



HAL
open science

Aménagement hydro-électrique de Turkwel en bordure du Rift - Kenya - Contribution du génie géologique à la conception et aux travaux de l'aménagement souterrain.

Gérard Lavedan

► To cite this version:

Gérard Lavedan. Aménagement hydro-électrique de Turkwel en bordure du Rift - Kenya - Contribution du génie géologique à la conception et aux travaux de l'aménagement souterrain.. Géologie appliquée. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 1991. Français. NNT : . tel-00783433

HAL Id: tel-00783433

<https://theses.hal.science/tel-00783433>

Submitted on 1 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE

présentée par

Gérard LAVEDAN
Ingénieur Civil des Mines

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêté ministériel du 23 novembre 1988)

Spécialité : Mécanique

Aménagement hydroélectrique de Turkwel en bordure du Rift - Kenya. Contribution du génie géologique à la conception et aux travaux de l'aménagement souterrain

Date de soutenance : 15 novembre 1991

Composition du jury :

M. P. ANTOINE	Professeur U.J.F.	Président
M. A. GIRAUD	Maître de Conférence U.J.F.	Rapporteurs
M. P. LAREAL	Professeur I.N.S.A. Lyon	
M. P. VIALON	Professeur U.J.F.	Examineurs
M. P. LONDE	Ingénieur Conseil	
M. J. PERA	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées	
M. M. DAYRE	Maître de Conférence U.J.F.	Invités
M. E. FROSSARD	Ingénieur SOGREAH	

AVANT PROPOS

- o O o -

Le présent mémoire de thèse s'inscrit dans le cadre d'un travail réalisé en commun avec P.Y.MOULLARD, Ingénieur géologue à SOGREAH ,sur le thème:

AMENAGEMENT HYDRO-ELECTRIQUE DE TURKWEL EN BORDURE DU RIFT - KENYA CONTRIBUTION DU GENIE GEOLOGIQUE A LA CONCEPTION ET AUX TRAVAUX DU BARRAGE ET DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN .

Les 2 auteurs ont eu la chance d'intervenir sur le site de ce vaste projet hydro-électrique au Kenya , dès la phase initiale de l'Avant Projet Détaillé ,en Février 1986, et de suivre ,de 1986 à 1990 , toutes les phases de conception et de travaux de l'aménagement, pratiquement jusqu'à son achèvement. L'expérience acquise à l'épreuve de la réalité des travaux se devait d'être relatée et la thèse soutenue simultanément le 15 Novembre 1991 a constitué l'aboutissement de cette aventure exceptionnelle.

A la demande de l'Université Joseph Fourier , ce travail commun a donné lieu à la rédaction de 2 ouvrages intitulés comme suit :

" Contribution du Génie Géologique à la conception et aux travaux du barrage " ,

rédigé par P.Y.MOULLARD;

" Contribution du Génie Géologique à la conception et aux travaux de l'aménagement souterrain "

rédigé par G.LAVEDAN;

Chacun de ces ouvrages est le fruit d'une collaboration étroite entre les deux auteurs tant au niveau de la collecte des données de terrain que de leur interprétation; ces deux mémoires de thèse peuvent être lu indépendamment l'un de l'autre dans la mesure où chacun présente l'intégralité de la démarche spécifique mise en oeuvre dans la recherche de la meilleure adéquation au site ,respectivement du barrage et de l'aménagement souterrain.

On ne peut cependant qu'encourager le lecteur à consulter ces deux ouvrages complémentaires pour acquérir une vision globale de l'expérience acquise conjointement par les auteurs.

REMERCIEMENTS

- o O o -

Le travail présenté dans ces pages est né de la contribution au projet du Laboratoire de l'Institut de Recherche Interdisciplinaire de Géologie et de Mécanique (I.R.I.G.M.) de l'Université Joseph FOURIER de Grenoble représenté par le Professeur P.ANTOINE.

Nous lui adressons toute notre reconnaissance pour sa collaboration précieuse et avisée à laquelle notre travail doit beaucoup. Par son intermédiaire, nous avons apprécié la qualité de la formation de la section géotechnique de l'I.R.I.G.M. dont nous avons eu plusieurs jeunes diplômés, notamment E.MILLON et P.DUVIVIER avec lesquels nous avons partagés tant de moments forts.

Cette synthèse d'une expérience professionnelle passionnante est le fruit d'un long et rigoureux travail d'équipe au sein de la société SOGREAH. Nous tenons, en particulier, à exprimer nos remerciements aux principaux collaborateurs au contact desquels notre connaissance s'est étendue:

- P.COCHET, Responsable du Projet, pour son sens de l'organisation;
- H.FERRIER, pour ses conseils avisés en matière de conception et de méthode d'exécution;
- E.FROSSARD, pour son soutien et sa contribution au rapprochement entre les hommes de terrain et les concepteurs;
- G.HAYS, pour son expérience dans le suivi et la mise en oeuvre des travaux;
- R.HUBER, pour son aide permanente dans la préparation et la synthèse des données recueillies;
- B.LAURENCIN, initiateur et organisateur du projet;

Au delà des hommes, nous remercions la SOGREAH de nous avoir facilité l'accès aux documents les plus divers, relatifs au projet et de nous en avoir autorisé l'utilisation dans nos mémoires.

Nous remercions également les experts extérieurs P.LONDE et S.BLAJE qui nous ont soutenus et orientés tout au long des études et des travaux de cet aménagement.

Nous n'oublions pas tous les nombreux compagnons de terrain sans lesquels ce projet n'aurait pu être mené à bien. Par ordre chronologique, nous exprimons particulièrement notre gratitude:

- à E.CLEMENT et M.BROOKES de la société GEODRILL, pionnière des reconnaissances du projet;
- aux topographes de SINTEGRA, toujours disponibles et efficaces à l'image de J.L.BESANCON et J.L.MOIROUD;
- à MM.YONSEL, BENETEAU et DIDON ainsi qu'à tous les hommes de chantier et les mineurs de SPIE-BATIGNOLLES dont nous avons admiré le courage et le dévouement;
- aux géophysiciens de C.P.G.F;
- au personnel de BACHY dont nous avons apprécié la rigueur professionnelle.

Nous exprimons enfin toute notre estime et notre sympathie à la KERIO VALLEY DEVELOPMENT AUTHORITY (K.V.D.A.), Maître d'Ouvrage, et à travers elle à tous nos amis Kenyans dont nous avons apprécié l'enthousiasme pour mener à bien ce grand projet .

Se lancer dans ce travail de Thèse en poursuivant une activité professionnelle répondait au départ , pour P.Y. MOULLARD et moi-même à un défi personnel avec la conviction partagée de témoigner d'une expérience passionnante vécue en commun .

Je mesure aujourd'hui combien la compréhension et les encouragements de ma famille et tout particulièrement ceux de ma femme et de mes deux enfants , Pierre et Fleur , ont largement contribué à la réussite de cette entreprise; qu'ils en soient tous sincèrement et chaleureusement remerciés.

*Il faut que l'observation de la nature soit assidue,
que la réflexion soit profonde,
et que l'expérience soit exacte.*

Diderot

INTRODUCTION

- o O o -

En juillet 1986 un contrat forfaitaire de 2.2 milliards de francs était signé entre le gouvernement du Kenya et l'entreprise Spie - Batignolles pour la réalisation en 4 ans d'un aménagement hydro-électrique autour d'un barrage-voûte double courbure en bordure du rift est-africain au nord ouest du Kenya .Ce contrat représentait une alternative audacieuse élaborée par le bureau d'Ingénieur Conseil SOGREAH à un barrage poids béton de hauteur réduite proposé par ailleurs. La voûte projetée (150 mètres de haut) s'inscrivait parfaitement dans la morphologie des gorges de la rivière Turkwel .

En octobre 1990 la construction de l'aménagement était achevée dans les délais et dans l'enveloppe financière prévue.

La réalisation d'un tel aménagement a largement bénéficié d'une bonne connaissance de la géologie, laquelle, dès les reconnaissances préliminaires a permis de poser le problème de façon claire et de définir le programme de reconnaissances géotechniques permettant de développer le concept d'un barrage-voûte et d'optimiser le réseau souterrain complexe constitué par les galeries hydrauliques et les grandes cavernes souterraines abritant les équipements électro-mécaniques.

Ensuite la géologie s'est intégrée totalement dans l'étude du projet détaillé et les données qu'elle a fournies ont été immédiatement utilisées pour la définition du projet . Enfin, tout au long des travaux, les découvertes réalisées ont permis de réajuster les hypothèses initiales et d'adapter certains éléments du projet à la réalité des faits .

Cette souplesse alliée à la rigueur technologique a favorisé le contrôle du coût de l'ouvrage en permettant le transfert de dépenses de secteurs où les hypothèses du projet initial étaient trop prudentes vers des secteurs où au contraire elles apparaissaient trop optimistes lors des travaux.

L'efficacité a pu être développée grâce à la compréhension mutuelle entre l'Ingénieur et l'Entrepreneur dont les relations ont été favorisées par les facteurs suivants:

- très court délai entre le début de l'étude détaillée et la fin de la construction (mars 1986 à octobre 1990) permettant une continuité au sein des équipes assurant l'étude et la surveillance ainsi qu'au sein de celles en charge de la construction ;
- intégration d'un programme d'étude détaillée au sein de la phase de construction qui imposait une certaine souplesse dans la conception du projet et une prise en compte des exigences respectives de l'Ingénieur et de l'Entrepreneur ainsi que la mise à disposition de moyens d'investigations à l'échelle du projet ;
- concentration de la réalisation (un seul Entrepreneur) pour une somme forfaitaire, réduisant ainsi le nombre d'intermédiaires et facilitant la gestion du projet ;
- conception de l'ouvrage ajustée à l'évolution des travaux et à l'acquisition des données nouvelles qu'ils révélaient, évitant ainsi une trop grande rigidité et des dépenses inutiles.

L'objet de ce mémoire est de présenter l'aide à la conception et aux travaux apportée par la géologie pour la réalisation de l'aménagement souterrain dans ce contexte particulier où une seule équipe, relativement réduite en nombre, au sein de la même société d'Ingénieur Conseil a pu suivre de façon continue :

- les reconnaissances préliminaires et d'avant projet sommaire;
- les études détaillées et la conception de l'ouvrage ;
- la surveillance et le contrôle des travaux d'excavation , de confortement et de revêtement des galeries et des cavernes souterraines.

Une telle expérience où le géologue, loin d'être considéré comme un partenaire mineur imposé par l'usage, joue au contraire par son intégration complète à l'équipe du projet un rôle essentiel, mérite d'être relatée . En effet dans le cadre actuel de concurrence accrue entre Bureaux d'Etudes internationaux et pour une meilleure efficacité dans la défense du projet au niveau de la conception puis de la réalisation des travaux, l'ingénieur géologue doit être préparé à une approche "en direct" des problèmes posés et apporter la garantie d'une continuité de l'information géotechnique. Bien menée, cette approche, en phase avec les études et les travaux, permet d'optimiser la définition des "conditions aux limites" des ouvrages et donc celle de l'économie générale du projet . Elle conduit à substituer à la forme morcelée de la reconnaissance classique qui constitue encore trop souvent une source de perte d'informations et prive d'une vision critique globale, une méthodologie fondée sur une forme continue d'acquisition des données et une utilisation "sur mesure" des moyens de reconnaissance .

La Partie I du présent ouvrage décrit le projet d'aménagement et l'organisation de l'Ingénieur Conseil lors des études et des travaux;

La partie II décrit le cadre du projet et rend compte de l'état des connaissances concernant le site de l'aménagement souterrain sur la base des études préliminaires et d'avant projet sommaire réalisées avant 1986;

La partie III rend compte de l'étude géotechnique détaillée de l'aménagement souterrain dans le cadre des études d'avant projet détaillées et pendant les travaux ;

La partie IV fait le bilan de l'aide à la conception et aux travaux apportée par la géologie dans le cadre du projet;

La partie V présente ,en conclusion,sur la base de l'expérience vécue quelques recommandations pratiques à adopter pour une meilleure utilisation de la connaissance géologique dans la conception et la réalisation d'un aménagement souterrain.

Nous avons voulu que ce mémoire reste avant tout pratique et didactique tant sur le fond que sur la forme.

C'est en effet à ces deux seules conditions que le travail de l'Ingénieur Géologue sera pleinement perçu et assimilé à la fois par le concepteur et le constructeur et constituera un guide de référence dans la mise en oeuvre optimisée d'un aménagement.

PARTIE I

**DESCRIPTION DU PROJET D'AMENAGEMENT;
ORGANISATION DE L'INGENIEUR CONSEIL
LORS DES ETUDES ET DES TRAVAUX**

CHAPITRE 1

DESCRIPTION DU PROJET D'AMENAGEMENT

Dès les premières visites d'étude du site de Turkwel, situé à 400 km au Nord-Ouest de Nairobi (Kenya), un projet d'aménagement à buts multiples a été proposé autour d'un concept de barrage-voûte.

Cet aménagement à but multiples de Turkwel est destiné en priorité à la production d'énergie mais il doit être capable néanmoins, en régularisant le débit de la rivière, d'irriguer jusqu'à 5 000 ha.

Avec une puissance installée de 106 MW, il doit produire le sixième de la puissance totale installée au Kenya et constituer un pôle de développement de cette région aride et démunie.

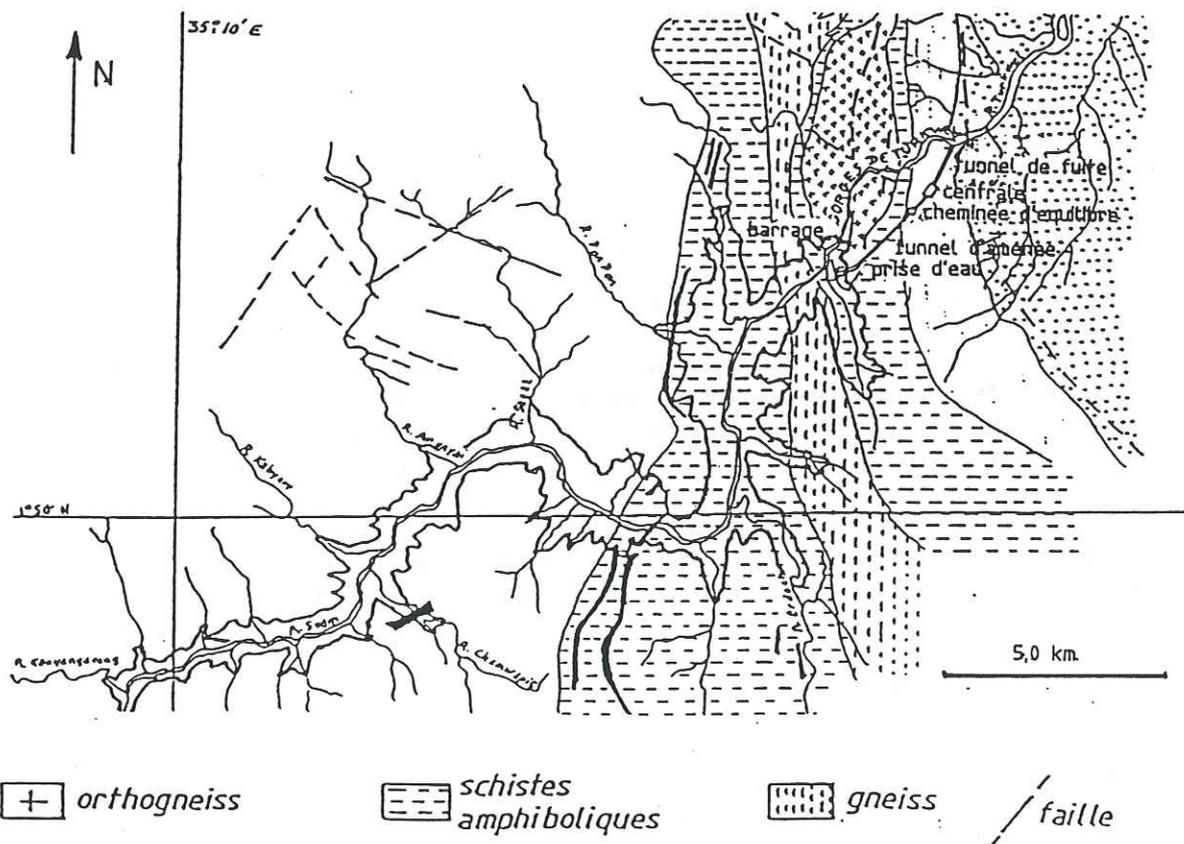


Fig I.1.1: Retenue et agencement de l'aménagement de Turkwel.

L'aménagement a été conçu en profitant d'une situation très favorable créée par la rivière Suam qui recueille les eaux d'un bassin de 5 900 km² culminant à plus de 4200 m au Mont Elgon .Elle trouve son exutoire naturel dans le lac Turkana au nord de la plaine d'effondrement du Rift qu'elle rejoint au travers de gorges étroites et encaissées appelées gorges de Turkwel . Là, elle abandonne son nom pour devenir elle même rivière Turkwel et se déniveler de 300 m en quelques kilomètres .

L'aménagement projeté comporte :

- le barrage-voûte à double courbure situé dans les gorges et permettant de constituer une retenue de 1,65 milliard de m³,correspondant à trois fois les apports moyens annuels de la rivière;
- la centrale souterraine, située au pied de l'escarpement sous plus de 200 mètres de formations métamorphiques;
- les ouvrages associés:
 - * la prise d'eau en rive droite dans un faciès d'orthoigneiss à l'amont du barrage, dimensionnée pour un débit de 34 m³/sec ;
 - * la galerie d'amenée de 2 800 m de longueur traversant des formations métamorphiques jusqu'au bord de l'escarpement;
 - * la cheminée d'équilibre amont excavée sur plus de 100 mètres de hauteur dans les formations métamorphiques situées au bord de l'escarpement;
 - * la conduite forcée souterraine longue de 310 m ayant une pente voisine de celle des plans de schistosité des formations métamorphiques;
 - * la cheminée d'équilibre aval, au pied de l'escarpement traversant plus de 22 mètres de formations métamorphiques;
 - * la galerie de fuite recoupant 1130 mètres de formations métamorphiques avant de rejoindre le lit de la Turkwel au niveau de Twin-Islands situé dans la plaine d'effondrement au débouché des gorges .

La vue en plan et la coupe longitudinale présentées sur la figure I.1.2. situent les différents ouvrages de l'aménagement dans leur cadre géologique tels qu'ils étaient envisagés après les premières visites d'étude sur des critères de géomorphologie et de géologie régionale .

Par la suite on verra qu'il y eut très peu de modifications quant à la conception globale de l'aménagement .

Il est important de noter à ce sujet que lorsqu'un projet est parfaitement imaginé dès le départ pour tirer le meilleur parti des données géologiques et géomorphologiques, les modifications ultérieures sont peu importantes et en conséquence les reconnaissances et les études de détail peuvent être menées dans un cadre suffisamment précis pour fournir aux concepteurs les éléments géotechniques essentiels établis sur des reconnaissances peu dispersées et de ce fait procurant une information optimale .

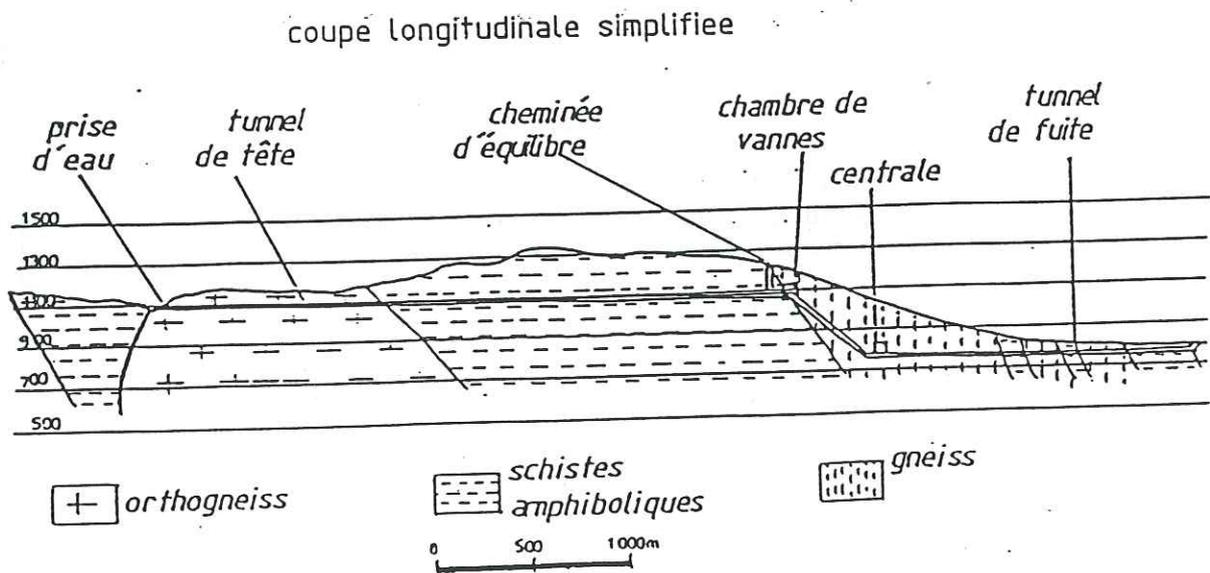
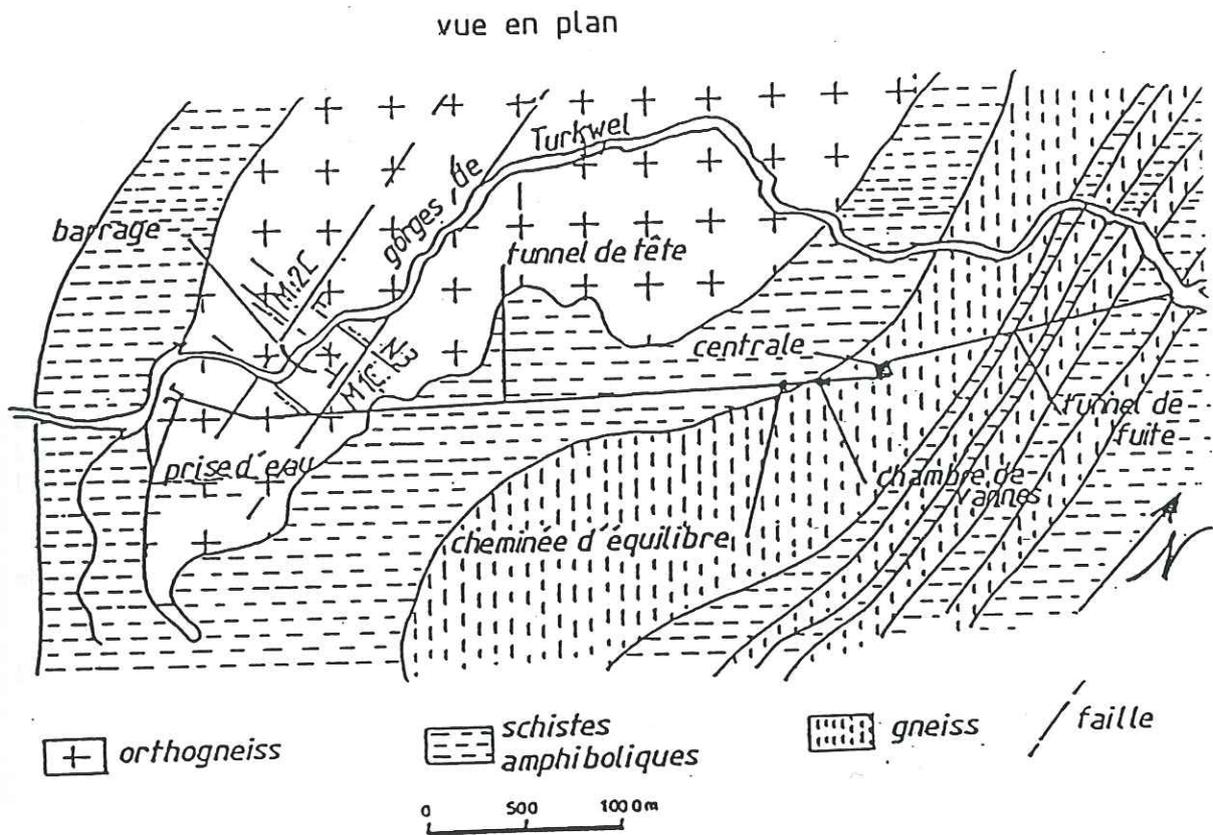


Fig I.1.2: Le projet d'aménagement dans son cadre géologique.

