DE LA CENTRALE	108 147	31 604	139 750
ARTICLE 2 – INSTALLATIONS POUR LA CONSTRUCTION			
Installations temporaires	10 976		10 976
Installations permanentes	220		220
SOUS-TOTAL ARTICLE 2 – INSTALLATIONS POUR LA CONSTRUCTION	11 196		11 196
ARTICLE 3 – INGÉNIERIE ET GÉRANCE DE CONSTRUCTION			
Ingénierie et gérance pour travaux de génie civil et installations pour la construction (12,5 %)	14 069	1 333	15 401
Ingénierie et gérance pour équipements électriques et mécaniques (7,5 %)	509	1 263	1 772

DESCRIPTION	COÛT BARRAGE SEUL (X 10 ³ €)	COÛT CENTRALE SEULE (X 10 ³ €)	COÛT PROJET ENTIER (X 10 ³ €)
Ingénierie et gérance pour lignes de transport & poste d'arrivée (10 %)		411	411
SOUS-TOTAL ARTICLE 3 – INGÉNIERIE ET GÉRENCE DE CONSTRUCTION	14 578	3 006	17 584
ARTICLE 4 – CONTINGENCES DE CONSTRUCTION			
Contingences pour travaux civils et installations pour la construction (17,5 %)	19 696	1 866	21 562
Contingences pour travaux électro-mécaniques (10 %)	679	1 684	2 363
Contingences pour lignes de transmission & postes (10 %)		411	411
SOUS-TOTAL ARTICLE 4 – CONTINGENCES DE CONSTRUCTION	20 376	3 960	24 335
COÛT DE BASE DE RÉALISATION DES TRAVAUX	154 296	38 570	192 866

La répartition des coûts d'investissement entre la centrale et les ouvrages de retenue est présentée graphiquement sur la Figure 9-4 ci-après et la ventilation entre les grands postes de dépenses sur la Figure 9-5 .

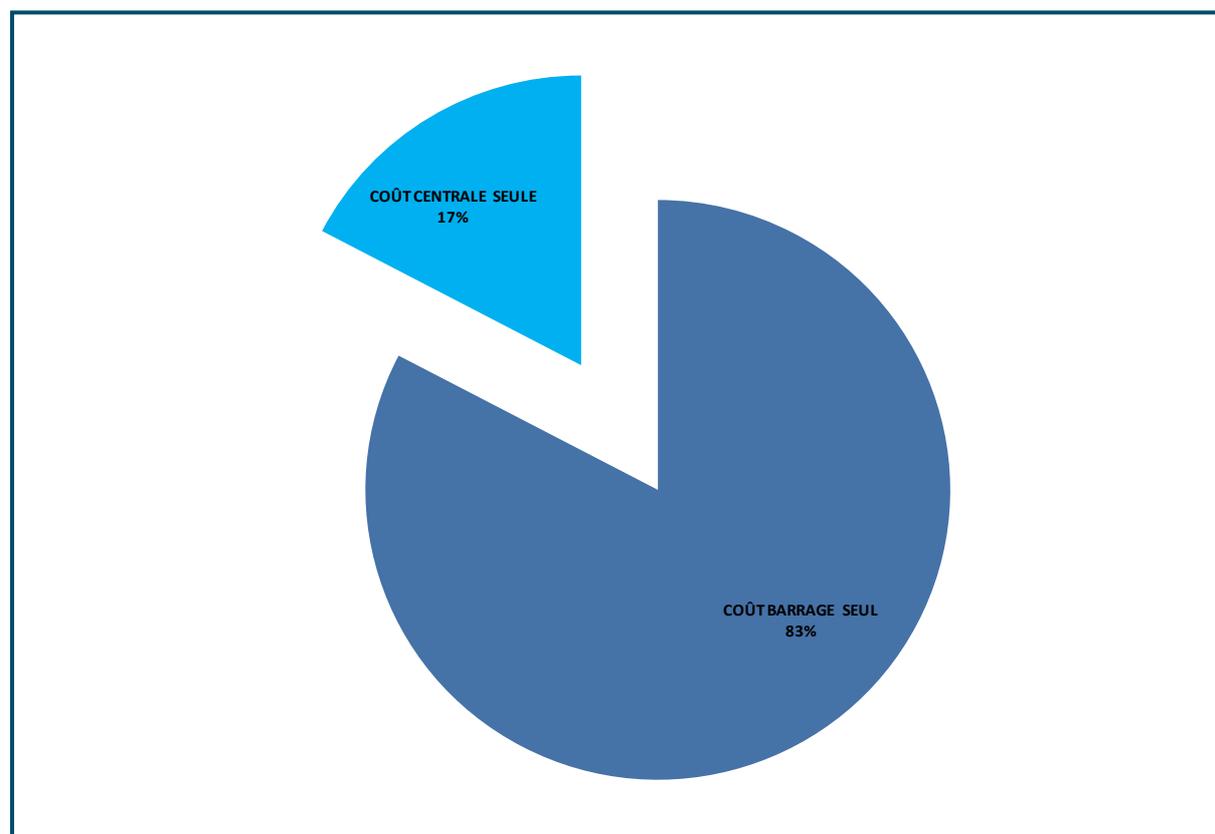


Figure 9-4 Répartition des coûts entre la centrale et le barrage

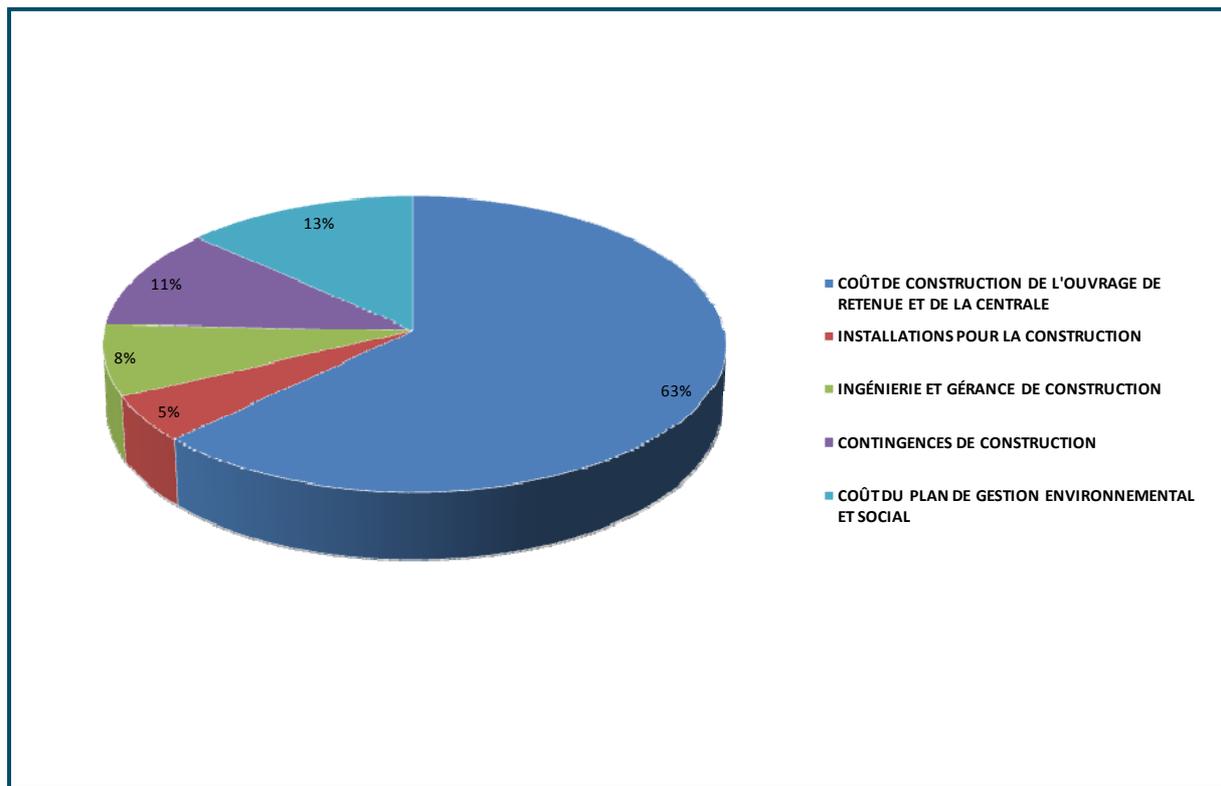
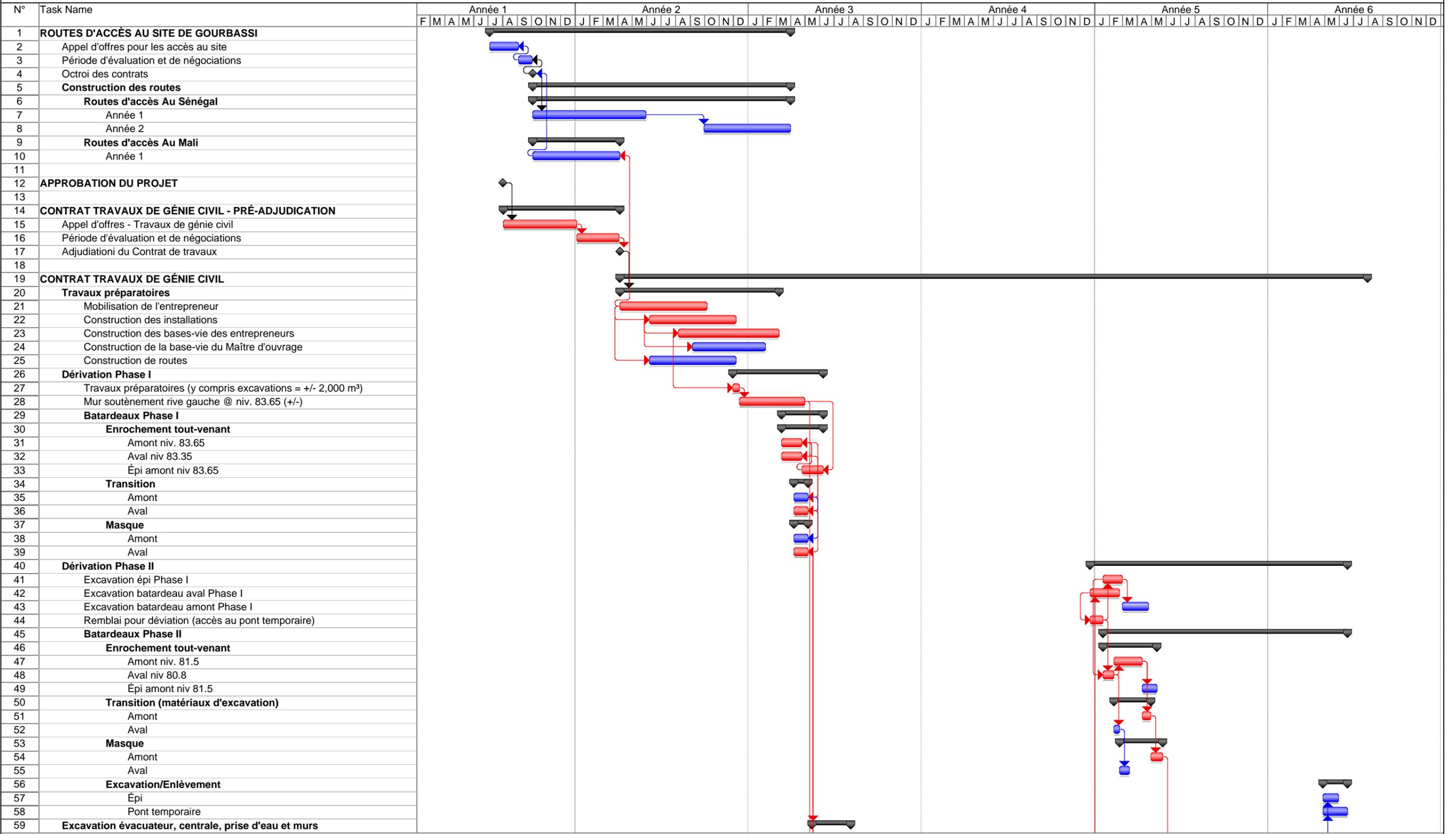
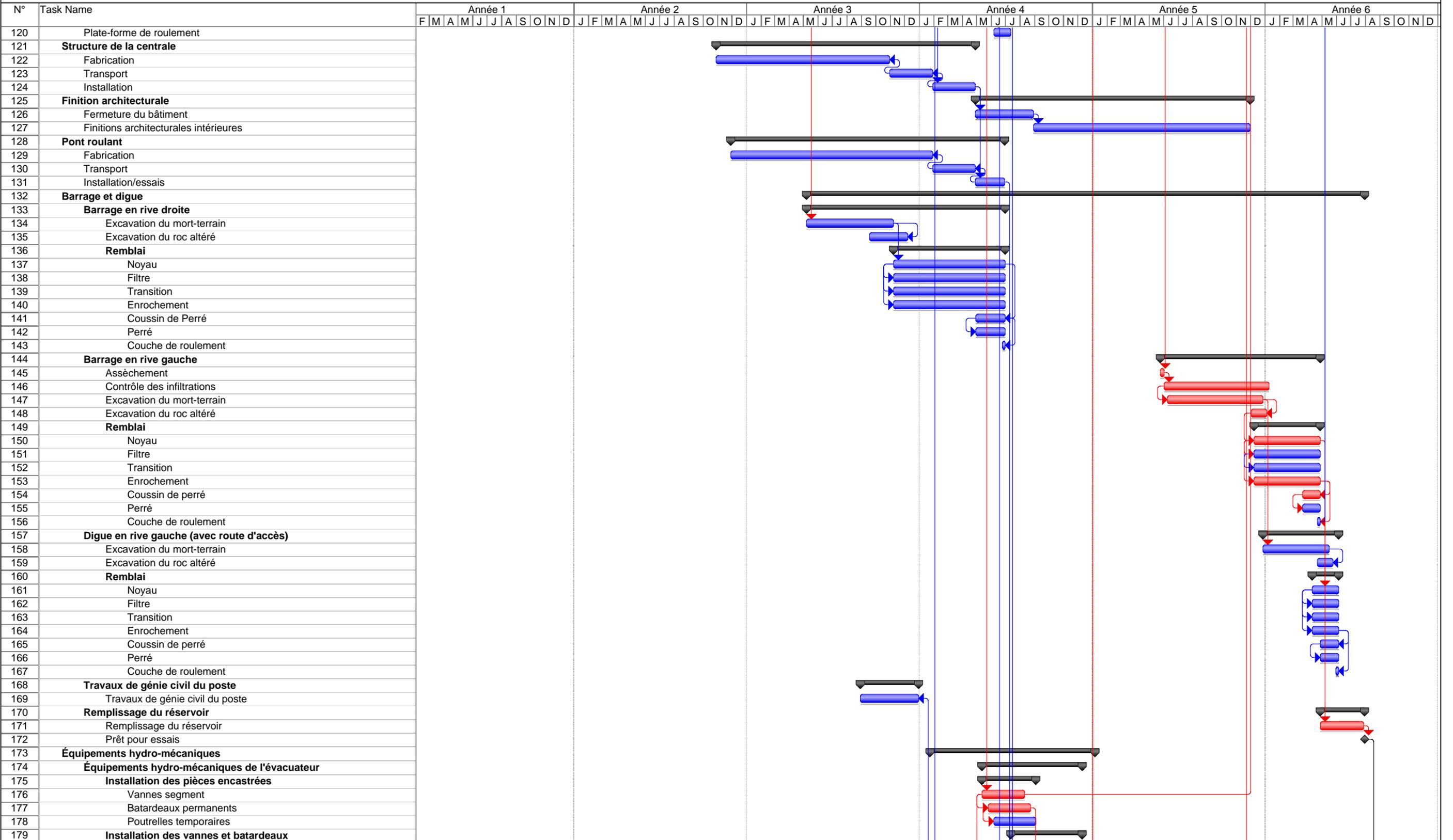


Figure 9-5 Ventilation des coûts entre grands postes de dépenses



Tâche		Jalon		Tâche critique reportée		Fractionnement		Regrouper par en-tête	
Tâche critique		Récapitulative		Jalon reporté		Tâches externes		Échéance	
Avancement		Tâche reportée		Avancement reporté		Récapitulatif du projet			



Tâche		Jalon		Tâche critique reportée		Fractionnement		Regrouper par en-tête	
Tâche critique		Récapitulative		Jalon reporté		Tâches externes		Échéance	
Avancement		Tâche reportée		Avancement reporté		Récapitulatif du projet			

CHAPITRE 10

Conclusion et recommandations

10. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

10.1 DISCUSSION GENERALE

L'objectif principal de l'aménagement projeté à Goubassi est d'assurer une régularisation du débit du fleuve Sénégal à Bakel avec une augmentation des débits en période d'étiage ce qui permet d'assurer l'irrigation, la culture de décrue, les besoins de base en eau domestique et d'améliorer les conditions de navigation sur le fleuve. La régularisation des débits à l'aval est assurée par la variante retenue alors que sa réserve utile correspond à la valeur maximale pratiquement réalisable en raison des contraintes topographiques et des enjeux socio-économiques.

Grâce au volume de la retenue (2 897 Mm³ à la cote de 97 m s.m.), l'aménagement permettra d'assurer l'hydrogramme de crue dans la Vallée du fleuve Sénégal, un des objectifs qui ne peut être assuré complètement actuellement par l'aménagement de Manantali seul. Pour l'aménagement de Goubassi, la production hydroélectrique est un bénéfice additionnel qui s'ajoute à la régularisation du débit de la Falémé et du fleuve Sénégal. La production d'énergie additionnelle comparativement à la situation actuelle est estimée à 131 GWh (gain d'énergie total pour la gestion combinée de Goubassi et de Manantali) dont 68,4 GWh sont produits à Goubassi.

Le projet d'aménagement de Goubassi apportera ainsi des bénéfices à toute la population, que ce soit pour garantir la ressource en eau de façon pérenne, diminuer l'impact des crues importantes, améliorer l'utilisation de l'eau à Manantali, ou augmenter la production électrique d'origine renouvelable dans la région.

La construction d'un barrage à Goubassi est réalisable et n'entraîne aucune difficulté technique particulière. Toutefois la topographie relativement plane du site de Goubassi fixe les limites supérieures de la cote de gestion maximale du réservoir. Au niveau maximal d'exploitation sélectionné, l'ouvrage de retenue est ainsi long et volumineux en raison du terrain plat. Un relevé topographique détaillé du bassin de retenue à réaliser en phase d'APD pourrait indiquer que des digues de col additionnelles sont requises. L'étanchéisation de la fondation aux appuis de barrage pourrait nécessiter certains travaux supplémentaires pour limiter les infiltrations et les pertes en eau au-delà des appuis du barrage si le niveau du roc altéré injectable est plus bas que celui du réservoir.

Les sources d'emprunt en matériau imperméable recèlent des quantités suffisantes.

Le choix de la coupe type de barrage en enrochement zoné est motivé par le fait que ce type de remblai est moins volumineux, se construit plus facilement et donc plus rapidement qu'un barrage en terre latéritique. Ceci se répercute dans le coût total de l'ouvrage de retenue. Toutefois, la variante de coupe type latéritique pourrait être revisitée en APD si la résistance au cisaillement du roc altéré et du sol résiduel s'avérait moindre qu'anticipé.

10.2 RECOMMANDATIONS

L'étude d'avant projet sommaire a permis de définir la variante la plus attrayante pour le développement de Goubassi aux points de vue technique, économique et socio-écologiques suite à la collecte des données topographiques, hydrologiques,

géologiques, géotechniques et socio-environnementales. Le programme de sondages par forages carottés et puits géotechnique a permis de mieux définir le profil du roc et de caractériser les conditions de fondation existantes. La présente étude qui intègre les données hydrologiques et socio-écologiques les plus récentes avec une modélisation tridimensionnelle du terrain et des ouvrages constitue ainsi une réévaluation complète du projet présenté en 1970 et une avancée indéniable.

La poursuite de l'étude par un APD permettra de confirmer certains éléments qui demandent à être étudiés plus en détails tels que la validation de la courbe de tarage à l'aval de la centrale et l'obtention d'une topographie de précision du bassin de retenue. La suite de l'étude permettra d'optimiser la conception de l'aménagement et par le fait même les bénéfices du projet.

Il est également intéressant de noter qu'avec des règles de gestion des réservoirs modifiées (non respect systématique de l'hydrogramme de crue), la production d'énergie de Gourbassi pourrait être augmentée d'approximativement 20 GWh/an. Cette différence de productible démontre l'importance du mode de gestion préconisé pour l'aménagement dans le calcul du prix de revient de l'énergie. Dans ce contexte, il est jugé approprié de ne pas considérer la production énergétique comme le seul critère déterminant dans la décision de poursuivre ou non le développement du projet.

Les recommandations du consultant pour la poursuite des études préparatoires à la réalisation du projet d'aménagement de Gourbassi sont énoncées ci-dessous :

- Entreprendre la campagne de reconnaissances topographiques, hydrographiques géologiques et géotechniques complémentaires indispensables pour compléter l'évaluation du projet à un niveau d'APD.
- Sur la base (i) des résultats des relevés topographiques à grande échelle et d'une cartographie précise du bassin de retenue (précision de type LiDAR) et (ii) des contraintes socio-économiques identifiées au cours de l'APS, raffiner les paramètres de dimensionnement :
 - Cote de gestion maximale (entre 94 et 99 m s.m.) ;
 - Débit d'équipement de l'usine.
- Entreprendre les études d'optimisation des ouvrages et de conception définitive à un niveau de définition correspondant à un APD afin de satisfaire aux conditions imposées à un coût minimum.
- Réaliser une étude économique et analyse coûts/avantages détaillée.
- Entreprendre l'étude d'impact environnemental et social réglementaire.
- Entreprendre l'élaboration du plan d'action de réinstallation en parallèle avec l'élaboration de l'étude d'impact environnemental et social réglementaire.

ANNEXE A

Résultats des simulations de productible et de régulation pour la variante retenue

GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Apports naturels (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	18.4	9.8	3.8	1.0	0.4	0.4	68.3	257.8	1341.0	326.5	84.8	38.3	178.7
1962	23.5	12.1	2.0	0.5	0.1	0.0	93.4	250.1	788.2	748.2	117.7	46.1	174.2
1963	21.2	8.3	2.0	0.7	0.2	0.0	0.8	304.4	716.2	280.4	128.1	41.5	125.3
1964	18.1	6.2	1.9	0.5	0.0	0.6	73.8	222.2	1329.0	673.3	146.5	50.5	210.1
1965	27.9	14.7	5.1	1.1	0.6	0.0	48.0	179.2	986.0	407.9	165.4	60.4	157.8
1966	30.2	16.0	6.4	1.9	0.8	1.0	24.3	89.1	256.1	727.0	226.6	70.7	121.7
1967	32.9	16.6	7.2	4.8	2.5	0.5	37.6	533.8	877.5	691.1	200.3	77.4	207.7
1968	40.4	20.0	11.7	2.9	0.8	0.8	3.9	159.7	266.9	150.6	60.9	33.9	62.8
1969	11.7	4.1	1.0	0.4	0.0	0.0	32.2	491.7	607.6	395.8	343.9	57.6	162.6
1970	26.5	11.2	4.5	0.9	0.3	5.6	2.5	254.2	691.9	191.0	62.5	25.3	106.2
1971	11.2	3.7	1.1	0.5	0.0	0.0	49.8	108.3	615.9	285.9	60.8	23.6	96.7
1972	8.7	3.1	0.7	0.2	0.0	0.0	17.3	43.8	154.1	81.7	38.3	9.9	29.8
1973	5.1	1.0	0.3	0.0	0.0	0.3	15.9	207.0	307.6	92.9	29.6	6.2	55.6
1974	1.3	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	7.9	507.0	867.2	583.5	71.1	19.6	172.2
1975	9.4	2.5	0.9	0.2	0.0	0.0	1.6	489.1	1031.0	360.1	66.2	20.7	165.3
1976	6.6	2.0	0.6	0.0	0.0	0.0	7.3	142.9	166.9	276.0	199.8	34.0	70.0
1977	13.0	4.1	0.8	0.3	0.0	0.0	0.6	27.4	135.1	437.5	42.3	12.4	56.7
1978	3.9	0.9	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	343.0	451.5	550.2	116.6	31.9	125.7
1979	17.0	3.9	0.7	0.3	0.0	0.0	42.8	243.9	233.6	159.1	59.5	13.8	65.0
1980	3.5	0.7	0.2	0.0	0.0	0.0	4.9	160.5	410.8	117.5	27.9	10.8	61.4
1981	3.1	0.8	0.3	0.0	0.0	0.0	0.9	190.3	594.7	168.4	32.5	7.6	83.1
1982	2.1	0.7	0.3	0.0	0.0	0.0	8.1	135.0	488.1	163.0	54.8	13.5	72.0
1983	4.1	1.0	0.3	0.0	0.0	0.0	2.5	29.3	150.9	70.6	10.4	1.4	22.5
1984	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	31.9	90.4	61.8	43.2	15.1	5.3	20.9
1985	0.7	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	62.4	151.4	130.3	20.1	6.2	31.1
1986	1.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	54.7	183.2	328.7	43.6	10.4	52.2
1987	2.2	0.8	0.2	0.0	0.0	0.0	1.5	26.3	133.5	151.3	66.2	9.7	32.7
1988	1.5	0.7	0.0	0.0	0.0	1.1	0.6	194.3	431.1	111.3	34.3	12.5	65.6
1989	3.4	1.1	0.4	0.0	0.0	0.0	46.3	82.9	596.4	221.3	49.7	14.8	84.5
1990	4.0	1.1	0.5	0.0	0.0	0.0	3.7	180.2	195.0	118.4	32.1	7.8	45.5
1991	1.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	219.1	191.3	143.2	51.3	12.0	51.9
1992	2.6	0.9	0.6	0.0	0.0	0.0	2.7	48.3	177.3	86.8	25.6	5.4	29.2
1993	1.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	109.4	187.9	259.2	31.5	8.8	50.5
1994	1.7	0.7	0.1	0.0	0.0	0.0	24.0	214.6	383.5	533.4	138.0	46.2	112.6
1995	18.1	6.5	2.1	0.7	0.0	0.0	3.9	266.9	450.5	410.6	61.5	20.4	104.0
1996	8.4	2.3	0.7	0.0	0.0	0.0	5.3	149.2	401.4	141.8	52.0	14.4	64.6
1997	4.1	1.1	0.5	0.0	0.0	0.0	28.7	131.0	505.1	416.3	69.1	23.0	98.6
1998	8.4	2.5	0.8	0.1	0.0	0.0	0.1	346.6	439.3	278.8	63.8	22.0	97.3
1999	8.7	2.7	1.0	0.2	0.0	0.0	5.4	80.1	1195.0	288.9	153.9	43.0	147.4
2000	17.1	5.0	1.4	0.5	0.0	0.0	23.3	271.4	456.2	182.3	72.4	23.0	87.9
2001	6.2	1.4	0.6	0.0	0.0	0.0	8.4	212.5	584.7	255.9	59.9	21.0	96.0
2002	17.6	5.4	1.9	0.5	0.0	0.0	0.3	78.5	384.2	83.0	37.5	9.4	51.3
2003	2.4	1.1	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	316.0	539.2	303.7	117.9	42.1	110.5
2004	17.5	7.0	2.1	0.6	0.0	0.0	0.0	220.7	771.9	220.4	48.3	16.8	108.6
2005	5.9	1.2	0.9	0.0	0.0	0.0	16.2	58.8	596.0	583.1	65.9	22.4	112.9
2006	6.9	2.3	0.9	0.0	0.0	0.5	0.4	50.3	193.8	437.1	59.5	15.6	64.5
2007	5.1	1.4	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	85.8	339.8	272.3	46.5	15.1	64.0
2008	4.1	1.2	0.6	0.5	0.0	0.0	17.2	181.6	869.2	312.3	77.4	23.8	123.8
2009	8.4	1.5	0.9	0.0	0.0	0.0	7.6	23.0	414.4	362.7	84.7	22.1	77.2
Min	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	23.0	61.8	43.2	10.4	1.4	20.9
Moyenne	10.2	3.9	1.4	0.4	0.1	0.2	15.8	186.2	495.9	298.3	80.1	24.1	93.2
Max	40.4	20.0	11.7	4.8	2.5	5.6	93.4	533.8	1341.0	748.2	343.9	77.4	210.1

GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Débit moyen turbiné (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	40.2	60.5	68.1	68.1	63.6	45.0	20.3	53.8	80.0	80.0	42.8	35.7	54.8
1962	40.0	58.8	66.2	66.4	61.8	38.4	11.5	29.3	80.0	80.0	55.4	34.2	51.7
1963	39.8	58.8	65.9	65.8	61.5	54.6	25.5	30.6	80.0	80.0	56.0	36.9	54.5
1964	41.9	59.7	66.2	66.1	61.7	38.9	17.7	41.6	80.0	80.0	58.5	30.2	53.4
1965	36.3	57.1	65.9	66.7	62.6	54.2	19.0	40.2	80.0	80.0	70.0	34.1	55.3
1966	37.7	58.8	67.1	67.6	62.9	54.9	30.5	19.4	80.0	80.0	76.9	34.6	55.7
1967	34.9	56.3	66.3	67.7	63.8	52.0	20.5	40.6	80.0	80.0	79.7	35.8	56.3
1968	32.4	54.6	65.8	67.3	63.4	53.2	25.7	10.5	65.1	75.8	42.3	37.5	49.4
1969	41.5	58.9	65.3	65.1	60.9	50.2	11.4	19.0	80.0	80.0	69.7	28.0	52.3
1970	35.7	57.1	65.9	66.4	62.4	56.2	28.0	40.7	80.0	69.0	46.8	41.0	54.0
1971	43.1	59.3	65.0	64.7	60.3	52.4	19.1	31.8	80.0	74.9	49.5	43.1	53.5
1972	45.1	61.0	66.5	65.9	61.5	45.2	27.5	23.6	75.2	64.3	33.7	26.0	49.5
1973	26.5	36.8	42.4	44.5	43.3	35.7	16.4	10.3	76.9	75.2	49.4	36.9	41.1
1974	35.7	48.0	58.1	57.4	53.3	44.7	15.3	21.0	80.0	77.3	50.7	44.4	48.7
1975	44.8	60.3	65.8	65.2	60.9	56.2	24.1	16.7	75.0	76.5	48.1	42.8	52.9
1976	44.2	59.7	65.2	64.6	60.3	53.6	23.2	19.3	76.9	48.2	24.5	38.8	48.0
1977	41.0	52.1	62.1	63.2	59.0	53.9	28.1	31.2	79.7	77.4	64.8	52.6	55.3
1978	50.6	66.3	71.6	70.8	66.1	53.0	24.8	32.7	78.7	72.0	64.9	56.8	58.9
1979	52.8	70.7	76.8	76.2	69.1	56.0	40.1	42.1	78.2	75.8	52.5	41.1	60.8
1980	38.8	49.9	49.5	1.4	1.3	4.5	6.3	12.6	16.2	36.4	67.8	52.4	28.0
1981	50.4	66.3	71.7	70.8	65.5	49.7	24.5	21.6	78.5	77.7	61.6	47.8	57.0
1982	45.4	59.2	63.8	62.7	58.2	53.7	26.2	11.7	24.9	40.6	65.5	50.6	46.7
1983	48.0	62.8	67.7	66.7	62.1	47.7	15.5	18.5	74.8	56.4	15.9	4.4	44.8
1984	2.7	3.5	1.9	1.4	1.3	4.5	3.5	8.7	15.7	16.1	37.9	30.0	10.6
1985	30.0	41.7	43.1	23.0	1.3	4.5	2.9	8.7	10.7	25.3	49.1	38.5	23.1
1986	37.8	53.6	57.5	56.3	52.1	48.5	24.0	41.5	72.4	75.3	53.6	40.6	51.0
1987	37.6	47.7	26.0	1.4	1.3	4.5	1.6	1.4	4.2	9.8	24.7	20.5	14.9
1988	20.4	28.8	33.8	36.6	36.9	32.5	24.8	11.9	14.7	25.7	64.5	51.8	31.8
1989	49.6	64.7	69.8	68.8	64.1	58.7	43.5	26.7	75.8	77.5	64.5	52.1	59.5
1990	49.4	64.4	69.5	68.8	64.0	58.4	18.8	33.9	79.9	73.3	45.7	34.1	54.8
1991	30.8	37.7	12.7	1.4	1.3	4.5	1.9	8.9	10.6	13.1	38.0	31.5	15.9
1992	31.1	41.7	46.6	48.0	48.0	46.9	30.0	25.0	70.1	64.7	31.7	25.8	42.4
1993	25.5	34.4	39.7	44.2	39.6	30.1	9.4	8.8	10.0	31.0	56.0	44.2	31.0
1994	40.7	52.7	56.2	54.8	50.4	43.7	17.0	17.1	70.7	46.7	39.3	28.8	43.0
1995	41.8	61.6	67.8	68.0	63.2	56.1	36.0	17.0	80.0	76.5	51.2	42.8	55.0
1996	43.8	57.6	63.7	62.9	58.9	45.4	31.5	12.3	73.0	68.4	44.3	36.1	49.7
1997	35.9	48.5	53.7	56.7	56.8	42.1	23.6	11.1	73.4	77.5	57.0	47.1	48.5
1998	45.0	59.8	64.3	63.6	59.1	48.1	26.8	18.4	75.3	76.1	58.2	46.1	53.3
1999	44.7	59.1	64.0	63.3	58.8	52.1	32.8	11.9	80.0	80.0	56.3	37.0	53.2
2000	41.4	58.9	64.7	64.1	59.6	51.8	33.5	14.4	75.5	72.2	50.0	42.6	52.2
2001	37.9	50.4	58.5	61.3	57.0	49.4	25.0	19.3	69.4	75.3	54.1	42.5	49.9
2002	42.8	58.6	63.9	63.0	58.7	51.2	21.5	10.7	75.1	66.2	36.2	27.9	47.8
2003	27.4	37.8	43.2	44.8	43.9	40.7	11.5	20.4	80.0	80.0	61.9	41.3	44.3
2004	42.2	58.1	63.0	62.4	58.3	53.5	26.2	17.7	76.6	75.7	53.7	38.5	52.0
2005	37.0	49.4	57.1	58.6	54.6	39.5	9.2	10.2	66.7	77.9	54.7	44.1	46.5
2006	43.5	57.8	62.2	61.1	56.4	48.5	32.5	27.6	76.7	69.2	40.7	32.9	50.6
2007	32.3	43.6	49.1	50.4	52.6	49.3	30.9	8.2	54.9	68.6	39.0	33.0	42.6
2008	32.4	43.6	48.6	49.4	47.7	38.9	9.4	9.1	65.5	79.4	54.5	44.9	43.5
2009	43.8	57.9	62.0	61.2	56.7	49.0	37.4	14.8	61.1	80.0	51.3	39.3	51.1
Min	2.7	3.5	1.9	1.4	1.3	4.5	1.6	1.4	4.2	9.8	15.9	4.4	10.6
Moyenne	38.7	53.2	57.8	55.9	52.0	44.0	21.8	21.1	65.3	65.7	51.3	38.4	47.0
Max	52.8	70.7	76.8	76.2	69.1	58.7	43.5	53.8	80.0	80.0	79.7	56.8	60.8

GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Débit moyen évacué (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	336.7	929.3	83.1	0.0	0.0	112.0
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	229.8	800.5	189.2	1.8	0.0	101.5
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	126.2	504.2	260.3	4.7	0.0	74.7
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	221.6	1118.6	175.3	5.4	0.0	126.1
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	464.5	769.2	300.7	20.9	0.0	129.9
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.7	606.3	810.9	42.8	0.0	124.0
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	214.0	979.5	467.1	38.3	0.0	141.5
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	62.7	57.7	0.0	0.0	10.1
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	47.8	477.7	359.2	43.1	0.0	77.4
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	205.8	447.7	28.8	0.0	0.0	56.7
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	245.6	502.3	43.7	0.0	0.0	65.9
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	107.9	21.0	0.0	0.0	10.7
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	184.3	52.3	0.0	0.0	19.6
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	72.8	392.0	109.0	0.0	0.0	47.7
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	566.8	84.0	0.0	0.0	53.7
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	117.1	5.4	0.0	0.0	10.1
1977	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	160.2	62.7	0.0	0.0	18.5
1978	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	257.1	79.5	0.0	0.0	27.9
1979	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	185.1	53.8	0.0	0.0	19.8
1980	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
1981	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	271.5	71.2	0.0	0.0	28.4
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
1983	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	56.0	4.9	0.0	0.0	5.0
1984	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1985	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1986	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	143.1	46.7	0.0	0.0	15.7
1987	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1988	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	274.5	82.0	0.0	0.0	29.5
1990	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	173.3	38.6	0.0	0.0	17.5
1991	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1992	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	71.2	15.1	0.0	0.0	7.1
1993	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
1994	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	112.0	10.2	0.9	0.0	10.1
1995	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.3	319.6	59.9	0.0	0.0	33.5
1996	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	126.3	32.4	0.0	0.0	13.1
1997	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	130.2	70.6	0.0	0.0	16.7
1998	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	403.6	55.1	0.0	0.0	37.9
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	570.4	331.5	6.6	0.0	75.6
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	207.6	38.3	0.0	0.0	20.3
2001	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	223.3	49.4	0.0	0.0	22.5
2002	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	115.1	25.8	0.0	0.0	11.7
2003	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	75.3	586.1	81.1	2.1	0.0	61.6
2004	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	208.1	56.3	0.0	0.0	21.9
2005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	152.6	43.4	0.0	0.0	16.2
2006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	98.5	30.3	0.0	0.0	10.7
2007	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.7	21.8	0.0	0.0	5.3
2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	96.3	106.4	0.0	0.0	17.0
2009	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	424.1	91.0	0.0	0.0	42.6
Min	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Moyenne	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	46.7	285.2	94.0	3.4	0.0	35.7
Max	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	464.5	1118.6	810.9	43.1	0.0	141.5

GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Niveau du réservoir au début de la période (m)													
	Jan/31	Feb/28	Mar/31	Apr/30	May/31	Jun/30	Jul/31	Aug/31	Sep/30	Oct/31	Nov/30	Dec/31	Moyenne
1961	96.6	96.1	95.3	94.5	93.6	93.4	95.0	97.0	97.0	97.0	97.0	96.8	95.8
1962	96.4	95.9	95.1	94.3	93.4	93.2	94.2	97.0	97.0	97.0	97.0	96.8	95.6
1963	96.5	95.9	95.1	94.3	93.5	92.8	94.2	97.0	97.0	97.0	97.0	96.8	95.6
1964	96.4	95.8	95.0	94.1	93.3	93.3	94.9	97.0	97.0	97.0	97.0	96.9	95.6
1965	96.6	96.1	95.3	94.5	93.7	93.3	94.2	97.0	97.0	97.0	97.0	96.9	95.7
1966	96.6	96.1	95.4	94.6	93.8	93.2	93.6	97.0	97.0	97.0	97.0	97.0	95.7
1967	96.7	96.2	95.5	94.7	93.9	93.7	94.9	97.0	97.0	97.0	97.0	97.0	95.9
1968	96.8	96.4	95.6	94.9	94.1	93.5	93.6	94.9	96.9	97.0	96.8	96.5	95.6
1969	96.1	95.5	94.7	93.8	93.0	92.5	93.8	97.0	97.0	97.0	97.0	96.9	95.4
1970	96.6	96.1	95.3	94.5	93.7	93.1	93.4	97.0	97.0	96.9	96.7	96.4	95.6
1971	95.9	95.3	94.5	93.6	92.8	92.3	92.9	97.0	97.0	97.0	96.8	96.4	95.1
1972	95.9	95.3	94.4	93.5	92.7	92.2	92.4	93.9	93.9	93.6	93.3	93.0	93.7
1973	92.5	92.0	91.2	90.4	89.6	89.3	89.4	94.2	94.5	93.7	93.2	92.7	91.9
1974	92.1	91.4	90.4	89.3	88.3	87.4	90.1	96.9	97.0	97.0	96.8	96.4	92.8
1975	95.9	95.3	94.5	93.6	92.8	92.1	92.8	95.5	97.0	97.0	96.8	96.4	95.0
1976	95.9	95.3	94.4	93.5	92.7	92.1	93.0	95.2	95.0	96.0	96.6	96.3	94.7
1977	95.9	95.3	94.6	93.7	92.9	92.3	92.1	93.4	94.7	94.7	94.2	93.5	93.9
1978	92.8	92.0	90.8	89.6	88.4	87.3	87.3	93.6	94.5	95.4	95.2	94.8	91.8
1979	94.2	93.4	92.3	91.1	90.0	89.3	89.4	90.9	90.0	89.6	89.1	88.4	90.6
1980	87.6	86.4	84.9	84.6	84.5	84.4	85.9	92.1	95.5	95.7	95.1	94.5	89.3
1981	93.8	93.0	92.0	90.9	89.8	89.0	88.8	93.0	94.1	93.3	92.7	92.0	91.9
1982	91.3	90.4	89.3	88.0	86.6	85.4	85.3	89.6	92.5	93.4	92.8	92.2	89.7
1983	91.5	90.6	89.3	88.0	86.6	85.5	85.7	86.6	86.2	85.5	85.2	84.8	87.1
1984	84.6	84.4	84.1	83.9	83.7	83.7	85.6	88.1	89.1	89.8	89.2	88.5	86.2
1985	87.8	86.9	85.6	84.8	84.6	84.5	85.4	89.4	92.7	93.0	92.5	91.9	88.3
1986	91.3	90.4	89.4	88.2	87.1	85.9	86.0	87.1	89.0	89.2	88.6	87.8	88.3
1987	86.9	85.7	84.8	84.5	84.4	84.2	84.4	86.4	88.8	90.4	90.3	89.9	86.7
1988	89.4	88.8	88.0	87.1	86.1	85.4	87.0	90.9	95.6	96.0	95.5	94.9	90.4
1989	94.3	93.5	92.5	91.5	90.5	89.6	89.5	93.3	94.6	93.9	93.4	92.8	92.4
1990	92.1	91.2	90.0	88.7	87.4	86.0	87.7	90.2	89.2	88.6	87.9	87.2	88.8
1991	86.3	85.4	84.7	84.5	84.3	84.2	85.8	90.1	93.8	94.6	94.3	93.9	88.5
1992	93.4	92.9	92.1	91.3	90.5	89.9	90.0	90.5	91.4	90.9	90.5	90.0	91.1
1993	89.5	88.8	87.9	86.8	85.7	84.9	85.4	87.4	91.9	92.5	91.9	91.2	88.7
1994	90.5	89.7	88.5	87.3	86.0	85.1	85.9	91.5	94.6	96.6	97.0	96.9	90.8
1995	96.5	95.9	95.1	94.2	93.4	92.7	92.6	97.0	97.0	97.0	96.7	96.4	95.4
1996	95.9	95.2	94.4	93.6	92.8	92.2	92.3	94.6	96.3	96.2	95.9	95.5	94.6
1997	95.1	94.5	93.8	93.0	92.1	91.7	92.0	95.2	96.7	97.0	96.7	96.3	94.5
1998	95.8	95.2	94.4	93.5	92.7	92.1	92.1	95.6	97.0	97.0	96.7	96.3	94.9
1999	95.8	95.2	94.4	93.5	92.7	92.1	92.3	96.6	97.0	97.0	97.0	96.8	95.0
2000	96.4	95.8	95.0	94.1	93.3	92.7	93.3	96.5	96.3	96.6	96.4	96.0	95.2
2001	95.5	95.0	94.2	93.4	92.5	91.9	93.0	95.5	97.0	96.9	96.6	96.3	94.8
2002	95.9	95.3	94.5	93.6	92.8	92.2	92.5	94.9	95.4	95.0	94.8	94.4	94.3
2003	94.0	93.4	92.7	92.0	91.3	90.7	92.9	97.0	97.0	97.0	96.9	96.7	94.3
2004	96.3	95.7	94.9	94.1	93.3	92.7	93.6	95.4	96.4	96.0	95.6	95.2	94.9
2005	94.8	94.2	93.4	92.5	91.7	91.2	91.9	95.5	96.3	97.0	96.7	96.3	94.3
2006	95.8	95.2	94.4	93.6	92.8	92.2	92.2	93.1	93.8	94.4	94.2	93.8	93.8
2007	93.3	92.7	91.9	91.1	90.2	89.4	89.6	92.4	95.3	95.5	95.3	94.9	92.6
2008	94.5	93.9	93.1	92.4	91.6	91.1	92.0	94.7	96.4	97.0	96.8	96.4	94.2
2009	95.9	95.3	94.5	93.6	92.9	92.3	92.1	95.1	97.0	97.0	96.8	96.5	94.9
Min	84.6	84.4	84.1	83.9	83.7	83.7	84.4	86.4	86.2	85.5	85.2	84.8	86.2
Moyenne	93.8	93.2	92.3	91.5	90.6	90.0	90.7	93.8	94.8	95.0	94.7	94.3	92.9
Max	96.8	96.4	95.6	94.9	94.1	93.7	95.0	97.0	97.0	97.0	97.0	97.0	95.9

GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Pertes par évaporation (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	20.3	23.4	23.1	22.5	14.9	3.3	-5.3	-12.9	-4.8	13.2	19.8	19.2	11.3
1962	20.0	23.0	22.6	22.0	14.6	3.2	-5.1	-12.0	-4.8	13.2	19.8	19.3	11.2
1963	20.0	23.0	22.7	22.0	14.7	3.2	-4.8	-12.0	-4.8	13.2	19.8	19.2	11.3
1964	19.9	22.8	22.3	21.7	14.5	3.2	-5.2	-12.6	-4.8	13.2	19.8	19.4	11.1
1965	20.3	23.4	23.2	22.6	15.0	3.3	-5.1	-12.1	-4.8	13.2	19.8	19.4	11.4
1966	20.3	23.5	23.3	22.7	15.0	3.3	-4.9	-11.2	-4.8	13.2	19.8	19.4	11.5
1967	20.4	23.7	23.6	23.0	15.3	3.4	-5.3	-12.6	-4.8	13.2	19.8	19.4	11.5
1968	20.5	23.8	23.9	23.4	15.5	3.4	-5.0	-10.3	-4.4	13.2	19.7	18.9	11.8
1969	19.5	22.2	21.7	21.1	14.1	3.1	-4.8	-11.3	-4.8	13.2	19.8	19.4	11.0
1970	20.3	23.4	23.2	22.6	15.0	3.3	-4.9	-12.1	-4.8	13.2	19.6	18.7	11.4
1971	19.3	21.9	21.3	20.7	13.9	3.1	-4.6	-11.6	-4.8	13.2	19.7	18.8	10.8
1972	19.2	21.7	21.1	20.5	13.8	3.0	-4.5	-9.3	-3.6	9.7	14.3	13.6	9.9
1973	14.0	16.2	16.1	15.8	10.3	2.2	-3.3	-8.4	-3.9	10.0	14.3	13.4	8.0
1974	13.7	15.5	15.1	14.1	8.9	1.9	-3.0	-9.7	-4.7	13.2	19.7	18.8	8.6
1975	19.3	21.8	21.2	20.7	13.9	3.0	-4.5	-10.3	-4.7	13.2	19.7	18.8	10.9
1976	19.2	21.7	21.1	20.6	13.8	3.0	-4.6	-10.1	-4.0	11.8	19.1	18.6	10.8
1977	19.2	21.9	21.4	20.9	14.0	3.1	-4.5	-9.0	-3.6	10.8	15.5	14.4	10.3
1978	14.6	16.4	15.8	14.7	9.1	1.9	-2.7	-8.0	-3.5	11.1	17.2	16.2	8.5
1979	16.2	18.2	17.8	17.2	11.0	2.3	-3.3	-7.3	-2.7	6.6	9.7	8.8	7.8
1980	8.6	9.2	8.0	7.4	5.1	1.2	-1.9	-6.5	-3.7	11.9	17.1	15.8	6.0
1981	15.7	17.7	17.3	16.7	10.7	2.2	-3.2	-7.9	-3.7	9.7	13.8	12.9	8.4
1982	12.9	14.3	13.3	12.2	7.7	1.5	-2.0	-4.9	-2.9	9.3	13.9	13.0	7.3
1983	13.1	14.5	13.5	12.3	7.6	1.5	-2.1	-4.4	-1.7	4.2	5.9	5.4	5.8
1984	5.5	6.3	6.3	6.4	4.4	1.0	-1.8	-5.0	-2.1	6.6	9.7	8.8	3.8
1985	8.8	9.6	8.8	7.8	5.3	1.2	-1.9	-5.2	-2.9	9.2	13.5	12.7	5.6
1986	12.8	14.3	13.4	12.4	7.9	1.6	-2.2	-4.6	-2.2	6.4	9.1	8.3	6.4
1987	8.1	8.4	7.4	7.3	5.0	1.1	-1.7	-3.8	-1.9	6.8	10.9	10.3	4.8
1988	10.3	11.6	11.3	10.9	7.0	1.4	-2.2	-6.1	-3.6	12.1	17.7	16.5	7.2
1989	16.4	18.4	18.0	17.6	11.5	2.4	-3.4	-7.7	-3.7	10.1	14.6	13.6	8.9
1990	13.7	15.4	14.6	13.3	8.3	1.7	-2.4	-6.2	-2.5	6.0	8.5	7.8	6.4
1991	7.5	7.9	7.2	7.2	5.0	1.1	-1.8	-5.5	-3.1	10.2	15.6	14.8	5.5
1992	15.1	17.3	17.3	17.2	11.4	2.4	-3.5	-7.1	-2.9	7.9	11.3	10.5	8.0
1993	10.5	11.6	11.2	10.7	6.7	1.3	-1.9	-4.6	-2.5	8.8	12.9	12.0	6.4
1994	12.0	13.1	12.2	11.4	7.1	1.4	-2.0	-6.0	-3.3	12.0	19.7	19.3	8.0
1995	20.1	23.0	22.6	21.9	14.6	3.2	-4.7	-10.9	-4.8	13.2	19.6	18.7	11.3
1996	19.2	21.7	21.1	20.6	13.8	3.1	-4.5	-9.6	-4.3	12.5	18.4	17.4	10.7
1997	17.7	20.1	19.7	19.6	13.2	2.9	-4.4	-9.5	-4.5	13.2	19.6	18.7	10.5
1998	19.1	21.6	21.0	20.5	13.8	3.0	-4.5	-9.7	-4.6	13.2	19.6	18.6	10.9
1999	19.1	21.6	21.0	20.5	13.8	3.0	-4.5	-10.0	-4.7	13.2	19.8	19.3	10.9
2000	19.9	22.8	22.3	21.7	14.5	3.2	-4.7	-11.0	-4.6	12.6	19.1	18.2	11.1
2001	18.6	21.1	20.6	20.2	13.6	3.0	-4.6	-10.3	-4.7	13.2	19.5	18.6	10.7
2002	19.1	21.8	21.2	20.7	13.9	3.1	-4.5	-9.8	-4.2	11.2	16.3	15.4	10.3
2003	15.8	18.1	18.1	18.1	12.3	2.7	-4.3	-11.0	-4.8	13.2	19.8	19.2	9.7
2004	19.8	22.7	22.2	21.6	14.5	3.2	-4.8	-10.5	-4.5	12.4	17.9	16.9	10.9
2005	17.2	19.4	19.2	18.9	12.7	2.8	-4.3	-9.5	-4.5	13.1	19.6	18.7	10.2
2006	19.1	21.7	21.1	20.6	13.9	3.1	-4.5	-9.0	-3.4	10.2	15.3	14.6	10.1
2007	15.0	17.2	17.1	16.9	11.1	2.3	-3.3	-7.7	-3.7	11.6	17.2	16.3	9.1
2008	16.6	18.8	18.8	18.7	12.6	2.8	-4.3	-9.5	-4.4	13.2	19.7	18.8	10.1
2009	19.2	21.7	21.2	20.7	13.9	3.1	-4.5	-9.4	-4.6	13.2	19.7	18.8	11.0
Min	5.5	6.3	6.3	6.4	4.4	1.0	-5.3	-12.9	-4.8	4.2	5.9	5.4	3.8
Moyenne	16.4	18.6	18.1	17.6	11.6	2.5	-3.8	-8.9	-3.9	11.3	16.8	16.0	9.3
Max	20.5	23.8	23.9	23.4	15.5	3.4	-1.7	-3.8	-1.7	13.2	19.8	19.4	11.8

GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Production mensuelle d'énergie (GWh)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
1961	5.9	7.7	9.3	8.7	8.1	5.4	2.6	7.0	9.6	11.3	6.1	5.2	86.9
1962	5.8	7.5	9.0	8.4	7.8	4.6	1.5	3.8	9.6	11.0	7.8	5.0	81.7
1963	5.8	7.5	9.0	8.3	7.8	6.4	3.1	4.1	10.0	10.8	7.9	5.4	86.1
1964	6.0	7.8	8.9	8.3	7.7	4.6	2.3	5.5	9.3	11.0	8.2	4.5	84.2
1965	5.3	7.3	9.1	8.5	8.0	6.5	2.4	4.9	9.7	10.8	9.7	5.0	87.2
1966	5.5	7.5	9.2	8.7	8.0	6.6	3.8	2.6	9.9	10.0	10.6	5.1	87.5
1967	5.1	7.3	9.2	8.7	8.2	6.3	2.7	5.3	9.4	10.5	11.0	5.3	89.0
1968	4.8	7.3	9.1	8.8	8.2	6.5	3.2	1.4	8.7	10.7	6.0	5.4	80.2
1969	5.9	7.4	8.7	8.1	7.5	5.8	1.4	2.6	10.1	10.6	9.6	4.1	81.8
1970	5.2	7.3	9.1	8.5	8.0	6.7	3.4	5.3	10.1	9.9	6.6	5.9	86.1
1971	6.1	7.3	8.6	8.0	7.4	6.0	2.3	4.1	10.0	10.7	7.0	6.2	83.6
1972	6.4	7.8	8.7	8.1	7.5	5.2	3.3	2.9	8.9	7.9	4.1	3.2	73.9
1973	3.2	3.9	4.8	4.7	4.5	3.5	1.7	1.2	9.2	9.3	5.9	4.5	56.4
1974	4.2	4.9	6.3	5.6	5.1	3.9	1.4	2.6	10.2	10.8	7.2	6.4	68.6
1975	6.3	7.5	8.7	8.0	7.4	6.4	2.8	2.2	9.3	10.8	6.8	6.2	82.4
1976	6.2	7.6	8.6	7.9	7.3	6.1	2.8	2.5	9.5	6.5	3.5	5.6	74.1
1977	5.8	6.5	8.2	7.8	7.2	6.2	3.3	3.8	9.2	9.9	8.1	6.7	82.7
1978	6.2	7.0	7.9	7.0	6.3	4.6	2.2	3.8	8.8	9.3	8.5	7.6	79.1
1979	6.9	8.0	9.1	8.2	7.3	5.4	3.9	4.5	7.4	7.3	5.0	3.9	76.9
1980	3.5	3.9	3.7	0.1	0.1	0.3	0.5	1.3	2.1	5.1	8.9	6.9	36.4
1981	6.5	7.4	8.4	7.5	6.8	4.7	2.4	2.5	8.9	9.4	7.2	5.6	77.3
1982	5.2	5.8	6.4	5.7	5.0	4.0	2.0	1.0	2.8	5.0	7.7	6.0	56.4
1983	5.5	6.1	6.9	6.0	5.3	3.6	1.2	1.5	5.6	4.3	1.2	0.3	47.5
1984	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	0.3	0.8	1.5	1.7	3.7	2.9	11.9
1985	2.8	3.3	3.4	1.7	0.1	0.3	0.2	0.8	1.2	3.1	5.7	4.5	27.1
1986	4.3	5.2	5.8	5.2	4.6	3.8	1.9	3.3	6.2	7.1	5.0	3.7	56.2
1987	3.3	3.4	1.9	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.4	1.0	2.6	2.2	15.6
1988	2.1	2.7	3.2	3.1	3.0	2.4	1.9	1.2	1.9	3.6	8.6	7.0	40.7
1989	6.5	7.4	8.4	7.6	6.9	5.8	4.3	2.8	8.6	9.5	7.8	6.4	82.1
1990	5.8	6.5	7.3	6.5	5.7	4.6	1.5	3.4	7.2	6.7	4.1	3.0	62.5
1991	2.6	2.6	0.9	0.1	0.1	0.3	0.1	0.8	1.3	1.7	4.8	4.1	19.6
1992	4.0	4.8	5.5	5.3	5.2	4.7	3.1	2.6	7.2	7.0	3.3	2.7	55.5
1993	2.6	3.1	3.7	3.7	3.2	2.2	0.7	0.7	1.0	3.7	6.3	5.0	35.9
1994	4.4	4.9	5.4	4.8	4.1	3.2	1.3	1.6	7.9	6.4	5.6	4.3	53.8
1995	6.0	7.8	9.2	8.6	7.9	6.6	4.3	2.3	10.3	10.8	7.2	6.2	87.3
1996	6.2	7.4	8.4	7.7	7.2	5.2	3.7	1.6	9.4	9.5	6.1	5.0	77.3
1997	4.9	5.8	6.9	6.8	6.7	4.7	2.7	1.4	9.6	10.9	8.0	6.8	75.2
1998	6.3	7.4	8.5	7.8	7.2	5.5	3.1	2.3	9.5	10.8	8.2	6.6	83.1
1999	6.3	7.3	8.4	7.7	7.1	5.9	3.8	1.6	9.9	10.7	7.9	5.4	82.1
2000	6.0	7.7	8.7	8.1	7.5	6.1	4.0	2.0	9.8	10.0	6.9	6.0	82.9
2001	5.3	6.2	7.6	7.4	6.9	5.6	3.0	2.6	9.1	10.7	7.6	6.1	78.0
2002	6.0	7.2	8.4	7.8	7.2	5.9	2.6	1.4	9.5	8.7	4.7	3.7	73.1
2003	3.6	4.3	5.3	5.1	5.0	4.3	1.3	2.7	9.9	11.3	8.7	6.0	67.5
2004	6.1	7.6	8.5	7.9	7.3	6.3	3.2	2.3	9.9	10.4	7.2	5.3	81.8
2005	5.0	5.8	7.2	6.8	6.3	4.3	1.1	1.3	8.7	11.1	7.7	6.3	71.6
2006	6.1	7.1	8.2	7.5	6.9	5.6	3.8	3.3	8.8	8.7	5.1	4.2	75.4
2007	4.1	4.8	5.8	5.5	5.6	4.8	3.1	0.9	6.8	9.2	5.2	4.5	60.3
2008	4.3	5.3	6.1	5.7	5.5	4.2	1.1	1.2	8.5	11.1	7.7	6.5	67.1
2009	6.2	7.2	8.2	7.5	6.9	5.6	4.4	1.8	7.6	11.3	7.2	5.7	79.7
Min	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.4	1.0	1.2	0.3	11.9
Moyenne	5.1	6.1	7.1	6.4	5.9	4.6	2.4	2.5	7.8	8.6	6.7	5.1	68.4
Max	6.9	8.0	9.3	8.8	8.2	6.7	4.4	7.0	10.3	11.3	11.0	7.6	89.0

MANANTALI													
Série de base (1961-2009)													
Débit moyen turbiné (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	127.2	193.4	220.6	223.9	211.7	151.5	66.6	193.6	413.4	396.8	281.8	134.6	217.6
1962	129.8	193.2	221.0	225.0	212.2	132.5	38.5	98.1	413.3	402.6	348.0	166.5	214.5
1963	129.9	195.5	222.5	225.8	213.7	190.4	88.3	34.5	385.1	408.6	310.7	142.9	211.7
1964	136.9	197.6	222.7	225.7	213.4	134.7	59.1	182.6	415.3	401.5	278.6	151.0	217.9
1965	117.4	185.5	217.2	223.1	212.0	185.0	65.6	140.6	415.6	402.0	300.7	132.8	216.0
1966	120.2	188.5	217.2	221.7	209.0	183.9	103.8	48.6	345.6	412.4	339.1	155.0	211.6
1967	110.4	179.8	213.7	220.3	209.7	171.3	67.5	293.3	417.5	411.3	364.0	169.9	235.5
1968	104.2	174.3	211.7	219.4	208.8	178.5	90.6	47.8	323.2	371.8	183.7	131.2	186.8
1969	138.2	199.3	224.0	226.9	214.8	177.8	41.1	43.5	414.0	408.7	378.9	183.2	220.2
1970	116.1	185.9	217.7	222.8	211.9	192.4	96.7	94.3	411.8	369.5	185.7	135.3	202.9
1971	145.2	202.6	225.2	227.5	215.1	187.4	68.2	49.6	405.7	349.9	171.2	139.9	198.4
1972	148.6	203.6	225.0	226.5	214.1	160.9	114.1	126.2	404.3	352.8	208.5	169.1	212.5
1973	171.2	229.4	249.9	248.1	229.9	169.9	87.3	39.8	415.1	360.1	203.6	168.4	213.8
1974	165.2	219.3	234.4	235.1	222.5	194.4	66.2	33.7	294.4	384.1	199.2	144.8	198.9
1975	149.1	203.9	225.8	227.1	214.8	199.7	86.9	55.6	310.7	396.7	214.4	140.5	201.7
1976	148.5	204.4	226.6	227.9	215.3	192.8	86.4	69.5	400.2	234.0	357.2	167.9	210.0
1977	147.0	210.6	229.1	228.9	216.6	199.2	107.8	123.9	433.2	344.6	186.1	154.8	214.7
1978	151.5	201.4	221.0	221.8	209.6	172.3	93.9	64.4	399.2	261.4	137.8	139.5	188.9
1979	144.7	195.9	215.5	216.4	198.3	161.9	123.0	137.5	425.6	355.3	187.4	163.2	210.1
1980	162.0	217.5	233.6	0.0	0.0	0.0	53.1	37.4	33.8	82.1	187.6	153.7	96.2
1981	150.9	201.3	220.8	221.4	208.6	161.0	89.0	77.3	428.2	358.6	194.9	159.5	205.5
1982	156.0	208.1	228.7	229.7	217.5	202.6	194.2	54.0	71.1	117.6	198.2	158.8	169.3
1983	154.1	204.9	224.9	225.8	213.5	180.7	158.5	264.4	446.9	396.1	247.4	191.9	242.4
1984	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.7	44.6	67.3	93.4	233.4	182.8	55.7
1985	173.4	226.5	249.5	154.1	0.0	0.0	34.6	41.3	39.3	99.6	219.9	174.0	116.9
1986	165.5	214.5	235.2	236.2	223.7	210.4	118.9	225.7	415.7	357.1	201.2	167.4	230.7
1987	164.1	219.8	125.8	0.0	0.0	0.0	48.6	50.4	45.8	98.6	237.5	188.2	97.5
1988	178.4	236.3	257.2	256.0	234.7	208.0	94.8	38.1	35.3	69.6	189.6	156.9	162.2
1989	153.0	202.4	221.3	221.3	208.8	191.6	144.8	87.3	407.1	331.4	187.3	157.0	209.0
1990	151.9	201.1	220.5	221.8	209.2	191.1	71.2	157.3	444.9	373.2	211.5	174.6	218.6
1991	169.6	226.8	81.8	0.0	0.0	0.0	27.8	41.1	39.4	53.4	191.2	166.6	82.2
1992	164.9	217.1	234.2	232.9	216.7	191.4	134.6	162.8	407.0	374.7	208.2	175.7	226.4
1993	171.3	222.5	241.6	240.5	227.3	176.4	110.2	41.2	40.6	102.8	199.7	166.8	161.2
1994	158.0	209.4	228.8	229.7	217.4	186.8	76.1	59.6	362.5	122.6	74.2	86.8	166.8
1995	129.3	193.6	216.3	220.2	207.0	184.7	118.6	34.9	329.6	386.4	196.9	140.8	196.1
1996	147.1	196.8	220.9	221.7	210.2	163.7	123.0	56.1	369.6	357.1	197.7	156.7	201.4
1997	157.9	212.4	232.1	231.5	212.9	171.2	119.8	56.2	359.8	358.6	195.5	153.7	204.7
1998	149.3	201.3	219.6	220.4	207.5	169.5	97.1	72.0	367.3	392.4	209.4	151.2	204.4
1999	149.3	200.6	220.5	221.3	208.3	185.2	117.7	39.0	300.1	384.8	292.9	142.4	204.7
2000	134.6	194.9	217.4	218.8	205.7	179.6	115.7	43.8	367.9	315.8	220.4	154.5	196.9
2001	155.2	208.1	226.3	223.7	210.8	183.7	96.5	73.4	371.8	359.6	201.7	141.1	203.8
2002	143.7	198.7	219.4	219.8	207.2	181.5	81.7	55.8	388.5	336.7	205.0	164.7	199.7
2003	161.8	216.7	237.2	235.4	221.1	195.4	51.2	49.3	413.3	397.3	299.8	136.4	217.2
2004	137.6	192.4	211.7	212.8	201.4	185.8	92.6	71.0	388.3	339.1	182.7	154.4	197.0
2005	154.8	206.9	220.8	218.0	206.4	151.9	54.0	59.1	378.6	317.3	185.9	145.1	191.0
2006	145.9	197.0	215.2	214.7	200.7	175.1	129.1	145.8	426.2	336.3	187.3	161.4	210.9
2007	159.4	212.5	233.1	231.6	212.2	199.7	127.2	41.8	282.7	327.7	182.9	163.1	197.4
2008	160.5	213.2	231.7	228.9	212.1	152.0	40.6	47.6	341.3	395.4	235.6	147.6	200.0
2009	147.3	198.0	215.6	215.9	202.8	176.0	137.0	60.9	300.4	397.5	245.0	126.1	201.5
Min	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.8	33.7	33.8	53.4	74.2	86.8	55.7
Moyenne	145.1	200.3	216.0	206.1	191.0	161.0	90.9	85.0	328.8	315.4	225.7	154.9	192.9
Max	178.4	236.3	257.2	256.0	234.7	210.4	194.2	293.3	446.9	412.4	378.9	191.9	242.4

MANANTALI													
Série de base (1961-2009)													
Débit moyen évacué (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	410.6	1044.0	210.2	0.9	0.0	138.6
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	206.8	972.3	450.2	42.8	0.0	139.2
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	810.5	753.4	44.6	0.0	134.3
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	381.3	1248.9	392.7	9.5	0.0	169.2
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	183.4	1129.0	424.3	25.4	0.0	146.5
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	616.3	937.4	49.6	0.0	134.3
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	783.2	1417.3	914.9	63.4	0.0	265.9
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	288.0	154.2	0.0	0.0	36.8
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1089.4	740.2	148.5	0.0	164.6
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	132.3	892.1	85.9	0.0	0.0	91.9
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24.9	594.6	49.5	0.0	0.0	55.2
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	587.6	110.2	0.0	0.0	57.7
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	380.3	68.2	0.0	0.0	37.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	119.4	173.5	0.0	0.0	24.6
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	394.7	233.5	0.0	0.0	52.3
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	420.3	32.4	167.3	0.0	51.1
1977	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	336.9	41.1	0.0	0.0	31.2
1978	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	211.7	0.3	0.0	0.0	17.4
1979	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	473.7	70.2	0.0	0.0	44.9
1980	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1981	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	423.2	56.6	0.0	0.0	39.6
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1983	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	732.8	131.6	0.0	0.0	71.4
1984	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1985	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1986	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	422.1	45.3	0.0	0.0	38.5
1987	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1988	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	333.1	31.4	0.0	0.0	30.0
1990	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	607.1	85.0	0.0	0.0	57.1
1991	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1992	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	503.5	95.2	0.0	0.0	49.5
1993	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1994	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	107.5	0.0	0.0	0.0	8.8
1995	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	431.1	186.0	0.0	0.0	51.2
1996	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	293.9	46.3	0.0	0.0	28.1
1997	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	306.4	89.7	0.0	0.0	32.8
1998	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	313.0	263.0	0.0	0.0	48.1
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	200.4	380.5	11.5	0.0	49.7
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	411.8	52.8	0.0	0.0	38.3
2001	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	655.9	111.1	0.0	0.0	63.3
2002	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	590.4	112.2	0.0	0.0	58.1
2003	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.2	1005.3	232.5	3.7	0.0	103.3
2004	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	501.0	82.5	0.0	0.0	48.2
2005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	564.3	40.1	0.0	0.0	49.8
2006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	473.3	34.7	0.0	0.0	41.9
2007	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	156.6	55.5	0.0	0.0	17.6
2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	358.5	172.8	0.0	0.0	44.1
2009	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	423.0	239.4	11.0	0.0	56.0
Min	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Moyenne	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.5	466.2	171.2	11.8	0.0	57.5
Max	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	783.2	1417.3	937.4	167.3	0.0	265.9

MANANTALI													
Série de base (1961-2009)													
Niveau du réservoir au début de la période (m)													
	Jan/31	Feb/28	Mar/31	Apr/30	May/31	Jun/30	Jul/31	Aug/31	Sep/30	Oct/31	Nov/30	Dec/31	Moyenne
1961	207.4	206.3	204.8	203.3	201.8	201.7	203.8	208.1	208.1	208.1	208.1	208.0	205.8
1962	207.4	206.3	204.7	203.2	201.8	201.2	203.4	208.1	208.1	208.1	208.1	208.0	205.7
1963	207.6	206.5	205.0	203.4	201.9	200.8	202.0	207.3	208.1	208.1	208.1	208.0	205.6
1964	207.3	206.2	204.6	203.0	201.6	201.4	203.3	208.1	208.3	208.1	208.1	208.1	205.7
1965	207.7	206.6	205.1	203.6	202.2	201.3	203.5	208.0	208.1	208.1	208.1	208.0	205.9
1966	207.5	206.4	204.9	203.4	202.0	200.9	202.0	207.0	208.1	208.1	208.1	208.0	205.5
1967	207.6	206.6	205.2	203.7	202.2	201.7	204.1	208.1	208.6	208.1	208.1	208.1	206.0
1968	207.8	206.9	205.4	204.0	202.5	202.0	202.8	206.3	208.1	208.1	208.1	207.8	205.8
1969	207.0	205.8	204.2	202.7	201.2	200.4	202.7	207.9	208.1	208.1	208.1	208.1	205.3
1970	207.7	206.7	205.2	203.7	202.2	201.1	201.9	208.1	208.1	208.1	208.0	207.7	205.7
1971	206.8	205.6	204.0	202.5	201.0	199.7	201.3	208.1	208.1	208.1	207.9	207.3	205.0
1972	206.4	205.1	203.5	201.9	200.5	200.1	201.4	205.1	204.8	204.9	204.8	204.3	203.6
1973	203.3	201.9	200.2	198.0	195.9	195.0	196.2	202.1	202.9	202.7	202.4	201.6	200.2
1974	200.6	199.0	196.7	194.5	192.5	191.4	194.4	202.8	207.3	208.1	208.0	207.5	200.2
1975	206.6	205.4	203.8	202.3	200.8	199.5	200.9	204.8	208.1	208.1	208.0	207.6	204.6
1976	206.7	205.5	203.9	202.3	200.8	199.8	201.5	206.0	205.5	208.0	208.1	208.0	204.7
1977	207.3	206.1	204.5	203.0	201.5	200.3	200.4	202.3	202.0	201.7	201.2	200.4	202.6
1978	199.2	197.4	195.3	193.3	191.3	190.0	191.1	196.8	198.9	201.4	202.1	201.6	196.5
1979	200.7	199.3	197.3	195.2	193.3	192.3	193.1	196.5	194.1	193.4	193.6	192.6	195.1
1980	191.2	189.4	186.9	186.6	186.3	186.5	188.4	196.0	201.9	203.2	202.8	202.0	193.4
1981	201.0	199.7	197.6	195.5	193.6	192.4	193.7	200.9	200.2	200.2	199.9	198.7	197.8
1982	197.4	195.6	193.5	191.4	189.4	187.7	188.1	192.6	198.1	200.0	199.5	198.4	194.3
1983	197.0	195.3	193.1	191.1	189.1	188.3	190.0	193.5	190.5	189.3	188.6	187.0	191.1
1984	187.0	186.8	186.5	186.1	185.9	186.1	189.2	192.0	194.6	197.1	195.8	194.3	190.1
1985	192.8	190.9	188.6	186.8	186.5	186.4	188.2	194.5	200.4	202.0	201.2	200.1	193.2
1986	198.7	196.8	194.6	192.4	190.4	188.6	189.0	192.2	193.0	193.1	192.8	191.6	192.8
1987	190.2	188.4	186.9	186.5	186.3	186.6	187.3	192.1	198.6	201.6	201.1	200.1	192.1
1988	198.6	196.6	194.2	191.8	189.7	187.9	188.9	195.5	202.5	204.4	204.0	203.1	196.4
1989	202.1	200.9	199.1	197.0	195.0	193.4	193.4	199.1	200.0	200.5	200.2	199.2	198.3
1990	197.8	196.1	194.0	192.0	190.0	188.4	191.0	196.6	194.2	193.1	192.6	191.3	193.1
1991	189.8	188.0	186.8	186.5	186.2	186.1	189.0	196.3	202.3	205.5	205.6	204.9	193.9
1992	203.9	202.6	201.0	199.1	197.1	195.4	196.9	200.7	200.6	200.1	199.8	198.6	199.7
1993	197.1	195.2	192.9	190.7	188.6	187.0	187.7	191.8	198.2	199.9	199.4	198.2	193.9
1994	196.8	195.0	192.9	190.8	188.8	187.2	188.9	195.4	200.5	205.0	207.0	207.3	196.3
1995	206.7	205.6	204.1	202.6	201.1	200.0	199.8	206.1	208.1	208.1	208.0	207.5	204.8
1996	206.6	205.4	203.9	202.3	200.9	200.0	200.7	205.4	207.4	208.0	207.8	207.1	204.6
1997	206.1	204.8	203.2	201.6	200.2	199.9	201.3	205.7	207.9	208.1	207.9	207.2	204.5
1998	206.3	205.0	203.5	202.0	200.6	199.4	200.2	205.8	208.1	208.1	207.9	207.3	204.5
1999	206.4	205.2	203.6	202.1	200.7	199.4	200.0	204.7	207.3	208.1	208.1	208.0	204.5
2000	207.3	206.1	204.6	203.1	201.6	200.5	201.3	205.5	206.7	208.1	208.0	207.6	205.0
2001	206.7	205.4	203.8	202.3	200.8	199.8	201.1	206.8	208.1	208.1	207.9	207.5	204.9
2002	206.6	205.4	203.8	202.3	200.9	199.7	201.1	207.5	207.2	207.4	207.3	206.6	204.6
2003	205.6	204.3	202.7	201.1	199.4	197.8	201.4	207.9	208.1	208.1	208.1	207.8	204.3
2004	207.1	206.0	204.5	203.0	201.6	200.6	202.4	206.3	206.5	206.5	206.7	206.1	204.8
2005	205.1	203.9	202.4	200.9	199.2	199.0	202.0	207.3	207.0	208.1	207.9	207.4	204.2
2006	206.5	205.3	203.8	202.3	200.9	200.1	200.8	203.9	203.3	204.5	204.8	204.2	203.4
2007	203.2	201.9	200.3	198.3	196.3	194.5	195.2	202.3	206.4	207.1	207.2	206.5	201.6
2008	205.5	204.3	202.6	201.1	199.4	198.2	200.7	206.7	208.1	208.1	208.0	207.6	204.2
2009	206.7	205.5	204.0	202.5	201.1	200.0	200.2	204.7	208.1	208.1	208.0	207.7	204.7
Min	187.0	186.8	186.5	186.1	185.9	186.1	187.3	191.8	190.5	189.3	188.6	187.0	190.1
Moyenne	203.0	201.7	199.9	198.3	196.8	195.9	197.3	202.4	204.0	204.6	204.5	203.9	201.0
Max	207.8	206.9	205.4	204.0	202.5	202.0	204.1	208.1	208.6	208.1	208.1	208.1	206.0