CHAPITRE 2

ORGANISATION DE L'INGENIEUR CONSEIL LORS DES ETUDES ET DES TRAVAUX

La définition des ouvrages et des caractéristiques physiques de leur environnement d'une part et la direction des travaux d'autre part nécessitent pour l'Ingénieur Conseil de disposer d'équipes pluridisciplinaires pour laquelle l'homogénéité de l'organisation est un facteur de succès pour le déroulement du projet .

Cette organisation doit être suffisamment souple pour répondre de manière spécifique aux objectifs fixés à chacune des phases du projet.

L'organisation que nous décrivons est celle qui a été mise en place pour l'ensemble des ouvrages du projet et que l'on peut répartir en trois catégories :

- les ouvrages souterrains : tunnel de dérivation, tunnel d'amenée, cheminées d'équilibres, chambre de vannes, conduite forcée, centrale, tunnel de fuite et galeries d'accès;
- le barrage-voûte avec ses ouvrages annexes : batardeau, galeries de drainage et galeries d'accès;
- les routes et constructions de surface : routes d'accès au site, ligne haute tension, stations électriques .

Deux niveaux d'organisation sont décrits pour la période des reconnaissances géologiques et géotechniques précédant les travaux et pour celle en cours de travaux durant laquelle la conception des ouvrages était poursuivie et ajustée aux réalités découvertes sur le site :

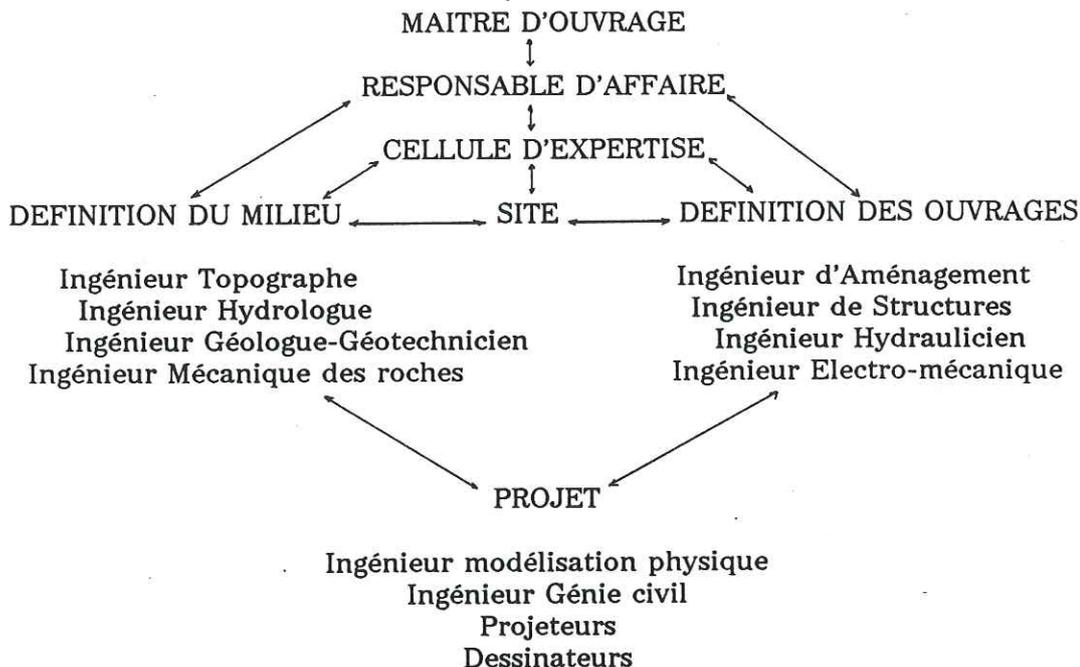
- l'organisation générale de l'Ingénieur Conseil pour l'ensemble du projet;
- l'organisation des équipes chargées des reconnaissances géotechniques et géologiques et du suivi des travaux .

1 ORGANISATION GENERALE

1.1 AVANT LES TRAVAUX

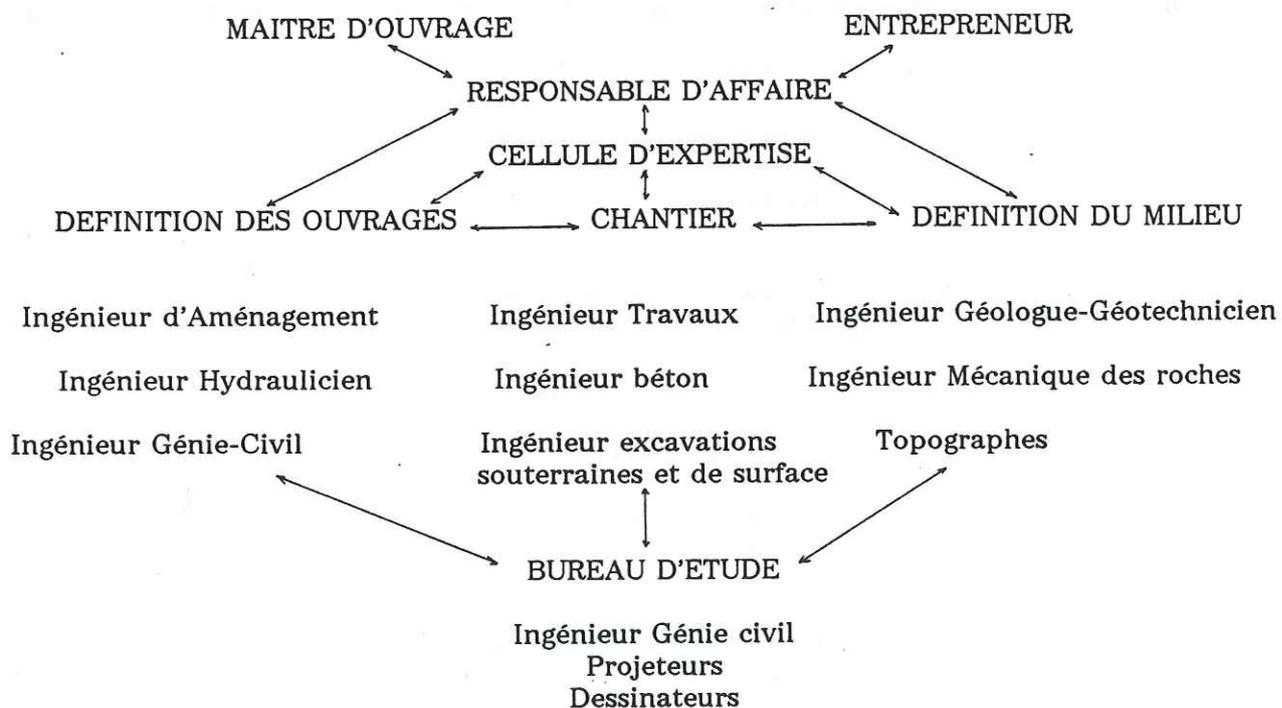
L'objet des études consiste à bâtir un projet qui répond aux attentes du Maître d'Ouvrage et qui est conçu en tirant le meilleur parti des particularités des sites choisis. Un ouvrage est bien conçu dès lors qu'il s'intègre de façon aussi harmonieuse que possible aux caractéristiques physiques du milieu dans lequel il est construit . C'est cette harmonie qui sera le gage de la solidité, de la longévité et qui traduira l'optimisation des constructions projetées .

Les équipes chargées du montage du grand projet d'aménagement de Turkwel, pour répondre aux contraintes spécifiques du projet, ont été constituées de façon à veiller en permanence à la cohérence entre la définition des ouvrages et l'environnement .



1.2 PENDANT LES TRAVAUX

Une des particularités du projet de Turkwel réside dans le prolongement des études pendant la phase de construction. Dans ce contexte la structure de l'organisation de l'Ingénieur Conseil a été modifiée comme suit:



A ce stade ,l'action de l'Ingénieur se développe simultanément dans quatre directions :

- vers le Maître d'Ouvrage, pour expliquer les concepts développés et leur conséquences sur le programme initial;
- vers l'Entrepreneur , pour mettre au point les procédures d'exécution conformes aux spécifications techniques et adaptées à la situation locale tout en restant dans le cadre des prévisions de délais et de budget;
- sur le Chantier, pour veiller à la bonne exécution et relever les données nouvelles susceptibles d'améliorer la conception des ouvrages;
- en Bureau d'Etude, pour assurer tout au long des travaux la remise de documents d'exécution à l'Entreprise (plans,méthodes, spécifications) conformes aux modifications éventuelles du projet et en phase avec la programmation des travaux .

2. ORGANISATION DES EQUIPES CHARGEES DES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES GEOTECHNIQUES ET DU SUIVI DES TRAVAUX

L'acquisition des données géologiques et géotechniques représente un objectif primordial pour définir et optimiser les ouvrages des grands aménagements . A ce titre le géologue doit être fortement impliqué dans le projet et constitue une pièce maîtresse de l'organisation mise en place pour les phases d'étude et de travaux. Pendant les études il est chargé de la programmation, de la direction et de la synthèse des reconnaissances entreprises sur les sites; pendant les travaux il intervient dans la mise à jour en temps réel des données géologiques et géotechniques de manière à les intégrer dans le projet, et, de plus, il assure par sa présence un contrôle de qualité des travaux au rocher (excavations, confortement,...) que sa connaissance du site rend optimale.

La constitution de l'équipe géotechnique-géologique a été adaptée ,sur le projet de Turkwel,aux objectifs recherchés et à l'importance des reconnaissances entreprises.

2.1 RECONNAISSANCES LORS DE L'AVANT PROJET SOMMAIRE

A ce stade du projet, l'équipe assez légère chargée des reconnaissances avait pour mission de collecter des données permettant de répondre à certaines objections susceptibles de remettre en cause les concepts avancés et de progresser également sur certains points de la définition des ouvrages.

Le programme de reconnaissance a été fixé en fonction des conclusions des reconnaissances préliminaires et s'est déroulé de décembre 1983 à avril 1984 .

L'équipe se composait alors :

- de l'ingénieur d'Affaire en charge de la coordination de l'étude;
- de l'ingénieur d'Aménagement chargé de la conception globale de l'aménagement (disposition des différents ouvrages et définition de leurs dimensionnements);
- de l'ingénieur de Structures responsable de la conception des structures des différents ouvrages en fonction des caractéristiques requises par leur fonction et de celles propres au terrain ;
- de l'ingénieur géologue-géotechnicien responsable des reconnaissances sur le site des ouvrages (comportant notamment: les sondages carottés, la

prospection géophysique par sismique réfraction, la cartographie géologique et structurale) et de la synthèse, sous une forme accessible aux futurs utilisateurs, des informations recueillies;

- d'un contrôleur de travaux délégué sur le site pendant les reconnaissances pour veiller à la bonne exécution des travaux réalisés par des Sous-Traitants locaux et pour informer l'équipe en cas de difficultés particulières .

L'intervention des ingénieurs sur le site était limitée à une ou deux visites de quelques jours au début et à la fin des reconnaissances. L'ingénieur géologue devait prolonger son séjour de une ou deux semaines pour recueillir les données de terrain et s'assurer du bon déroulement des reconnaissances.

2.2 RECONNAISSANCES LORS DE L'AVANT PROJET DETAILLE

L'A.P.D. s'étant prolongé pendant la phase de travaux l'équipe chargée des reconnaissances géologiques et géotechniques sur le site a été renforcée pour intervenir de façon simultanée sur l'ensemble des chantiers en cours .

Ces reconnaissances, destinées à fournir des données aussi précises que possible à plusieurs utilisateurs sur chaque ouvrage défini lors de l'A.P.S., nécessitaient des équipes de géologues assez étoffées pour répondre d'une part aux impératifs des travaux sur le site et d'autre part à ceux du siège où étaient élaborés les plans du projet et les plans d'exécution .

2.2.1 organisation sur le site

- * Avant le début des travaux de mars 1986 à décembre 1986:

Les objectifs et le programme des reconnaissances ont été fixés à l'issue de l'A.P.S. pour bâtir le projet et évaluer le coût des travaux .

L'équipe chargée des reconnaissances était constituée:

- d'un ingénieur géologue responsable des reconnaissances sur le terrain pour l'ensemble des ouvrages . Cette tâche consistait à effectuer les premières analyses et synthèses des données recueillies, à ajuster le programme de reconnaissance aux résultats acquis et au budget prévu, à veiller à la conformité des procédures d'essai, à préparer la rédaction des rapports de fin d'étude ;
- d'un stagiaire chargé, d'une part des reconnaissances géotechniques de surface pour les ouvrages souterrains et d'autre part du contrôle des reconnaissances par sondage ;

- * Après le début des travaux de septembre 1986 à avril 1987:

L'équipe fut répartie sur deux centres d'activités:

- sur le barrage et les ouvrages associés, un ingénieur géologue assisté d'un ingénieur débutant . Leur tâche était de poursuivre les reconnaissances entreprises lors de la première partie de l'A.P.D. en tirant partie des moyens mis à leur disposition par l'Entreprise notamment les sondages carottés, les essais au dilatomètre et les tomographies sismiques réalisés sur chacun des appuis à partir des galeries de reconnaissance.
- sur les ouvrages souterrains de l'aménagement, un ingénieur géologue assisté également d'un ingénieur débutant chargés notamment du levé géologique

précis des formations métamorphiques et de la direction des essais et mesures de déformation réalisés dans les excavations.

Cette répartition a permis d'assurer par la suite un transfert important des connaissances acquises vers le bureau d'études et la surveillance de chantier, lorsque ces équipes ont été directement impliquées dans la conception, la direction et le contrôle de qualité des travaux.

2.2.2 organisation du siège

La quantité des informations collectées au cours des reconnaissances devait pouvoir être transmise de façon aussi fidèle que possible aux utilisateurs résidant au siège de l'Ingénieur Conseil.

Un ingénieur géologue était chargé d'assurer cette transmission et d'apporter entre autres les réponses rapides aux questions soulevées par le bureau d'étude et les concepteurs. Son intervention n'était pas permanente sur le projet mais sa disponibilité renforçait l'homogénéité entre les équipes sur le terrain et les équipes du siège. Il eût la charge à la fin des reconnaissances de l'A.P.D. de rassembler au sein d'un rapport final l'ensemble des rapports réalisés lors des diverses reconnaissances géologiques et géotechniques.

2.2.3 cellule d'expertise

On rappellera enfin que toutes les études géotechniques réalisées sur le site de Turkwel ont été basées sur une collaboration étroite avec le Board d'Experts intervenant sur le projet.

Cette collaboration exemplaire s'est traduite notamment, dès les premières reconnaissances jusqu'à l'achèvement des travaux, par une définition concertée des campagnes de reconnaissances en fonction des questions en suspens et des grands choix de conception à prendre et par l'analyse conjointe des principales observations collectées, avec le souci commun de la recherche du "meilleur parti" pour le projet.

PARTIE II

PRÉSENTATION DU CADRE DU PROJET

CHAPITRE 1
CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL

1- GEOMORPHOLOGIE REGIONALE

Le bassin versant de la rivière Suam-Turkwel est situé dans la partie nord-ouest du Kenya, à la frontière de l'Ouganda, entre le mont Elgon et le rift du lac Turkana .

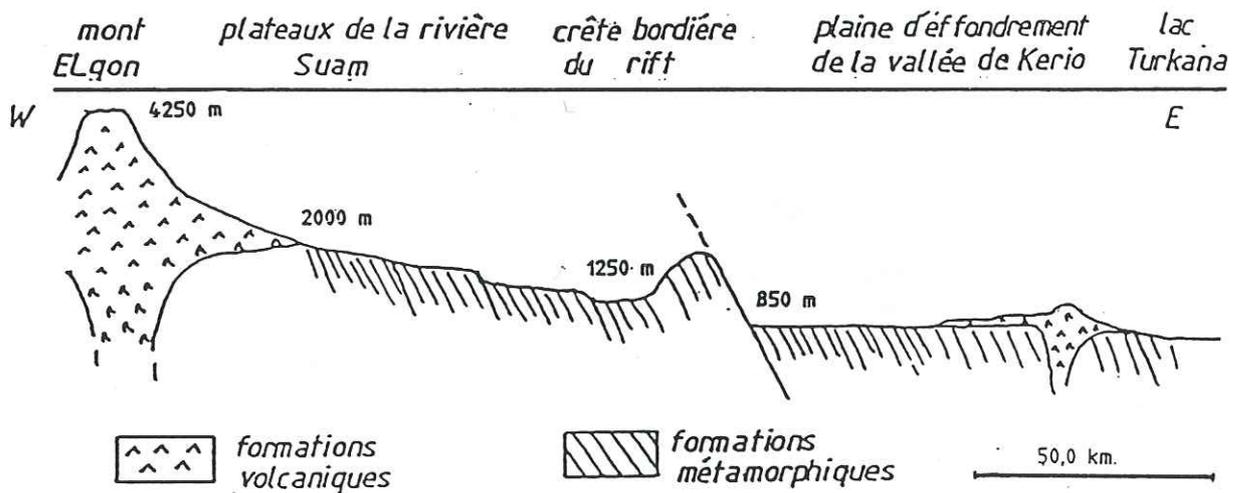


Fig.II.1.1: Coupe schématique de la géomorphologie et de la géologie du bassin versant.

Du point de vue morphologique on distingue (Fig.II.1.1):

- dans la partie haute du bassin versant, le mont Elgon, énorme strato-volcan culminant à 4250 m d'altitude et s'étendant de part et d'autre de la frontière de l'Ouganda ;

- une série de hauts plateaux légèrement inclinés vers l'Est correspondant à d'anciennes surfaces d'érosion emboîtées et passant de 2 000 m d'altitude dans la partie haute du bassin versant à 1250 m à l'entrée des gorges de Turkwel en bordure du rift ;
- la bordure occidentale de la vallée du rift est-africain, constituant un bourrelet bordier, marquée par un rejet vertical de 300 m entre la zone des hauts plateaux et la plaine d'effondrement de la vallée de la Kerio où s'écoule la rivière Turkwel ;
- la plaine d'effondrement, dont les compartiments s'abaissent régulièrement vers l'Est jusqu'au lac Turkana .

2 FORMATIONS LITHOLOGIQUES (Carte géologique Fig. II.1.2)

Dans l'ordre chronologique normal les formations qui affleurent dans le bassin versant de la rivière Turkwel sont:

- les roches métamorphiques précambriennes, incluant les intrusions d'anciens batholites granitiques, constituant les formations du socle des hauts plateaux et de la plaine d'effondrement;
- les formations volcaniques tertiaires du Mont Elgon et de la plaine d'effondrement;
- les dépôts quaternaires et récents constituant les terrains de couverture sur les piedmonts et dans les lits des rivières .

2.1 LES FORMATIONS METAMORPHIQUES PRECAMBRIENNES.

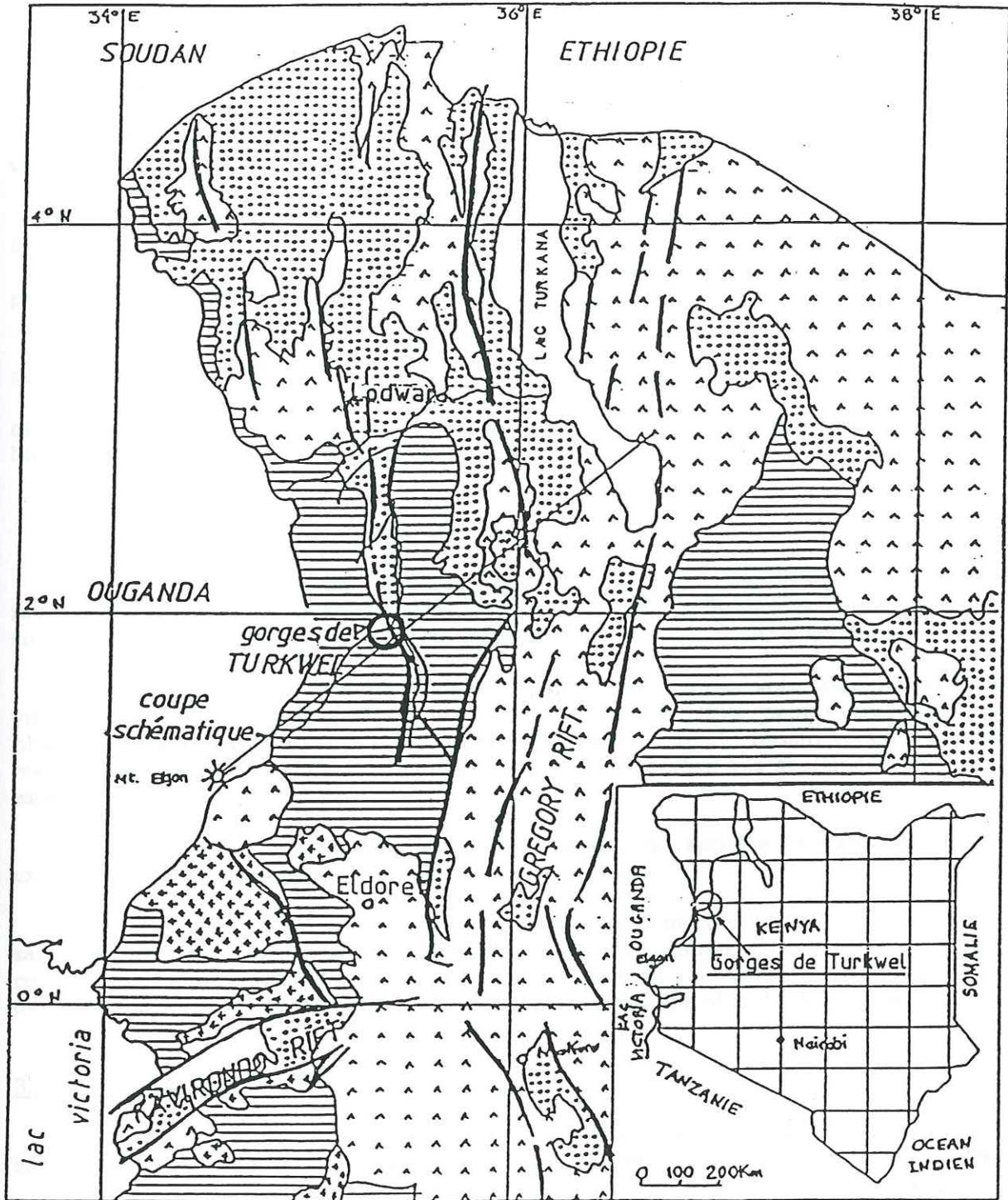
Ce sont des formations très variées d'origine volcano-sédimentaire, présentant tous les degrés de métamorphisme régional (Température de 400 à 600 °C et Pression de 300 à 900 MPa) : gneiss pélitiques de composition variée (à biotite, à biotite et muscovite ou à muscovite seule), amphibolites, leptynites, schistes variés.

Dans ces séries, comme on le montrera ultérieurement, des découvertes faites en bordure du rift ont révélé l'existence de cisaillements banc sur banc, localisés dans les niveaux de faible résistance, lesquels ont contribué, au moins localement, à l'effondrement de la plaine du rift .

D'anciens batholites granitiques affleurent, sous le faciès actuel d'orthogneiss, au sein des séries métamorphiques avec une structure lenticulaire d'axe nord-sud.

Ayant conservé leur disposition intrusive, ces anciens plutons granitiques dessinent actuellement des antifformes au sein des autres métamorphites, aspect encore renforcé dans le détail par les linéations minérales . De tels plutons semblent plus fréquents le long du bourrelet formant l'escarpement entre la zone des hauts plateaux et la zone de la plaine d'effondrement .

Les principaux résultats de l'étude pétrographique réalisée par le Laboratoire de Géologie et de Minéralogie de l'Institut Dolomieu (Octobre 1986) sur ces formations métamorphiques précambriennes et l'orthogneiss sont présentés en annexe 1. .



LEGENDE

-  dépôts récents
-  formations volcaniques
-  formations métamorphiques précambriennes
-  granite
-  faille

50,0. km.

Fig.II.1.2.: Carte géologique régionale.

2.2 LES FORMATIONS VOLCANIQUES TERTIAIRES

Elles sont localisées dans la partie haute et dans la partie basse du bassin versant.

Dans la partie haute, il s'agit des basaltes du mont Elgon et des coulées basaltiques des hauts plateaux .

Sur le mont Elgon, leur épaisseur atteint plus de 2 000 m et sur les hauts plateaux elle est de plusieurs centaines de mètres.

Dans la partie basse du bassin versant il s'agit de coulées basaltiques qui se sont répandues dans la plaine d'effondrement entre l'escarpement et le lac Turkana .

Ces formations couvrent de grandes superficies avec des épaisseurs allant de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres pouvant constituer parfois des barrières rocheuses allongées suivant une direction nord-sud .

2.3 LES FORMATIONS DE COUVERTURE

Elles sont constituées par l'altération sur place des formations du socle et des formations volcaniques tertiaires ainsi que par des dépôts fluviatiles et peut-être lacustres sur les piémonts et dans les lits des anciennes vallées ou des rivières actuelles .

L'altération sur place aboutit généralement à des sols latéritiques d'épaisseur variable suivant la topographie et le climat de la zone . Elle peut s'être développée sur plusieurs dizaines de mètres dans les parties planes du haut du bassin versant, sur quelques mètres dans la plaine d'effondrement et sur quelques décimètres seulement dans les reliefs escarpés .

Cette couverture d'altération est localement appelée "maramé" et constitue un excellent matériau de base pour les routes et les pistes .

Les dépôts alluviaux sont essentiellement des sables argileux, des argiles sableuses et des graviers qui se sont peu à peu accumulés, occultant ainsi les anciens réseaux hydrographiques et participant à l'aplanissement du fond du rift, où l'épaisseur des dépôts dans certains lits d'anciennes rivières peut atteindre plus de 30 mètres .

3. STRUCTURE GEOLOGIQUE REGIONALE

Du point de vue structural la région du bassin versant de la Turkwel se situe sur la bordure occidentale du Gregory rift dont l'axe est occupé au nord par le lac Turkana.

Deux événements géologiques majeurs ont imprimé à la région sa structure géologique actuelle (ANTOINE , GIRAUD et alt., Engineering Geology, 28 (1990) 133-147):

1°) l'intrusion de plutons au Précambrien, au sein des formations métamorphiques, dans la zone du bourrelet bordier du rift, suivie d'une phase tectonique probablement fin Précambrien " Panafrican event " (600 +/- 150 Ma) se traduisant par un serrage E-W ont engendré :

- les structures pseudo-anticlinales d'axe N-S dont le coeur est occupé par l'intrusion et au sein de laquelle des textures planaires se sont développées . Ces discontinuités parallèles au contact de l'intrusion et des formations métamorphiques encaissantes ont une direction relativement constante proche d'un axe nord-sud et un pendage variable fonction de la géométrie de l'intrusion et de leur position par rapport à l'axe ;

- une linéation dans l'orthogneiss, due à l'étirement des minéraux suivant une direction N-S;
- une foliation N-S dans l'orthogneiss;

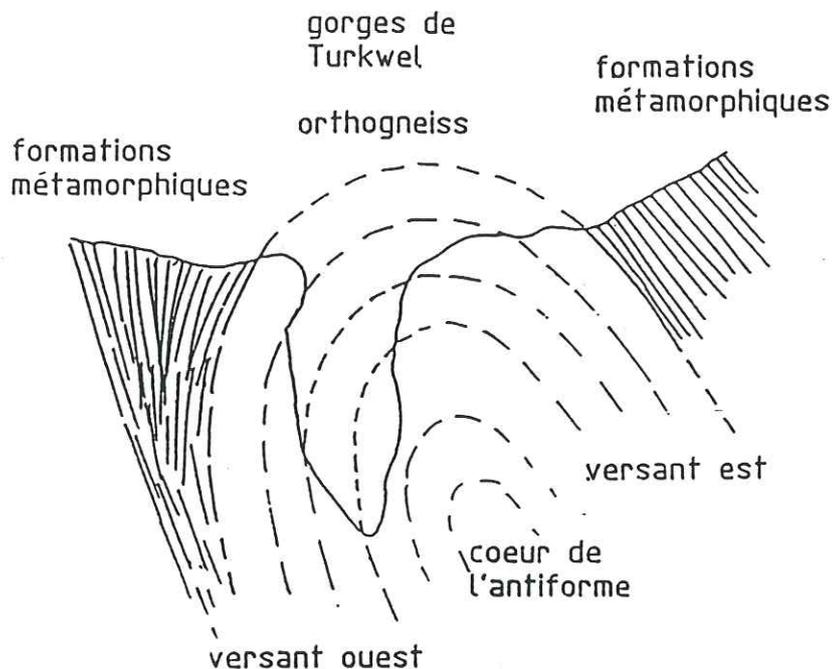


Fig II.1.3: Structure pseudo-anticlinale du pluton d'orthogneiss de Turkwel.

- un réseau de fractures constitué de décrochements conjugués dextres (N 60) et senestres (N 120) et des fractures de tension (E-W) affectant l'ensemble des formations ;

Les gorges de Turkwel sont ouvertes dans le flanc ouest d'une antiforme, au voisinage de celle-ci : ceci explique la présence de discontinuités à faible pendage dans leur paroi Est, et beaucoup plus redressées dans la paroi opposée (Fig.II.1.3) .

2°) l'ouverture du rift au Tertiaire (Miocène) a modelé la configuration actuelle (Fig.II.1.4.) caractérisée par :

- un graben (structure en extension) classiquement marqué par une succession d'effondrements le long de fractures normales orientées dans une direction nord-sud et à pendage vers l'est ;
- la réactivation en extension, dans l'orthogneiss, des anciennes discontinuités de direction N-S;
- la présence de plans de cisaillement conjugués, notamment sur le site de barrage (familles M1C et M2C de l'orthogneiss) .

L'escarpement occidental majeur sur la bordure du rift correspond à la grande faille de Sekerr, largement figurée sur les cartes géologiques et notamment au niveau de l'aménagement de Turkwel . En fait ,toutes les études entreprises avant les travaux et tous les relevés faits dans les ouvrages sensés l'avoir traversée (galerie en charge, galeries d'accès à la centrale, canal de fuite) ne l'ont pas retrouvée .

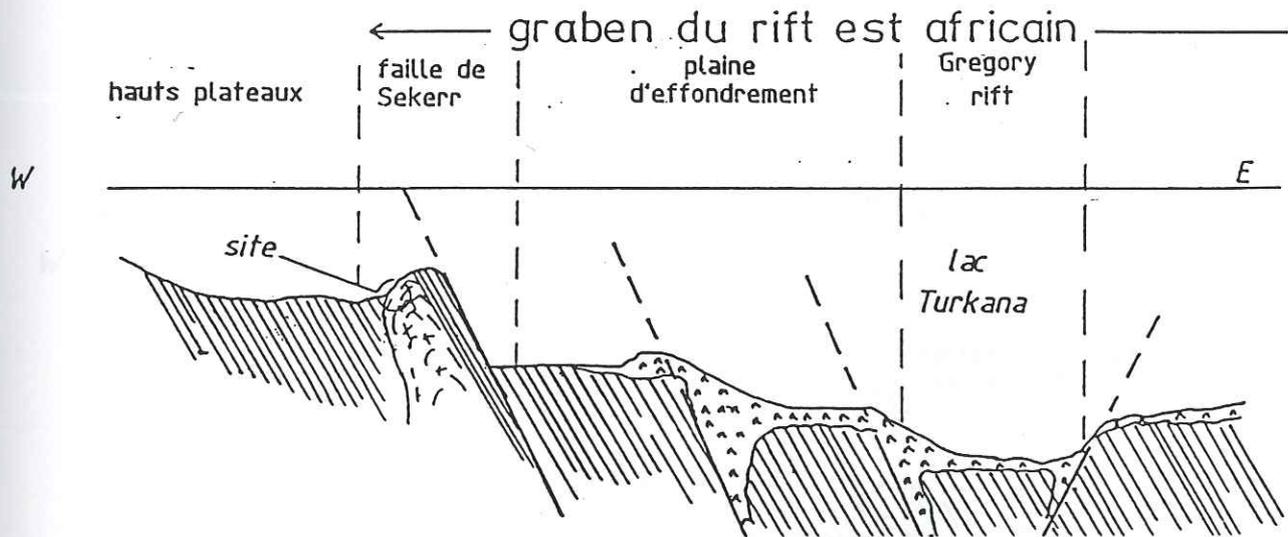


Fig.II.1.4: Structure du Rift dans la région du Lac Turkana.

L'entaille naturelle de la vallée de la Suam à l'amont de Twin Islands, dans laquelle le rocher est visible en continu ne la révèle pas davantage . Cette énigme pouvait trouver deux explications:

- une érosion régressive de l'escarpement telle que la faille à l'origine de l'escarpement se situe sous le recouvrement à quelques kilomètres à l'est de l'escarpement actuel ;
- une succession de glissements banc sur banc atténuant la marque d'un effondrement le long d'un seul plan de fracture (Fig.II.1.5).

Cette dernière possibilité s'est révélée de plus en plus probable en cours d'étude et pendant la phase de travaux où certaines observations ont mis en évidence de tels mouvements:

- l'analyse microstructurale des roches métamorphiques le long de la route d'accès au barrage révèle indubitablement des formes amygdalaires engendrées dans un cisaillement de faille normale et une schistosité replissée parallèle à la foliation générale N170 45°E;

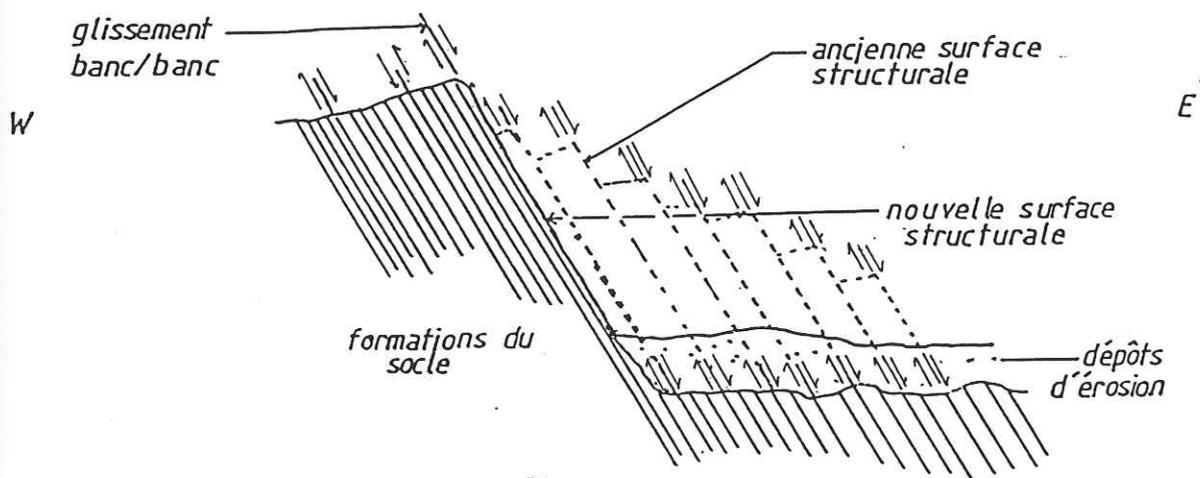


Fig.II.1.5: Représentation schématique de l'effondrement du rift par une succession de cisaillements dans des formations de moindre résistance.

- les levés géologiques dans les ouvrages souterrains et sur les affleurements de la route d'accès où les zones de cisaillements dans les niveaux de moindre résistance ont été observées .

4-SYNTHESE

Dans le cadre géologique décrit précédemment, la morphologie du site des gorges de Turkwel, en bordure du rift Est-africain, offrait au projet deux atouts très favorables à l'agencement d'un aménagement hydro-électrique :

- l'existence d'une dénivellation naturelle de plus de 300 m entre le plateau situé à l'amont des gorges et le bassin d'effondrement à l'aval ;
- une gorge étroite, taillée sur plus de 100 m de hauteur dans un orthogneiss massif et présentant une configuration idéale pour un barrage-voûte .

Deux solutions concurrentes furent proposées pour tirer parti de ce site :

- un barrage-poids de 80 m de haut situé à l'entrée des gorges à proximité du contact entre les formations métamorphiques et le pluton intrusif où le lit de la rivière fait moins de 10 m de large mais où la topographie des rives, limite la hauteur de l'ouvrage;
- un barrage-voûte de 150 m de hauteur pour une retenue de 1.6 milliard de m³ situé dans la partie amont des gorges dont la morphologie des rives permettait de tirer un meilleur parti de la configuration du site .

Cette dernière solution a finalement prévalu, à la suite des études préliminaires .

CHAPITRE 2

LES ETUDES D'AVANT PROJET SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN

1. RAPPEL DES OBJECTIFS DES RECONNAISSANCES

Dés le stade des reconnaissances préliminaires, au vu notamment des affleurements dans la rivière Turkwel, qui recoupait pratiquement, entre la sortie des gorges et Twin Island, toutes les séries métamorphiques que devait traverser l'aménagement souterrain, il s'est avéré rapidement que la réalisation de cet aménagement souterrain bénéficierait globalement de conditions géologiques favorables et qu'en conséquence la faisabilité du projet était assurée.

Les études géologiques et géotechniques d'Avant Projet Sommaire avaient pour but :

- de collecter quelques données propres à mieux quantifier ce premier diagnostic en terme de caractéristiques physiques et mécaniques du rocher (altération, résistance mécanique, perméabilité);
- de faire l'analyse de l'ensemble des données collectées (reconnaissances spécifiques in-situ, bibliographie,...) et de rédiger un mémoire de synthèse géologique et géotechnique servant de référence au marché et permettant d'établir une évaluation réaliste des quantités sujettes à variation lors de l'établissement du marché (terrassements, soutènements, revêtements,...)

En fait, à ce stade des études d'avant projet sommaire, l'essentiel des reconnaissances a été consacré au site de barrage car il convenait impérativement de répondre aux objections techniques concernant le choix d'une option de barrage-voûte. Les points particulièrement sensibles étaient :

- la sismicité d'une région connue pour ses activités tectoniques;
- la présence de failles M1-C (rive droite) et M2-C (rive gauche) et de la structure en écaille pouvant mettre en cause la stabilité des appuis ;
- la morphologie du fond de gorge et la nature du remplissage ;

Les reconnaissances réalisées à ce stade sur le site de barrage sont analysées en détail dans le mémoire consacré au barrage voûte ("Contribution du génie géologique à la conception et aux travaux du barrage"- 1991); On se limitera dans le présent mémoire à rappeler quelques caractéristiques mécaniques et physiques de l'orthogneiss résultant de ces reconnaissances dans la mesure où la prise d'eau et le tunnel d'amenée dans sa partie amont étaient implantés dans cet orthogneiss sur environ un kilomètre.

2. LES RECONNAISSANCES REALISEES AU DROIT DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN

Les reconnaissances in situ d'avant 1986 sont basées essentiellement sur :

- la restitution photogramétrique de la morphologie de la zone de projet ;
- une cartographie géologique sommaire au 1/5000 associée à une première analyse structurale des sondages carottés avec essais d'eau ;
- une campagne géophysique par sismique réfraction ;
- des déterminations minéralogiques et tests en laboratoire.

On notera que les sondages carottés et les investigations par sismique réfraction ont été concentrés sur 2 sites:

- au sommet de l'escarpement : les premières observations de surface démontraient qu'un sondage carotté vertical réalisé sur ce site permettait d'identifier au moindre coût les caractéristiques lithologiques des faciès traversés par les ouvrages du secteur aval; cette zone en bordure de l'escarpement ,dans laquelle devait être implantés la chambre de vanne ,la cheminée d'équilibre amont et le début de la conduite forcée correspondait par ailleurs à la zone de l'aménagement en amont de la centrale où le recouvrement au dessus des structures souterraines était le plus faible; il convenait donc dans cette zone de reconnaître la fracturation et le degré d'altération du rocher.

- dans le secteur aval de l'aménagement (au droit du tunnel de fuite) correspondant à la zone de plus faible recouvrement à l'échelle de tout l'aménagement souterrain et qui pouvait réunir à ce titre les conditions géotechniques les plus défavorables (fracturation, altération, venues d'eau,...).

2.1 LES SONDAGES CAROTTES ET ESSAIS D'EAU

L'implantation de ces forages est présentée sur la figure II.2.1 .

- a. A la verticale de la chambre de vanne, un forage BH4 (60.0 m) donne une première information sur la lithologie et la fracturation du secteur aval de l'aménagement ;
- b. Le long du tunnel de fuite , 3 forages BN1, BN2 et BN3 ont permis de recouper en profondeur des zones faillées repérées en surface (figure II.2.1.).

2.2 LA SISMIQUE REFRACTION

6 profils le long du tunnel de fuite et 3 profils au droit de la cheminée d'équilibre amont, de la chambre de vanne et partiellement au droit de la conduite forcée ont été réalisés afin d'estimer l'épaisseur de la zone altérée où décomprimée ou de repérer des accidents majeurs éventuels (figure II.2.1.).

2.3 ESSAIS EN LABORATOIRE

Des échantillons prélevés en forage ont été analysés en laboratoire et ont permis une première estimation des caractéristiques physiques et mécaniques du rocher traversé par l'aménagement souterrain (poids volumique, résistance à la compression, essai brésilien, essai franklin, vitesse sonique, absorption d'eau,...).

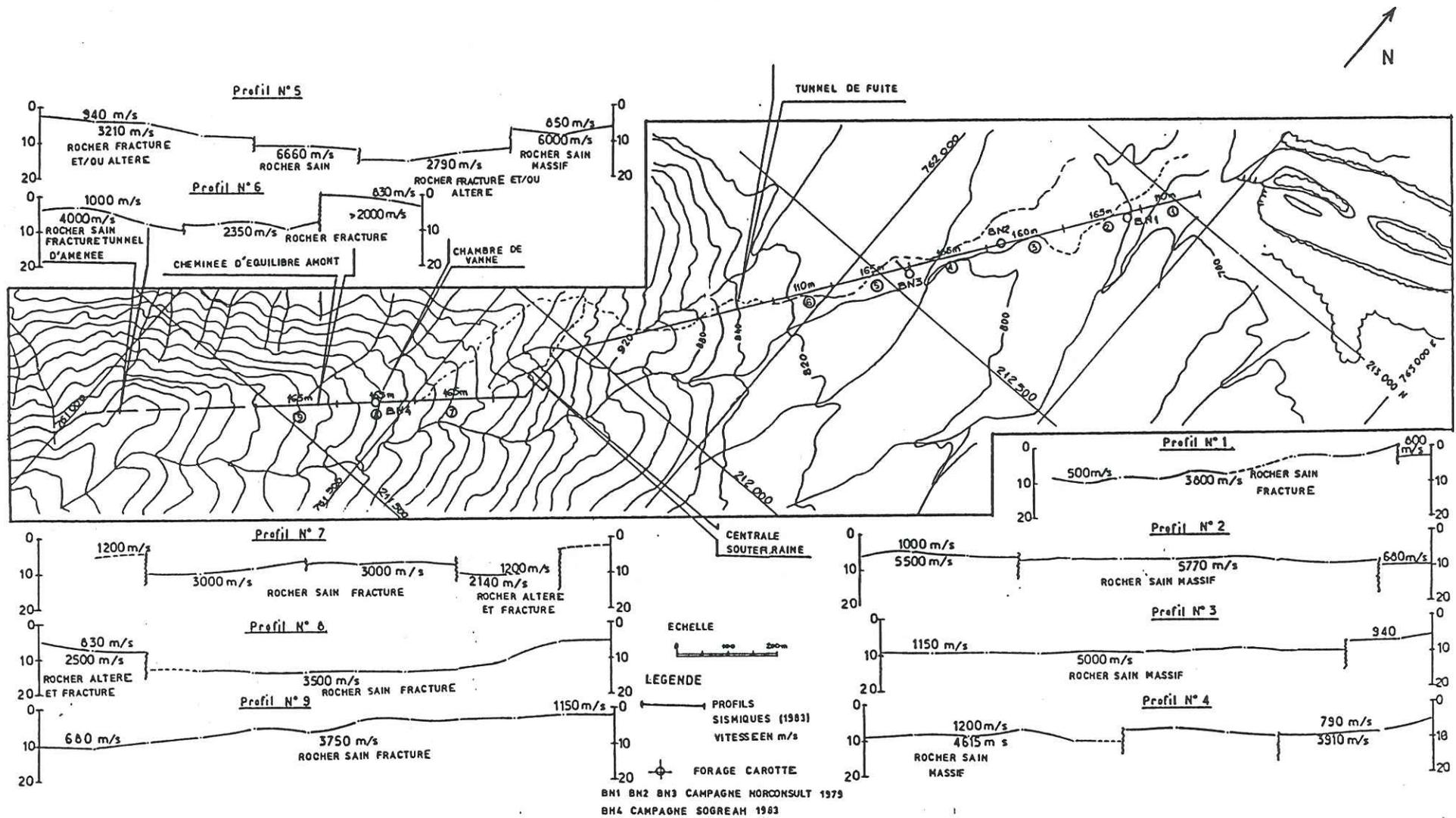


FIG.II.2.1. SITE DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN

IMPLANTATION DES FORAGES CAROTTES ET DES PROFILS SISMIQUES
 RESULTAT DE LA SISMIQUE REFRACTION

3. SYNTHÈSE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

3.1 LITHOLOGIE ET MINÉRALOGIE

3.1.1. l'orthogneiss

Au vu des reconnaissances spécifiques réalisées sur le site de barrage, l'orthogneiss est généralement sain et compact. L'altération est peu développée et localisée principalement près de la surface.