MANANTALI													
Série de base (1961-2009)													
Pertes par évaporation (m ³ /s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	27.7	35.6	39.9	40.0	32.8	16.0	-14.8	-31.6	-11.1	8.6	17.7	17.6	14.7
1962	27.6	35.5	39.8	40.0	32.8	15.9	-14.7	-31.0	-11.1	8.6	17.7	17.7	14.7
1963	27.7	35.7	40.0	40.2	32.9	15.9	-14.4	-30.2	-11.0	8.6	17.7	17.6	14.9
1964	27.6	35.5	39.7	39.9	32.7	15.9	-14.7	-31.4	-11.1	8.6	17.7	17.7	14.7
1965	27.7	35.7	40.1	40.3	33.1	16.0	-14.7	-31.2	-11.1	8.6	17.7	17.6	14.8
1966	27.7	35.6	39.9	40.1	32.9	16.0	-14.5	-29.9	-11.0	8.6	17.7	17.7	14.9
1967	27.7	35.7	40.1	40.3	33.1	16.1	-14.8	-31.9	-11.2	8.6	17.7	17.7	14.7
1968	27.8	35.9	40.3	40.5	33.3	16.2	-14.7	-30.3	-11.0	8.6	17.7	17.6	15.0
1969	27.5	35.3	39.5	39.6	32.5	15.7	-14.5	-30.5	-11.1	8.6	17.7	17.7	14.6
1970	27.8	35.8	40.1	40.3	33.1	16.0	-14.4	-30.7	-11.1	8.6	17.7	17.6	14.9
1971	27.4	35.1	39.3	39.4	32.3	15.6	-14.2	-30.1	-11.1	8.6	17.7	17.5	14.6
1972	27.2	34.8	38.9	39.0	32.0	15.5	-14.3	-29.5	-10.6	8.0	16.7	16.6	14.4
1973	25.7	32.8	36.6	36.1	28.7	13.7	-12.5	-27.0	-10.1	7.8	16.0	15.8	13.5
1974	24.4	31.0	33.8	32.9	26.0	12.2	-11.3	-26.5	-10.6	8.5	17.7	17.6	12.8
1975	27.3	35.0	39.2	39.3	32.2	15.5	-14.0	-29.3	-10.9	8.6	17.7	17.6	14.7
1976	27.4	35.0	39.2	39.3	32.2	15.6	-14.2	-29.6	-10.6	8.4	17.7	17.6	14.7
1977	27.6	35.5	39.7	39.8	32.6	15.8	-14.1	-28.4	-9.9	7.6	15.7	15.4	14.6
1978	23.8	29.8	32.5	31.6	25.1	11.8	-10.6	-23.7	-9.0	7.4	15.8	15.7	12.4
1979	24.4	31.2	34.2	33.5	26.7	12.6	-11.4	-24.1	-8.5	6.1	12.8	12.5	12.3
1980	19.0	23.5	25.1	24.9	20.9	10.4	-9.6	-22.3	-9.4	7.8	16.1	15.9	10.1
1981	24.6	31.4	34.6	33.7	26.9	12.7	-11.5	-26.1	-9.6	7.4	15.2	14.9	12.7
1982	22.7	28.4	30.8	29.9	23.6	11.0	-9.8	-20.6	-8.5	7.2	15.1	14.8	11.9
1983	22.5	28.1	30.5	29.6	23.3	11.0	-10.1	-21.9	-7.6	5.4	11.0	10.5	10.9
1984	16.2	21.0	24.0	24.7	20.7	10.3	-9.7	-21.2	-7.9	6.7	13.8	13.3	9.2
1985	20.0	24.7	26.4	25.4	21.0	10.4	-9.5	-21.4	-9.0	7.6	15.7	15.4	10.4
1986	23.5	29.4	31.9	30.9	24.4	11.3	-10.0	-20.7	-7.9	6.0	12.5	12.2	11.8
1987	18.4	22.7	24.5	24.9	20.9	10.4	-9.5	-20.3	-8.4	7.4	15.6	15.4	10.0
1988	23.5	29.3	31.6	30.4	23.9	11.1	-9.8	-22.2	-9.4	7.9	16.5	16.3	12.3
1989	25.2	32.1	35.8	35.2	28.0	13.2	-11.7	-24.7	-9.5	7.4	15.3	15.0	13.3
1990	23.0	28.8	31.3	30.4	24.1	11.2	-10.2	-23.6	-8.5	6.1	12.5	12.1	11.3
1991	18.2	22.4	24.3	24.8	20.8	10.3	-9.6	-22.2	-9.5	7.9	17.0	16.8	10.0
1992	26.0	33.2	37.1	37.0	29.7	14.0	-12.6	-26.8	-9.8	7.4	15.2	14.8	13.6
1993	22.6	28.1	30.4	29.3	23.0	10.7	-9.6	-20.5	-8.4	7.2	15.1	14.7	11.8
1994	22.4	27.9	30.3	29.3	23.1	10.8	-9.7	-21.8	-9.1	7.8	17.1	17.4	12.0
1995	27.3	35.1	39.3	39.5	32.4	15.7	-14.0	-29.1	-11.0	8.6	17.7	17.6	14.7
1996	27.3	35.0	39.2	39.3	32.2	15.6	-14.1	-29.4	-10.8	8.5	17.7	17.5	14.7
1997	27.1	34.7	38.7	38.8	31.8	15.4	-14.3	-29.6	-10.9	8.6	17.7	17.5	14.5
1998	27.2	34.8	38.9	39.1	32.0	15.5	-13.9	-29.2	-10.9	8.6	17.7	17.5	14.6
1999	27.2	34.9	39.0	39.2	32.1	15.5	-13.9	-28.9	-10.8	8.5	17.7	17.6	14.7
2000	27.6	35.4	39.7	39.9	32.7	15.8	-14.2	-29.5	-10.8	8.4	17.7	17.6	14.9
2001	27.4	35.0	39.2	39.3	32.2	15.6	-14.2	-29.8	-11.0	8.6	17.7	17.5	14.6
2002	27.3	35.0	39.2	39.3	32.2	15.6	-14.1	-30.2	-11.0	8.4	17.5	17.3	14.5
2003	26.9	34.3	38.4	38.4	31.4	14.9	-13.9	-30.0	-11.1	8.6	17.7	17.6	14.3
2004	27.5	35.4	39.6	39.8	32.7	15.8	-14.3	-30.2	-10.8	8.3	17.2	17.1	14.7
2005	26.6	34.0	38.1	38.2	31.3	15.0	-14.3	-30.0	-11.0	8.5	17.7	17.6	14.1
2006	27.3	35.0	39.1	39.3	32.3	15.6	-14.2	-29.0	-10.2	7.9	16.7	16.6	14.5
2007	25.7	32.8	36.6	36.4	29.0	13.7	-12.1	-26.7	-10.5	8.4	17.4	17.3	13.8
2008	26.8	34.3	38.3	38.4	31.4	15.0	-13.8	-29.7	-11.0	8.6	17.7	17.6	14.3
2009	27.4	35.1	39.3	39.4	32.4	15.7	-14.1	-28.9	-10.9	8.6	17.7	17.6	14.8
Min	16.2	21.0	24.0	24.7	20.7	10.3	-14.8	-31.9	-11.2	5.4	11.0	10.5	9.2
Moyenne	25.4	32.4	36.0	35.9	29.2	14.0	-12.7	-27.2	-10.1	8.0	16.6	16.4	13.5
Max	27.8	35.9	40.3	40.5	33.3	16.2	-9.5	-20.3	-7.6	8.6	17.7	17.7	15.0

MANANTALI													
Série de base (1961-2009)													
Production mensuelle d'énergie (Manantali) (GWh)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
1961	43.7	58.6	71.9	68.5	65.0	44.3	20.6	62.2	126.7	130.9	92.4	46.5	831.3
1962	44.6	58.5	72.0	68.8	65.1	38.6	11.9	31.7	126.7	130.9	112.8	57.2	818.8
1963	44.7	59.5	72.8	69.3	65.8	55.3	26.5	11.2	119.1	130.9	101.0	49.3	805.4
1964	46.9	61.9	72.3	68.7	65.2	39.2	18.2	58.6	126.7	130.9	91.1	52.1	831.7
1965	40.5	56.6	71.3	68.8	65.6	54.2	20.2	45.8	126.7	130.9	98.0	45.8	824.4
1966	41.4	57.3	71.0	68.0	64.4	53.6	31.4	15.5	107.7	130.9	109.9	53.3	804.5
1967	38.1	54.9	70.2	68.0	64.9	50.3	20.9	92.9	126.7	130.9	117.6	58.4	893.7
1968	36.0	55.4	70.0	68.1	65.1	52.9	27.8	15.6	102.7	123.3	61.0	45.3	723.2
1969	47.2	59.9	72.3	68.6	65.1	51.0	12.5	14.3	126.7	130.9	121.5	62.9	832.9
1970	40.1	56.8	71.6	68.7	65.6	56.3	29.0	30.7	126.7	123.1	61.7	46.6	776.8
1971	49.3	60.6	72.3	68.5	64.9	53.3	20.2	16.3	126.7	117.1	56.9	47.9	754.1
1972	50.1	62.5	71.5	67.4	63.9	45.7	34.0	39.8	119.8	109.2	65.2	54.5	783.5
1973	54.2	63.6	74.0	68.1	62.1	43.2	23.2	11.5	117.5	107.4	60.7	51.5	737.0
1974	49.5	57.3	64.7	59.6	55.3	44.9	16.1	9.5	91.0	127.1	66.0	49.7	690.6
1975	50.5	60.7	72.2	68.1	64.6	56.5	25.3	17.5	97.4	130.6	70.8	48.3	762.3
1976	50.4	63.1	72.5	68.4	64.8	54.7	25.6	21.7	120.6	77.0	114.6	57.7	791.0
1977	50.4	63.6	74.3	69.6	66.0	57.2	31.7	37.4	120.6	101.0	54.4	46.2	772.4
1978	44.2	51.0	59.1	54.5	50.6	38.7	21.7	16.9	101.6	74.6	40.8	42.6	596.3
1979	43.5	51.7	60.3	55.8	50.5	38.5	30.1	35.9	101.1	84.8	45.6	40.6	638.3
1980	39.0	46.4	50.1	0.0	0.0	0.0	11.4	9.2	9.6	25.7	56.5	47.4	295.4
1981	45.7	53.4	62.2	57.5	53.4	38.4	22.0	22.2	115.1	101.1	55.2	46.0	672.3
1982	43.8	50.5	58.4	53.7	49.7	42.6	41.6	12.3	18.7	34.0	55.8	45.5	506.3
1983	42.8	49.3	56.9	52.3	48.5	38.1	35.2	62.3	94.1	84.2	52.5	41.0	657.2
1984	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.7	10.6	16.5	25.4	60.5	47.6	170.4
1985	43.5	48.6	55.7	31.5	0.0	0.0	7.4	9.8	10.7	30.4	64.1	51.6	353.4
1986	47.8	53.5	61.7	56.8	52.6	45.5	26.2	51.0	92.6	84.3	48.1	40.6	660.8
1987	38.4	44.0	26.6	0.0	0.0	0.0	10.3	11.5	11.8	29.5	68.8	55.7	296.6
1988	51.4	60.7	66.7	60.5	54.1	44.0	20.4	9.4	10.1	22.3	58.5	49.6	507.7
1989	47.4	55.0	64.4	59.5	55.4	47.2	36.2	22.7	108.2	93.8	53.4	45.7	689.0
1990	43.0	49.3	57.0	52.7	48.8	41.1	15.9	40.9	104.4	88.8	50.3	42.0	634.3
1991	39.3	44.9	17.1	0.0	0.0	0.0	6.1	10.1	11.3	17.3	60.8	54.4	261.3
1992	53.0	63.3	70.6	65.6	60.3	49.5	35.8	46.0	110.5	105.4	58.7	50.4	769.1
1993	47.7	53.4	60.8	55.2	50.9	36.4	23.3	9.5	10.5	29.9	56.0	47.5	481.1
1994	43.7	50.1	57.5	52.8	48.9	38.8	16.4	14.0	94.6	37.6	24.2	29.7	508.2
1995	43.8	57.9	69.6	66.5	62.7	52.8	34.5	10.8	103.8	127.7	65.3	48.4	743.9
1996	49.8	60.8	70.7	66.6	63.3	46.7	36.2	17.6	114.4	119.0	65.6	53.5	764.2
1997	53.0	62.5	73.3	68.5	63.2	48.3	35.7	17.7	113.0	119.6	64.9	52.5	772.1
1998	50.2	59.6	69.8	65.7	62.1	47.9	28.2	22.1	115.6	129.1	69.3	51.7	771.3
1999	50.4	59.5	70.3	66.2	62.5	52.3	34.2	12.1	93.5	125.8	95.8	49.1	771.6
2000	46.1	61.0	70.6	66.7	63.0	51.9	34.3	13.9	112.7	104.1	72.9	53.1	750.3
2001	52.6	62.0	72.4	67.1	63.4	52.2	28.5	23.7	115.8	119.7	66.8	48.4	772.7
2002	48.6	59.2	70.2	66.0	62.4	51.6	24.2	18.1	120.7	109.8	67.3	55.6	753.6
2003	53.7	63.2	74.1	68.8	64.6	53.3	14.8	16.2	126.7	130.9	97.9	47.0	811.2
2004	47.0	60.1	68.7	64.9	61.7	53.7	27.7	22.9	119.0	109.6	59.2	51.6	746.0
2005	50.9	59.8	68.6	63.5	60.2	41.8	16.3	18.8	117.7	105.3	61.7	49.8	714.4
2006	49.3	58.7	68.9	64.5	60.6	50.0	38.1	45.0	122.3	103.1	58.5	52.0	771.1
2007	50.5	59.0	69.3	64.1	58.0	50.6	32.6	12.0	86.4	106.9	59.9	55.0	704.4
2008	53.2	64.3	72.3	66.9	62.1	41.9	11.8	15.2	107.8	130.8	77.6	50.7	754.5
2009	49.9	59.1	69.2	65.1	61.4	50.3	40.2	18.6	93.8	130.9	80.3	43.4	762.3
Min	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.1	9.2	9.6	17.3	24.2	29.7	170.4
Moyenne	45.7	56.0	64.5	58.3	54.1	42.8	24.5	24.7	95.8	98.0	70.0	49.2	683.6
Max	54.2	64.3	74.3	69.6	66.0	57.2	41.6	92.9	126.7	130.9	121.5	62.9	893.7

MANANTALI et GOURBASSI													
Série de base (1961-2009)													
Production mensuelle d'énergie (GWh)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
1961	49.6	66.4	81.3	77.2	73.1	49.7	23.2	69.2	136.2	142.2	98.5	51.7	918.3
1962	50.4	66.0	81.0	77.2	72.9	43.2	13.4	35.5	136.3	141.9	120.6	62.3	900.5
1963	50.5	67.0	81.8	77.7	73.6	61.8	29.6	15.3	129.1	141.7	108.9	54.7	891.5
1964	53.0	69.7	81.3	77.1	72.9	43.8	20.4	64.1	136.0	141.9	99.4	56.5	916.0
1965	45.8	63.9	80.4	77.3	73.6	60.7	22.6	50.8	136.3	141.6	107.7	50.8	911.7
1966	46.9	64.9	80.3	76.7	72.5	60.2	35.2	18.1	117.6	140.9	120.5	58.4	892.1
1967	43.2	62.1	79.4	76.7	73.2	56.7	23.5	98.2	136.1	141.4	128.6	63.6	982.6
1968	40.8	62.7	79.1	76.9	73.3	59.4	31.0	17.0	111.4	134.1	67.1	50.7	803.4
1969	53.1	67.2	81.0	76.7	72.7	56.8	14.0	16.9	136.7	141.5	131.1	67.0	914.7
1970	45.3	64.1	80.6	77.2	73.6	63.0	32.4	36.1	136.8	133.0	68.3	52.5	862.9
1971	55.4	67.9	80.9	76.4	72.3	59.3	22.5	20.4	136.7	127.8	63.9	54.2	837.7
1972	56.4	70.3	80.2	75.5	71.4	50.8	37.2	42.8	128.7	117.1	69.3	57.7	857.4
1973	57.4	67.5	78.8	72.8	66.6	46.6	24.9	12.8	126.7	116.7	66.7	56.0	793.4
1974	53.8	62.3	70.9	65.2	60.4	48.7	17.5	12.1	101.2	137.9	73.2	56.1	759.3
1975	56.8	68.2	80.9	76.1	72.0	62.9	28.1	19.7	106.7	141.4	77.6	54.5	844.7
1976	56.6	70.8	81.1	76.3	72.1	60.7	28.3	24.2	130.1	83.5	118.1	63.3	865.1
1977	56.2	70.0	82.5	77.4	73.3	63.4	35.0	41.2	129.8	110.9	62.5	52.8	855.1
1978	50.4	58.0	66.9	61.5	56.9	43.2	23.8	20.7	110.3	83.9	49.3	50.2	675.3
1979	50.4	59.6	69.4	64.0	57.8	43.9	34.0	40.4	108.5	92.1	50.6	44.5	715.2
1980	42.5	50.4	53.8	0.1	0.1	0.3	11.9	10.5	11.7	30.8	65.4	54.4	331.8
1981	52.2	60.8	70.6	65.0	60.2	43.2	24.4	24.8	124.0	110.5	62.4	51.6	749.7
1982	48.9	56.2	64.8	59.4	54.7	46.6	43.5	13.3	21.4	39.0	63.5	51.4	562.8
1983	48.3	55.4	63.8	58.4	53.7	41.7	36.4	63.8	99.7	88.5	53.7	41.3	704.8
1984	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	9.9	11.4	18.0	27.1	64.2	50.5	182.2
1985	46.3	51.9	59.2	33.1	0.1	0.3	7.7	10.6	11.9	33.5	69.8	56.1	380.5
1986	52.1	58.8	67.6	61.9	57.2	49.3	28.1	54.3	98.8	91.4	53.1	44.4	716.9
1987	41.7	47.5	28.5	0.1	0.1	0.3	10.4	11.6	12.2	30.6	71.4	57.9	312.2
1988	53.5	63.3	69.9	63.6	57.2	46.5	22.4	10.5	12.0	25.9	67.1	56.6	548.4
1989	53.9	62.4	72.8	67.1	62.3	53.0	40.6	25.5	116.8	103.4	61.2	52.1	771.1
1990	48.9	55.8	64.4	59.2	54.5	45.7	17.4	44.3	111.6	95.5	54.4	45.1	696.8
1991	41.9	47.5	18.1	0.1	0.1	0.3	6.2	10.9	12.5	19.0	65.6	58.5	280.8
1992	56.9	68.1	76.1	70.8	65.5	54.3	38.9	48.7	117.7	112.3	62.0	53.2	824.5
1993	50.3	56.4	64.5	58.9	54.1	38.6	24.0	10.2	11.5	33.6	62.3	52.5	517.0
1994	48.2	55.0	63.0	57.6	53.0	42.0	17.6	15.6	102.5	43.9	29.8	33.9	562.1
1995	49.9	65.7	78.8	75.0	70.6	59.4	38.8	13.1	114.1	138.6	72.5	54.5	831.2
1996	56.0	68.1	79.1	74.3	70.5	51.9	39.9	19.1	123.8	128.5	71.6	58.5	841.5
1997	57.9	68.4	80.2	75.2	69.9	52.9	38.4	19.1	122.6	130.5	72.9	59.3	847.3
1998	56.6	66.9	78.3	73.5	69.3	53.4	31.3	24.4	125.1	139.9	77.5	58.4	854.4
1999	56.6	66.8	78.7	73.9	69.6	58.3	38.0	13.6	103.4	136.5	103.7	54.5	853.7
2000	52.1	68.7	79.4	74.8	70.5	58.0	38.3	15.9	122.5	114.1	79.8	59.1	833.2
2001	57.9	68.2	80.1	74.6	70.3	57.7	31.5	26.3	124.9	130.4	74.4	54.5	850.7
2002	54.7	66.4	78.7	73.7	69.6	57.4	26.8	19.4	130.2	118.5	72.0	59.3	826.7
2003	57.3	67.5	79.4	73.9	69.6	57.6	16.2	18.8	136.6	142.2	106.6	53.1	878.7
2004	53.1	67.7	77.2	72.7	69.0	60.0	30.9	25.2	128.8	120.0	66.4	56.9	827.8
2005	55.9	65.6	75.7	70.3	66.5	46.1	17.4	20.1	126.4	116.4	69.4	56.1	786.0
2006	55.5	65.8	77.1	72.0	67.5	55.6	41.9	48.4	131.1	111.9	63.6	56.2	846.5
2007	54.5	63.8	75.1	69.6	63.6	55.4	35.7	13.0	93.3	116.1	65.1	59.5	764.7
2008	57.5	69.5	78.3	72.6	67.6	46.1	12.9	16.3	116.4	141.9	85.3	57.2	821.6
2009	56.1	66.3	77.4	72.6	68.3	55.9	44.6	20.5	101.4	142.1	87.6	49.1	841.9
Min	0.3	0.2	0.1	0.1	0.1	0.3	6.2	10.2	11.5	19.0	29.8	33.9	182.2
Moyenne	50.8	62.1	71.6	64.7	60.0	47.4	26.9	27.2	103.6	106.6	76.7	54.3	751.9
Max	57.9	70.8	82.5	77.7	73.6	63.4	44.6	98.2	136.8	142.2	131.1	67.0	982.6

MANANTALI													
Série de base (1961-2009)													
Production mensuelle d'énergie (Manantali sans construction de Gourbassi) (GWh)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
1961	27.9	51.2	67.7	65.0	60.4	34.9	16.4	83.1	126.7	130.9	92.4	41.1	797.6
1962	27.7	51.3	67.8	65.1	60.1	34.4	16.2	46.2	126.7	130.9	112.8	56.3	795.4
1963	31.5	52.3	68.1	65.2	60.5	49.4	17.7	23.9	126.7	130.9	101.0	45.1	772.3
1964	32.3	55.0	68.0	64.9	60.0	29.7	16.3	75.7	126.7	130.9	91.1	52.1	802.7
1965	26.1	47.5	66.2	64.8	60.6	42.5	16.3	64.6	126.7	130.9	98.0	42.3	786.5
1966	24.5	48.3	66.1	64.4	59.4	46.9	20.1	24.4	126.7	130.9	109.9	52.1	773.5
1967	23.3	44.8	64.2	63.5	60.0	35.3	16.5	108.8	126.7	130.9	117.6	58.4	849.9
1968	25.9	42.2	63.4	64.1	59.6	45.3	23.7	16.7	112.1	123.3	61.0	33.5	670.9
1969	34.2	53.7	68.0	64.7	60.0	41.1	16.1	35.0	126.7	130.9	121.5	62.8	814.7
1970	28.8	47.9	66.6	64.7	60.4	50.3	24.9	49.7	126.7	123.1	61.1	30.3	734.6
1971	37.2	54.6	68.0	64.5	59.7	44.2	16.9	34.9	126.7	117.1	47.0	30.1	700.9
1972	39.3	57.2	68.0	64.1	59.3	35.0	21.4	19.0	116.9	97.4	44.5	35.3	657.5
1973	41.0	55.0	67.2	63.0	57.5	33.1	17.0	16.0	107.0	105.5	49.2	40.3	651.7
1974	41.9	54.6	66.1	61.9	57.2	44.4	16.4	23.6	126.7	127.1	62.4	33.0	715.3
1975	39.1	55.3	68.3	64.4	59.6	51.5	22.6	16.1	104.7	130.6	67.4	32.7	712.5
1976	39.6	57.5	68.4	64.5	59.6	47.9	17.0	17.2	115.9	102.1	114.6	52.5	756.7
1977	37.0	55.3	68.9	65.0	60.3	51.1	29.3	30.9	121.2	96.4	42.5	37.0	694.9
1978	39.3	51.2	61.9	57.2	52.1	37.6	17.6	14.4	88.1	61.0	26.3	30.8	537.6
1979	38.3	54.1	66.1	62.1	55.0	36.7	23.0	31.8	111.7	85.8	35.8	34.3	634.5
1980	36.9	49.6	57.0	52.4	47.6	29.9	16.4	13.6	90.0	98.4	42.1	33.6	567.6
1981	35.3	45.5	54.1	49.6	44.7	31.0	12.5	13.1	99.2	90.3	41.0	33.0	549.2
1982	33.9	43.4	51.6	47.2	42.7	19.0	28.5	31.9	85.4	64.3	30.9	21.0	499.9
1983	0.6	0.7	0.4	0.3	0.3	0.9	19.6	52.1	91.7	77.2	36.4	27.9	308.0
1984	17.6	0.7	0.4	0.3	0.3	0.9	7.8	35.0	62.1	61.3	17.7	2.2	206.3
1985	0.6	0.7	0.4	0.3	0.3	0.9	2.1	11.8	90.6	83.9	39.8	30.3	261.6
1986	29.7	37.4	17.5	0.3	0.3	0.9	12.0	39.7	76.8	76.7	35.3	29.7	356.3
1987	30.5	38.9	46.0	8.9	0.3	0.9	17.8	37.7	85.5	64.5	32.6	27.3	390.9
1988	27.1	12.9	0.4	0.3	0.3	0.9	3.8	14.0	78.9	94.0	40.7	34.6	307.8
1989	36.0	46.0	54.5	49.9	45.1	37.5	22.0	14.7	93.0	81.6	36.0	32.2	548.4
1990	33.4	42.8	50.8	46.7	42.1	16.4	10.9	22.1	100.6	81.0	35.9	29.4	511.9
1991	29.4	37.2	30.0	0.3	0.3	0.9	7.4	12.5	90.5	72.5	33.5	32.0	346.5
1992	34.5	46.0	52.5	48.5	43.9	34.8	21.3	36.7	91.0	87.3	35.9	30.6	563.0
1993	31.3	39.4	46.9	43.6	24.5	0.9	14.6	18.8	80.2	76.3	33.4	28.3	438.1
1994	27.3	22.4	0.4	0.3	0.3	0.9	4.8	13.2	58.0	19.8	47.5	44.8	239.6
1995	30.3	52.4	66.6	64.0	58.8	47.5	26.5	16.2	126.7	127.7	60.0	31.0	707.6
1996	38.7	54.5	66.2	62.3	57.8	38.4	24.4	16.3	108.4	124.0	55.8	35.3	682.1
1997	40.1	54.2	66.2	62.8	57.5	37.2	22.7	16.6	123.0	119.5	56.3	36.1	692.2
1998	39.4	54.2	65.6	61.7	56.7	40.4	21.2	16.2	115.7	129.1	61.3	34.9	696.4
1999	39.3	53.9	65.9	62.0	57.0	45.9	19.7	16.0	93.8	130.9	95.8	42.2	722.4
2000	32.0	54.3	65.9	62.3	57.3	45.1	23.2	16.2	109.5	123.1	72.2	37.8	699.0
2001	39.6	53.8	66.3	62.3	57.4	45.2	15.9	23.8	126.7	119.7	58.4	29.9	699.1
2002	35.4	52.9	65.7	61.8	57.0	45.8	21.4	37.1	126.7	99.2	44.5	35.8	683.2
2003	38.7	52.0	64.0	60.1	55.8	45.4	15.8	42.3	126.7	130.9	97.9	32.3	762.0
2004	32.7	52.9	63.5	60.1	55.7	47.7	20.8	17.2	123.0	101.9	39.1	34.4	649.1
2005	39.1	52.6	63.4	59.3	54.9	31.0	17.9	47.6	125.8	99.5	54.8	35.3	681.2
2006	38.3	52.6	63.8	59.6	54.2	42.5	29.6	39.8	117.6	86.4	36.7	35.4	656.6
2007	39.2	52.7	64.9	60.9	56.0	49.2	29.2	16.0	104.8	125.0	65.7	36.9	700.4
2008	39.9	55.1	64.6	60.1	54.8	35.0	15.9	38.7	126.7	130.8	73.1	38.0	732.6
2009	38.9	53.1	64.0	60.1	55.1	42.2	32.4	19.9	94.5	130.9	77.6	32.0	700.7
Min	0.6	0.7	0.4	0.3	0.3	0.9	2.1	11.8	58.0	19.8	17.7	2.2	206.3
Moyenne	32.7	46.0	55.3	50.6	46.1	32.8	18.4	30.2	108.0	104.6	60.1	36.0	620.8
Max	41.9	57.5	68.9	65.2	60.6	51.5	32.4	108.8	126.7	130.9	121.5	62.8	849.9