Les zones où les vitesses sismiques sont inférieures à 2000 m/sec (pouvant être défoncées aux engins) dépassent rarement 5 m d'épaisseur sauf dans les thalwegs des rives droite et gauche où elle atteint 10 m.

Les vitesses dans le rocher sain se situent entre 3 000 et 5000 m/sec révélant ainsi l'existence de certaines anisotropies au sein du massif. Malheureusement la précision des mesures ne permet pas une analyse plus fine de ces résultats.

3.1.2. les séries métamorphiques

Les séries métamorphiques sont constituées de deux unités principales :

- Les schistes noirs à amphiboles débités soit en dalles, soit selon une foliation très fine; ils sont moins résistants que les roches environnantes.
- Les gneiss qui contiennent localement des inclusions de schistes. Ces horizons schisteux sont plus facilement altérables et correspondent dans la topographie à des dépressions insérées entre les barres gneissiques.

Les zones où les vitesses sismiques sont inférieures à 1500 m/sec (zones altérées ou très fracturées) ne dépassent pas 10,0 m d'épaisseur.

Au delà de 10,0 m les vitesses sismiques observées varient entre 3000 m/sec et 5770 m/sec et laissent présumer un rocher sain de bonne qualité aux profondeurs concernées par l'aménagement souterrain.

3.2. PROPRIÉTÉS PHYSIQUES ET MÉCANIQUES

3.2.1 propriétés physiques et mécaniques de l'orthogneiss

Un récapitulatif des caractéristiques physiques et mécaniques de l'orthogneiss est présenté dans le tableau II.2.1. ci-après:

Tableau II.2.1 - Etudes préliminaires et d'avant projet sommaire; caractéristiques physiques et mécaniques de l'orthogneiss

	Minimum	Maximum	Moyenne
Poids volumique (kN/m ³)	25.7	26.6	26.0
Compression simple (MPa)	67.6	124.9	92.0
Essai Brésilien (MPa)	5.0	16.2	11.0
Essai Franklin (MPa)			14.0
Vitesse sismique (m/sec)			3 600
Absorption d'eau (%)	0.2%	0.68%	0.38%

3.2.2. propriétés physiques et mécaniques des séries métamorphiques

Un récapitulatif des caractéristiques physiques et mécaniques des faciès analysés en laboratoire est présenté dans le tableau II.2.2.

tableau II.2.2. - Etudes préliminaires et d'avant projet sommaire;
caractéristiques physiques et mécaniques des schistes noirs
et des gneiss

	schistes noirs	gneiss
Poids volumique (kN/m ³)	-	27
Compression simple(MPa)	234	140
Franklin test I _t (MPa)	-	10
Essai brésilien I _s (MPa)	-	11
Vitesse sismique (m/sec)	3700	3300
Absorption d'eau(%)	-	0,25 %

3.3 LA FRACTURATION

Les enseignements sur la fracturation ont principalement été déduits des investigations menées sur l'orthogneiss que l'on peut résumer comme suit:

Le levé de la fracturation réalisé sur les rives du barrage (en dépit des difficultés d'accès et de l'altération) ainsi que l'examen des carottes ont permis :

- d'effectuer une première classification des discontinuités;
- d'apprécier l'état des fractures au sein du massif.

Statistiquement, par ordre de fréquence décroissante, on distingue sept groupes de fractures (figure II.2.2.) au sein de trois familles, chacune pouvant éventuellement correspondre à une phase tectonique particulière identifiée lors des reconnaissances préliminaires et en conformité avec la structure géologique régionale:

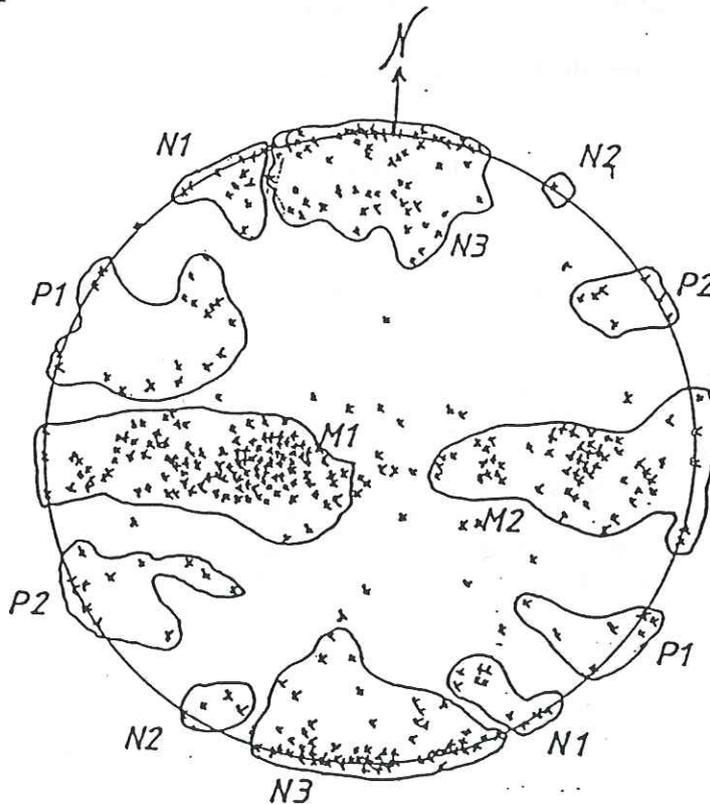


Fig II.2.2: Représentation stéréographique des groupes de fractures identifiés sur le site.
(projection sur l'hémisphère supérieur).

La famille de discontinuités F1 constituée par les groupes suivants:

M1: direction N135° à N185°E, pendage de 20 à 60° vers l'ouest;

M2: direction N0° à N40°E, pendage de 40° à 75° vers l'est;

N3: direction N65° à N100° E, quasi verticale .

La famille de discontinuités F2 constituée par deux groupes:

N1: direction N50° à N60° E, quasi verticale;

N2: direction N110° à N120° E, quasi verticale .

La famille de discontinuités F3 constituée par deux groupes:

P1: direction N30° E, quasi verticale;

P2: direction N160° à N150° E ,quasi verticale .

A noter que cette classification sur des critères statistiques, à ce stade de l'étude, quoique se voulant objective, n'est pas rigoureusement représentative de la fréquence réelle, car elle dépend non seulement de l'accessibilité mais également du nombre de mesures faites sur un même plan et de l'orientation des sondages.

Un rapprochement avec la structure géologique régionale permet de lier les fractures observées sur le site aux mécanismes de rupture qui les ont engendrées et d'expliquer en partie leur importance respectives sur le site .

La famille F1 correspondrait en fait à la manifestation de trois mécanismes:

- l'intrusion du pluton, au cours du Précambrien, engendrant les textures planaires;
- le serrage E-W, à la fin du Précambrien, générant la structure anticlinale d'axe N-S et les fractures de tension E-W;
- l'ouverture du rift, au tertiaire, réactivant en extension les discontinuités de direction N-S, héritées de la forme anticlinale, et engendrant les failles de cisaillement conjuguées M1-C et M2-C .

Les familles F2 et F3 générées lors de la phase de serrage E-W n'auraient pratiquement pas été sollicitées par les autres mécanismes .

Au sein du massif la fracturation est propre avec une altération très peu développée autour des fractures . Même dans les zones très broyées (failles M1C et M2C) l'altération s'est faite en grande partie sur place et s'est peu étendue au delà de la zone . Cependant cette apparente propreté peut être due au lavage des zones altérées par les eaux de foration .

Les séries métamorphiques s'inscrivent dans la structure anticlinale générale du site et sont affectées schématiquement par le même système de fracturation que l'orthogneiss;

Aucune faille majeure n'a été repérée dans ces séries;

Les principales discontinuités sont associées:

- à la zone de contact avec le pluton d'orthogneiss;
- aux zones de transition entre faciès;
- à la foliation de direction nord-sud; le pendage de la foliation varie en fonction de la position par rapport à l'axe de l'anticlinal. Le pendage vers l'est s'accroît d'Ouest en Est pour atteindre 60° dans la zone du tunnel de fuite.

3.4 LA PERMEABILITE

Les 6 essais Lugeon réalisés dans le forage BH4 au sein des séries métamorphiques dans les faciès gneissiques ont montré une absorption d'eau nulle au delà de 32.0 m de profondeur;

Dans la tranche 0 - 32,0 m , des horizons fracturés ou altérés à forte absorption d'eau ont cependant été repérés , notamment entre 12,0m et 17,0m (>40 Lugeons) et entre 22 et 32,0m (8 Lugeons).

C'est en fait sur l'orthogneiss que les principales informations concernant la perméabilité en relation avec la fracturation ont été collectées.

Les essais d'eau indiquent que le système de fracturation défini précédemment confère au massif une perméabilité très irrégulière (figure II.2.3) :

- en rive droite plusieurs zones fracturées correspondant aux limites des écaïlles identifiées sur les parois de la gorge ont été recoupées par deux sondages notamment M1-4 ,M1-5 et M1-6 .Lorsque de telles zones se situent à moins de 25 m de profondeur elles sont à l'origine de résurgences d'eau dans la paroi de la gorge (points A et B de la figure II.2.3.) et l'absorption dépasse 20 Lugeons. Au delà de 25 m de profondeur les zones ne sont plus en communication avec l'extérieur et l'absorption, quand elle existe, est inférieure à 2 Lugeons . Entre les zones fracturées délimitant les écaïlles,les perméabilités sont nulles indiquant probablement une extension limitée des fractures recoupées par les sondages .

La faille M1-C a été recoupée par deux sondages , elle se caractérise par une roche très fracturée avec un remplissage d'argile provenant d'une altération sur place , son pendage est régulier de 55° vers l'ouest et l'absorption d'eau est inférieure à 2 Lugeons .

En fond de gorge les sondages ayant exploré le rocher ne signalent aucune absorption d'eau .

Un sondage réalisé en rive gauche a recoupé trois zones fracturées:

- entre 9 m et 25 m avec une absorption de plus de 40 Lugeons entre 9 m et 17 m ;
- entre 34 m et 42 m sans absorption importante (moins de 2 Lugeons);
- entre 190 m et 200m c'est une zone très broyée, avec de l'argile, où l'absorption est nulle . Il est très probable qu'il s'agit là du prolongement de la faille M2-C responsable du thalweg de la rive gauche .Il faut également noter qu'une fracture située à 59.77m est à l'origine de perte d'eau totale dans le forage et d'une absorption entre 55m et 65m de 16 Lugeons.

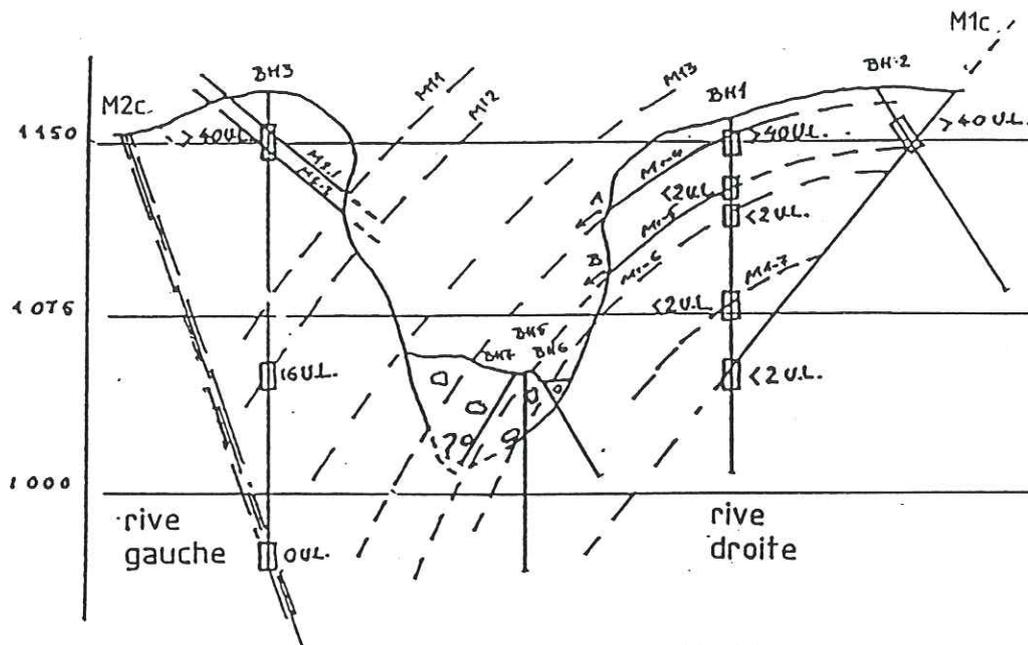


Fig II.2.3: Fracturation et perméabilité.

3.5-LA SEISMICITE (Fig.II.2.4.)

L'aménagement est dans une zone potentiellement sismique puisqu'il est situé à proximité d'un accident supposé majeur qui serait la faille de Sekerr, du nom de la chaîne formant le bourrelet de la bordure ouest du fossé d'effondrement du Rift.

Plusieurs considérations de géologie régionale, qui seront corroborées par la suite par une étude plus fine du risque sismique, suggèrent que cette sismicité régionale pourrait être faible, en particulier:

- seule la branche ouest du Rift, qui passe en Ouganda et traverse le lac Victoria au sud, présente encore une activité volcanique et une certaine activité sismique;
- au voisinage du site, la faille de Sekerr ne s'exprime pas sous une forme évidente par une zone de cisaillement très localisée et très fracturée; ceci suggère que, dans le contexte du Rift, elle joue un rôle de faille secondaire plutôt que celui d'une faille principale;
- cette faille, si elle existe, pourrait ne plus être active car aucune trace de mouvement postérieur au Pléistocène n'a été décelée dans cette région.

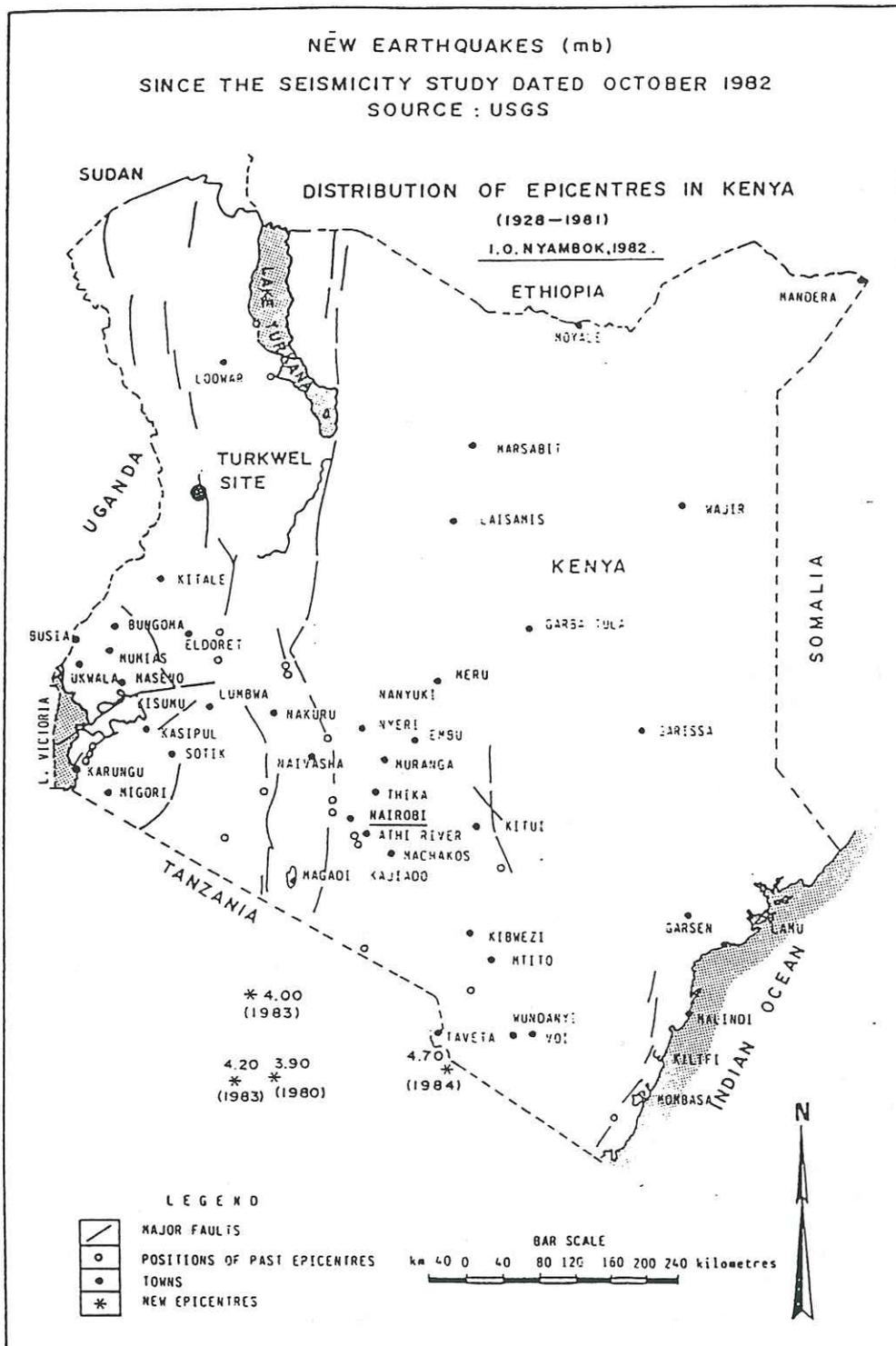


Fig.II.2.4: séismicité; distribution des épencentres de séismes au Kenya

Malgré ces éléments très favorables, différentes études ont été conduites pour définir les critères de calcul du projet.

Un premier rapport de SOGREAH sur le sujet a été établi en 1981-1982 en tenant compte des données existantes sur la sismicité régionale de 1906 à 1979. Il a été révisé en 1986 pour tenir compte des événements sismiques enregistrés pendant la période 1979-1986.

Des études antérieures avaient été menées par NORCONSULT en 1979 et la sismicité historique montre que les événements sismiques les plus importants ont des magnitudes de 7.0 à 7.3.

SOGREAH a étudié le problème en utilisant trois approches distinctes, sur la base du fichier historique défini précédemment donnant les épacentres et les magnitudes observées des séismes régionaux:

- Une étude statistique directe des accélérations historiques sur le site calculées en utilisant des formules d'atténuation parmi les plus classiques;
- Une approche déterministe suivant la méthode de CORNELL en considérant 2 types de sources et leurs lois de probabilités associées:
 - sismicité diffuse sur une source étendue (250 x 700 km) bien que ce phénomène ne soit pas le plus représentatif de la région;
 - combinaison d'une source linéaire de 400 km de longueur passant à 3 km du site représentant l'accident supposé majeur du Rift (faille de Turkwel) et de deux autres sources situées à 25 km du site.

Ces deux types de sources donnent des résultats équivalents.

- Une approche Bayésienne (approche mathématique récente adaptée à l'utilisation de données historiques non homogènes ou incomplètes).

Une cohérence générale a été trouvée entre ces trois approches en termes de probabilité d'occurrence d'une accélération donnée.

Les résultats ont conduit à retenir la valeur de 0,2g comme valeur de séisme de projet (période de retour de 400 à 500 ans) qui correspond à la valeur pour laquelle l'ensemble des ouvrages peut continuer à fonctionner sans dommage.

En outre les études se sont orientées aussi sur la détermination du séisme maximum probable sur le site, auquel doivent résister les ouvrages de sécurité, en particulier le barrage. Elles ont conduit à proposer une accélération maximum de 0,45 g, qui est raisonnable, comparée aux valeurs prises habituellement pour des ouvrages de même nature dans des pays à haut risque sismique. Cette valeur correspond à un séisme d'épicentre situé à 20 km de Turkwel et de magnitude 7.2 qui est actuellement la valeur maximum observée dans la région du Rift de l'Afrique de l'Est.

4 SYNTHÈSE ET CONCLUSION

Les reconnaissances préliminaires ont permis d'établir un premier diagnostic géotechnique à l'échelle de l'aménagement souterrain:

- la prise d'eau et la partie amont du tunnel d'amenée (environ 1 km) sont implantées dans un faciès d'orthoigneiss homogène , sain mais débité suivant un réseau de fracturation dense et complexe ;.
- le secteur aval de l'aménagement hydraulique souterrain et notamment les grandes cavernes (centrale, cheminée d'équilibre aval,...) sont implantés dans des séries métamorphiques plus hétérogènes sans accidents majeurs aux caractéristiques géotechniques intrinsèquement liées à priori aux variations lithologiques.

Dans ce contexte la faisabilité de l'aménagement souterrain autour de la solution barrage-voûte était déjà bien "ancrée" avec des certitudes fondamentales rassurantes et des incertitudes de second ordre pour la défense du projet qui devaient être précisées en cours d'A.P.D.

4.1 LES CERTITUDES

Les investigations bien que sommaires confirmaient des caractéristiques géotechniques et géologiques globalement favorables.

4.2 LES INCERTITUDES

Elles concernaient essentiellement les données nécessaires pour :

- figer l'implantation des grandes cavernes souterraines;
- définir et localiser les revêtements définitifs des galeries hydrauliques et des grandes cavernes souterraines.

4.3 L'INTERET POUR LES CONCEPTEURS

Ces reconnaissances même si elles demeuraient par définition sommaires se sont avérées d'un très grand intérêt pour le concepteur car elles lui permettaient:

- de définir un agencement de l'aménagement hydraulique souterrain autour de la solution barrage voûte ;
- de développer les solutions de génie civil sur la base d'éléments concrets et fiables;
- de prévoir des programmes de reconnaissances complémentaires plus précis;
- d'évaluer le coût de l'aménagement et son délai de réalisation dans une fourchette relativement précise et de faciliter ainsi le montage financier du projet.

PARTIE III

**LES ETUDES GEOTECHNIQUES DETAILLEES DES
OUVRAGES SOUTERRAINS**

CHAPITRE 1

OBJECTIFS ET METHODOLOGIE

1 LES OBJECTIFS RECHERCHES

Les études préliminaires et d'avant projet sommaire, ont abouti à une ébauche lithologique et structurale du site de l'aménagement souterrain basée essentiellement sur une exploitation des informations concernant la géologie régionale recalée très ponctuellement par des observations in situ.

L'optimisation de l'aménagement souterrain du projet de Turkwel impliquait une meilleure compréhension géotechnique des sites concernés, afin de répondre :

- aux préoccupations du concepteur (optique projet), soit :
 - . finaliser l'agencement de l'aménagement,
 - . définir les hypothèses de calcul des ouvrages,
 - . définir la géométrie des excavations,
 - . évaluer les besoins en soutènement ou revêtement pour garantir la stabilité des ouvrages à long terme,
 - . définir le programme d'auscultation des ouvrages ;
 - . d'un point de vue plus général, figer les principales décisions de conception concernant notamment les grandes cavernes souterraines.

- aux préoccupations du constructeur (optique travaux), soit :
 - . évaluer les risques techniques et donc financiers;
 - . choisir et adapter les méthodes d'excavations (phasage, plans de tir),
 - . évaluer les besoins en soutènement à court terme pendant les excavations,
 - . optimiser en conséquence le choix des matériels et équipements pour les travaux de génie civil.

Les études géotechniques au stade de l'avant projet détaillé et des travaux ont été orientées en conséquence sur les objectifs suivants:

- mieux comprendre l'empreinte de la géologie régionale sur la structure du site tant il est vrai que les caractéristiques géotechniques d'un site sont en grandes parties héritées de son histoire géologique ;
- choisir une classification géotechnique adaptée au massif rocheux, à l'aménagement et aux équipements de mesure disponibles in situ ;

- établir sur cette base une zonation cohérente du massif rocheux en unités bien différenciées du point de vue de leur comportement géotechnique;
- déduire à l'échelle de chaque ouvrage un "modèle" géotechnique, représentation paramétrique simplifiée de la réalité géologique, afin de répondre aux questions posées et d'appréhender l'incidence des caractéristiques mécaniques du massif rocheux sur le projet et sur sa réalisation.

2 APPROCHE METHODOLOGIQUE GLOBALE

La spécificité des études géotechniques d'ouvrages souterrains est liée à la non accessibilité, avant travaux, des sites à reconnaître.

Cette contrainte fondamentale implique au stade de l'avant projet détaillé, de reconstituer les conditions géotechniques prévalant au droit des ouvrages souterrains uniquement par extrapolation en utilisant :

- des observations de surface nombreuses et soigneuses;
- les données provenant d'investigations à partir de la surface par forages ou géophysique au caractère nécessairement discontinu d'autant plus que des impératifs de coût et de temps limitent toujours le volume de ces investigations à l'échelle d'un site .

Elle rend indispensable, au stade des travaux, une exploitation en continu des informations géotechniques dévoilées par les excavations afin de :

- juger de la qualité des extrapolations faites à partir des reconnaissances de surface;
- réajuster les disparités éventuelles notées entre prévisions et réalité .

Chaque section déjà excavée en souterrain doit être perçue dans cette optique comme une section de reconnaissance potentielle pour les galeries ou cavernes restant à excaver.

Le "modèle" géotechnique souterrain de l'aménagement de Turkwel a été ainsi élaboré conformément à l'approche itérative suivante:

a) au stade de l'avant projet détaillé:

- phase 1 : observations de surface ; collecte, synthèse et analyse critique des données (lithologie, , mesures structurales , caractéristiques physiques et mécaniques) ; orientation des investigations ultérieures;
- phase 2 : recherche de lois permettant l'extrapolation de ces données en profondeur; utilisation des investigations par sondages carottés et géophysique ;
- phase 3 : Interprétation - définition d'une classification géotechnique - élaboration d'un modèle géotechnique à l'échelle du site (phase 3a) puis au droit de chaque ouvrage souterrain (phase 3b) = Test de cohérence de l'ensemble des observations et des données disponibles; inventaire des informations manquantes.

b) au stade des travaux :

- phase 4 : visualisation souterraine directe au droit d'ouvrages sélectionnés (centrale souterraine , cheminée d'équilibre aval); investigations souterraines complémentaires (tomographies , essais au vérin).
- phase 5 : suivi continu (visuel ou par instrumentation) des excavations souterraines; affinement progressif du "modèle" géotechnique à l'échelle des ouvrages puis du site et autocontrôle par l'ingénieur géologue de ses prévisions à l'épreuve de la réalité.

CHAPITRE 2

LES ETUDES GEOTECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLE

1 L'ACQUISITION ET LE TRAITEMENT DES DONNEES

1.1 LES OBSERVATIONS DE SURFACE: CARTOGRAPHIE GEOLOGIQUE, ANALYSE STRUCTURALE - METHODOLOGIE ET APPLICATION - PHASE I .

1.1.1 localisation

La cartographie géotechnique a été basée sur un levé géologique détaillé avec mesures structurales le long de profils assurant une couverture systématique du site .

Ces profils géologiques ont été sélectionnés en fonction de la qualité des affleurements , de leur accessibilité ,de leur représentativité dans la connaissance géologique du massif.

Un des profils suit la route d'accès au site de barrage.Cette route était en cours de construction parallèlement aux études d'avant projet détaillé;elle traverse toutes les séries géologiques concernées par les aménagements souterrains.Les fronts de taille générés par ces travaux d'excavation à grande échelle ont constitué une source d'informations géotechniques très riche et bien adaptée aux objectifs recherchés .

1.1.2 description

Le dépouillement des informations géotechniques collectées le long des profils de surface est basé sur:

- un repérage topographique précis des changements lithologiques ; ce repérage a été assuré soit:
 - par levé topographique direct.La présence de topographes sur le site au moment des études a constitué en ce sens une aide très précieuse.
 - par utilisation des chainages le long de la route d'accès au site.
- une prise d'échantillon systématique à chaque changement lithologique;
- une identification de chacun des faciès répertoriés par études en lames minces;
- une synthèse par faciès des mesures structurales, des observations de surface (altération, bloc unitaire)et des essais in situ (essais au scléromètre,essai franklin.).

Ces observations et mesures, repérées dans l'espace, ont permis d'établir par faciès une fiche géotechnique type de surface incluant les informations suivantes :

- Résistance mécanique
- R.Q.D. visuel;
- Espacement des fractures, tous types confondus;
- Orientation des familles de fractures prédominantes;
- Etat des fractures, remplissage;
- Altération du rocher.
- Taille du bloc unitaire

1.1.3 mesures structurales

Un traitement statistique des mesures structurales collectées le long des profils de surface, a été réalisé.

En particulier, le dépouillement statistique des mesures de direction et de pendage des plans de foliation par tranche d'altitude a permis :

- de préciser la direction et le pendage moyen des formations par tranche d'altitude et de faciliter l'extrapolation de surface entre profils géologiques;
- d'élaborer une courbe d'évolution des pendages de la foliation en fonction de l'altitude, constituant un outil simple d'extrapolation de la lithologie entre surface et profondeur. (figure III.2.1).

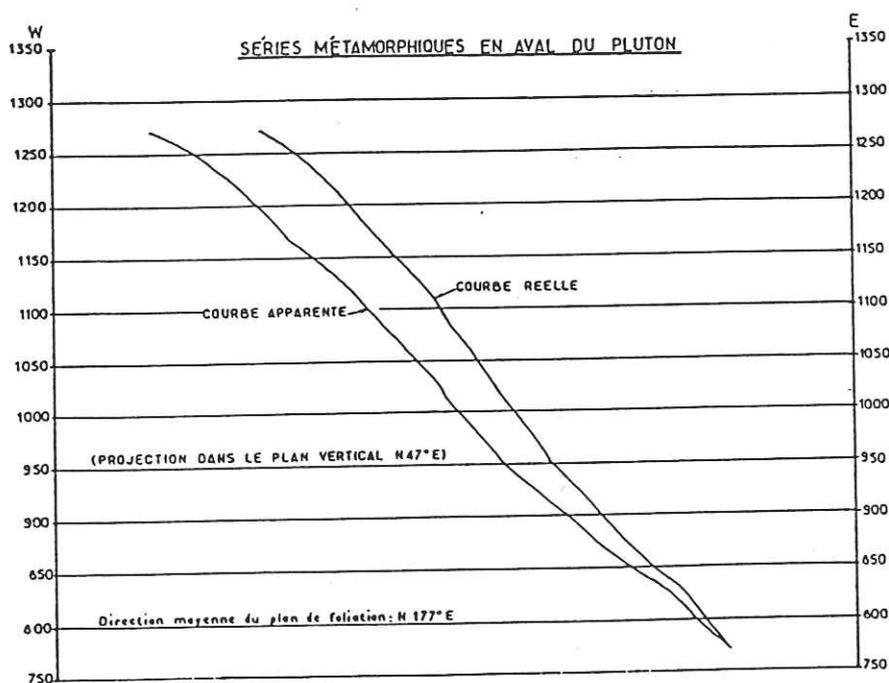


Fig III.2.1.: Distribution statistique du pendage des plans de foliation en fonction de l'altitude.

La courbe " réelle " représentée sur la figure III.2.1 correspond à l'image de l'évolution des pendages dans le plan vertical perpendiculaire à la direction du plan de foliation moyen soit N177°.

La courbe "apparente" correspond à l'image de l'évolution des pendages dans le plan vertical contenant les structures souterraines principales : tunnel d'amenée, chambre de vanne, cheminée d'équilibre amont, conduite forcée, centrale souterraine, cheminée d'équilibre aval..., de direction N47°; Les valeurs apparentes du pendage de la foliation dans ce plan ont été obtenues à partir des mesures de terrain par construction stéréographique.

1.1.4 application

1.1.4.1 cartes et coupe géologique

Une carte géologique au 1/5000 , couvrant l'ensemble du projet et deux cartes géologiques au 1/2500 couvrant le secteur aval ont été établies afin de constituer une synthèse cohérente intégrant:

- les levés géologiques réalisés le long des profils sélectionnés;
- la structure du massif résultant de l'analyse structurale;
- l'interprétation des photos aériennes;
- les levés topographiques de certains niveaux repères faisant la liaison entre profils;

La coupe géologique du secteur aval (figure III.2.2) illustre l'extrapolation faite à partir de la géologie de surface en utilisant la courbe de la figure III.2.1.

Cette coupe permettait déjà d'avancer l'hypothèse que la plupart des structures souterraines du secteur aval (cheminée d'équilibre amont , chambre de vanne , conduite forcée , centrale , cheminée d'équilibre aval) seraient excavées dans un même faciès de gneiss leptynique.

1.1.4.2 fiche géotechnique type par faciès

La fiche type du gneiss leptynique à amphiboles est présentée à titre d'exemple sur la figure III.2.3.

1.2 LES INVESTIGATIONS A PARTIR DE LA SURFACE -PHASE2 .

1.2.1 les forages carottés

1.2.1.1 localisation

Les cinq forages réalisés, outre l'intérêt spécifique évident qu'ils présentaient dans la connaissance des conditions géotechniques au droit de chaque ouvrage concerné, ont été implantés , au vu des premières conclusions des observations de surface , de manière à apporter le maximum d'informations sur la géologie de l'ensemble du site:

- site de la prise d'eau : le forage BH25, vertical, long de 91.0 m , permet de caractériser la structure de l'orthogneiss à proximité de la limite Ouest du pluton;
- site du tunnel d'amenée : le forage BH21, vertical, long de 150.0 m , permet de reconnaître la géométrie et la nature du contact entre l'orthogneiss et les séries métamorphiques au droit de la limite Est du pluton;
- site de la cheminée d'équilibre amont (BH23) et de la centrale (BH24): le

COUPE GEOLOGIQUE DU SECTEUR AVAL

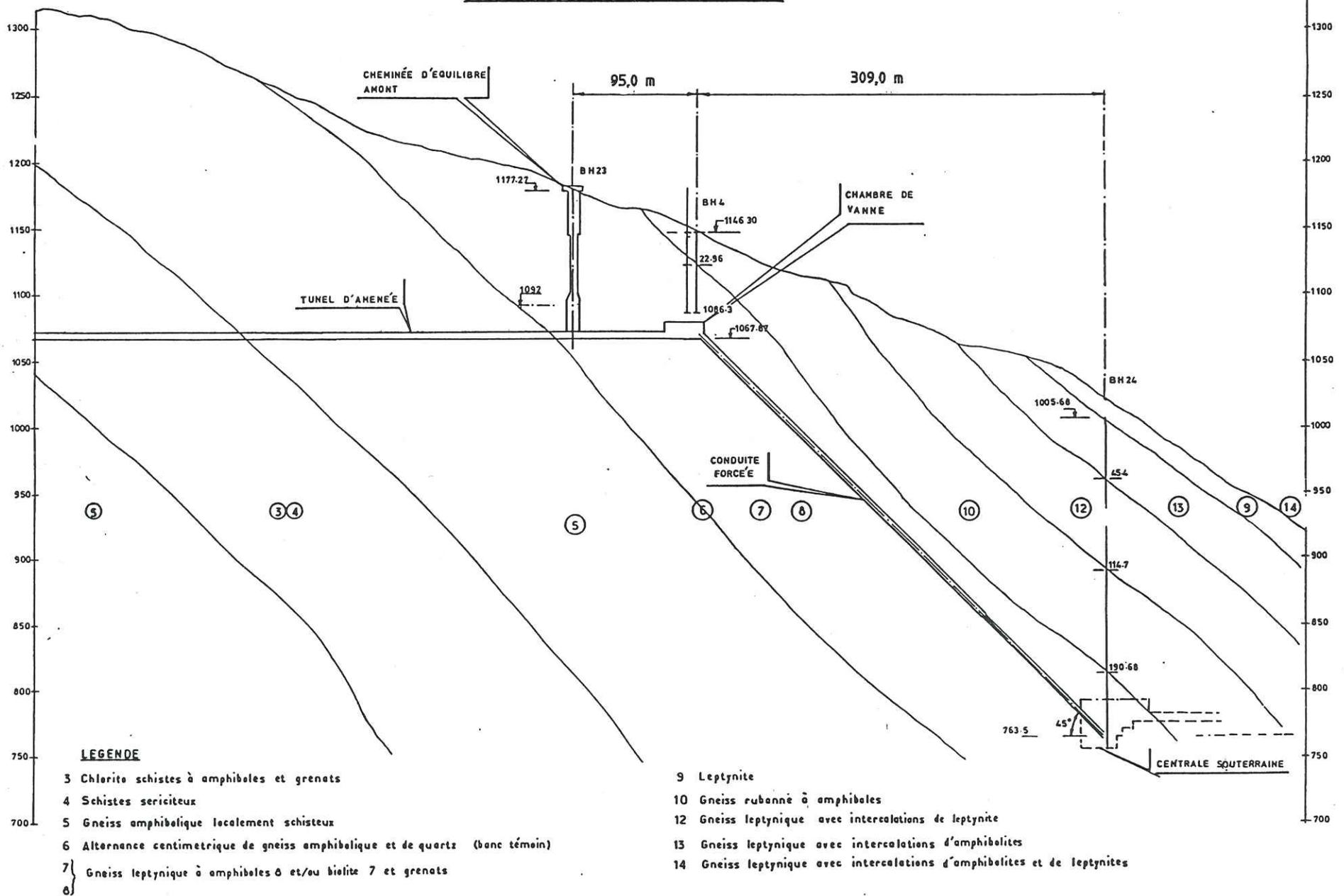


Fig III.2.2.: COUPE GEOLOGIQUE DU SECTEUR AVAL

GNEISS LEPTYNIQUE A AMPHIBOLES (route : 6450-6534)

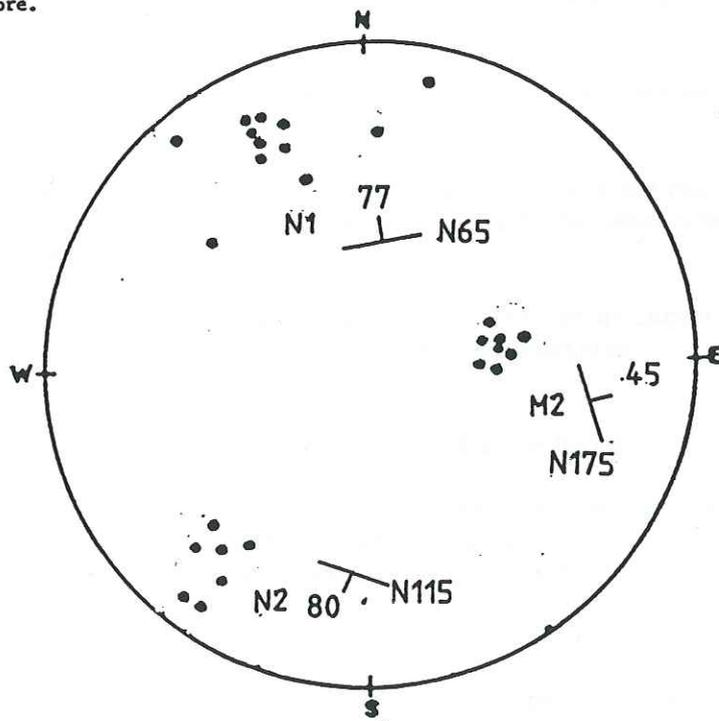
1. Résistance mécanique :
 - scléromètre : 65 MPa
 - Franklin échantillon : 177 MPa
2. RQD : 75-90 %
3. Espacement moyen des fractures, tous types confondus : décimétrique à métrique.
4. Etat des fractures (ouverture, remplissage) : fractures fermées, quelques rares cas d'ouverture (1 à 5 cm) en surface remplies de quartz ou de produits d'altération. Faces des fractures peu résistantes.
5. Orientation des familles de fractures prédominantes : stratigraphie (N170, 45 E) et famille (N65, 80 NW).
6. Altération : altéré.
7. Bloc unitaire : $0,7 \times 0,7 \times 1,5 = 0,7 \text{ m}^3$

Remarques

Ce faciès est altéré à l'affleurement mais la profondeur d'investigation était ici assez faible (20 m)

Le bloc unitaire peut être bien plus important (voir les affleurements au virage 6490) surtout en profondeur

C'est dans ce faciès que seront creusées : la centrale, les conduites forcées et la cheminée d'équilibre.



Familles principales de fractures

Fig III.2.3.: Fiche géotechnique type du gneiss leptynique

forage BH23, vertical, long de 117.0 m et le forage BH24, vertical, long de 250.0 m, situés respectivement en haut et à mi-pente de l'escarpement à la limite Est du plateau permettent:

- de recalculer si besoin est la coupe géologique du secteur aval;
 - de recouper en profondeur sur toute son épaisseur le faciès de gneiss leptynique dans lequel seront installés la plupart des ouvrages du secteur aval;
 - de repérer tout accident géologique majeur en bordure du Rift.
- site du tunnel de fuite : le forage BH27, vertical de 26.0 m, donne une indication de l'épaisseur d'altération ou de rocher décomprimé à l'extrémité aval de l'aménagement, correspondant à la zone du projet où le recouvrement au droit des structures souterraines est le plus faible.

1.2.1.2. description

La description des observations faites sur les carottes de forage comprend :

- un log descriptif dans lequel sont indiqués:
 - . la description des formations traversées : lithologie, altération, R.Q.D, récupération, log de fractures, résultats des essais Lugeon, les directions et les pendages des fractures;
 - . les paramètres de foration: longueur et cotes des passes carottées, type de carottier, vitesse de foration;
 - . l'emplacement des échantillons sur lesquels ont été réalisés des essais de mécanique: essai Franklin, compression simple, essai brésilien et des analyses en lames minces.

L'objectif de ces logs est de représenter de façon exhaustive et synthétique l'ensemble des informations recueillies.

- une description détaillée de la fracturation sur chaque forage avec :
 - la description de chaque fracture : direction, pendage et état de surface;
 - une projection stéréographique des pôles des fractures;
 - la répartition des différentes familles de fractures le long du forage.

L'orientation systématique des fractures à partir des carottes a été réalisée:

- dans l'orthogneiss BH25, en tirant parti de l'orientation quasi-constante sur le site des minéraux de la roche;
- dans les séries métamorphiques, en se basant sur l'orientation de la foliation, quasi-constante dans le secteur aval (figure III.2.2.) dans le cas des forages BH23, BH24, BH27. Dans le cas particulier du forage BH21 situé à proximité du contact avec l'orthogneiss dans une zone où l'orientation de la foliation est variable (dôme de l'anticlinal), une série de mesures des plans de foliation a été réalisée en surface à proximité du forage afin de recalculer l'orientation des carottes en conséquence.

- Les graphes des essais Lugeon afin de visualiser le comportement de la fracturation soumise à des pressions d'eau croissantes:claquage , debourrage,colmatage.

1.2.1.3 application

Chacun des logs de forages ainsi établi :

- fournit une représentation paramétrique des caractéristiques géotechniques du rocher en profondeur basée sur une observation ponctuelle mais réelle;
- constitue un outil simple d'extrapolation mono-dimensionnel entre surface et profondeur des caractéristiques géotechniques observées en surface.

La planche III.2.1 jointe présente à titre d'illustration un extrait du log du forage BH24 réalisé au droit de la centrale souterraine et qui recoupe pratiquement l'intégralité des séries métamorphiques rencontrées dans le secteur aval.

1.2.2 la sismique réfraction conventionnelle

La campagne sismique avait pour but d'identifier à la verticale des galeries hydrauliques , les épaisseurs de différentes natures du rocher (zone altérée,zone fracturée décomprimée, zone de rocher sain) .

1.2.2.1. implantation

19 profils sismiques de 120,0 m à 240,0 m de long ont été réalisés dans les séries métamorphiques , au droit de l'aménagement souterrain (distance entre géophone variant entre 5,0m et 10,0m);ces profils ont été implantés de façon à assurer une "couverture " totale des galeries souterraines et se répartissaient ,de l'amont vers l'aval, comme suit :

- tunnel d'amenée : 7 profils de 240,0 m et 3 profils de 120,0m ;
- conduite forcée et centrale : 2 profils de 240,0 m et 2 profils de 120,0 m ;
- galerie d'accès à la centrale : 1 profil de 240,0 m;
- tunnel de fuite : 4 profils de 240,0 m.

Pour chaque profil, 5 tirs ont été réalisés systématiquement:

- 2 tirs "offset" pour s'assurer de la pénétration de l'onde sismique dans le rocher sain;
- 2 tirs aux extrémités du profil à 5,0 m des géophones 1 et 12 ou 24;
- 1 tir au centre du profil .

On notera que tous ces profils sismiques ont été implantés par les topographes présents sur le site de façon à pouvoir recalcr précisément les mesures effectuées par rapport aux autres observations in situ également repérées systématiquement dans l'espace.