BAKEL													
Série de base (1961-2009)													
Débit total à Bakel pour Goubassi et Manantali en fonction (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	204	271	297	298	281	262	412	2045	4598	1367	516	254	900
1962	204	271	297	298	281	265	412	1513	3767	1799	683	298	841
1963	205	271	297	298	281	263	288	716	2719	2315	700	263	718
1964	205	270	297	298	281	262	350	1709	5011	2031	595	291	967
1965	209	271	297	298	281	264	287	1863	4046	2040	681	271	901
1966	205	271	297	298	281	264	259	729	2796	3787	920	337	870
1967	204	271	297	298	281	263	343	2069	4870	3067	899	358	1102
1968	211	271	297	298	281	264	387	652	1641	1043	364	239	496
1969	204	270	297	298	281	263	384	718	3511	2488	1110	356	848
1970	212	271	297	298	281	264	281	1174	2880	938	358	224	623
1971	204	270	297	298	281	263	342	1348	2846	879	330	224	632
1972	204	270	297	298	281	263	259	466	1459	763	304	223	424
1973	203	270	297	298	281	263	291	861	1472	760	303	223	460
1974	203	270	297	298	281	263	333	1222	1947	1150	365	224	571
1975	204	270	297	298	281	264	313	549	2217	1222	400	224	545
1976	204	270	297	298	281	264	277	593	1458	783	885	275	490
1977	203	270	297	298	281	264	310	545	1460	762	304	223	435
1978	204	270	297	298	281	265	267	609	1458	763	305	226	437
1979	205	270	297	298	281	263	264	467	1463	761	303	223	425
1980	203	270	296	79	5	43	166	465	598	243	303	223	241
1981	204	270	297	298	281	263	274	607	1467	756	303	223	437
1982	203	270	297	298	281	264	256	267	253	226	303	223	262
1983	203	270	297	298	281	263	258	465	1456	766	303	222	424
1984	62	9	6	6	5	30	191	299	240	243	304	223	135
1985	203	270	297	268	5	18	145	452	476	234	304	223	241
1986	204	270	297	298	281	264	258	464	1460	764	304	223	424
1987	203	270	236	6	5	27	60	258	326	226	304	223	179
1988	203	270	297	299	281	264	309	608	1151	328	304	223	378
1989	204	270	297	298	281	264	259	631	1494	754	304	223	440
1990	203	270	297	298	281	264	342	481	1460	762	303	223	432
1991	203	270	186	10	9	12	188	469	535	312	304	223	227
1992	203	270	297	298	282	264	260	467	1497	766	304	223	428
1993	203	270	297	298	281	260	233	376	465	227	304	223	287
1994	203	270	297	298	281	264	304	840	1537	765	326	227	468
1995	206	271	297	298	281	264	278	911	1960	1195	357	223	545
1996	204	270	297	298	281	264	265	519	1487	799	329	223	436
1997	203	270	297	299	281	262	260	539	1500	891	330	223	446
1998	203	270	297	298	281	263	273	535	1778	1110	346	223	490
1999	203	270	297	298	281	263	259	1401	2099	1785	611	265	669
2000	204	270	297	298	281	264	275	550	1524	761	364	223	443
2001	203	270	297	298	281	263	270	512	1959	873	341	227	483
2002	204	270	297	298	281	262	267	556	1552	763	304	223	440
2003	203	270	297	298	281	264	378	1099	3172	1252	532	235	690
2004	204	270	297	298	281	264	282	530	1470	760	304	223	432
2005	203	270	297	298	281	264	379	662	1786	771	328	227	481
2006	204	270	297	298	281	264	259	467	1457	765	304	223	424
2007	203	270	297	298	282	265	262	1001	2086	766	304	223	522
2008	203	270	297	298	282	262	360	627	1627	1088	396	223	495
2009	204	270	297	298	281	263	259	582	2186	1229	454	220	545
Min	62	9	6	6	5	12	60	258	240	226	303	220	135
Moyenne	201	265	287	275	253	239	283	765	1912	1039	418	239	515
Max	212	271	297	299	282	265	412	2069	5011	3787	1110	358	1102

BAKEL													
Série de base (1961-2009)													
Débit à Bakel pour Manantali seulement en fonction (m³/s)													
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne
1961	123	187	214	216	200	213	544	2427	4582	1377	529	239	904
1962	131	187	215	217	200	219	517	1979	3760	1808	700	295	852
1963	143	187	214	216	200	186	372	1036	2873	2324	715	248	726
1964	130	187	215	217	200	227	493	2109	4974	1940	612	298	967
1965	159	186	214	216	200	194	334	2338	4040	2049	698	272	908
1966	143	186	214	216	199	185	254	1090	2999	3797	937	350	881
1967	157	186	214	215	199	203	424	2501	4982	2955	916	374	1110
1968	186	186	213	216	199	186	371	769	2042	1071	359	197	500
1969	125	188	215	217	200	187	490	1129	3617	2497	1127	365	863
1970	169	187	214	216	200	185	287	1699	2873	940	345	163	623
1971	125	188	215	217	200	194	371	1859	2929	888	293	147	636
1972	125	189	216	217	200	188	220	538	1490	762	211	148	375
1973	126	190	216	217	200	188	280	1242	1490	746	212	147	438
1974	128	190	216	217	200	186	467	1850	2689	1350	348	150	666
1975	125	189	215	217	200	186	356	796	2607	1231	380	154	555
1976	125	189	216	217	200	185	323	779	1475	1089	981	251	502
1977	126	188	215	217	200	186	276	627	1470	730	211	146	383
1978	126	190	216	217	200	189	236	1029	1540	783	249	145	427
1979	124	188	215	217	200	194	223	533	1464	748	209	146	372
1980	127	190	216	217	200	183	248	838	1540	745	213	147	405
1981	127	190	216	217	200	194	231	897	1503	739	211	147	406
1982	127	190	216	217	200	157	167	541	1458	742	207	146	364
1983	26	8	7	6	5	33	171	470	1447	747	210	149	273
1984	122	12	7	6	5	34	250	472	1318	564	149	33	248
1985	8	8	7	6	5	17	163	653	1451	745	210	147	285
1986	128	190	155	6	5	8	166	474	1496	746	210	147	311
1987	127	190	216	118	5	26	81	450	1450	755	209	147	315
1988	128	134	9	6	9	14	275	847	1850	745	213	146	365
1989	126	190	216	217	200	186	207	892	1553	753	209	146	408
1990	126	190	216	217	200	147	363	563	1447	744	212	147	381
1991	128	190	216	10	9	11	250	698	1548	763	218	146	349
1992	127	190	216	217	200	184	222	476	1528	745	213	146	372
1993	128	190	216	217	188	20	190	492	1505	727	213	147	353
1994	127	190	14	14	13	31	257	1144	1627	923	451	287	423
1995	138	187	215	217	200	185	233	1368	2236	1205	329	149	555
1996	125	189	216	217	200	188	223	715	1807	932	288	146	437
1997	126	190	216	217	200	189	230	818	1950	994	291	146	464
1998	125	189	215	217	200	186	242	853	2212	1120	306	146	501
1999	125	189	215	217	200	186	231	1827	2244	1950	627	245	688
2000	127	188	215	217	200	186	283	888	1565	914	368	157	442
2001	126	189	216	217	200	188	307	739	2408	871	302	153	493
2002	124	187	215	217	200	186	277	831	1809	762	211	146	431
2003	127	190	216	217	200	186	545	1652	3285	1261	542	191	718
2004	125	187	215	217	200	186	328	682	1720	750	210	146	414
2005	126	189	216	217	200	187	430	1175	2163	791	291	159	512
2006	125	189	215	217	200	186	221	521	1477	741	211	146	371
2007	126	189	216	217	200	186	243	1209	2828	916	327	149	567
2008	126	189	216	217	200	187	432	962	2122	1173	372	161	530
2009	125	189	215	217	200	190	203	861	2620	1239	439	159	555
Min	8	8	7	6	5	8	81	450	1318	564	149	33	248
Moyenne	126	177	193	185	168	158	296	1048	2226	1141	377	181	523
Max	186	190	216	217	200	227	545	2501	4982	3797	1127	374	1110

ANNEXE B

Rapport photographique de reconnaissance de la route Saraya-Saiensoutou-Gourbassi (avril 2012)

Route Saraya – Saiensoutou (D507, Sénégal)













Village de Saiensoutou (Sénégal)





Piste Saiensoutou – Wortokhati (Sénégal, en rive gauche de la Falémé)





Point de croisement de la piste avec l'axe des ouvrages en rive gauche



ANNEXE C

Avant-métré et bordereau des prix de l'option d'aménagement retenue

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.1 – TRAVAUX PRÉPARATOIRES							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
1.1	TRAVAUX PRÉPARATOIRES						
1.1.01	Déboisement						
1.1.01	Déboisement (abattage et récupération/brûlage)	3 130	ha	990 €	3 098 700 €	3 098 700 €	
1.1.02	Services						
1.1.02.01	Alimentation en eau de service	1	M.F.	55 000 €	55 000 €	5 500 €	49 500 €
1.1.02.02	Alimentation en eau potable	1	M.F.	55 000 €	55 000 €	5 500 €	49 500 €
1.1.02.03	Traitement des eaux usées	1	M.F.	73 000 €	73 000 €	7 300 €	65 700 €
1.1.02.04	Système d'air comprimé	1	M.F.	18 000 €	18 000 €	1 800 €	16 200 €
1.1.02.05	Clôtures de sécurité	1	M.F.	37 000 €	37 000 €	3 700 €	33 300 €
1.1.02.06	Système de sécurité	1	M.F.	37 000 €	37 000 €	3 700 €	33 300 €
1.1.03	Routes d'accès et de construction (Contrats locaux)						
1.1.03.01	Routes d'accès permanents : 70 km Sénégal (Remodelage et nouvelles routes) + 30 km Mali (Réfection complète et nouvelles routes)	1	M.F.	7 318 000 €	7 318 000 €	7 318 000 €	
1.1.03.02	Routes de construction	1	M.F.	1 098 000 €	1 098 000 €	109 800 €	988 200 €
1.1.04	Énergie de construction						
1.1.04.1	Fourniture, Installation des génératrices	1	M.F.	732 000 €	732 000 €		732 000 €
1.1.04.2	Opération et Maintenance des génératrices	1	M.F.	2 927 000 €	2 927 000 €	146 350 €	2 780 650 €
1.1.04.3	Réseau de distribution sur le site	1	M.F.	274 000 €	274 000 €	27 400 €	246 600 €
	Total Article 1.1 – Travaux préparatoires				15 722 700 €	10 727 750 €	4 994 950 €

M.F. : Montant forfaitaire

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2	TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL						
1.2.01	BATARDEAUX						
	Batardeaux Phase I						
	Batardeau Amont						
1.2.01.01	- Zone 1A - Masque, sol résiduel, imperméable, déversé	34 400	m³	7,30 €	251 120 €	25 112 €	226 008 €
1.2.01.02	- Zone 2E - Transition, granulaire, déversé (décapage de la fondation mise en pile)	11 500	m³	4,80 €	55 200 €	5 520 €	49 680 €
1.2.01.03	- Zone 3 - Massif, enrochement tout-venant, déversé	49 000	m³	9,50 €	465 500 €	46 550 €	418 950 €
1.2.01.04	- Excavation du batardeau	69 500	m³	7,30 €	507 350 €	50 735 €	456 615 €
	Batardeau Aval						
1.2.01.05	- Zone 1A - Masque, sol résiduel, imperméable, déversé	50 600	m³	7,30 €	369 380 €	36 938 €	332 442 €
1.2.01.06	- Zone 2E - Transition, granulaire, déversé (décapage de la fondation mise en pile)	13 000	m³	4,80 €	62 400 €	6 240 €	56 160 €
1.2.01.07	- Zone 3 - Massif, enrochement tout-venant, déversé	50 100	m³	9,50 €	475 950 €	47 595 €	428 355 €
1.2.01.08	- Excavation du batardeau	72 700	m³	7,30 €	530 710 €	53 071 €	477 639 €
	Épi Phase I						
1.2.01.09	- Zone 3 - Massif, enrochement tout-venant, déversé	53 000	m³	9,50 €	503 500 €	50 350 €	453 150 €
1.2.01.10	- Excavation de l'épi	53 000	m³	7,30 €	386 900 €	38 690 €	348 210 €
	Batardeaux Phase II						
	Batardeau Amont						
1.2.01.11	- Zone 1A - Masque, sol résiduel, imperméable, déversé	19 000	m³	7,30 €	138 700 €	13 870 €	124 830 €
1.2.01.12	- Zone 2E - Transition, granulaires, déversé (décapage de la fondation mise en pile)	7 800	m³	4,80 €	37 440 €	3 744 €	33 696 €
1.2.01.13	- Zone 3 - Massif, enrochement tout-venant, éversé	42 500	m³	9,50 €	403 750 €	40 375 €	363 375 €
1.2.01.14	- Excavation du batardeau	Non-requis					
	Batardeau Aval						
1.2.01.15	- Zone 1A = Masque, Sol Résiduel, Imperméable, Déversé	13 300	m³	7,30 €	97 090 €	9 709 €	87 381 €
1.2.01.16	- Zone 2E - Transition, Granulaires Deversé (Décapage de la fondation mise en pile)	4 500	m³	4,80 €	21 600 €	2 160 €	19 440 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.01.17	- Zone 3 - Massif, enrochement tout-venant, déversé	18 000	m ³	9,50 €	171 000 €	17 100 €	153 900 €
1.2.01.18	- Excavation du batardeau	Non-requis					
	Épi Phase II						
1.2.01.19	- Zone 3 - Massif, enrochement tout-venant, déversé	20 000	m ³	9,50 €	190 000 €	19 000 €	171 000 €
1.2.01.20	- Excavation de l'épi	20 000	m ³	7,30 €	146 000 €	14 600 €	131 400 €
	Assèchement et Contrôle des Infiltrations						
1.2.01.21	Assèchement (Phase I)	1	M.F.	731 760 €	731 760 €	73 176 €	658 584 €
1.2.01.22	Contrôle des infiltrations (Phase I)	Inclus					
1.2.01.23	Assèchement (Phase II)	Inclus					
1.2.01.24	Contrôle des infiltrations (Phase II)	Inclus					
	Total 1.2.01				5 545 350 €	554 535 €	4 990 815 €
1.2.02	ÉVACUATEUR DE CRUE (y compris Bloc Vidange de Fond, Barrage-Poids Gauche & Mur de Soutènement Gauche)						
	Terrassement						
1.2.02.01	Excavation de mort-terrain	1 700	m ³	7,00 €	11 900 €	1 190 €	10 710 €
1.2.02.02	Excavation de roc altéré	3 300	m ³	12,80 €	42 240 €	4 224 €	38 016 €
1.2.02.03	Excavation de roc sain	55 400	m ³	22,00 €	1 218 800 €	121 880 €	1 096 920 €
1.2.02.04	Traitement de fondation	10 597	m ²	11,00 €	116 567 €	11 657 €	104 910 €
	Forage, injection et drainage						
1.2.02.05	Injection de rideau	234	m	110 €	25 740 €	3 218 €	22 523 €
1.2.02.06	Injection de contact	Non requis					
1.2.02.07	Injection de consolidation	Non requis					
1.2.02.08	Forage pour drainage	208	m	36,60 €	7 613 €	761 €	6 852 €
	1.2.02.09 Consolidation						
1.2.01.09.01	Treillis métallique maille flexible	710	m ²	25,60 €	18 176 €	1 818 €	16 358 €
1.2.01.09.02	Boulons 4 m dia. 25mm	120	unité	220 €	26 400 €	2 640 €	23 760 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.01.09.03	Béton projeté	7	m ³	550 €	3 850 €	963 €	2 888 €
1.2.02.10	Béton et Béton Armé						
	Bétonnage Phase I						
1.2.01.10.01	Radier, piliers, murs intermédiaires, coursier/doucine	43 000	m ³	274 €	11 782 000 €	4 712 800 €	7 069 200 €
1.2.02.11	Bétonnage Phase II						
1.2.02.13.01	Coursier/doucine	Inclus phase I					
1.2.02.12	Pont						
1.2.02.12.01	Béton du pont	Inclus phase I					
1.2.02.12.02	Structure d'acier du pont	47 800	kg	2,90 €	138 620 €	6 931 €	131 689 €
1.2.02.12.03	Appuis du pont	1	M.F.	18 000 €	18 000 €	900 €	17 100 €
1.2.02.12.04	Clôture de sécurité avec fils barbelés	Voir Prise d'eau					
1.2.02.12.05	Glissières de sécurité en acier	Voir Prise d'eau					
1.2.02.12.06	Glissières de sécurité de type "Jersey" en béton	Voir Prise d'eau					
1.2.02.13	Béton Secondaire						
1.2.02.13.01	Béton pour les pièces encastrées (y compris Vanne de fond)	Inclus phase I					
1.2.02.14	Bloc Pertuis de Fond						
1.2.02.14.01	Béton	8 500	m ³	274 €	2 329 000 €	931 600 €	1 397 400 €
1.2.02.14.02	Conduit en acier (Dia. 3 000 mm)	40 000	kg	7,30 €	292 000 €	14 600 €	277 400 €
1.2.02.14.03	Poutre pour support du rail	10	m	730 €	7 300 €	2 920 €	4 380 €
1.2.02.14.04	Clôture de sécurité avec fils barbelés	Voir Prise d'eau					
1.2.02.14.05	Glissières de sécurité en acier	Voir Prise d'eau					
1.2.02.14.06	Glissières de sécurité de type "Jersey" en béton	Voir Prise d'eau					
1.2.02.15	Barrage-Poids Gauche						
1.2.02.15.01	Béton	9 000	m ³	274 €	2 466 000 €	986 400 €	1 479 600 €
1.2.02.16	Mur de Soutènement Gauche						
1.2.02.16.01	Béton	17 800	m ³	274 €	4 877 200 €	1 950 880 €	2 926 320 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.02.17	Acier d'armature						
1.2.02.17.01	Acier d'armature (60 kg/m ³)	4 698 000	kg	2,00 €	9 396 000 €	939 600 €	8 456 400 €
	Total 1.2.02				32 777 406 €	9 694 981 €	23 082 425 €
1.2.03	Barrages et Digue						
	Barrage en Rive Droite						
1.2.03.01	Terrassement						
1.2.03.01.01	Excavation de mort-terrain	285 700	m ³	5,50 €	1 571 350 €	157 135 €	1 414 215 €
1.2.03.01.02	Excavation de roc altéré	79 400	m ³	12,80 €	1 016 320 €	101 632 €	914 688 €
1.2.03.01.03	Excavation de roc localisé	1	Provision	73 000 €	73 000 €	7 300 €	65 700 €
1.2.03.01.04	Traitement/préparation de fondation	6 961	m ²	11,00 €	76 571 €	7 657 €	68 914 €
1.2.03.01.05	Béton maigre pour parafouille sur roc altéré	346	m ³	180 €	62 280 €	18 684 €	43 596 €
1.2.03.02	Forage, Injection et Drainage						
1.2.03.02.01	Injection de rideau	3 012	m	110 €	331 320 €	41 415 €	289 905 €
1.2.03.02.02	Injection de contact	Non requis					
1.2.03.02.03	Injection de consolidation	418	m	110 €	45 980 €	5 748 €	40 233 €
1.2.03.02.04	Forage pour drainage	2 677	m	36,60 €	97 978 €	9 798 €	88 180 €
1.2.03.03	Remblai						
1.2.03.03.01	Zone 1 - Noyau, sol résiduel imperméable, compacté	200 500	m ³	8,80 €	1 764 400 €	176 440 €	1 587 960 €
1.2.03.03.02	Zone 3A - Filtre, enrochement, concassé, compacté	147 000	m ³	25,60 €	3 763 200 €	376 320 €	3 386 880 €
1.2.03.03.03	Zone 3B - Transition, enrochement, concassé, compacté	166 100	m ³	22,00 €	3 654 200 €	365 420 €	3 288 780 €
1.2.03.03.04	Zone 3C - Enrochement, sélectionné, compacté 0-600	182 000	m ³	14,60 €	2 657 200 €	265 720 €	2 391 480 €
1.2.03.03.05	Zone 3C - Enrochement, tout-venant, compacté 0-900	182 000	m ³	11,00 €	2 002 000 €	200 200 €	1 801 800 €
1.2.03.03.06	Zone 4 - Enrochement pour perré, placé	18 600	m ³	25,60 €	476 160 €	47 616 €	428 544 €
1.2.03.03.07	Zone 4A - Coussin de perré, concassé, placé	9 700	m ³	11,70 €	113 490 €	11 349 €	102 141 €
1.2.03.03.08	Zone 5 - Couche de roulement, concassé, compacté 0-20	1 400	m ³	27,40 €	38 360 €	3 836 €	34 524 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.03.04	Barrage en Rive Gauche						
	Terrassement						
1.2.03.04.01	Excavation de mort-terrain	162 800	m ³	5,50 €	895 400 €	89 540 €	805 860 €
1.2.03.04.02	Excavation de roc altéré	17 400	m ³	12,80 €	222 720 €	22 272 €	200 448 €
1.2.03.04.03	Excavation de roc localisé	1	Provision	18 000 €	18 000 €	1 800 €	16 200 €
1.2.03.04.04	Traitement/préparation de fondation	7 205	m ²	11,00 €	79 255 €	9 907 €	69 348 €
1.2.03.04.05	Béton maigre pour parafouille sur roc altéré	346	m ³	180 €	62 280 €	18 684 €	43 596 €
1.2.03.05	Forage, Injection et Drainage						
1.2.03.05.01	Injection de rideau	2 496	m	110 €	274 560 €	34 320 €	240 240 €
1.2.03.05.02	Injection de contact	Non requis					
1.2.03.05.03	Injection de consolidation	869	m	110 €	95 590 €	11 949 €	83 641 €
1.2.03.05.04	Forage pour drainage	2 219	m	36,60 €	81 215 €	8 122 €	73 094 €
1.2.03.06	Remblai						
1.2.03.06.01	Zone 1 - Noyau, sol résiduel imperméable, compacté	117 600	m ³	8,80 €	1 034 880 €	103 488 €	931 392 €
1.2.03.06.02	Zone 3A - Filtre, enrochement, concassé, compacté	110 900	m ³	25,60 €	2 839 040 €	283 904 €	2 555 136 €
1.2.03.06.03	Zone 3B - Transition, enrochement, concassé, compacté	113 900	m ³	22,00 €	2 505 800 €	250 580 €	2 255 220 €
1.2.03.06.04	Zone 3C - Enrochement, sélectionné, compacté 0-600	163 700	m ³	14,60 €	2 390 020 €	239 002 €	2 151 018 €
1.2.03.06.05	Zone 3C - Enrochement, tout-venant, compacté 0-900	163 650	m ³	11,00 €	1 800 145 €	180 014 €	1 620 130 €
1.2.03.06.06	Zone 4 - Enrochement pour perré, placé	10 800	m ³	25,60 €	276 480 €	27 648 €	248 832 €
1.2.03.06.07	Zone 4A - Coussin de perré, concassé, placé	5 600	m ³	11,70 €	65 520 €	6 552 €	58 968 €
1.2.03.06.08	Zone 5 - Couche de roulement, concassé, compacté 0-20	700	m ³	27,40 €	19 180 €	1 918 €	17 262 €
1.2.03.07	Digue en Rive Gauche						
	Terrassement						
1.2.03.07.01	Excavation de mort-terrain	169 500	m ³	5,50 €	932 250 €	93 225 €	839 025 €
1.2.03.07.02	Excavation de roc altéré	20 500	m ³	12,80 €	262 400 €	26 240 €	236 160 €
1.2.03.07.03	Excavation de roc localisé	1	Provision	18 000 €	18 000 €	1 800 €	16 200 €
1.2.03.07.04	Traitement/préparation de fondation	3 172	m ²	11,00 €	34 892 €	3 489 €	31 403 €
1.2.03.08	Forage, Injection et Drainage						
1.2.03.08.01	Injection de rideau	42	m	110 €	4 620 €	578 €	4 043 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.03.08.02	Injection de contact	Non requis					
1.2.03.08.03	Injection de consolidation	Non requis					
1.2.03.08.04	Forage pour drainage	37	m	36,60 €	1 354 €	135 €	1 219 €
1.2.03.09	Remblai						
1.2.03.09.01	Zone 1 - Noyau, sol résiduel imperméable, compacté	64 700	m ³	8,80 €	569 360 €	56 936 €	512 424 €
1.2.03.09.02	Zone 3A - Filtre, enrochement, concassé, compacté	58 000	m ³	25,60 €	1 484 800 €	148 480 €	1 336 320 €
1.2.03.09.03	Zone 3B - Transition, enrochement, concassé, compacté	78 900	m ³	22,00 €	1 735 800 €	173 580 €	1 562 220 €
1.2.03.09.04	Zone 3C - Enrochement, sélectionné, compacté 0-600	47 100	m ³	14,60 €	687 660 €	68 766 €	618 894 €
1.2.03.09.05	Zone 3C - Enrochement, tout-venant, compacté 0-900	47 000	m ³	11,00 €	517 000 €	51 700 €	465 300 €
1.2.03.09.06	Zone 4 - Enrochement pour perré, placé	11 300	m ³	25,60 €	289 280 €	28 928 €	260 352 €
1.2.03.09.07	Zone 4A - Coussin de Perré, concassé, placé	5 700	m ³	11,70 €	66 690 €	6 669 €	60 021 €
1.2.03.09.08	Zone 5 - Couche de Roulement, concassé, compacté 0-20	900	m ³	27,40 €	24 660 €	2 466 €	22 194 €
	Total 1.2.03				37 032 660 €	3 748 961 €	33 283 699 €
1.2.04	PRISE D'EAU ET CENTRALE						
	Terrassement						
1.2.04.01	Excavation du mort-terrain						
1.2.04.01.01	- Mur bajoyer droit	1 500	m ³	7,00 €	10 500 €	1 050 €	9 450 €
1.2.04.01.02	- Barrage-poids rive droite	900	m ³	7,00 €	6 300 €	630 €	5 670 €
1.2.04.01.03	- Canal d'amenée	Inclus					
1.2.04.01.04	- Bloc prise d'eau et conduites forcées	500	m ³	7,00 €	3 500 €	350 €	3 150 €
1.2.04.01.05	- Centrale	Inclus					
1.2.04.01.06	- Canal de restitution	Inclus					
1.2.04.01.07	- Canal de restitution (partie immergée)	Inclus					
1.2.04.02	Excavation du Roc Altéré						
1.2.04.02.01	- Mur bajoyer droit	600	m ³	12,80 €	7 680 €	768 €	6 912 €
1.2.04.02.02	- Barrage-poids rive droite	400	m ³	12,80 €	5 120 €	512 €	4 608 €
1.2.04.02.03	- Canal d'amenée	Inclus					
1.2.04.02.04	- Bloc prise d'eau et conduites forcées	1 300	m ³	12,80 €	16 640 €	1 664 €	14 976 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.04.02.05	- Centrale	Inclus					
1.2.04.02.06	- Canal de restitution	Inclus					
1.2.04.02.07	- Canal de restitution (partie immergée)	Inclus					
1.2.04.03	Excavation du Roc Sain						
1.2.04.03.01	- Mur bajoyer droit	Inclus					
1.2.04.03.02	- Barrage-poids rive droite	Inclus					
1.2.04.03.03	- Canal d'amenée	Inclus					
1.2.04.03.04	- Bloc prise d'eau et conduites forcées	39 200	m ³	22,00 €	862 400 €	86 240 €	776 160 €
1.2.04.03.05	- Centrale	Inclus					
1.2.04.03.06	- Canal de restitution	Inclus					
1.2.04.03.07	- Canal de restitution (partie immergée)	Inclus					
1.2.04.04	Consolidation						
1.2.04.04.01	Treillis métallique maille flexible	710	m ²	25,60 €	18 176 €	1 818 €	16 358 €
1.2.04.04.02	Boulons 4 m dia. 25mm	80	unité	220 €	17 600 €	1 760 €	15 840 €
1.2.04.04.03	Béton projeté	7	m ³	550 €	3 850 €	963 €	2 888 €
1.2.04.05	Forage, Injection et Drainage						
1.2.04.05.01	-Injection de rideau	234	m	110 €	25 740 €	3 218 €	22 523 €
1.2.04.05.02	-Injection de contact	Non requis					
1.2.04.05.03	-Injection de consolidation	Non requis					
1.2.04.05.04	-Forage pour drainage	208	m	36,60 €	7 613 €	761 €	6 852 €
1.2.04.06	Traitement des fondations						
1.2.04.06.01	-Traitement des fondations	6 595	m ²	11,00 €	72 545 €	9 068 €	63 477 €
1.2.04.07	Béton et Béton Armé						
	Bloc Prise d'Eau et Conduites Forcées						
1.2.04.07.01	Béton (Phase I)	Voir Centrale					
1.2.04.07.02	Béton (Phase II)	Voir Centrale					
1.2.04.07.03	Béton secondaire	Voir Centrale					
1.2.04.07.04	Acier d'armature	Voir Centrale					