1.2.2.2. description

Chaque profil a été interprété sous la forme d'une coupe verticale schématisant le terrain par une succession d'horizons caractérisés chacun par une vitesse de propagation de l'onde sismique ; cette zonation en couches donne une image cohérente et représentative des épaisseurs de rocher de différentes natures(rocher altéré,rocher fracturé,rocher sain,...);on rappelle ci-après , pour les rocher de Turkwel dans les séries métamorphiques ,les ordres de grandeur des vitesses de compression des ondes sismiques associées à chaque nature de terrain :

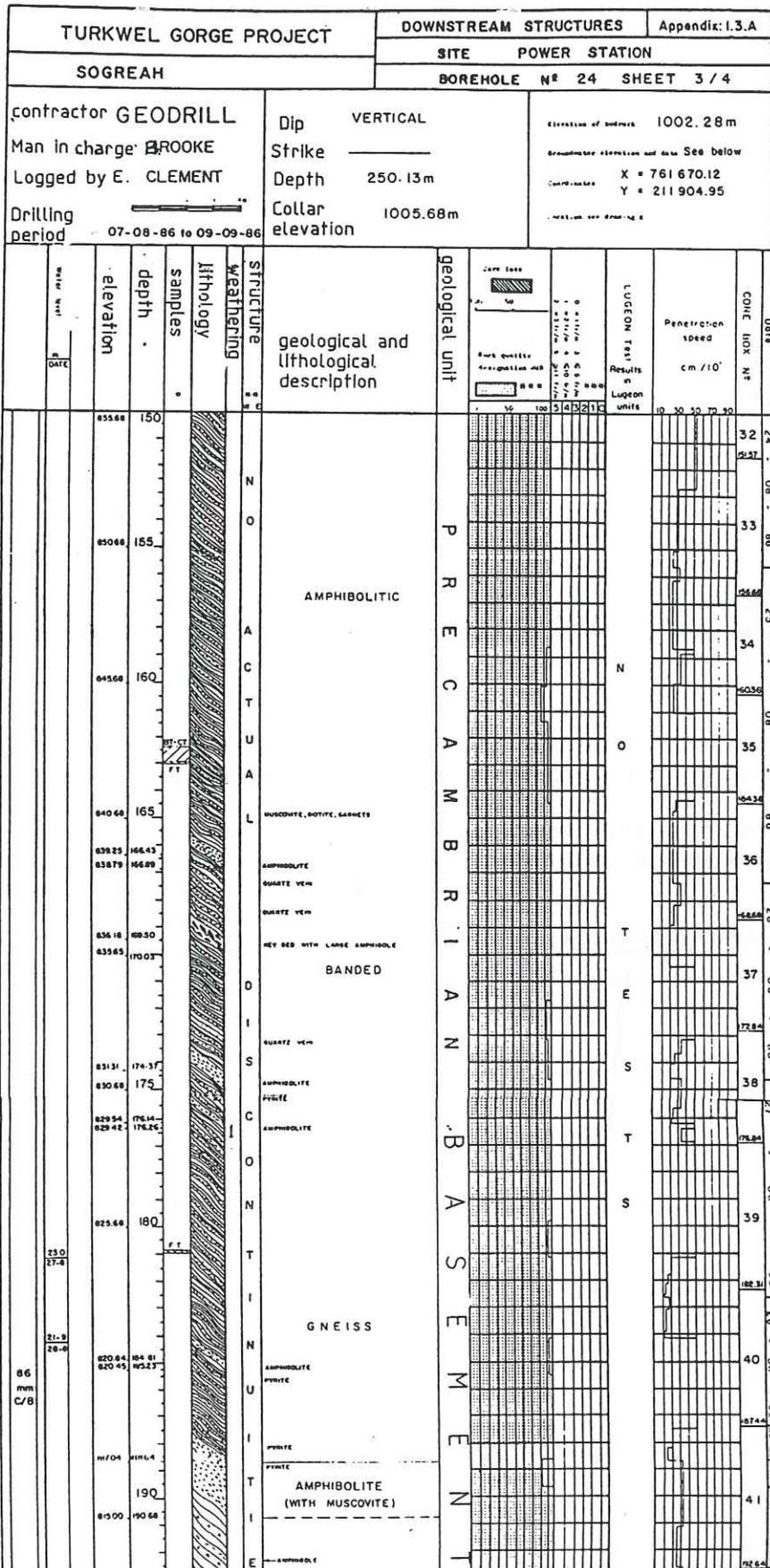


Planche III.2.1: Extrait du log de forage BH24 au droit de la centrale souterraine

- terrains meubles de couverture et éboulis : de 300 à 1000 m/s;
- rocher altéré : de 500 à 2000 m/s;
- rocher fracturé : de 1500 à 4000 m/s;
- rocher sain : de 4500 à 6000 m/s.

La corrélation entre caractéristiques mécaniques et vitesse de l'onde de compression a été par ailleurs calibrée ponctuellement lorsque ces profils recoupaient des forages ou des profils géologiques de surface..

1.2.2.3. application

Les profils sismiques ont constitué un outil d'extrapolation bi-dimensionnel des caractéristiques mécaniques du rocher entre surface et profondeur.

Les principaux résultats des mesures sismiques sont présentés ouvrage par ouvrage au chapitre III.

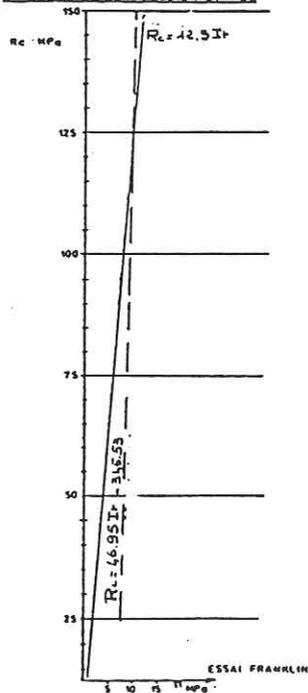
1.2.3 les essais in situ et en laboratoire

La campagne d'essai sur site (essais Franklin , essais au scléromètre) et en laboratoire (densité , absorption d'eau , essai de compression simple , essai tri-axial, essai brésilien) a été définie de façon à préciser les caractéristiques physiques et mécaniques de chacun des faciès cartographiés (tableau III.2.1.a) .

Les bonnes corrélations observées (figure III.2.4) entre les essais sur site et les essais de laboratoire ont permis de réduire de façon substantielle les essais en laboratoire.

Une attention toute particulière a été cependant accordée à la caractérisation du faciès de gneiss leptynique à amphiboles dans lequel seront excavés les principaux ouvrages hydrauliques du secteur aval (tableau III.2.1.b.) .

CORRELATION ENTRE ESSAIS FRANKLIN
ET ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE



CORRELATION ENTRE ESSAIS BRÉSILIEN
ET ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE

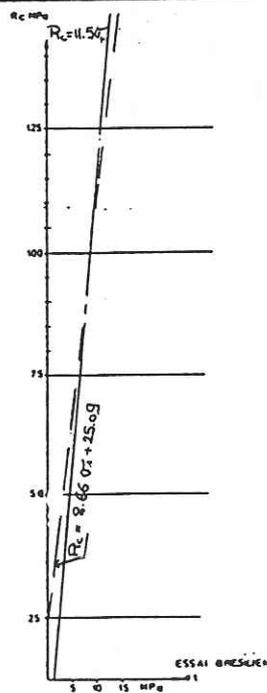


Fig III.2.4.: Corrélations entre essais sur site et essais en laboratoire

TABLEAU III. 2. 1. a

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES FACIES CARTOGRAPHIQUES

DENOMINATION	Schistes amphiboliques (2a) avec intercalation de gneiss chloriteux (2b) - (contact athgneiss)	Chlorito-schistes à amphiboles et grenats (3) schistes sériciteux (4)	gneiss amphiboliques	gneiss leptynique à amphiboles, biotite et grenats	Leptynite	Gneiss rubané à amphiboles	gneiss leptynique à amphiboles en alternance avec amphibolites et leptynites	Gneiss rubané à biotite amphibole et grenats	Gneiss leuocrate à 2 micas	Amphibolite en intercalation dans le gneiss
Réf. lithologique	2 a - 2 b	3 - 4	5	7 - 8	9 - 12 - 14	10	12 - 13 - 14	15	16	13 - 14 - 17
a) - Caractéristiques minéralogiques										
% Quartz	< 20 (2 a) 30 à 50 (2 b)	10 à 20	20	50 à 60	50 à 60	50	40 à 50	30 à 40	40 à 50	20
b) - Caractéristiques physiques										
Densité *				2.78			2.75		2.67	
% absorption d'eau *				. 375			. 30		. 30	
c) - Caractéristiques mécaniques										
Résistance à la compression (MPa) *	-	-	-	92.1 (9.6)	-	111.1	57.1	-	-	-
Essai brésilien (fendage) I_s (MPa) *	-	-	-	8.9 (0,7)	-	9.8 (5.8)	7.7	-	12.6	-
Essai Franklin It (MPa) ** et Rc correspondant Rc = 12,5 I_s moyenne et ... (écart type)										
- Echantillons in situ irréguliers	66.2 5.3 (1.5)	75.0 6.0 (1.1)	73.8 5.9 (1.8)	88.7 7.1 (2.0)	56.2 4.5 (2.3)	68.75 5.5 (2.2)	85.2 6.9 (1.5)	68.7 5.5 (1.8)	81.2 6.5 (1.3)	87.5 7.0 (.7)
- Echantillons cylindriques	-	-	-	78.7 6.3 (2.6)	105.0 8.4	57.5 4.6 (3.9)	-	-	40 3.2 (.1)	57.5 4.6 (1.6)
Mesures au scléromètre **										
- Rebound	50.5 (7.1)	49.9 (5.1)	61.7 (.6)	57.1 (5.0)	70.1 (.7)	54.1 (1.6)	60.7 (3.0)	58.5 (1.6)	67.5 (0)	61.0 (.9)
- Correspondance avec résistance à la compression sur cubes (MPa)	62.0	60.0	83.5	74.5	99.0	68.0	80.0	77.0	93.0	79.0

* - Essais réalisés au Laboratoire Central de Nairobi

** - Essais in situ.

TABLEAU III. 2. 1. b

ESSAIS COMPLEMENTAIRES REALISES A L'I. R. I. G. M SUR LE GNEISS LEPTYNIQUE A AMPHIBOLES SUR ECHANTILLONS CAROTTES (BH 23 et BH 24)

ECHANTILLON	PROFONDEUR	DENSITE	MESURE DES ONDES LONGITUDINALES				COMPRESSION MONO-AXIALE						COMPRESSION TRI-AXIALE								
			(1)	(2)	(3)	(4)	Rc(MPa)	Ei(GPa)	Et(GPa)	R	$\nu 1$	$\nu 2$	(0)	(10)	(20)	(30)	(40)	(60)	(80)		
BH 23 a	69.84 - 70.68	2.694																			
BH 23 b	70.77 - 71.25	2.687	3 970	4 100	4 560	1.112	57.1	29.3	36.5	640	. 22	-	57.1	159.3	167.9	333.8	218.7	289.8	293.2		
BH 24 a	230.27 - 231.13	2.704																			
BH 24 b	215.65 - 216.15	2.699	5 640	5 700	5 850	1.026	176.8	53.0	68.3	366	. 26	. 28	176.8	263.8	337.0		475.6		755		
			(1) - Vitesse mesurée le long du grand axe de la carotte (2) - " " parallèlement à la linéation (3) - " " perpendiculairement " (4) - Coefficient d'anisotropie (3) / (2)				Rc : Résistance à la compression mono-axiale Ei : Module tangent à charge nul Et : Module tangent pour $\sigma = 0,50 \sigma_c$ $\nu 1$: Coef. de pression perpend. à la linéation $\nu 2$: " " partiel R : Rapport Et / σ_c														

2 SYNTHÈSE ET INTERPRÉTATION A L'ÉCHELLE DE L'AMÉNAGEMENT (PHASE 3a)

La synthèse de l'étude lithologique et structurale in situ replacée dans le cadre des grandes structures régionales a permis de généraliser les résultats des reconnaissances, par nature discontinues, et de mieux définir certaines anisotropies mécaniques et hydrauliques du massif rocheux.

Les caractéristiques lithologiques et structurales de l'orthogneiss ont été par ailleurs largement détaillées dans le mémoire consacré au barrage.

Le présent chapitre présente en complément les principales caractéristiques lithologiques et structurales des séries métamorphiques.

2.1 LITHOLOGIE ET MINÉRALOGIE

Toutes les séries métamorphiques sont affectées d'un métamorphisme mésozonal intense (faciès amphibolite).

Les caractéristiques pétrographiques des principaux faciès rencontrés sont récapitulées dans le tableau III.2.2. Ces faciès peuvent se regrouper en deux grandes unités:

- la série des schistes et gneiss amphiboliques (teneur moyenne en quartz : 20%):

Cette série est assez homogène du point de vue minéralogique. À l'affleurement elle se présente alternativement en bancs sombres massifs ou en zones plus finement foliées et schisteuses. Ces amphibolites sont "entrelardées" assez régulièrement de lentilles quartzeuses;

- la série des gneiss leptyniques, gneiss rubannés, leptynites, gneiss micacés (teneur moyenne en quartz : 40 à 50 %):

Cette série regroupe soit de grandes unités homogènes, d'aspect massif à l'affleurement, comprenant très ponctuellement des lentilles et/ou de minces horizons de leptynite et d'amphibolite, soit des horizons beaucoup plus hétérogènes où alternent, à l'échelle métrique ou décimétrique, gneiss rubanné à amphiboles, amphibolite, leptynite, gneiss leptynique à amphiboles.

Les horizons hétérogènes sont systématiquement plus altérés en surface. En particulier, les horizons de leptynite très cassants et souvent jointifs avec des horizons d'amphibolites altérées constituent des glissoirs potentiels pour les masses sus-jacentes comme en témoignent les éboulements observés ponctuellement après excavation le long de la route d'accès au site de barrage (secteur aval).

2.2 FRACTURATION

2.2.1 classification

Les principales discontinuités mesurées et leurs caractéristiques sont récapitulées sur la figure III.2.5.

CARACTERISTIQUES PETROGRAPHIQUES DES PRINCIPAUX FACIES RENCONTRES DANS LE SECTEUR AVAL
 =====

DENOMINATION	REFERENCE	N° ECHANTILLON DE REFERENCE (voir annexes)	STRUCTURE	MINERAUX PRINCIPAUX + REMARQUES	% ESTIME DE Qz	OUVRAGES CONCERNES
- Ortnogneiss	1	S		Quartz, muscovite, biotite, plagioclase, feldspath potassique	> 60	Prise d'eau, Tunnel d'amenée
- Schistes amphiboliques verts et noirs	2	S 14	Grano-nématoblastique	Hornblende, épidote, quartz, plagioclase feldspath potassique	< 20	Tunnel d'amenée
- Schistes amphiboliques à grenats noirs	3	S 12	Grano-nématoblastique	Amphibole, grenat, quartz, feldspath potassique, plagioclase	20	Tunnel d'amenée
- Gneiss amphibolique (noir)	5	S 10	Granolépidoblastique	Amphibole, micas, quartz, feldspath potassique, plagioclase	50	Tunnel d'amenée
- Gneiss leptynique à biotite et grenat	7	S 9	Granolépidoblastique	Quartz, biotite, chlorite, grenat, feldspath potassique, plagioclase	50 - 60	
- Gneiss leptynique à amphibole	8	S 8	Granolépidoblastique	Amphiboles + petits grenats, quartz, feldspath potassique, plagioclase	50 - 60	Cheminée d'équilibre, Conduite forcée, Centrale, chambre vannes
- gneiss rubanné à amphibole	10	S 6	Granolépidoblastique	Amphiboles dans la foliation staurotide + cordierite, quartz + feldspath potassique, plagioclase	40 - 50	Centrale
- leptynite	9	S 5	Granolépidoblastique	Niveaux à muscovite planaire quelques petits grenats et yeux de plagioclase et feldspath potassique, quartz	60 - 70	Tunnel de fuite
- Gneiss gris rubanné	15	S 3	Granolépidoblastique	Amphibole, biotite, grenats, quartz, feldspath potassique, plagioclase, texture hétérogène à amygdales	50	Tunnel de fuite
- Gneiss à deux micas	16	S 2	Granoblastique	Biotite et muscovite soulignent la foliation, quartz, feldspath potassique et quartz	70	Tunnel de fuite
Amphibolite	17	S 1	Granolépidoblastique	Hornblende verte, feldspath potassique, plagioclase, quartz	40	Tunnel de fuite

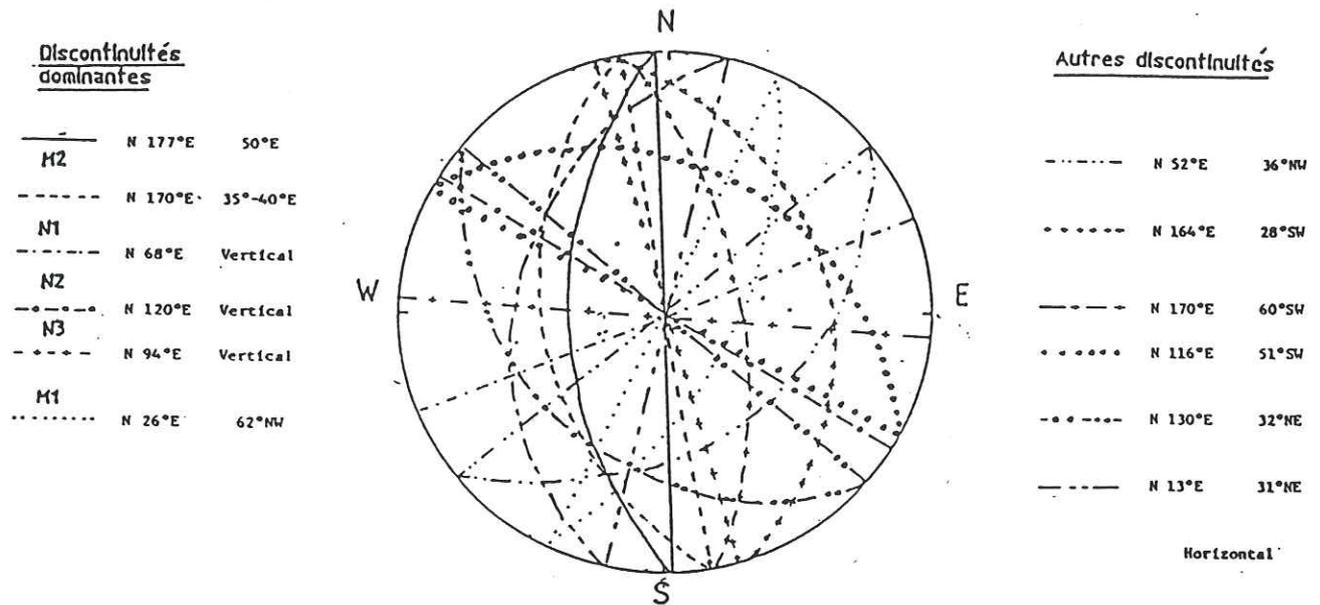


Fig III.2.5: Représentation stéréographique des familles de discontinuités identifiées dans les séries métamorphiques (hémisphère supérieur);

5 familles de discontinuités dominent et correspondent par ordre de fréquence décroissante à :

- La foliation de direction N-S à pendage Est de 50° (80 % environ des discontinuités);
- La famille N1, sub-verticale de direction N60;
- Les familles N2, N3 sub-verticales de direction respectives N120, N90.
- La famille M1 de direction N-S pendant vers l'Ouest à 60°.

On note que :

- la plupart des familles de discontinuités identifiées dans l'orthogneiss se retrouvent dans les séries métamorphiques (seules les familles sub-horizontales M1-a, M2-b sont absentes);
- la famille M2 apparaît plus fréquemment que la famille M1 mais elle est moins visible car ses paramètres géométriques sont les mêmes que ceux de la foliation métamorphique;
- les familles N2 et N3 sont relativement plus nombreuses que dans l'orthogneiss.

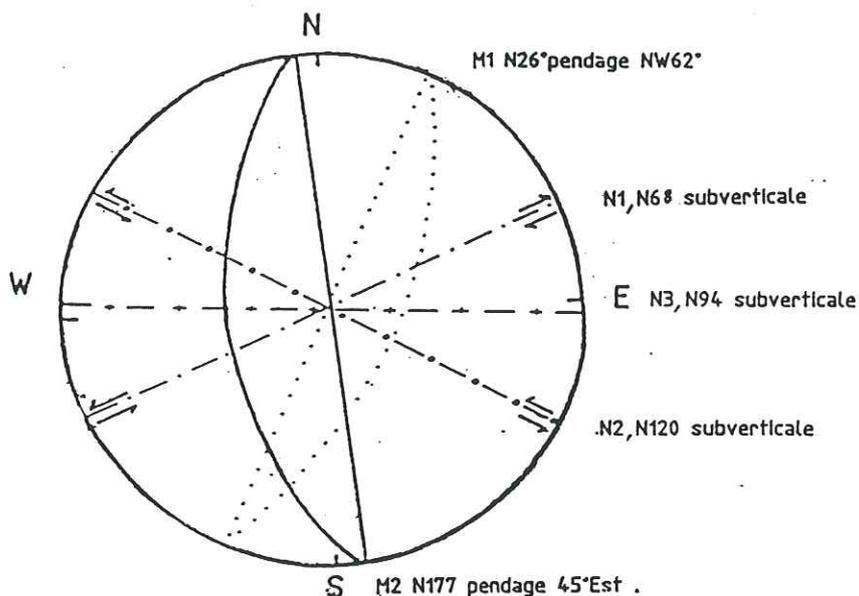
2.2.2 analyse microstructurale

Les études en lames minces sur échantillons orientés (se reporter en annexe 1) ont montré que:

- la foliation représente en fait une ancienne schistosité reprise par une schistosité de fracture réalignant la plupart des structures antérieures;
- parallèlement à cette direction, des reliques de plis mal préservés subsistent;
- une linéation fruste , faite d'amas chloriteux plus ou moins amphiboliques peut apparaître dans le plan N 180 avec un pendage de 15° vers le Sud (à rapprocher de la linéation observée dans l'orthogneiss plongeant vers le Sud de 10 à 30° environ ; famille M3);

2.2.3 déformations ,structure et tectonique

L'analyse des principales familles de discontinuités confirment que l'orthogneiss et les séries métamorphiques ont été soumis aux mêmes sollicitations tectoniques. Un modèle tectonique associé aux discontinuités dominantes dans les séries métamorphiques est présenté sur la figure III.2.6..



Principales phases tectoniques

Phase 1: serrage E-W : décrochements conjugués dextres (N60) et senestres (N120) fractures de tension E-W subverticales

Phase 2: relachement E-W : cisaillements conjugués M2 et M1

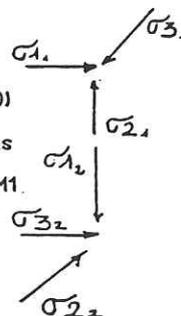


Fig III.2.6: Modèle tectonique associé aux discontinuités dominantes identifiées dans les séries métamorphiques;

Les mêmes causes ont cependant induit des effets différents, du fait de la structure originelle litée des séries métamorphiques avant l'intrusion du pluton.

Les séries métamorphiques ont été ainsi soumises à de très fortes déformations à l'ère précambrienne et durant l'ouverture du rift:

- déformations du type visqueux à l'ère précambrienne, dans des conditions de hautes températures et plutôt haute pression qui se traduisent par la formation de plis à toutes les échelles et en particulier :

- à l'échelle microscopique (paragraphe 2.2.2.);
- à l'échelle pluri-kilométrique:

l'analyse statistique des mesures des plans de foliation en amont et en aval du pluton révèle à l'échelle de l'aménagement une structure anticlinale d'axe N-S (figure III.2.7.) .

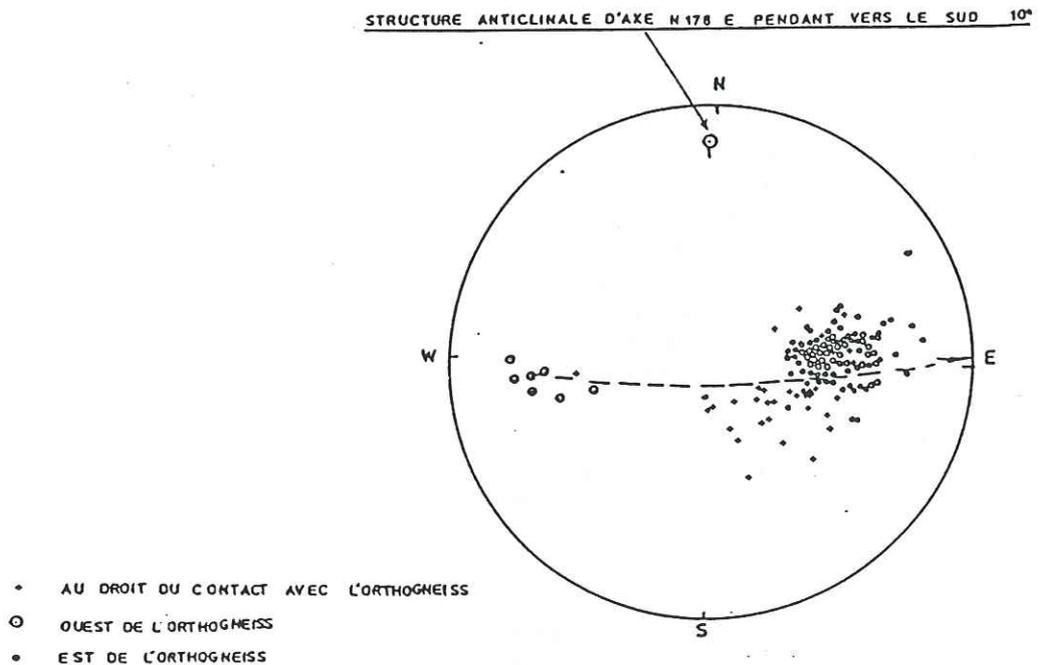


Fig III.2.7: Distribution des pôles des plans de foliation des séries métamorphiques au voisinage de l'orthogneiss; (hémisphère supérieur)

Dans le secteur aval, la structure devient cependant quasi -monoclinale comme en témoigne le dépouillement statistique des mesures de direction et de pendage de la foliation présenté dans le tableau III.2.3.ci après:

tableau III.2.3 : direction et pendage de la foliation des séries métamorphiques;secteur aval.

direction		pendage	
moyenne	ecart-type	moyenne	ecart-type
N177E	7	50E	7

- déformations de type fragile à l'ouverture du Rift dans des conditions plus superficielles (basse température, basse pression) qui ont une influence indéniablement plus marquée sur les caractéristiques géotechniques du massif .

L'examen détaillé des affleurements le long de la route d'accès au barrage souligne en effet l'existence fréquente de glissements bancs sur bancs dans les zones de moindre résistance. Ces mouvements se traduisent essentiellement par des formes sigmoïdes qui apparaissent à toutes les échelles de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres. Ces glissements n'apparaissent pas dans les horizons les plus massifs tels ceux rencontrés à la base de l'escarpement (gneiss rubannés à ocellés) mais sont par contre très fréquents dans les horizons plus hétérogènes. Les horizons concernés contiennent assez systématiquement des niveaux d'amphibolites ou de micaschistes qui, agissant comme des niveaux moins résistants , ont concentré les déformations, et ont généré ces formes sigmoïdes . Ces déformations ont induit des déplacements le long des plans de foliation qui ont contribué ponctuellement à réduire la cohésion de la roche .

Ces observations sont confirmées par les logs des forages BH23 (cheminée d'équilibre amont) et BH24(centrale) où l'on retrouve des zones cisailées ,le plus souvent dans les horizons d'amphibolites, correspondant à des glissements bancs sur bancs:

- dans le BH23, ces zones cisailées sont concentrées environ dans les 55 premiers mètres du forage , à savoir dans une zone correspondant (du fait de la structure quasi-monoclinale du massif) à la roche qui sera recoupée par les excavations de la centrale;

- dans le BH24, l'existence de deux zones cisailées recoupées juste au dessus de la voute de la centrale souterraine ,corrobore l'analyse précédente.

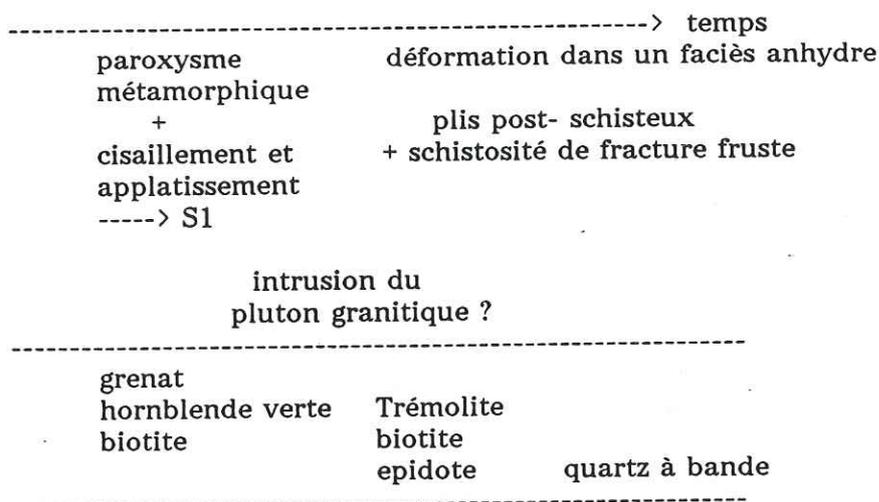
Au stade de l'avant projet détaillé , il semblait déjà se confirmer que ces glissements bancs sur bancs , affectant les zones de moindre résistance constituaient les manifestations en grand nombre de ce qui semblait "remplacer" la grande faille bordière du Rift.

Il convenait cependant d'attendre la réalisation des travaux souterrains traversant toute la série pour confirmer cette hypothèse plutôt favorable pour la réalisation de l'aménagement.

2.3 RECONSTITUTION DE L'HISTOIRE GEOLOGIQUE DU MASSIF ROCHEUX

Au vu de l'analyse minéralogique et structurale , on peut résumer l'histoire de la série métamorphique comme suit:

-métamorphisme de formations volcano-sédimentaires de type amphibolite faciès intense puis phase de déformation en faciès anhydre syn ou post-intrusion du pluton granitique;le schéma ci-après récapitule l'évolution minéralogique en relation avec la la chronologie des évènements métamorphiques et tectoniques.



-au précambrien une première phase tectonique à froid développe la fracturation de type N . Cette fracturation à froid est crée par une sollicitation horizontale orientée suivant une direction Est-Ouest.

- au Miocène se déclenche une nouvelle phase tectonique à froid correspondant à l'ouverture du rift.Elle se traduit par une extension E-W avec une prédominance de la contrainte verticale .En particulier,les plans de schistosités S1,repris par une schistosité de fracture,hérités de la phase de métamorphisme mésozonal sont réactivés ponctuellement en cisaillement (failles du type M2C).

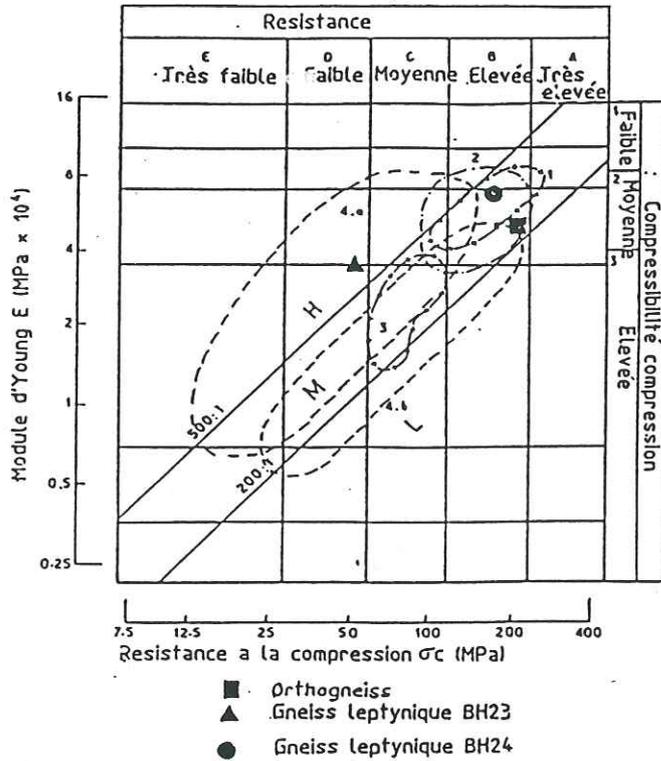
2.4 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES-CLASSIFICATION.

2.4.1 analyse des propriétés physiques et mécaniques

Les essais in situ et en laboratoire ont confirmé la bonne qualité d'ensemble des faciès constituant la série métamorphique , et en particulier du faciès de gneiss leptynique dans lequel allaient être excavées la plupart des structures aval (cheminée et chambre d'équilibre, chambre des vannes , conduite forcée, centrale).

Ces essais n'ont pas mis en évidence de différence significative de comportement mécanique d'un faciès à l'autre; les écarts observés entre faciès sont du même ordre de grandeur que ceux mesurés au sein d'un même faciès.

Les essais réalisés en laboratoire (essais de compression simple, essai triaxial) sur les échantillons de gneiss leptynique soulignent des variations importantes de comportement mécanique sur des échantillons présentant a priori une texture et une structure équivalente. La figure III.2.8. et le tableau III.2.4 présentent à titre d'illustration la distribution des échantillons de gneiss leptyniques testés selon la classification de MILLER et DEERE (DEERE D.U.,MILLER R.P. (1966)) et du L.C.P.C.



1.Granit massif
 2.Gneiss
 4a.Roche schisteuse testée avec une contrainte parallèle à la foliation
 4b.Roche schisteuse testée avec une contrainte perpendiculaire à la foliation

Fig III.2.8:Classification de Miller et Deere;
 distribution des échantillons testés ;
 comparaison aux caractéristiques de roches similaires;

Tableau III.2.4:Comparaison des échantillons testés aux caractéristiques de roches similaires;

Lithology Density	Wave velocity Quality index L.C.P.C.	Compressive Strength MILLER and DEERE	Modulus ratio
FINE GRAINED AMPHIBOLITIC GNEISS 60° DIPPING FOLIATION BY REFERENCE WITH THE AXIS OF SAMPLE HIGH DENSITY: 2 690 kg/m ³	Very good (95 - 100)	Very high A (> 229 MPa)	High H
	Good (90 - 95)	High B (114 - 229)	■ (> 500)
	Medium (75 - 90)	Medium C (57 - 114)	▲ Medium M (200 - 500)
	Low (50 - 75)	Low D (29 - 57)	■ Low L
	Bad (50)	Very low E (< 29)	(< 200)
	Very bad (25)		

BH.23



BH.24



Les mesures de vitesses des ondes longitudinales sur le gneiss leptynique par méthode ultra - sonique soulignent également une hétérogénéité marquée entre échantillons mais ne révèle pas d'anisotropie significative entre direction perpendiculaire et parallèle à la foliation.

L'empreinte de la tectonique sur le site , combinée à l'altération , constitue par contre un bon " révélateur " des horizons de moindre résistance. Le tableau III.2.5. récapitule par faciès les caractéristiques mécaniques , induites par la fracturation. Il ressort de ces observations in situ que :

- les discontinuités autres que la schistosité N-S ont affecté de façon assez homogène l'ensemble des séries métamorphiques;
- la schistosité est plus marquée dans les horizons d'amphibolites , que ce soit à l'échelle métrique (en intercalation dans la série des gneiss) où à l'échelle décimétrique à hectométrique dans la série des amphibolites en aval immédiat du contact avec l'orthogneiss;
- les amphibolites ont concentrés l'essentiel des déformations imposées par l'ouverture du Rift (zones cisillées);
- ces horizons schisteux sont généralement altérés en surface;
- la moindre résistance des amphibolites par rapport aux formations avoisinantes est à l'image des teneurs en quartz moyenne respectives : 20 % dans les amphibolites, 40 à 50 % dans les gneiss .

Les horizons susceptibles de présenter des risques d'instabilité ,liés au "litage" lors des excavations souterraines sont :

- les schistes amphiboliques (référence lithologique 2 , 3 , 4);
- les horizons hétérogènes du secteur aval (alternance de gneiss , leptynite, amphibolite ; référence lithologique 12 , 13 , 14) qui se caractérisent par une faible cohésion des joints entre faciès .

Ces horizons correspondent en surface aux zones où des glissements bancs sur bancs sont apparus fréquemment le long des talus de la route d'accès au site de barrage.

Il convient de signaler cependant que ,indépendamment du faciès , la conjugaison de familles de discontinuités d'orientation défavorable par rapport à l'orientation des ouvrages,pouvait entraîner ponctuellement des risques d'instabilité,même dans des faciès reconnus comme présentant une bonne qualité géotechnique.L'analyse, cas par cas, de l'incidence de la fracturation sur la stabilité des ouvrages est présentée au chapitre III. paragraphe 3.

TABLEAU III. 2. 5

CARACTERISTIQUES MECANIQUES INDUITES PAR LA FRACTURATION

DENOMINATION	Schistes amphiboliques (2a) avec intercalation de gneiss chloriteux (2b)	Chlorito-schistes à amphiboles et grenats (3) schistes sériciteux (4)	gneiss amphiboliques	gneiss leptynique à amphiboles, biotite et grenats	Leptynite	Gneiss rubané à amphiboles	gneiss leptynique à amphiboles en alternance avec amphibolites et leptynites	Gneiss rubané à biotite amphibole et grenats	Gneiss leuconate à 2 micas	Amphibolite en intercalation dans le gneiss
Réf. lithologique	2 a - 2 b	3 - 4	5	7 - 8	9 - 12 - 14	10	12 - 13 - 14	15	16	13 - 14 - 17
Paramètres de surface										
1 - RQD Visuel	50 %	25 - 50 %	90 %	75 - 90 %	100 %	90 - 100 %	75 - 90 %	90 - 100 %	90 - 100 %	25 - 100 %
2 - Espacement des fractures tous types confondus	Centimétrique à décimétrique (foliation)	Centimétrique à décimétrique (foliation)	> 3.0 m en aval schistes à grenats décimétrique à métrique en amont	Décimétrique à métrique	Décimétrique à métrique	Entre 1 et 3.0 m	Décimétrique à métrique ; localement centimétrique à décimétrique	Décimétrique à métrique	Décimétrique à métrique	Entre 1 et 30 m (dans la rivière)
3 - Etat des fractures	Souvent ouvertes (1 à 5 m) avec argiles d'altération	Ouvertes de 1 à 5m (décompression) vides ou remplies de produits d'altération	Fermées - Filons de QZ nombreux le long de la foliation	Fermées	Fermées, cassures franches, lisses	Fermées en profondeur	Fractures fermées mais cohésion le long de la foliation (hétérogénéité)	Fermées - recristallisations de QZ fréquentes le long de la foliation	Fermées	Zones de cisaillement fréquentes avec argile d'altération
4 - Orientation des familles de fractures dominantes	Foliation N10, 45E N 15 vertical N 65 vertical	Foliation N 0, 50E N 65 vertical N 115 vertical	Foliation N 175, N 65 vertical N 120 vertical N 80 vertical (N 165, 50 W en amont des schistes à grenats)	N 170, 45 E N 65, 80 NW	N 175, 50 E N 125 vertical N 65 vertical N 160, 70 W N 125, 25 S	N 175, 50 E N 115, 80 S N 60, 80 N	N 175, 50 E N 65 vertical N 120 vertical N 90 vertical N 15, 70 W	N 175, 50 E N 65 vertical N 120 vertical N 90 vertical N 15, 70 W	N 175, 50 E N 65, 80 N N 120 vertical	N 170, 55 E N 65 vertical N 120, 80 S
5 - Altération	Très altéré	Altéré à très altéré	Peu altéré	Altéré	Peu altéré	Peu altéré	Altéré	Peu altéré	Peu altéré	Peu altéré à très altéré
6 - Bloc unitaire	0,1 m ³	2 dm ³	1 à 10 m ³	0,7 m ³	0,5 m ³	6 m ³	0,7 m ³	1,35 m ³	0,8 m ³	-
Paramètres de forages (en profondeur)										
1 - RQD				90 à 100 %	100 %	80 à 100 %				
2 - Densité de fracturation				< 2 fractures/m	< 2 fractures/m	< 2 fractures/m				
3 - Etat des fractures				Fermées sauf zones cisailées ponctuelles		Fermées				
4 - Orientation des familles de fractures dominantes				N 170, 50 E N 60, 70 N	N 170, 50 E	N 170, 50 E				
5 - Altération				Rocher sain	Rocher sain	Rocher sain				
6 - Vitesse d'avancement				20 à 30 cm en 10m	-	30 cm par 10 m				
Paramètres sismiques (en profondeur)										
Vitesses des ondes longitudinales	4 000 à 4 600 m/s	5 500 m/s	5 600 - 5 800 m/s	4 800 m/s	4 700 m/s	5 300 m/s	4 000 à 5 100 m/s	5 100 m/s	5 100 à 5 400 m/s	-

Concernant l'orientation des ouvrages par rapport aux discontinuités, on retiendra que:

- 80 % des discontinuités du massif sont associées à la schistosité M2 de direction N-S inclinée en moyenne à 50° vers l'Est et par les fractures N60 subverticales;
- seules les fractures de type M2 sont associées localement à des zones cisailées marquées ;
- le réseau de fractures est généralement fermé en profondeur comme en témoignent les essais Lugeon et les résultats de la sismique réfraction ; ainsi , par exemple, l'essai Lugeon réalisé sur plus de 40.0 m au droit de la centrale s'est traduit par une étanchéité presque absolue.

Une orientation E-W en travers bancs des structures souterraines (en particulier des cavernes) constituait donc un optimum pour s'affranchir des problèmes de stabilité éventuels associés aux zones cisailées liées aux discontinuités M2.

2.4.2 classification

Une classification géotechnique doit non seulement permettre d'identifier le matériau mais également traduire son comportement lorsque le massif est soumis à des sollicitations extérieures au cours des travaux d'excavation où lors du fonctionnement de l'aménagement. Les conditions intervenant dans les classifications et critères entre classes de terrain doivent être liées au type de problème à traiter et au type d'ouvrage.

Les classifications géotechniques utilisées ont été sélectionnées en conséquence.

2.4.2.1. classification relative à l'abattage (d'après LOUIS C. (1974))

Dans un contexte comme celui de Turkwel où les problèmes liés aux venues d'eau sont à l'évidence minimes, les possibilités d'excavation sont liées essentiellement à deux facteurs importants: la résistance mécanique et la fracturation. La classification proposée par LOUIS est ainsi établie à partir des deux critères "résistance-fracturation" en utilisant un diagramme bi-dimensionnel avec en abscisse l'indice de résistance It (essai Franklin) corrélé à la résistance à la compression Rc et en ordonnée le R.Q.D. caractérisant la fracturation.

On a reporté sur le diagramme de la figure III.2.9. les points correspondants aux différents faciès de Turkwel.

Cette classification ,de mise en oeuvre simple, a le mérite de permettre de formaliser un premier diagnostic global à l'échelle d'un aménagement.

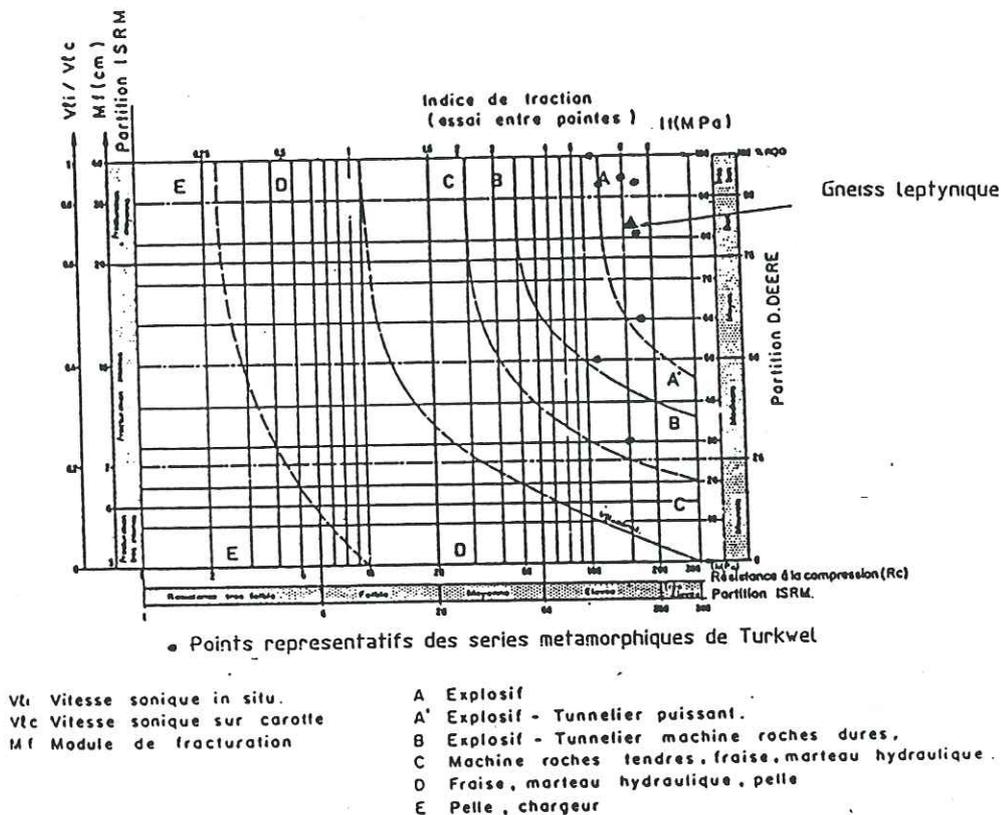


Fig III.2.9: Diagramme de classification des roches pour l'abattage en souterrain (d'après C.LOUIS); application aux séries métamorphiques de Turkwel;

2.4.2.2. Classification relative à la tenue des terrains et au mode d'exécution (d'après BIENIAWSKI E.I. (1974))

La classification de Biéniawski (tableau III.2.6.) s'est avérée bien adaptée:

- aux moyens disponibles sur le chantier (presse Franklin,...);
- au massif rocheux pour lequel on a vu précédemment que les risques d'instabilité sont souvent associés aux horizons hétérogènes qui se caractérisent par une faible cohésion des joints entre faciès; cette singularité des faciès hétérogènes peut être intégrée dans la classification de Bieniawski à travers le "paramètre 4 : conditions des joints ".

Les principales caractéristiques des faciès référencés sont récapitulées par ouvrage dans le chapitre II paragraphe 3.

Tableau III.2.6: Méthode de Z. BIENIAWSKI;

Paramètres de classification des roches et notes de pondération

Note d'ajustement pour l'orientation des joints

PARAMETRES		COEFFICIENTS						
1	Indice Frankin	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Frankin non utilisable		
	Résistance à la compression	> 200MPa	100-200MPa	50-100MPa	25-50MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Note	20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints	> 3 m	1-3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 m		
	Note	30	25	20	10	5		
4	Nature des joints	Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Joints ouverts > 5 mm Joints continus		
	Note	25	20	12	6	0		
5	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
	Pression d'eau contrainte principale	0		0,0-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	Hydrogéologie	Complètement sec		suintements (eau interstitielle)	pression d'eau modérée	problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note	10		7	4	0		

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10mn pour 0,5 m de portée

2.5 CONCLUSION

La synthèse globale présentée précédemment confirmait en les affinant les premières conclusions des études d'avant projet sommaire, à savoir:

- la bonne qualité d'ensemble du rocher pour les excavations souterraines;
- l'agencement général de l'aménagement souterrain en privilégiant notamment une orientation E-W pour les grandes cavernes souterraines.