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.04.07.05	Blindage des conduites forcées	50 000	kg	7,30 €	365 000 €	18 250 €	346 750 €
1.2.04.08.07	Clôture de sécurité avec fils barbelés	130	m	73,00 €	9 490 €	949 €	8 541 €
1.2.04.08.08	Barrières à double battants	2	unité	3 700 €	7 400 €	740 €	6 660 €
1.2.04.08.09	Glissières de sécurité en acier	490	m	25,60 €	12 544 €	1 254 €	11 290 €
1.2.04.08.10	Glissières de sécurité de type "Jersey" en béton	50	m	90,00 €	4 500 €	450 €	4 050 €
1.2.04.08	Centrale						
1.2.04.08.01	Béton (Phase I)	22 000	m ³	274 €	6 028 000 €	2 411 200 €	3 616 800 €
	- Aspirateurs						
	- Centrale (murs et dalles)						
	- Aire de service						
1.2.04.08.02	Béton (Phase II)						
1.2.04.08.03	Béton secondaire						
1.2.04.08.04	Acier d'armature (70kg/m ³)	1 540 000	kg	2,00 €	3 080 000 €	308 000 €	2 772 000 €
1.2.04.08.05	Acier de structure	150 000	kg	2,90 €	435 000 €	21 750 €	413 250 €
1.2.04.08.06	Métaux divers encastrés et non-encastrés	1	Provision	183 000 €	183 000 €	9 150 €	173 850 €
1.2.04.08.07	Glissières de sécurité en acier						
				Voir Prise d'eau			
1.2.04.09	Mur de Soutènement Droit						
1.2.04.09.01	Béton	8 000	m ³	274 €	2 192 000 €	876 800 €	1 315 200 €
1.2.04.09.02	Acier d'armature (50 kg/m ³)	400 000	kg	2,00 €	800 000 €	80 000 €	720 000 €
1.2.04.10	Barrage-Poids Droite						
1.2.04.10.01	Béton	14 600	m ³	274 €	4 000 400 €	1 600 160 €	2 400 240 €
1.2.04.10.02	Acier d'armature (40 kg/m ³)	584 000	kg	2,00 €	1 168 000 €	116 800 €	1 051 200 €
1.2.04.10.03	Clôture de sécurité avec fils barbelés						
				Voir Prise d'eau			
1.2.04.10.04	Barrières à double battants						
				Voir Prise d'eau			
1.2.04.10.05	Glissières de sécurité en acier						
				Voir Prise d'eau			
1.2.04.10.06	Glissières de sécurité de type "Jersey" en béton						
				Voir Prise d'eau			
1.2.04.11	Travaux Architecturaux de la Centrale						
1.2.04.11.01	Travaux architecturaux	1	M.F.	732 000 €	732 000 €	73 200 €	658 800 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.2 – TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total € Mars 2012	Part locale	Part en devise
1.2.04.12	Poste de Départ (Travaux civils ± 3 000 m²)	1	Provision	110 000 €	110 000 €	110 000 €	
1.2.04.12.01	Excavation de mort-terrain	Inclus					
1.2.04.12.02	Excavation de roc altéré	Inclus					
1.2.04.12.03	Excavation de roc localisé	Inclus					
1.2.04.12.04	Remblai grossier	Inclus					
1.2.04.12.05	Remblai couche de Roulement	Inclus					
1.2.04.12.06	Béton pour structure/supports	Inclus					
1.2.04.12.07	Acier d'armature	Inclus					
1.2.04.12.08	Acier de structure	Inclus					
1.2.04.12.09	Bâtiment du poste	Inclus					
1.2.04.12.10	Clôture de sécurité avec fils barbelés	225	m	73,00 €	16 425 €	1 643 €	14 783 €
1.2.04.12.11	Barrières à double battants	1	unité	3 700 €	3 700 €	370 €	3 330 €
	Total 1.2.04				20 205 123 €	5 739 517 €	14 465 606 €
1.2.05	INSTRUMENTATION						
1.2.05.01	Instrumentation	1	M.F.	732 000 €	732 000 €	73 200 €	658 800 €
	Total 1.2.05				732 000 €	73 200 €	658 800 €
	Total Article 1.2 – Travaux de génie civil				96 292 539 €	19 811 194 €	76 481 345 €

M.F. : Montant forfaitaire

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.3 – ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES ET MÉCANIQUES							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
1.3	ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES ET MÉCANIQUES						
1.3.01	ÉQUIPEMENTS HYDRO-MÉCANIQUES						
1.3.01.01	Évacuateur de crue						
1.3.01.01.01	Vannes segment avec appareillage de levage 4 x 8,75 m x 11 m, (170 t)	4	unité	421 000 €	1 684 000 €	84 200 €	1 599 800 €
1.3.01.01.02	Pièces encastrées pour vannes segment (4 jeux)	Inclus					
1.3.01.01.03	Batardeaux de révision 1 x 8,75 m x 11 m (65 t)	1	jeu	468 000 €	468 000 €	23 400 €	444 600 €
1.3.01.01.04	Pièces encastrées pour batardeaux de révision (4 jeux)	Inclus					
1.3.01.01.05	Rails pour grue portique	120	m	150 €	18 000 €	900 €	17 100 €
1.3.01.01.06	Grue portique pour manutention des batardeaux	Voir	Prise d'eau				
1.3.01.01.07	Vannes de vidange de fond :						
1.3.01.01.08	- Vanne à jet creux dia. 3 m	1	unité	476 000 €	476 000 €	23 800 €	452 200 €
1.3.01.01.09	- Pièces encastrées pour vanne à jet creux	Inclus					
1.3.01.01.10	- Vanne wagon 3.1 m X 3,1 m	1	unité	318 000 €	318 000 €	15 900 €	302 100 €
1.3.01.01.11	- Pièces encastrées pour vanne wagon	Inclus					
1.3.01.01.12	- Grilles à débris pour vidange de fond 3,1 m X 3,1 m	Inclus					
1.3.01.01.14	Batardeaux temporaires - 2 jeux (95 t)	2	jeu	337 000 €	674 000 €	33 700 €	640 300 €
1.3.01.01.15	Pièces encastrées pour batardeaux temporaires (4 jeux)	Inclus					
	Total 1.3.01.01				3 638 000 €	181 900 €	3 456 100 €
1.3.01.02	Centrale et Prise d'Eau						
1.3.01.02.01	Prise d'Eau						
1.3.01.02.01.01	- Grilles à débris Inclinaison amovibles 2 x 6 m X 7 m (185 t)	2	unité	521 000 €	1 042 000 €	52 100 €	989 900 €
1.3.01.02.01.02	- Pièces encastrées pour grilles à débris (2 jeux)	Inclus					
1.3.01.02.01.03	- Batardeaux de révision 1 x 3,0m X 3,0m	1	jeu	494 000 €	494 000 €	24 700 €	469 300 €
1.3.01.02.01.04	- Pièces encastrées pour batardeaux de révision (2 jeux)	Inclus					
1.3.01.02.01.05	- Vanne wagon 2 x 3,0 m X 3,0 m (175 t)	2	unité	622 000 €	1 244 000 €	62 200 €	1 181 800 €
1.3.01.02.01.06	- Pièces encastrées pour vanne wagon (2 Jeux)	Inclus					
1.3.01.02.01.07	- Treuil à câble pour levage des vannes wagon (10 t)	Inclus					
1.3.01.02.01.08	- Rails pour grue portique	55	m	150 €	8 250 €	413 €	7 838 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.3 – ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES ET MÉCANIQUES							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
1.3.01.02.01.09	- Grue portique pour manutention multiple (10 t)	1	unité	183 000 €	183 000 €	9 150 €	173 850 €
1.3.01.02.01.10	- Dégrilleur à installer sur grue portique	1	unité	183 000 €	183 000 €	9 150 €	173 850 €
1.3.01.02.02	Centrale						
1.3.01.02.02.01	- Vanne d'aspirateur 2 x 2,9 m X 2,9 m (2 unités par jeu) 125 t	2	jeu	338 000 €	676 000 €	33 800 €	642 200 €
1.3.01.02.02.02	- Pièces encastrées pour vannes d'aspirateur (4 jeux)	Inclus					
1.3.01.02.02.03	- Monorail et sa structure (5 t)	1	unité	73 000 €	73 000 €	3 650 €	69 350 €
	Total 1.3.01.02				3 903 250 €	195 163 €	3 708 088 €
	Total Équipements Hydro-Mécaniques				7 541 250 €	377 063 €	7 164 188 €
1.3.02	ÉQUIPEMENTS MÉCANIQUES						
1.3.02.01	Génération						
1.3.02.01.01	Turbine Kaplan (axe vertical) 8,5 MW Max.-Chute 18,7m Nom.	2	unité	5 488 000 €	10 976 000 €	548 800 €	10 427 200 €
1.3.02.01.02	Régulateurs de vitesse	Inclus					
	Total 1.3.02.01				10 976 000 €	548 800 €	10 427 200 €
1.3.02.02	Équipement de Manutention						
1.3.02.02.01	Pont-roulant (40 t)	1	unité	238 000 €	238 000 €	11 900 €	226 100 €
	Total 1.3.02.02				238 000 €	11 900 €	226 100 €
1.3.02.03	Équipements Auxiliaires Mécaniques Incluant :	1	M.F.	1 032 000 €	1 032 000 €	51 600 €	980 400 €
1.3.02.03.01	Système de refrigeration à l'eau	Inclus					
1.3.02.03.02	Système de drainage et vidange	Inclus					
1.3.02.03.03	Système d'air comprimé (haute et basse pression)	Inclus					
1.3.02.03.04	Système de manutention et filtration d'huile	Inclus					
1.3.02.03.05	Système de protection d'incendie	Inclus					
1.3.02.03.06	Système d'eau potable	Inclus					
1.3.02.03.07	Système de traitement des eaux usées	Inclus					
1.3.02.03.08	Système de ventilation pour la centrale	Inclus					

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.3 – ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES ET MÉCANIQUES							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
1.3.02.03.09	Système de climatisation (Salle de commande & bureaux)	Inclus					
1.3.02.03.10	Équipements pour les ateliers mécaniques	Inclus					
	Total 1.3.02.03				1 032 000 €	51 600 €	980 400 €
	Total Équipements Mécaniques				12 246 000 €	612 300 €	11 633 700 €
1.3.03	ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES						
1.3.03.01	Équipements Principaux						
1.3.03.01.01	Alternateur - 10 MVA , 11 kV , 50 Hz , 0,9 p.f. , TEWAC	1	M.F.				
1.3.03.01.02	Système d'excitation statique, incluant transfo sec	Inclus	dans Turbines				
1.3.03.01.03	Armoires d'alternateurs 15 kV avec sectionneurs, parafoudres, condensateurs, transformateurs de courant, transformateurs de tension, terminaisons de câbles et accessoires	Inclus	dans Turbines				
1.3.03.01.04	Câble Teck, 15 kV , monoconducteur 500 MCM cuivre, longueur/phase 150 m (approx.) - Alternateur à transformateurs de puissance.	Inclus	dans Turbines				
1.3.03.01.05	Armoire du neutre incluant sectionneur, transformateur, et résistance de MALT	Inclus	dans Turbines				
1.3.03.01.06	Transformateur de puissance - 10 MVA , ONAN ,30/11 kV, 3-ph , 50 Hz , avec changeur de prise hors-charge (+/- 2 X 2,5%), Traversées HT , BT et parafoudres	Inclus	dans Turbines				
	Total 1.3.03.01						
1.3.03.02	Équipements Auxiliaires Électriques Incluant :						
1.3.03.02.01	Services auxiliaires de la centrale - transfos (+/-) 750 kVA , 11 kV/415 V , 3-ph , 50Hz , Type sec	1	M.F.	2 744 000 €	2 744 000 €	137 200 €	2 606 800 €
1.3.03.02.02	Tableau de distribution 415 V, 1 200 A, avec 2 disjoncteurs d'entrée, disjoncteur de couplage & disjoncteurs de distribution, TC, TT, et équipements de mesure & protection.	Inclus					

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.3 – ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES ET MÉCANIQUES							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
1.3.03.02.03	Système de courant continu avec 2 batteries 125 V DC, 2 chargeurs de batteries : sorties 125 V DC - Entrée 380 V, 3-ph, 50 Hz & 1 panneau de distribution 125 V DC avec disjoncteur.	Inclus					
1.3.03.02.04	Onduleur - 10kVA, sortie 415 V AC, 1-ph, 50 Hz	Inclus					
1.3.03.02.05	Câbles de puissance, contrôle et instrumentation	Inclus					
1.3.03.02.06	Système de chemins de câbles et conduits	Inclus					
1.3.03.02.07	Système de MALT de la centrale	Inclus					
1.3.03.02.08	Système d'éclairage	Inclus					
1.3.03.02.09	Système de contrôle-commande, protections et communications	Inclus					
1.3.03.02.10	Système de contrôle à distance et communications	Inclus					
1.3.03.02.11	Système de détection et alarme incendie	Inclus					
1.3.03.02.12	Système de téléphonie et sonorisation	Inclus					
1.3.03.02.13	Groupe électrogène d'urgence (diésel) 150 kW, 380 V, 0.8 p.f.	Inclus					
	Total 1.3.03.02				2 744 000 €	137 200 €	2 606 800 €
1.3.03.03	Équipements du Poste 30 kV/110 kV Includant :						
1.3.03.03.01	Transformateur de puissance	1	M.F.	1 098 000 €	1 098 000 €	54 900 €	1 043 100 €
		Inclus dans Art. 1.3.03.01					
1.3.03.03.09	Disjoncteurs "Dead Tank", 30 kV, 1,200 A, 50 Hz, 40 kA	Inclus					
1.3.03.03.10	Sectionneurs, 30 kV, 1 200 A, 50 Hz, 40 kA	Inclus					
1.3.03.03.11	Transformateur de courant, 30 kV, 50 Hz, 100/5-5 A	Inclus					
	Total 1.3.03.03				1 098 000 €	54 900 €	1 043 100 €
	Total Équipements électriques				3 842 000 €	192 100 €	3 649 900 €
	Total Article 1.3 – Équipements électriques et mécaniques				23 629 250 €	1 181 463 €	22 447 788 €

M.F. : Montant forfaitaire

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 1.4 – LIGNE DE TRANSPORT ET POSTE D'ARRIVÉE							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
1.4	LIGNES DE TRANSPORT & POSTE D'ARRIVÉE						
1.4.1	OPTION D'INTERCONNEXION : GOURBASSI-GOUINA 30kV						
1.4.1.1	Ligne de transport et poste						
1.4.1.01	Ligne 30 kV (1 ligne biterne)	90	km	44 000 €	3 960 000 €	198 000 €	3 762 000 €
1.4.1.02	Modifications au poste d'arrivée à Gouina (Addition de 2 disjoncteurs 30kV)	1	M.F.	146 000 €	146 000 €	7 300 €	138 700 €
	Total Article 1.4 – Ligne de transport & poste d'arrivée				4 106 000 €	205 300 €	3 900 700 €
TOTAL ARTICLE 1					139 750 489 €	31 925 707 €	107 824 783 €

M.F. : Montant forfaitaire

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 2 – INSTALLATIONS POUR LA CONSTRUCTION							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
2	INSTALLATIONS POUR LA CONSTRUCTION						
2.1	Installations temporaires						
2.1.01	Cités temporaires des entrepreneurs, incluant :	1	Provision	10 976 000 €	10 976 000 €	3 841 600 €	7 134 400 €
2.1.01.1	Zone pour les Ouvriers	Inclus					
2.1.01.1	- Construction	Inclus					
2.1.01.1	- Exploitation/entretien	Inclus					
2.1.01.2	Zone pour les Cadres	Inclus					
2.1.01.2	- Construction	Inclus					
2.1.01.2	- Exploitation/entretien	Inclus					
2.1.01.3	Installations de chantier	Inclus					
	Total Article 2.1 – Installations temporaires				10 976 000 €	3 841 600 €	7 134 400 €
2.2	Installation permanentes (utilisées par le Maître d'ouvrage et son Ingénieur), incluant :	1	Provision	220 000 €	220 000 €	220 000 €	
2.2.01	Base-vie de l'exploitant	Inclus					
2.2.02	Routes d'accès et ponts	Inclus					
2.2.03	Exploitation et entretien	Inclus					
	Total Article 2.2 – Installations permanentes				220 000 €	220 000 €	
TOTAL ARTICLE 2					11 196 000 €	4 061 600 €	7 134 400 €

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 3 - INGÉNIERIE ET GÉRANCE							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant Total	Part locale	Part en devise
3	INGÉNIERIE ET GÉRANCE						
3.1	Travaux de genie civil & Installations pour la construction Ingénierie et gérance 12,5%	12,5%	M.F.	123 211 239 €	15 401 405 €	770 070 €	14 631 335 €
3.2	Équipements électriques et mécaniques Ingénierie et gérance 7,5%	7,5%	M.F.	23 629 250 €	1 772 194 €	88 610 €	1 683 584 €
3.3	Ligne de transport & poste d'arrivée Ingénierie et gérance 10%	10,0%	M.F.	4 106 000 €	410 600 €	20 530 €	390 070 €
	Total Article 3 – Ingénierie et gérance				17 584 199 €	879 210 €	16 704 989 €
	TOTAL ARTICLE 3				17 584 199 €	879 210 €	16 704 989 €

M.F. : Montant forfaitaire

GOURBASSI – DÉTAIL DES MÉTRÉS ET DES COÛTS (EURO, Mars 2012) – ARTICLE 4 – CONTINGENCES							
Code	Article	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant total	Part locale	Part en devise
4	CONTINGENCES						
4.1	Travaux de génie civil & Installations pour la construction Contingences 17,5%	17,5%	M.F.	123 211 239 €	21 561 967 €	6 055 095 €	15 506 872 €
4.2	Équipements électriques et mécaniques Contingences 10%	10%	M.F.	23 629 250 €	2 362 925 €	118 146 €	2 244 779 €
4.3	Ligne de transport & poste d'arrivée Contingences 10%	10%	M.F.	4 106 000 €	410 600 €	20 530 €	390 070 €
	Total article 4 – Contingences				24 335 492 €	6 193 771 €	18 141 720 €
TOTAL ARTICLE 4					24 335 492 €	6 193 771 €	18 141 720 €

M.F. : Montant forfaitaire

GOURBASSI – SOMMAIRE DES COÛTS (EURO, Mars 2012)

Article	Montant total	Part locale	Part en devise
SOUS-TOTAL TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL (ARTICLES 1.1, 1.2, 2.0, 3.1 & 4.1)	160 174 611 €	41 425 709 €	118 748 901 €
SOUS-TOTAL ÉQUIPEMENTS ÉLECTRIQUES ET MÉCANIQUES (ARTICLES 1.3, 3.2 & 4.2)	27 764 369 €	1 388 218 €	26 376 150 €
SOUS-TOTAL LIGNE DE TRANSPORT ET POSTE D'ARRIVÉE (ARTICLES 1.4, 3.3 & 4.3)	4 927 200 €	246 360 €	4 680 840 €
TOTAL COUT DE BASE DE RÉALISATION DES TRAVAUX	192 866 179 €	43 060 288 €	149 805 892 €

ANNEXE D

Programme des reconnaissances complémentaires pour la phase d'études d'APD

ANNEXE D PROGRAMME DES RECONNAISSANCES COMPLEMENTAIRES POUR LA PHASE D'ETUDES D'APD

1. INTRODUCTION

Les reconnaissances effectuées par SNC-Lavalin (SLII), combinées à celles réalisées antérieurement par SENEGAL-CONSULT, ont permis d'obtenir une connaissance d'ensemble du site de Gourbassi.

La géologie du site est assez bien connue à ce stade d'APS et seules des reconnaissances ponctuelles de la fondation du barrage et des ouvrages annexes s'avèrent nécessaires, notamment en raison de la présence d'un sillon potentiel en rive gauche, du profil d'altération variable d'un forage à l'autre, ainsi que du manque d'information en ce qui concerne la perméabilité du roc en certains endroits. Des reconnaissances complémentaires sont nécessaires afin de trouver des sources confirmées de granulats fins (sable à béton) et de granulats grossiers utilisés pour la fabrication du béton et comme enrochement pour les batardeaux provisoires, les barrages et la digue de col.

Toutefois, en raison de l'importance prépondérante du barrage et de la digue en remblai par rapport à l'ensemble du projet, il est recommandé d'effectuer une campagne géotechnique plus poussée qui permettra d'atteindre une connaissance suffisante des fondations et des zones d'emprunt pour réaliser les études géotechniques proprement dites (mécanique des sols) au niveau d'avant-projet détaillé (APD) :

- Prélèvement d'échantillons en nombre adapté aux conditions rencontrées dans les fondations et dans les zones d'emprunt envisagées ;
- Réalisation d'essais de laboratoire pour fournir les données nécessaires à la conception détaillée du barrage et afin de permettre la définition des recommandations d'ordre géologique et géotechnique pour la conduite des travaux de construction.

Des reconnaissances des routes d'accès et du corridor de la ligne d'interconnexion devront aussi être réalisées pour l'élaboration de l'APD de ces ouvrages.

D'autre part, il est nécessaire d'effectuer une topographie à grande échelle du bassin de retenue avec prises de vue aériennes, tant pour la présentation des dossiers d'appel d'offres que pour planifier et entreprendre les études hydrauliques finales, les expropriations et les déplacements des populations affectées par le projet.

2. RÉSUMÉ DES RECONNAISSANCES À DATE

La première campagne de reconnaissances réalisée au site de Gourbassi (à l'endroit de l'alignement retenu) a été effectuée par SENEGAL-CONSULT de novembre 1968 à mars 1969 et a compris trois forages totalisant une longueur de 120 m (FA-11, FA-12 et FA-14 – voir Tableau 1 ci-après).

Tableau 1 Liste des coordonnées, altitudes et longueurs des forages réalisés par SENEGAL-CONSULT (1968-1969)

Forage	Latitude Longitude	Coordonnées UTM 29N WGS84	Altitude (m s.m.)	Profondeur (m)
FA-11	13,4112° N 11,6960° W	208 030,48 m E 1 484 213,23 m N	76,34	30,00
FA-12	13,4131° N 11,6967° W	207 960,15 m E 1 484 416,77 m N	84,61	40,20
FA-14	13,4039° N 11,6980° W	207 808,47 m E 1 483 408,31 m N	78,62	50,40

En 1968, SENEGAL-CONSULT avait de plus fait réaliser par l'Institut Géographique National (IGN, France) une cartographie au 1:20 000^e de la région de Gourbassi. Il semble ne plus exister de copie papier de ces cartes au 1:20 000^e dans les archives des services techniques de l'OMVS, du Mali ou du Sénégal.

SLII a établi en 2010-2011 un programme de reconnaissances complémentaires et a réalisé une reconnaissance géologique et géotechnique le long de l'axe des ouvrages au site retenu et aux sites des sources d'emprunt.

L'objectif principal de cette campagne de reconnaissance géologique/géotechnique était d'obtenir une meilleure connaissance et compréhension des conditions géologiques au site des ouvrages ainsi que des propriétés des matériaux rencontrés aux sites des ouvrages, des carrières et des bancs d'emprunt.

Les travaux se sont déroulés du mois de janvier au mois d'octobre 2011 et ont consisté en :

- Une cartographie géologique du site de Gourbassi afin d'obtenir une meilleure connaissance de la géologie de surface au site retenu pour les ouvrages ainsi qu'aux sites des carrières potentielles ;
- 19 puits à l'endroit du barrage et des ouvrages connexes et 15 puits à l'endroit des sources de matériaux d'emprunt afin de réaliser une reconnaissance visuelle des terrains de fondation et des zones d'emprunt présumées ;
- 7 forages carottés, pour une longueur totale de 162,60 m le long et près de l'axe des ouvrages projetés afin de déterminer un profil stratigraphique des matériaux de surface, du roc altéré et du roc sain (voir Tableau 2 ci-dessous) ;
- Des essais de pénétration standard (SPT) afin de pouvoir évaluer la compacité des fondations meubles et des essais de perméabilité de type Lugeon ;

- Des essais en laboratoire sur des échantillons de sols et de roc afin d'obtenir les caractéristiques de ces matériaux et d'obtenir les propriétés mécaniques des matériaux de fondation de l'ouvrage.

Tableau 2 Liste des coordonnées, altitudes et longueurs des forages réalisés par SLII (2011)

Forage	Coordonnées UTM 29N WGS84	Altitude (m s.m.)	Longueur forée (m)			
			Mort-terrain	Roc altéré	Roc sain	Total
FC-10-01	208 497,99 m E 1 484 230,26 m N	82,00	7,5	12,5	-	20,0
FC-10-02	208 324,62 m E 1 483 876,49 m N	80,90	7,5	2,3	20,2	30,0
FC-10-03	208 145,00 m E 1 483 702,00 m N	74,50	0,0	0,0	40,0	40,0
FC-10-04	208 084,20 m E 1 483 613,30 m N	74,40	0,0	0,0	14,3	14,3
FC-10-05	207 959,90 m E 1 483 473,40 m N	74,10	17,7	2,1	5,9	25,7
FC-10-06	207 839,80 m E 1 483 342,40 m N	84,60	3,5	1,8	7,3	12,6
FC-10-07	207 424,50 m E 1 482 725,02 m N	91,10	4,3	2,5	13,2	20,0
Total des longueurs forées :			40,5	21,2	100,9	162,6

Ces reconnaissances géologiques et géotechniques ont été accompagnées par des reconnaissances topographiques et hydrographiques qui se sont déroulées d'avril à mai 2011 et ont consisté en :

- Lever topographique au site des ouvrages afin d'établir des courbes de niveau équidistantes de 1 m d'une bande de terrain de 100 m en amont et en aval de l'axe présumé qui englobe l'emprise du barrage et des ouvrages annexes (zone de 100 ha au total) ; y compris :
 - établissement d'un canevas de points rattaché en altimétrie au réseau général du nivellement IGN et en planimétrie au système de coordonnées géodésiques WGS84 sur les deux rives de la rivière Falémé ;
 - lever des détails incluant localisation et identification des cours d'eau, et tous autres éléments géomorphologiques caractéristiques des zones à lever, et localisation et identification de toutes les pistes, routes, clôtures, bâtiments et tous autres ouvrages le cas échéant.
- Bornage et piquetage des zones à lever incluant l'implantation de deux bornes permanente sur chaque rive de la rivière, rattachées au système de coordonnées géodésiques WGS84.
- Rattachement en altimétrie du niveau zéro de l'échelle limnimétrique de Gourbassi (sise au village de Bérola) au réseau général du nivellement IGN.
- Mesure de deux lignes d'eau le long de la rivière Falémé (mesure du niveau d'eau) au site des ouvrages, sur une distance d'environ 15 km chacune à partir de la station hydrométrique de Gourbassi en allant vers l'aval.

- Relevé de trente (30) sections bathymétriques et topographiques sur les deux berges (jusqu'à 10 m au-dessus du niveau du lit majeur) en travers de la rivière tous les 500 m sur une distance d'environ 5 km à l'amont et à l'aval de l'axe du barrage prévu ; dans le secteur du barrage (entre 500 m à l'amont et 500 m à l'aval), les relevés ont été pris tous les 100 m.

Enfin, à la demande de SNC-Lavalin, l'IGN a procédé à la numérisation et au géoréférencement des travaux de topographie au 1:20 000^e de 1968 sur la région de Gorbassi dont il dispose encore d'une copie en archives.

3. RECONNAISSANCES TOPOGRAPHIQUES ADDITIONNELLES

3.1. TOPOGRAPHIE DE PRÉCISION DU BASSIN DE RETENUE

Il est nécessaire, tant pour les besoins de l'optimisation de la cote de gestion du réservoir que pour ceux des études environnementales et sociales règlementaires, d'effectuer une topographie à grande échelle du bassin de retenue de Goubassi.

Elle doit couvrir le site des ouvrages de même que l'ensemble du réservoir (voir Figure 1 ci-après). Il est recommandé que cette reconnaissance soit effectuée par relevés LiDAR avec prises de vue aériennes.

Les travaux devront comprendre :

- Mobiliser et soutenir un système de détection par LiDAR, un aéronef et le personnel nécessaire aux travaux de topographie du bassin. Il incombera à l'entrepreneur d'obtenir les autorisations de vol au-dessus de la zone d'étude, les visas et les permis de travail nécessaires. L'OMVS devra fournir une lettre d'introduction à cet effet.
- Mener des levés aériens de la zone d'étude par LiDAR, levés qui devront couvrir jusqu'à une altitude minimale de 106 m s.m. (mètre au-dessus du niveau de la mer). Le relevé doit être d'une précision de 0,15 m dans les zones de sol nu et de 0,25 m dans les zones boisées.
- Fournir les récepteurs géodésiques GPS à haute précision de la station de base nécessaires aux contrôles au sol par rapport aux bornes existantes dans la zone d'étude.
- Prendre des photographies aériennes afin d'obtenir une orthophotographie numérique à haute résolution de la zone étudiée (résolution de 0,20 m).
- Fournir un modèle numérique de terrain.
- Préparer les fichiers en format numérique des courbes de niveau espacées de 0,5 m.

3.2. ARPENTAGE AU SOL

De l'arpentage sera nécessaire au site des reconnaissances géologiques et géotechniques additionnelles au début de la campagne et sur demande par la suite pour implanter les sondages et délimiter les zones d'emprunt et des carrières.

D'autre part une brigade topographique devra assurer le relevé topographique du corridor de la ligne de transport qui aura été retenu, ainsi que sur le tracé des routes d'accès à remodeler et à construire. Une alternative à partir d'images satellite de haute résolution récentes (typiquement moins de 2 ans depuis leur prise) afin de créer un modèle numérique de terrain avec une précision permettant de générer des courbes de niveau aux 2 m pourra être considérée.

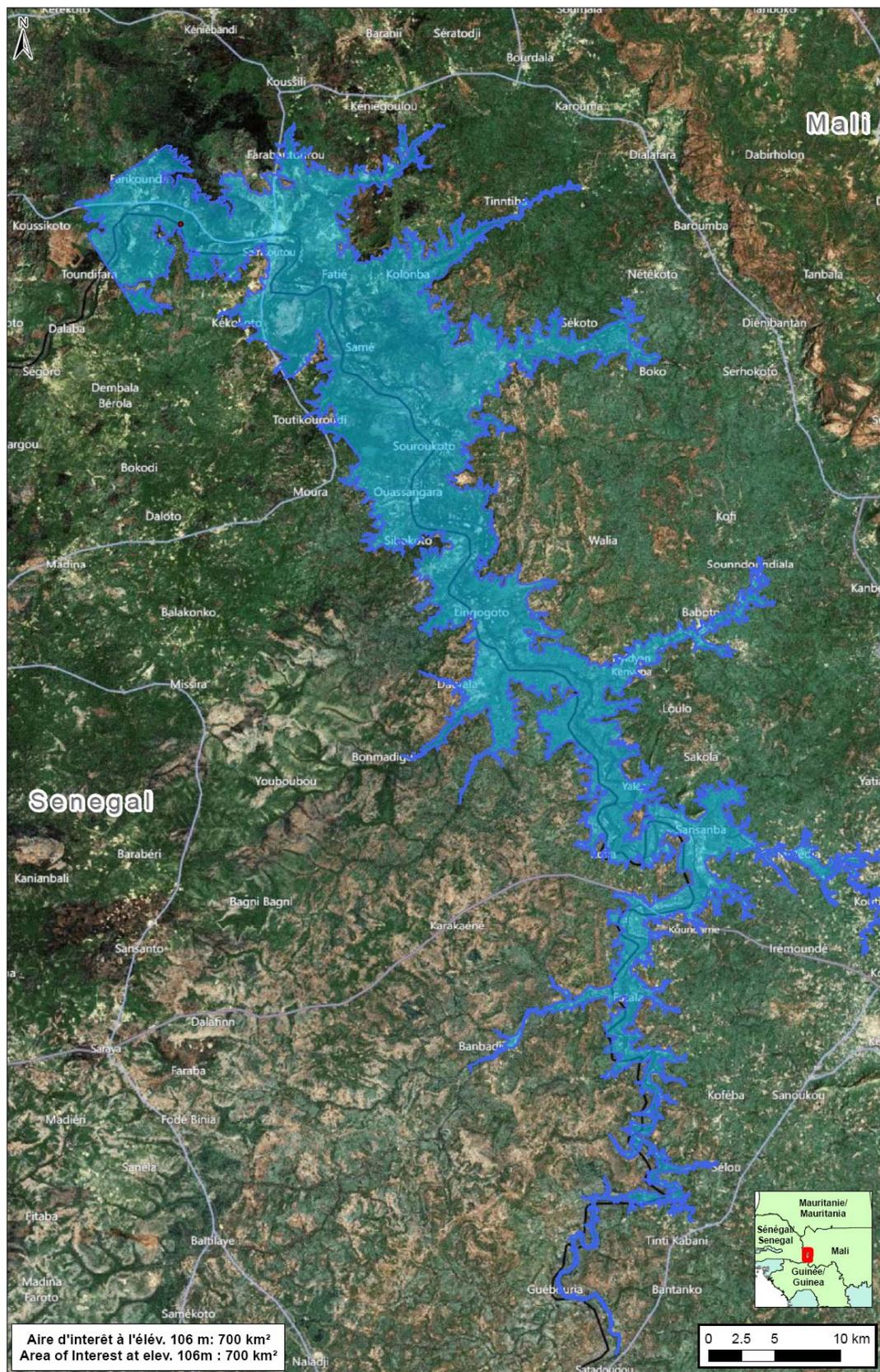


Figure 1 Zone à couvrir par une topographie à grande échelle

4. CAMPAGNE D'ÉCHANTILLONNAGE

En vue d'augmenter la précision et la fiabilité de l'analyse de l'impact de la charge solide de la Falémé sur l'aménagement de Gourbassi, il convient de poursuivre les mesures de la charge sédimentaire. L'échantillonnage proposé devrait être réalisé en prenant une série de prélèvements d'eau au site du projet pour ensuite permettre l'analyse de la charge solide par un laboratoire local.

Un programme d'échantillonnage systématique sur le terrain est envisagé afin de recueillir des échantillons d'eau sur deux années durant les périodes d'écoulement non nul à Gourbassi (juin à janvier) et de faire les mesures de concentration des matières en suspension au laboratoire. Les prélèvements d'eau devront être accompagnés d'une mesure de l'échelle limnimétrique de Gourbassi (sise au village de Bérola) permettant de connaître le débit au site. Le prélèvement d'eau pourra être effectué à la main à partir d'une petite embarcation. Il faudra prélever 5 litres d'eau en prenant 1 litre à 1 ou 2 m de profondeur sur 5 points uniformément répartis le long de la section de mesure. La section de mesure sera située au site de l'échelle de Gourbassi. Des échantillons doublons seront relevés de façon sporadique et permettront de vérifier l'analyse qu'effectue le laboratoire. Une fiche détaillée devra être apposée sur chaque échantillon prélevé (date, heure, niveau d'eau à l'échelle de Gourbassi au moment de la mesure).

Une fréquence hebdomadaire de prélèvements est recommandée sur la durée de la saison de crue afin de bien couvrir la montée des eaux et la décrue. Les résultats de cette campagne de mesure s'ajouteront aux valeurs déjà récoltées (SLII – 2010) et permettront une meilleure prédiction des conditions d'envasement à long terme du réservoir.

5. RECONNAISSANCES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES COMPLÉMENTAIRES

5.1. GÉNÉRALITÉS

Les paragraphes ci-dessous décrivent brièvement les méthodes de reconnaissances géologiques et géotechniques qui seront utilisées au site de Gourbassi afin d'obtenir les renseignements nécessaires aux études de conception d'avant-projet détaillé de l'aménagement.

5.2. CARTOGRAPHIE DE SURFACE

Une cartographie géologique détaillée des affleurements et des formations superficielles couvrant le site sera réalisée. La cartographie s'étendra également à certains sites présentant un potentiel d'utilisation comme gîte de granulats grossiers situés à l'extérieur du site de Gourbassi. Une description des couches et des joints dans les systèmes de classification RMR (« *Rock Mass Rating System* ») et « *Q System* » ou NGI (« *Norwegian Geotechnical Institute System* ») ou équivalents sera effectuée pour chaque affleurement étudié.

5.3. PUIITS ET TRANCHÉES

Des puits et tranchées sont requis aux sites du barrage, de la digue de col ainsi que dans le corridor de la ligne d'interconnexion, aux routes d'accès et au site de la source d'emprunt de matériau imperméable localisée à 1,8 km au Sud-Est des ouvrages principaux et aux alentours.

L'ingénieur géotechnicien concepteur des ouvrages de retenue établit une localisation préliminaire des puits et tranchées. Toutefois, l'emplacement final des puits et tranchées sera déterminé par le géologue ou l'ingénieur géotechnicien résident sur la base des conditions existantes sur le site de manière à éviter l'excavation de puits au droit d'affleurement rocheux, de zone marécageuse, etc.

Il est essentiel d'atteindre la plus grande profondeur possible lors des travaux d'excavation des puits. Les puits et tranchées doivent donc être excavés au moyen d'une pelle mécanique ayant une portée permettant d'atteindre une profondeur de l'ordre de 6 m. Le recours à une excavatrice performante a pour but d'accélérer les travaux de reconnaissance et du même coup permettre d'apporter les ajustements requis en cours de campagne.

Les puits et tranchées doivent être réalisés sous la surveillance du géologue ou ingénieur géotechnicien résident qui est responsable du déroulement de la campagne d'investigation.

L'échantillonnage en vrac des sols sert surtout aux analyses granulométriques et aux essais de compactage Proctor. Ces échantillons sont prélevés de façon homogène sur toute l'épaisseur d'une couche. L'échantillon est inséré dans un sac de plastique en prenant soin de conserver tous les sols fins. Le sac de plastique bien identifié est fermé hermétiquement et introduit dans un sac de toile pour éviter les perforations, fréquentes lorsque le sac est lourd.

De façon générale, aucun échantillon n'est prélevé dans la couche superficielle composée de terre noire ou de matière organique.

Des échantillons doivent être prélevés spécifiquement pour la détermination de la teneur en eau des sols. Ces échantillons doivent être prélevés dans tous les horizons identifiés dans les dépôts de matériaux granulaires et à des intervalles de 1 m dans les dépôts de sol résiduel. Les échantillons pour teneur en eau naturelle doivent être prélevés le plus tôt possible sans nécessairement attendre la fin de l'excavation du puits. Les échantillons doivent être mis dans des contenants hermétiques et acheminés au laboratoire le plus tôt possible.

Des échantillons en vrac doivent également être prélevés de façon homogène sur toute l'épaisseur de chaque couche décrite pour analyse granulométrique. Pour ce type d'échantillon, les particules de plus de 80 mm ne doivent pas être récupérées. Un échantillon composite constitué d'une fraction représentative de chacune des couches observées sur la paroi d'excavation doit également être prélevé et soumis à une analyse granulométrique, et ce, pour chaque puits d'exploration qui est excavé dans le cadre de recherche de sources d'emprunt. Il est important de noter que les échantillons en vrac et les échantillons composites doivent être identifiés différemment.

La récupération d'échantillons intacts est particulièrement importante afin de déterminer les paramètres de résistance du sol résiduel dans les puits et tranchées réalisés le long de l'axe de l'ouvrage de retenue. À titre indicatif, trois (3) échantillons intacts devraient être récupérés à 3 m de profondeur et au fond du puits ou de la tranchée, soit à 6 m de profondeur, pour un total de six (6) blocs par puits dans lesquels des travaux d'échantillonnage intacts sont demandés. Les puits qui feront l'objet d'un échantillonnage intact seront sélectionnés par le géologue ou l'ingénieur géotechnicien résident sur la base de la nature de la stratigraphie rencontrée. Les blocs intacts devront être obtenus en taillant un piédestal au fond de l'excavation. Les dimensions du piédestal doivent être plus larges que les dimensions du contenant dans lequel l'échantillon sera déposé et transporté. Un couteau, une truelle, une pelle ou tout autre outil manipulable avec les mains doit être utilisé pour tailler le bloc de manière à ce qu'un espace de 25 mm soit disponible entre les faces de l'échantillon et l'intérieur du contenant. Les faces exposées de l'échantillon taillé aux dimensions prescrites doivent être recouvertes de coton-fromage et enduites de cire ou paraffine afin de conserver la teneur en eau naturelle du sol. Après que les côtés et la face supérieure aient été taillés et isolés, les côtés d'un contenant de bois sont centrés autour du spécimen. Afin de confiner l'échantillon et prévenir tout mouvement lors du transport, du sol lâche ou tout autre matériau textile doit être inséré entre les faces de l'échantillon et les parois du contenant de bois. Lorsque la face supérieure est bien isolée, que le couvercle en bois ait été visé, la base de l'échantillon est taillée de son socle et le contenant est délicatement tourné sur sa base. Le contenant peut être définitivement fermé au moyen de vis après que la dernière face exposée ait été isolé à l'instar des autres faces. Le martèlement de clous est proscrit afin d'éviter toute vibration qui pourrait causer le remaniement de l'échantillon.

La description des sols doit être faite à partir de la face la moins remaniée. Il est impératif que la profondeur de la nappe d'eau soit notée si elle est rencontrée. Les zones de suintement et les venues d'eau doivent être décrites. La couche superficielle composée de matière organique, de terre noire et d'un mince horizon oxydé doit être décrite et mesurée afin d'évaluer l'épaisseur de décapage. Une attention particulière doit

être portée sur la dimension moyenne et la position de la plus grosse particule observée. L'évaluation du pourcentage de cailloux et blocs est d'une importance fondamentale. L'estimation de la teneur en blocs et en cailloux doit être faite avec soin à chaque puits. La fraction passant 300 mm et retenue à 80 mm est définie comme cailloux, alors que les éléments plus gros que 300 mm sont définis comme étant des blocs. Il est reconnu qu'une évaluation visuelle est généralement préconisée pour la teneur en blocs et en cailloux.

Des tubes d'observation en plastique perforés rigides doivent être laissés dans les puits pour l'observation des niveaux d'eau stabilisés.

Lorsque la description, l'échantillonnage et la prise de photos sont terminés, le puits doit être remblayé de manière à reconstituer l'état initial du site. La couche végétale, qui aura été déposée séparément des déblais d'excavation, doit être remise en place au niveau de la surface du sol.

L'implantation préliminaire des puits ou tranchées aux sites du barrage, de la digue de col et des sources d'emprunt est montrée à la planche Go36 présentée en fin de programme.

5.4. FORAGES

Des forages seront effectués aux sites des barrages, des ouvrages bétonnés et de la digue de col ainsi que dans certains sites de carrières potentielles.

La foreuse employée devra avoir les caractéristiques générales suivantes : capacité d'atteindre au moins 50 mètres de profondeur en diamètre N (carotte de 48 mm de diamètre), possibilité d'enfoncer du tubage H, N et B par battage ou rotation, possibilité de forer à tous les angles variant de la verticale à 30° de l'horizontale et être de type « *Wire-Line* ».

Le mort-terrain devra être échantillonné à l'aide de carottiers fendus ; le roc devra être échantillonné à l'aide de carottiers diamantés et à carbure de tungstène à double ou triple parois et à tête pivotante. Dans tous les cas, la technique de forage employée devra permettre d'obtenir la meilleure récupération possible.

La localisation des forages additionnels a été choisie de façon préliminaire. L'emplacement final des forages sera précisé sur place par le géologue ou l'ingénieur géotechnicien résident sur la base des conditions existantes au site.

Des piézomètres à tube ouvert devront être installés dans un minimum de 6 forages répartis entre les 2 rives afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique.

5.5. ESSAIS IN SITU

5.5.1. Essais d'eau sous pression de type Lugeon

Afin d'évaluer la perméabilité des diverses formations de roc sain et altéré (latérite), des essais d'eau sous pression (type Lugeon) seront réalisés dans tous les forages.

Des obturateurs pneumatiques (gonflables) simples et doubles seront utilisés ; les essais seront généralement effectués par tranches ascendantes de 4 m, avec cinq paliers de pression.

5.5.2. Essai de perméabilité Lefranc

Des essais de perméabilité à niveau variable ou constant seront effectués dans le sol résiduel et le roc altéré au cours de certains forages, notamment dans le secteur du « sillon » présumé en rive gauche. Les essais de perméabilité doivent être effectués à l'extérieur du tubage, sous le niveau de la nappe phréatique et dans les forages dont le tubage est enfoncé par battage uniquement.

5.6. ESSAIS DE LABORATOIRE

5.6.1. Essais de laboratoire sur les sols résiduels

Les essais de laboratoire à effectuer sur les échantillons de sol résiduel provenant des sites des ouvrages et des sources d'emprunt peuvent être divisés en deux catégories : (i) essais de classification et (ii) essais mécaniques.

Les essais de classification comprennent :

1. Granulométrie et sédimentométrie ;
2. Teneur en eau ;
3. Limites de consistance ;
4. Poids unitaire en place ;
5. Densité spécifique des grains ;
6. Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X ;
7. Dispersivité.

Les essais mécaniques comprennent :

1. Essais de compactage Proctor normal ;
2. Essais de portance (CBR) ;
3. Essais triaxiaux consolidés isotropiquement non drainés avec mesures de pressions interstitielles (CIU) ;
4. Essais triaxiaux consolidés isotropiquement drainés (CID) ;
5. Essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) ;
6. Essais de consolidation œdométriques.

5.6.2. Essais de laboratoire sur les granulats

Les échantillons pour granulats qui seront échantillonnés dans les carrières potentielles feront l'objet des essais suivants qui seront effectués dans un laboratoire accrédité selon les normes internationales et dont les appareils de mesure sont calibrés selon les normes en vigueur :

1. Los Angeles ;
2. Micro Deval ;
3. Réactivité alcali-granulats ;
4. Analyse pétrographique ;
5. CERCHAR

5.6.3. Essais de laboratoire sur le roc

Le roc situé sous les différents ouvrages de béton et d'enrochement sera soumis à d'importantes contraintes mécaniques. Les forages effectués indiquent que ce roc est de dureté élevée et qu'il est très abrasif. Afin d'évaluer les caractéristiques mécaniques du roc, il est recommandé de réaliser les essais suivants :

1. Résistance à la compression uniaxiale ;
2. Résistance à la compression uniaxiale avec mesures de déformation ;
3. Analyse pétrographique ;
4. CERCHAR.

6. RECONNAISSANCE DES FONDATIONS

6.1. GÉNÉRALITÉS

L'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire de Gourbassi a retenu une variante d'aménagement qui comprend une centrale de 18 MW de puissance installée, un évacuateur de crues permettant de faire passer une crue de conception de récurrence 1:10 000 ans correspondant à un débit laminé de 2 600 m³/s, ainsi que des ouvrages de retenue (barrage, digue de col et batardeaux) en enrochement zoné totalisant près de 2 millions de m³.

Les ouvrages bétonnés sont essentiellement localisés dans le lit mineur de la Falémé, plus précisément dans le bras situé à droite de l'île (en regardant vers l'aval), où le roc sain, constitué principalement de quartzite, est affleurant. Dans ce secteur, les excavations requises sont davantage dictées par la conception des ouvrages civils et hydrauliques que par la qualité du roc et ses caractéristiques géomécaniques. Cependant, la fondation des recharges du barrage et de la digue de col en enrochement zoné peut varier du roc sain dans l'emprise de la rivière existante, au sol résiduel en rive, alors que la clé parafouille qui constitue l'élément d'étanchéité des ouvrages de retenue en remblai est fondée au roc sain ou altéré préalablement traité et injecté. Les reconnaissances complémentaires devront être réalisées de manière à fournir l'information géologique et géotechnique requise pour s'assurer que le concept retenu rencontre effectivement les critères de conception et que l'optimisation des ouvrages puisse être entreprise. La campagne de reconnaissances complémentaires devra permettre d'obtenir toute l'information relative aux paramètres de résistance et à la perméabilité du sol résiduel, à la perméabilité du roc altéré et à la caractérisation complète du roc sain sur lequel seront fondés les ouvrages de génie civil.

6.2. LIT DE LA FALÉMÉ

6.2.1. Description sommaire des fondations

Le rocher affleurant dans le lit mineur de la Falémé au droit de l'axe du barrage est constitué de quartzites sombres d'apparence homogène. Ce roc est considéré comme étant de bonne qualité.

Effectivement, les deux forages FC-10-03 et FC-10-04 réalisés en 2011 de part et d'autre des ouvrages de béton (évacuateur de crues et centrale) ainsi que les observations de terrain confirment que ces ouvrages reposeront sur du roc sain qui affleure en surface sur toute l'emprise des ouvrages bétonnés. Le roc affleurant dans le lit de la Falémé est constitué de quartzite très dur et très peu altéré, de couleur noire avec teinte violacée. C'est un roc jugé très abrasif basé sur sa haute teneur en quartz ; ceci s'est reflété dans l'usure rapide des couronnes de forage. Localement, les quartzites sont légèrement fissurés et fracturés.

La surface de l'affleurement de quartzite en rivière a été soumise à l'érosion par l'eau et elle est très accidentée et irrégulière. Cette surface présente des arêtes polies, souvent arrondies, parfois angulaires et tranchantes, ainsi que des cavités arrondies parfois profondes.

Selon la littérature, la résistance à la compression uniaxiale des quartzites peut varier de 150 à 600 MPa. Les difficultés rencontrées pour casser avec un marteau géologique des

morceaux de quartzite dans le but d'obtenir des échantillons témoignent de la résistance élevée de ces quartzites. Selon les essais de perméabilité de type Lugeon réalisés dans le forage FC-10-03, ces quartzites sont considérés comme étant moyennement perméables de la surface jusqu'à la profondeur de 13 m (6 à 28 Lu) et très peu perméables sous ce niveau (de 1 à 3 Lu).

6.2.2. Objectifs des reconnaissances

Bien que les forages ont démontré que la centrale et l'évacuateur de crues s'appuieront sur du roc sain, le roc situé en amont et en aval (au niveau du canal de restitution et du bassin de dissipation) reste peu connu. Il est donc recommandé de réaliser des forages à ces endroits. Selon les observations réalisées en surface, du quartzite sain affleure à ces endroits. Les forages réalisés permettront de connaître les propriétés géomécaniques ainsi que la perméabilité du roc en place.

6.2.3. Reconnaissances à entreprendre

Le programme de reconnaissances complémentaires des fondations dans le lit de la Falémé inclut :

1. Deux (2) forages totalisant 50 m ;
2. Douze (12) essais d'eau sous pression de type Lugeon.

6.3. APPUI DROIT

6.3.1. Description sommaire des fondations

Selon les sondages réalisés en 2011 dans l'emprise du barrage en rive droite (forages FC-10-01 et FC-10-02 et puits d'exploration PE-10-01 à PE-10-10), une épaisseur de sol résiduel et roc très altéré pouvant atteindre 7,5 m est présente sous l'appui du barrage en rive droite. De façon générale, cette épaisseur diminue en se dirigeant vers la rivière Falémé où aucun sol résiduel n'a été observé (FC-10-03) ; cette épaisseur diminue également en se dirigeant vers l'extrémité Nord du barrage où des affleurements sont observés.

Sous le sol résiduel, du roc altéré a été observé sur une épaisseur variant entre 2,3 m (FC-10-02) à plus de 12,5 m dans le forage FC-10-01, où le roc sain n'a pas été atteint. Des poches de sol résiduel blanchâtre et brunâtre ont été observées dans cet horizon. Selon les essais de perméabilité de type Lugeon réalisés dans le forage FC-10-01, le roc altéré est considéré comme étant perméable avec des valeurs Lugeon variant de 4 à plus de 45 Lu (avec une moyenne de 25 Lu). Tel qu'attendu, le roc altéré est de qualité nettement moindre que le roc sain; cette qualité varie de mauvaise à très mauvaise avec des indices de qualité de roc RQD (« *Rock Quality Designation* ») moyens variant de 36% à 23%.

Le roc sain a été rencontré à la profondeur de 9,8 m dans le forage FC-10-02 mais il n'a pas été observé dans le forage FC-10-01, de 20 m de longueur, situé au Nord-Est du forage FC-10-02 et donc plus près de l'extrémité du barrage en rive droite.

Le roc sain est peu fracturé tel qu'indiqué par les valeurs de l'indice RQD. Aucun essai de type Lugeon n'a été effectué dans le roc sain rencontré dans les forages effectués sur l'appui droit. Les essais de type Lugeon réalisés dans le forage FC-10-03 situés

dans le lit mineur près de la rive droite, indiquent que le roc sain est moyennement perméable de la surface jusqu'à la profondeur de 13 m (de 6 à 28 Lu) et très peu perméable sous ce niveau (de 1 à 3 Lu). Toutefois, afin de conclure sur la perméabilité du roc sain sous le barrage en rive droite, des essais de perméabilité sont recommandés sur cette rive.

6.3.2. Objectifs des reconnaissances

Les reconnaissances proposées ont pour objectifs de préciser et de bonifier les connaissances acquises lors des investigations antérieures. Il faudra notamment apporter un niveau de précision acceptable dans l'estimation de la profondeur de la surface du roc altéré et du roc sain puisque ces niveaux sont déterminants dans l'élaboration du concept de coupure étanche et du traitement de fondation sous le barrage.

Il est également nécessaire au stade de l'avant-projet détaillé d'établir avec précision la composition minéralogique, le potentiel de dispersivité, ainsi que les paramètres de résistance drainés et non drainés du sol résiduel puisque les recharges du barrage seront fondées directement sur ce type de matériau sur une distance d'environ 550 m.

Pour le roc, outre la détermination des niveaux du roc altéré et sain, les objectifs sont de préciser la profondeur du roc altéré à proximité du forage FC-10-01 où le roc sain n'a pas été atteint et d'évaluer la perméabilité des fondations rocheuses au droit de l'appui du barrage en rive droite.

6.3.3. Reconnaissances à entreprendre

Le programme de reconnaissances complémentaires de l'appui droit comprend :

1. Trois (3) forages totalisant 90 m ;
2. Installation de trois (3) piézomètres à tube ouvert ;
3. Cinq (5) puits ou tranchées de reconnaissance ;
4. Récupération de six (6) blocs de sol résiduel intacts ;
5. Six (6) essais d'eau sous pression de type Lugeon ;
6. Six (6) essais de perméabilité de type Lefranc.

6.4. APPUI GAUCHE

6.4.1. Description sommaire des fondations

Au droit de l'appui du barrage en rive gauche, à proximité de la rive de la Falémé, une épaisseur de plus de 17 m de matériaux meubles identifiés comme étant du « sol résiduel » a été observée dans le forage FC-10-05 effectué en 2011. L'épaisseur de ce « sol résiduel » diminue en se dirigeant vers la butte rocheuse qui sépare le barrage rive gauche de la digue de col ; ainsi, l'épaisseur de cette couche n'atteint que 3,5 m dans le forage FC-10-06 situé juste au Nord-Est de la butte rocheuse.

Les puits PE-10-12 à PE-10-16, effectués en 2011 le long de l'axe des ouvrages en rive gauche, ont également récupérés des sols résiduels reposant sur du roc altéré et confirment ainsi les résultats des forages.

L'épaisseur de la couche de « sol résiduel » observée dans le forage FC-10-05 laisse envisager la présence en bordure gauche du lit actuel de la rivière, soit d'un sillon creusé anciennement par la rivière, soit d'une roche plus susceptible à une altération profonde. Une reconnaissance complémentaire devra être réalisée à cet endroit.

Sous le sol résiduel, du roc altéré a été observé dans les forages FC-10-05 et FC-10-06 sur une épaisseur approximative de 2,0 m. Des poches de sol résiduel témoignant du processus d'altération de la roche mère ont été observées dans l'horizon de roc altéré.

Le roc altéré est de qualité mauvaise (FC-10-05) à bonne (FC-10-06) selon les indices RQD.

Sous le roc altéré, le roc sain, constitué de quartzite et schiste, a été rencontré à la profondeur de 19,75 m dans le forage FC-10-05 et à la profondeur de 5,30 m dans le forage FC-10-06. La qualité du roc sain observée à l'intérieur de ces forages est considérée comme bonne.

6.4.2. Objectifs des reconnaissances

L'objectif principal des reconnaissances du côté de l'appui gauche sera de caractériser avec précision la dépression du socle, possiblement l'ancien lit de la rivière, qui a été localisé au droit du forage FC-10-05. L'étendue de ce sillon présumé le long de l'axe du barrage, sa profondeur et la qualité du roc doivent être déterminés.

Les isocontours de la surface du roc altéré et du roc sain doivent également être connus avec plus de précision pour les besoins d'optimisation de la variante retenue.

Aucun essai de perméabilité n'a été réalisé dans les forages effectués en rive gauche durant la campagne de 2011. Des essais de perméabilité dans le roc et le sol résiduel doivent donc être effectués dans ce secteur.

À l'instar de la rive droite, une section du barrage verra ses recharges fondées directement sur la fondation de sol résiduel. Conséquemment, l'obtention de spécimens de sol résiduel intacts est requise pour leur caractérisation complète et l'optimisation de la coupe type du barrage en enrochement.

6.4.3. Reconnaissances à entreprendre

Le programme de reconnaissances complémentaires de l'appui gauche comprend :

1. Trois (3) forages totalisant 85 m ;
2. Installation de trois (3) piézomètres à tube ouvert ;
3. Trois (3) puits ou tranchées de reconnaissance ;
4. Récupération de six (6) blocs de sol résiduel intacts ;
5. Huit (8) essais d'eau sous pression de type Lugeon ;
6. Six (6) essais de perméabilité de type Lefranc.

6.5. DIGUE DE COL

6.5.1. Description sommaire des fondations

Un forage, le FC-10-07, ainsi que quatre puits d'exploration, ont été réalisés le long de l'axe prévu pour la digue de col. Du sol résiduel a été observé sous le couvert organique jusqu'à des profondeurs variant entre 1,7 et 4,4 m. Sous le sol résiduel, du roc altéré et fragmenté avec présence de poches de sable et d'argile a été observé dans le forage FC-10-07 jusqu'à la profondeur de 6,80 m où le roc sain est atteint. La qualité du roc altéré, basée sur l'indice RQD, est considérée mauvaise avec un indice RQD moyen de 38%. Toutefois, le roc sain est considéré comme étant de bonne qualité avec un indice RQD moyen de 83%.

6.5.2. Objectifs des reconnaissances

Il est nécessaire de connaître avec plus de précision le niveau du roc altéré et du roc sain le long de l'axe de la digue afin de confirmer le concept de barrage qui fait état de recharges fondées sur le roc altéré et d'une clé parafouille fondée au roc sain.

Aucun essai de perméabilité n'a été réalisé dans le forage FC-10-07 effectué à l'endroit de la digue de col. Des essais de perméabilité dans le roc sont donc recommandés lors de la prochaine campagne.

Il importe également de connaître les caractéristiques du sol résiduel au droit du bouton situé entre le barrage et la digue de col de même qu'à l'extrémité de l'appui gauche de la digue afin de statuer sur les débits d'infiltration qui pourraient percoler et du potentiel d'érosion de l'appui qui pourrait en résulter.

6.5.3. Reconnaissances à entreprendre

Le programme de reconnaissances complémentaires de la digue de col inclut :

1. Un (1) forage totalisant 20 m ;
2. Installation d'un (1) piézomètre à tube ouvert ;
3. Trois (3) puits ou tranchées de reconnaissance ;
4. Récupération de six (6) blocs de sol résiduel intacts ;
5. Deux (2) essais d'eau sous pression de type Lugeon.

7. RECONNAISSANCE DES EMPRUNTS

7.1. GÉNÉRALITÉS

Des carrières et une source d'emprunt de sol résiduel à granulométrie étalée devront combler les besoins en quantités requises pour la construction des ouvrages de retenue. L'exploitation d'une carrière sera également nécessaire pour fournir les quantités requises en granulats grossiers pour les mélanges de béton. À ce stade-ci du projet, il est considéré que les granulats fins seront également produits à partir d'enrochement concassé. À cet effet, la reconnaissance d'emprunt devra donc inclure un volet pour la recherche d'une source naturelle de sable à béton, vraisemblablement moins coûteuse que son équivalent résultant du traitement par concassage d'enrochement de carrière.

La variante retenue pour le barrage principal et la digue de col consiste en un remblai d'enrochements zonés avec un noyau central. Le barrage en enrochement a une longueur totale de 1 400 m et une hauteur maximale de 30 m alors que la digue de col a une longueur de 700 m et une hauteur maximale de 12 m environ. Par conséquent, la recherche d'une carrière située à proximité du site de la retenue et qui permettra d'exploiter les quantités d'enrochement requises revêt une importance primordiale.

7.2. SOL RÉSIDUEL IMPERMÉABLE POUR LE NOYAU CENTRAL

7.2.1. Quantités requises et disponibles

Les quantités totales de sol résiduel imperméable qui sont requises pour la construction du masque amont des batardeaux ainsi que du noyau central du barrage principal et de la digue de col s'établissent à 382 800 m³. Les quantités prouvées à la source d'emprunt identifiée en 2011 sont estimées à 450 000 m³ tandis que les quantités potentielles sont évaluées à 1 855 000 m³.

7.2.2. Objectifs des reconnaissances

Les reconnaissances à la source d'emprunt ne visent pas à bonifier les quantités mais plutôt à récupérer des échantillons afin de mener une caractérisation en laboratoire complémentaire.

À l'étape de l'APS les essais de laboratoire se sont limités à des essais de base tel que des teneurs en eau naturelle, des déterminations de distribution granulométrique conventionnelles et par hydromètre, ainsi que des limites de consistance. Ces essais ont révélé une activité élevée de la fraction fine laissant planer la possibilité que la fraction argileuse soit constituée de smectites. La prochaine étape de reconnaissance de la source d'emprunt de sol résiduel devra, dans un premier temps, confirmer la distribution granulométrique et les limites de consistance des sols en place et, dans un deuxième temps, permettre de statuer sur la composition minéralogique des sols d'emprunt qui serviront à la construction des noyaux. Il est à noter que quelques essais de compactage Proctor modifié ont également été réalisés et ont permis d'obtenir des valeurs de teneur en eau optimales. À la prochaine étape, les reconnaissances devront permettre d'établir la courbe complète de compaction à l'essai de compactage Proctor normal.

Un des objectifs principaux de la prochaine campagne de reconnaissances est d'établir les paramètres de résistance des matériaux de fondation et du noyau central au moyen

d'essais de laboratoire. Il est donc très important que l'échantillonnage soit suffisant en termes quantitatifs et bien représentatif des sols rencontrés de sorte à pouvoir reconstituer des échantillons compactés et de les soumettre à des essais de laboratoire pour déterminer leurs paramètres de résistance drainés et non drainés du matériau qui constituera le noyau central des ouvrages de retenue.

Le programme de reconnaissances des sources d'emprunt devra également permettre de caractériser d'autres sources d'emprunt à proximité des ouvrages présentant un potentiel d'exploitation. Ces sources pourraient offrir l'avantage de renfermer un sol résiduel plus homogène et ayant possiblement une activité plus faible, donc ne renfermant pas de smectites.

7.2.3. Programme de reconnaissances

Le programme de reconnaissances complémentaires pour la recherche et la caractérisation de sol résiduel imperméable consiste en l'excavation de neuf (9) puits profonds réalisés selon la méthodologie décrite plus haut. Il est à noter que la récupération d'au moins 3 échantillons en vrac de 30 kg chacun est requise pour fins d'analyse en laboratoire pour tous les puits réalisés dans le cadre de la recherche de matériaux d'emprunt.

L'implantation des puits à ce stade-ci est sujette à changement suite à la réception et à l'examen approfondi du levé topographique LiDAR et, surtout, une reconnaissance marchée des sites d'intérêt.

La caractérisation en laboratoire inclura les essais suivants :

1. Teneur en eau ;
2. Analyses granulométriques ;
3. Limites de consistance ;
4. Diffraction aux rayons X ;
5. Essais de compactage Proctor normal ;
6. Essais de cisaillement triaxial consolidé isotropiquement, drainé sur échantillons compactés (CID) ;
7. Essais de cisaillement triaxial consolidé isotropiquement, non drainés avec mesure de pressions interstitielles (CIU) ;
8. Essais de compression triaxial non consolidé, non drainé (UU).

7.3. GRANULATS FIN DE BÉTON

7.3.1. Quantités requises et disponibles

Les quantités totales de granulats fins (sable à béton) qui sont requises dans la fabrication du béton utilisé pour la construction des divers ouvrages en béton sont de l'ordre de 58 000 m³.

7.3.2. Objectifs des reconnaissances

Aucun dépôt naturel de granulats fins (sable) n'a été identifié à proximité du site à ce stade. Ainsi, pour l'instant, il est considéré que les granulats fins seront également produits à partir d'enrochement concassé. Il est recommandé de rechercher un dépôt naturel de sable à béton comme source de granulats fins à moindre coût.

7.3.3. Programme de reconnaissances

Un examen du relevé LiDAR devra d'abord être effectué. Il sera alors jugé de la pertinence de procéder à des travaux exploratoires qui pourraient être réalisés manuellement par de la main d'œuvre locale. Ces travaux devront vraisemblablement être exécutés à pied levé alors que la campagne de reconnaissance sera déjà en cours.

Par ailleurs, il serait également utile de s'informer auprès des populations locales afin de savoir si des sources de sable sont connues par ces dernières.

7.4. ENROCHEMENT ET GRANULATS GROSSIERS DE BÉTON

7.4.1. Quantités requises et disponibles

Les différentes zones constituées d'enrochement des batardeaux (incluant les épis de protection), du barrage et de la digue de col ainsi que les granulats utilisés dans la fabrication du béton requièrent des quantités totales de l'ordre de 1 815 000 m³.

La pierre concassée utilisée comme enrochement et dans la fabrication du béton proviendra d'une carrière. Aucune carrière n'a encore fait l'objet de reconnaissances par forage. Quelques affleurements ont toutefois été cartographiés.

7.4.2. Objectifs des reconnaissances

L'objectif principal de cette investigation est de localiser quelques sites potentiels de carrière et d'évaluer les quantités disponibles dans chacune de ces sources potentielles. Tout d'abord, une cartographie de surface sera réalisée. Ensuite, aux sites où un potentiel d'exploitation aura été déterminé, un relevé d'arpentage, des forages ainsi que des essais en laboratoire seront réalisés afin de confirmer la viabilité de ces carrières potentielles.

7.4.3. Programme de reconnaissances

1. Cartographie géologique de surface ;
2. Quatre (4) forages totalisant 120 m ;
3. Essais en laboratoire (Los Angeles, Micro Deval, Réactivité Alcali-granulats, Analyse pétrographique, CERCHAR).

8. RECONNAISSANCES GÉOTECHNIQUES DES ROUTES D'ACCÈS ET DE LA LIGNE D'INTERCONNEXION

8.1. RECONNAISSANCES DES ROUTES D'ACCÈS

Une reconnaissance sur le terrain des tracés des nouvelles routes d'accès tels qu'ils ont été définis de façon préliminaire dans l'étude d'APS devra être effectuée pour déterminer les points de passage obligé tels que les villages à desservir, les zones d'emprunts des matériaux, les cours d'eau et thalwegs, les ouvrages de franchissements à réaliser.

Des reconnaissances géologiques et géotechniques seront réalisées en vue de connaître la nature du sol tout au long de la plateforme et d'identifier les traitements ponctuels ou généraux à effectuer pour obtenir une bonne structure de la chaussée. Elles permettront aussi d'identifier les différentes carrières d'où seront extraits les matériaux pour la réalisation des différentes couches.

Les investigations géotechniques devront s'intéresser principalement :

- Aux sols de fondation pour les tronçons à construire ou à reconstruire : caractérisation complète, par essais en laboratoire incluant analyse granulométrique, limite de consistance et essai de portance (essai CBR « *California Bearing Ratio Test* »), chaque 5 km et systématiquement aux points particuliers (sols compressibles, zones de faible portance, etc.) ;
- Aux caractéristiques du corps de chaussée pour les tronçons à renforcer et réhabiliter : épaisseur respectives des différentes couches, identification complète des matériaux, essai de portance, déflexion et estimation de la portance résiduelle éventuellement ;
- Sondages par forages carottés, identification des sols en place non remaniés, essais pénétromètres ou pressiomètres pour les fondations des ouvrages d'art, le cas échéant.

Pour les carrières, il s'agira de réaliser une prospection sommaire des zones d'emprunts, en vue d'apprécier l'adéquation de leurs caractéristiques géotechniques par rapport aux différents usages requis, de vérifier la disponibilité des quantités de matériaux relativement aux volumes à mettre en œuvre, et enfin de définir les distances de transport.

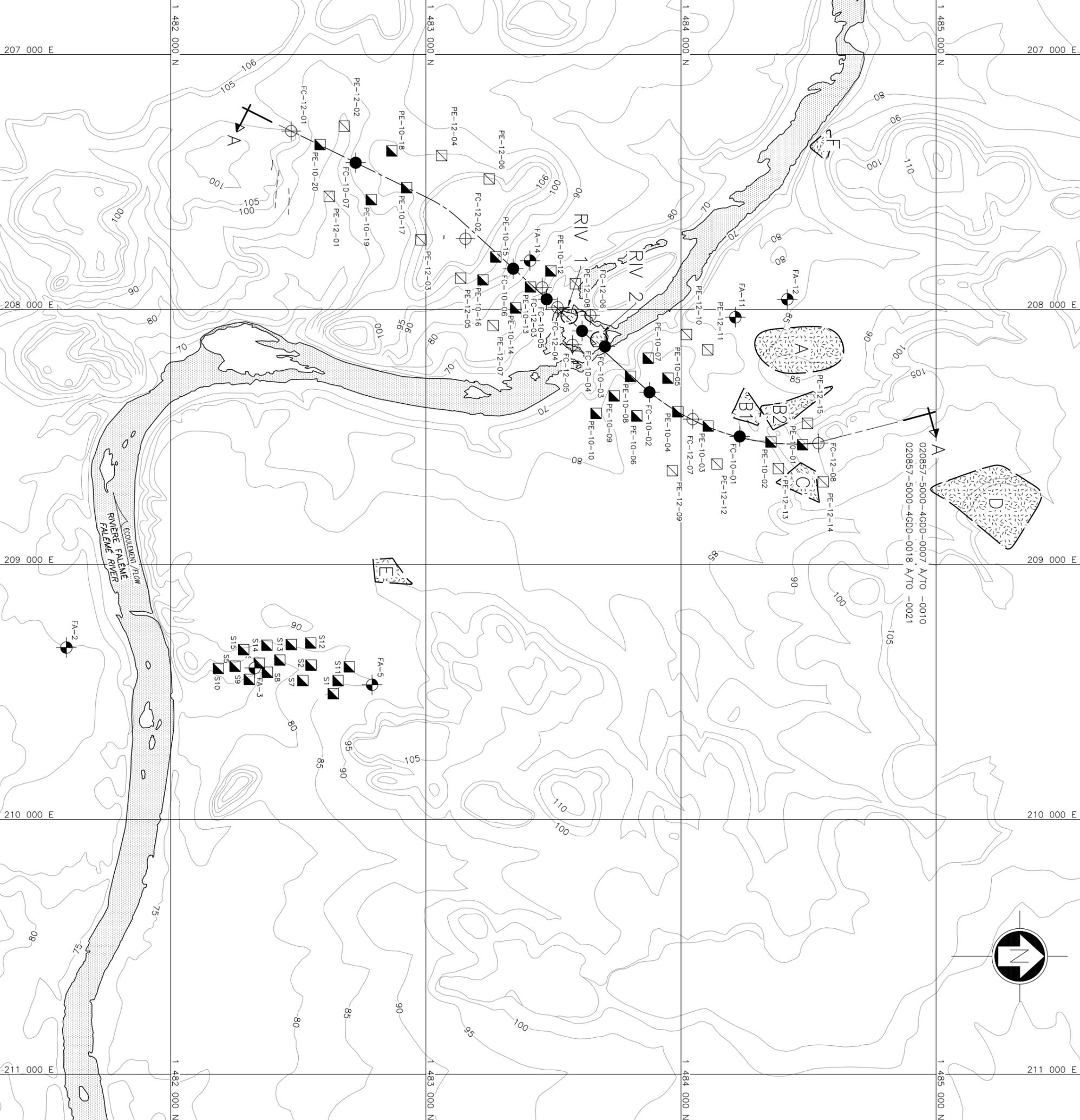
8.2. RECONNAISSANCES DU CORRIDOR DE LA LIGNE

Quelques sondages géotechniques de caractérisation des sols devront être réalisés sur le tracé de la ligne d'interconnexion pour la conception des types de fondation des pylônes. Ces investigations permettront d'identifier les principaux types de terrain sur une distance moyenne de 10 km entre deux sondages et là où les caractéristiques des sols changent de manière importante le long du tracé définitif.

Les sondages géotechniques comprendront :

- Excavation de puits de reconnaissance ;
- Essais dynamiques au pénétromètre ;

- Essais en laboratoire : analyses granulométriques, limites de consistance ;
- Résistance électrique des sols pour la mise à la terre des structures.



020857-5000-4GDD-0007 A/10 -0010
 020857-5000-4GDD-0018 A/10 -0021

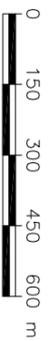


NOTES:

1. TOPOGRAPHIE 1:20000 TRÉÉE DE IGN 1968.
 PRÉCISION PLANIMÉTRIQUE ± 20 m
 PRÉCISION ALTIMÉTRIQUE ± 2,5 m
 1:20.000 TOPOGRAPHY DERIVED FROM IGN 1968.
 PLANIMETRIC PRECISION ± 20 m
 ALTIMETRIC PRECISION ± 2,5 m

LÉGENDE / LEGEND

- PE-12-XX PUIS D'EXPLORATION PROPOSÉ
 PROPOSED TEST PIT
- FC-12-XX FORAGE PROPOSÉ
 PROPOSED BOREHOLE
- FA-12 FORAGE 1968
 1968 BOREHOLE
- FC-10-01 FORAGE 2010
 2010 BOREHOLE
- PE-10-01 PUIS D'EXPLORATION 2010
 2010 TEST PIT
- S12 AXE DES OUVRAGES
 STRUCTURES CENTER LINE
- AFFLEUREMENT
 OUTCROP



RAPPORT 1 : 15 000
 SCALE 1 : 15,000
 UTM 29N WGS84



**Haut Commissariat
 de l'OMVS**



PROJET **ETUDE DE FAISABILITÉ ET D'APS DE L'AMÉNAGEMENT HYDROÉLECTRIQUE DE GOURBASSI**
 PROJECT **FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF GOURBASSI HYDROELECTRIC PROJECT**

TITRE **VUE EN PLAN**
 FORAGES ET PUIS
 D'EXPLORATION PROPOSÉS
PLAN VIEW
PROPOSED BOREHOLES AND
TEST PITS

No DESSIN / DRAWING No.
 020857-5000-4GDD-0025.dwg

REV. 00