En complément, il convenait, à ce stade de l'étude de faire un bilan des connaissances acquises à l'échelle de chaque ouvrage et de lister les incertitudes qu'il convenait de lever dans le cadre d'investigations ultérieures en cours de travaux.

3 SYNTHÈSE DES OBSERVATIONS & DES INVESTIGATIONS A L'ECHELLE DES OUVRAGES (PHASE 3b)

Cette synthèse résume les principales informations géotechniques transmises au concepteur et au constructeur à l'issue des reconnaissances d'Avant-Projet Détaillé; elle présente pour chaque ouvrage:

- une fiche géotechnique où le comportement potentiel de la roche est traduit en termes qualitatifs ou paramétriques facilement exploitables et où les questions en suspens sont signalées;
- des coupes géologiques , où les faits observés sont transcrits avec précision et les hypothèses clairement soulignées.

Un gros effort reste encore à faire pour normaliser la présentation des résultats de reconnaissances géotechniques dans le souci d'améliorer la communication de l'information géologique vers les différents acteurs d'un projet. Il nous est apparu en conséquence important de présenter ici les choix et les options retenus pour présenter les caractéristiques géotechniques de chacun des ouvrages de l'aménagement souterrain de Turkwel.

3.1 - LA PRISE D'EAU

3.1.1 - Présentation et données de bases spécifiques

La prise d'eau est située 800.0 m environ à l'amont du barrage (altitude 1091.0 m, section d'entrée 60 m²). L'ouvrage sera équipé :

- d'un dégrilleur impliquant la réalisation d'une tranchée le long de la pente au dessus de la prise entre les cotes 1090 et 1155 (profondeur de la tranchée 10.0m),
- d'une vanne située 100.0m environ en aval de la prise impliquant la réalisation d'un puits vertical entre les cotes 1091 et 1155 (diamètre 5.0m).

L'étude géotechnique est basée essentiellement sur le dépouillement des données collectées dans le sondage BH25 réalisé au droit de l'axe du puits de vanne entre les cotes 1062 et 1152.

3.1.2 - Synthèse géologique (Figure III.2.10)

3.1.2.1. Lithologie

La prise d'eau est excavée dans un orthogneiss présentant globalement des caractéristiques minéralogiques et texturales équivalentes à celles de l'orthogneiss du barrage. Ponctuellement on observe néanmoins quelques enclaves de schistes amphiboliques liées à la proximité du contact avec les séries métamorphiques.

3.1.2.2. Structure (figures III.2.11 et III.2.12)

Le tableau III.2.7. récapitule les principales caractéristiques des familles de discontinuités référencées dans le forage BH25. Les discontinuités dominantes correspondent respectivement à :

- la famille M1 : direction N155 à N20E ; pendage 5 à 70° W ; 43%
- la famille M2 : direction N155 à N20E ; pendage 5 à 70° W ; 41%
- la famille B : direction N80° à N100E ; pendage 5 à 80° S ; 5.5 %

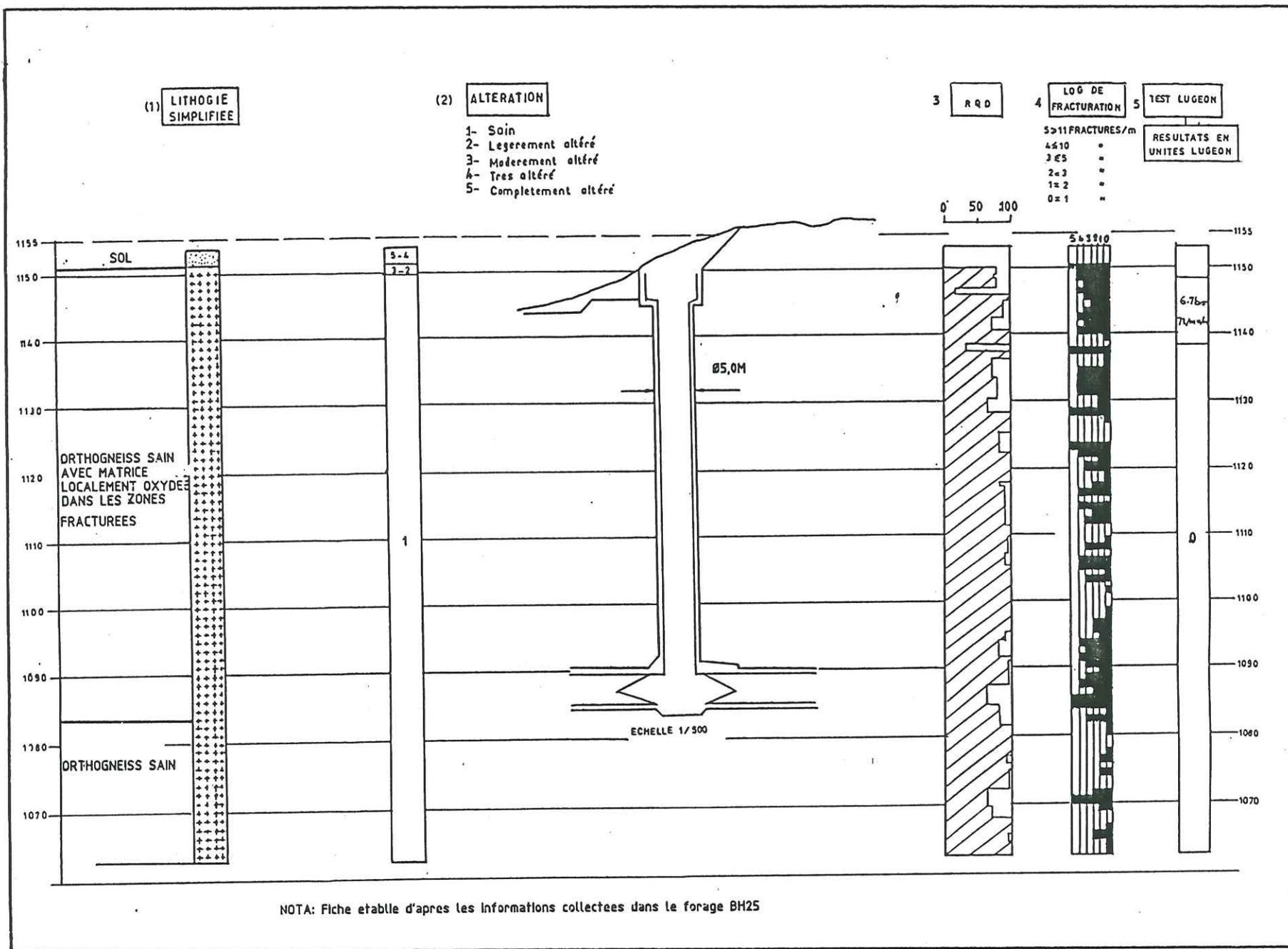


Fig III.2.10: Prise d'eau ; synthese geologique au stade de l'A.P.D.

Tableau III.2.7:Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH25.

Family	Direction*	Dip*	Caractéristiques	Number	%
N 170 E	30-58 W		Irregular surface (locally flat), weathered locally, with muscovite, dendrite, chlorite little or moderately oxidised, locally very oxidised with traces of water circulation.	90	28.5
N 170 E	10-50 E		Irregular surface (locally flat), weathered, with muscovite, chlorite, manganese dendrites. In general, little to moderately oxidised, locally very oxidised.	68	21.5
N 5-30 E	10-50 E		Irregular surface (locally flat), with muscovite, manganese dendrites, weathered biotite. In general, little to moderately oxidised, locally very oxidised. Discontinuities wet especially down to 20 m depth.	54	17.1
N 95E	24 S		Irregular surface (locally flat), unoxidised to moderately oxidised, locally very oxidised at 15.38 m, with muscovite, manganese dendrites and chlorite.	22	7.0
N 170E	10-29 W		Irregular surface (locally flat), little or moderately oxidised, locally very oxidised at 23.0 m, with muscovite and chlorite locally.	16	5.1
N 155E	35 SW		Flat surface, locally curved to irregular, little oxidised, with muscovite, manganese dendrites, chlorite, surface weathered locally.	12	3.8
N 15E	48 NW		Surface flat to irregular, little oxidised with muscovite, manganese dendrites.	9	2.8
N 170E	50-66 E		Irregular surface (locally flat), little or moderately oxidised down to 63.45 m, locally very oxidised at 53.76 and 60.89 m, traces of water flow locally.	9	2.8
N 80E	84 S		Irregular surface, generally very oxidised down to 63.41 m, then little oxidised below, weathered deposits.	8	2.5
N 18E	60 E		Irregular surface, generally very oxidised.	8	2.5
N 170E	60-72 W		Surface irregular to flat, little or moderately weathered, with muscovite and manganese dendrite.	6	1.9
N 154E	61 SW		Irregular surface, little or moderately oxidised with muscovite.	4	1.2
N 110E	35 N		Irregular surface, little or very oxidised at 59.12 and 59.38 m.	4	1.2
N 35E	85 SE		Irregular surface, very oxidised with deposits of weathered material.	2	0.6
N 70E	65 N		Flat surface, very oxidised.	2	0.6
N 140E	80 NE		Irregular surface, not oxidised.	2	0.6
N 100E	85 NE		Irregular surface, very oxidised.	1	0.3
				317	100

* Dip and direction given in degrees.

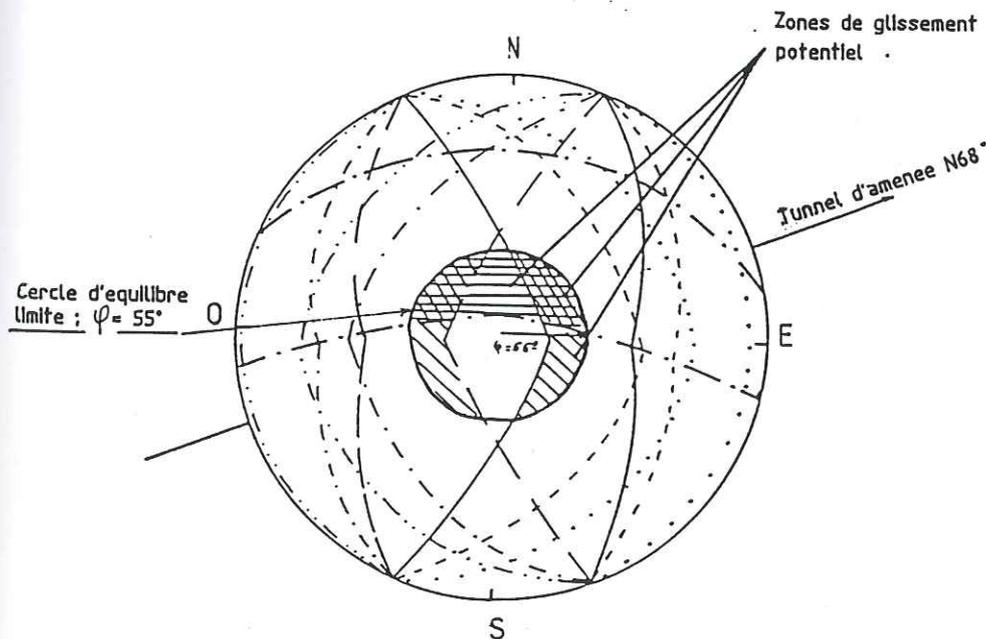


FIGURE	DIR.	PENDAGE	TYPE
—	N 155 N 20	E } 40 à 70 W	M 1-c
- - -	N 155 N 20	E } 25 à 35 W	M 1-b
.....	N 155 N 20	E } 5 à 20 W	M 1-a
- - -	N 155 N 20	E } 40 à 70 E	M 2-c
-	N 155 N 20	E } 25 à 35 E	M 2-b
.....	N 155 N 20	E } 5 à 20 E	M 2-a
-	N 80 N 100	E } 20 à 80 E	B

Fig III.2.11:Représentation stéréographique des principales familles de discontinuités.(hémisphère supérieur)

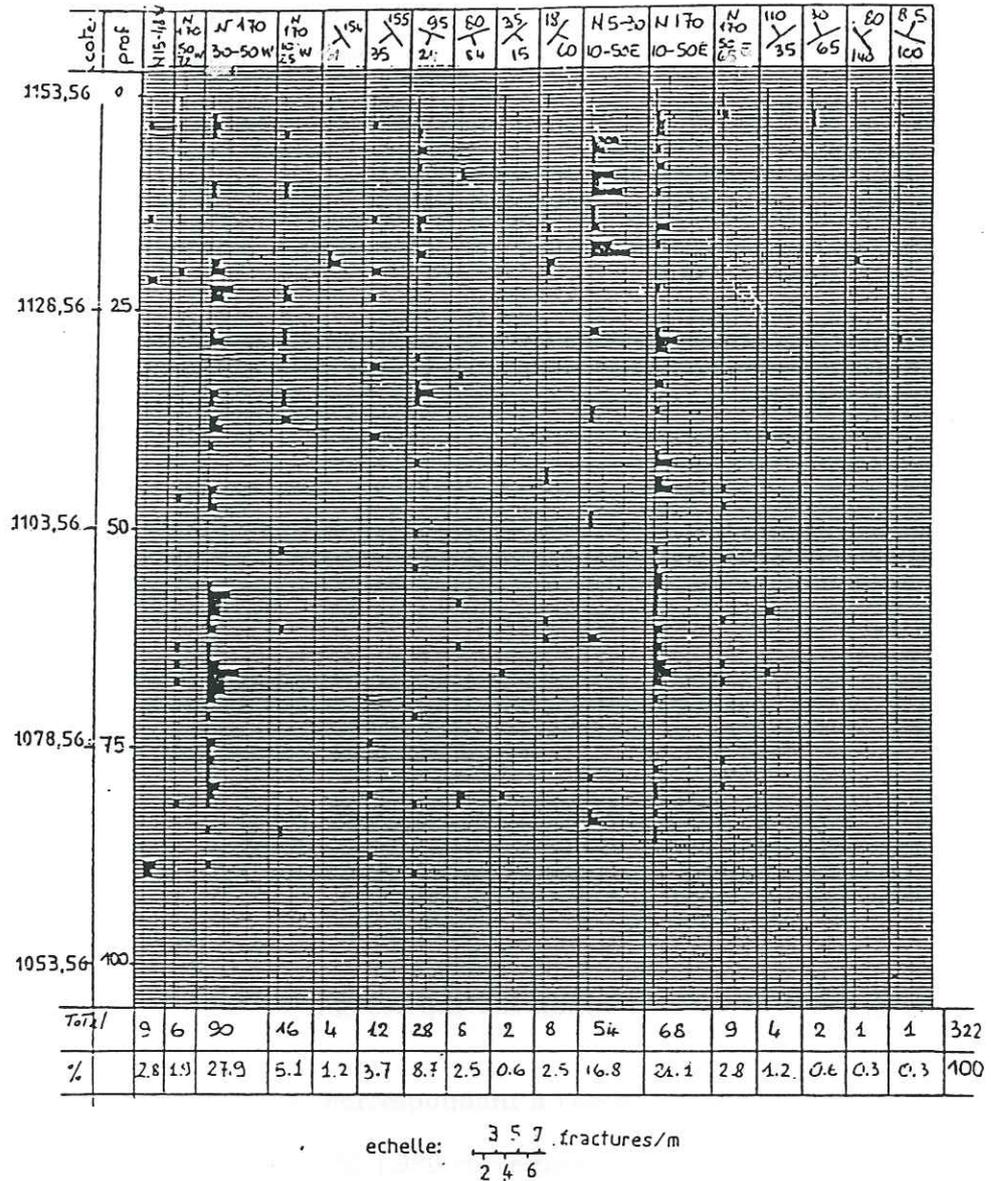


Fig III.2.12: Répartition des familles de discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH25.

3.1.2.3. altération

Elle se répartit comme suit :

- de 0 à 2,5 m , W (degré d'altération) = 4 à 5 rocher très à complètement altéré,
- de 2,5 à 4,0 m , W = 2 à 3 rocher légèrement à modérément altéré,
- de 4,0 à 91,0 m , W = 1 rocher sain sauf dans les zones fracturées jusqu'à 70.0m où le rocher est légèrement altéré.

3.1.2.4. classification géotechnique

- Classification de Bieniawski : bon rocher

3.1.3 - Analyse géotechnique

L'orthogneiss rencontré au droit de la prise d'eau sera globalement de bonne qualité sauf dans les horizons altérés superficiels d'une épaisseur de l'ordre de 5 m qui devront être " décapés " sur une largeur suffisamment importante de part et d'autre de l'aplomb de la prise d'eau pour s'affranchir de risques de chutes de blocs susceptibles de nuire au bon fonctionnement hydraulique de l'entonnement à l'amont du tunnel d'amenée.

L'analyse structurale , souligne par ailleurs ,l'existence d'un système de fracturation dense et il conviendra de soigner particulièrement les méthodes de tir (prédécoupage, limitation des quantités d'explosif par tir,...) de façon à limiter l'ébranlement du rocher .

Certaines de ces fractures (fractures de type M2 par exemple) peuvent induire des risques de contournement de la vanne installée à l'amont de l'aménagement et il pourra s'avérer nécessaire de prévoir en conséquence un voile d'étanchéité de part et d'autre de cette vanne.

3.2 - TUNNEL D'AMENEE

2.3.2.1 - Présentation et données de base spécifiques

La longueur du tunnel d'amenée est d'environ 2800 m entre le puits des vannes de la prise d'eau à l'amont (BH25) et la chambre de la vanne papillon à l'aval pour une pente de 6.0m par kilomètre et sa section est en fer à cheval avec un "diamètre" intérieur de 4.10m. La direction du tunnel est N68° sur les 265 premiers mètres environ puis N47° en aval.

Trois zones ont été distinguées qui ont donné lieu à une étude géotechnique spécifique :

- la zone amont : PK 0.0 - PK 0.950 correspondant à l'orthogneiss(pluton);
- la zone intermédiaire : PK 0.950 - PK 1.980 correspondant à la zone de contact entre le pluton et les séries métamorphiques que nous appellerons zone de transition;
- la zone aval : PK 1.890 - PK 2.815 correspondant à la série métamorphique.

L'étude géotechnique est basée essentiellement sur le dépouillement des données collectées dans les sondages BH25 (zone amont, prise d'eau), BH21 (zone intermédiaire, contact pluton série métamorphique),BH23(zone aval, cheminée d'équilibre) et sur le levé géotechnique détaillé des excavations de la route d'accès au barrage.

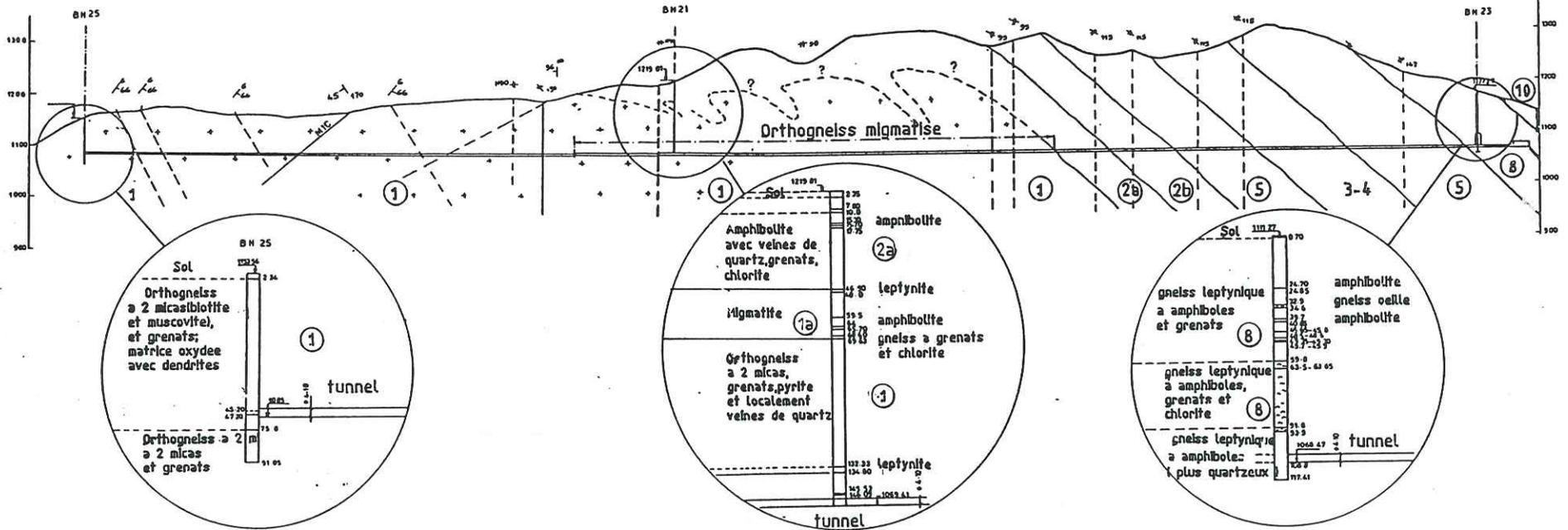
3.2.2 - Synthèse géologique (figure III.2.13)

3.2.2.1. Lithologie

Les formations recoupées par le tunnel d'amenée sont les suivantes :

- . PK 0,0 - PK 0,950 : orthogneiss
- . PK 0,950 - PK 1,890 : probablement orthogneiss migmatisé au contact des séries métamorphiques.

caracteristiques	Direction N68°		Pente 000.6 - Direction N47°									
chainage	0.00	0.265	0.410	0.670	0.950	1.850	2.000	2.150	2.205	2.465	2.700	2.815
classification	classe I - Tres bon rocher			classe II - Bon rocher			classe III Rocher moyen		classe II		classe IV Mediocre	classe II - Bon rocher



Au niveau du tunnel
 $65\% < RQD < 80\%$; LU = 0 ;
 Nbre de fractures/m ≥ 11 entre 65,20 et 67,0

Au niveau du tunnel
 $90\% < RQD < 100\%$; LU = 0 ;
 Nbre de fractures/m ≤ 2

Au niveau du tunnel
 RQD = 100% ; LU = 0 ;
 Nbre de fractures/m ≤ 3

- LEGENDE**
- 1 Orthogneiss
 - 2 Schistes amphiboliques avec intercalation de niveaux quartzo-feldspathiques
 - 2b Schistes amphiboliques
 - 5 Gneiss amphiboliques
 - 3-4 Alternance de schistes amphiboliques, de schistes a grenats et de schistes sericiteux
 - 8 Gneiss leptynique a amphiboles
 - 10 Gneiss rubanne a amphiboles

- Faille majeure
- - - Principales discontinuities reperees par photos aerienes.

Figure III.2.13: Tunnel d'amenée ; synthese geologique au stade de l'A.P.D.

Il est possible cependant que dans cette zone, le tunnel puisse recouper des horizons d'amphibolites.

Le contact entre pluton et séries métamorphiques reste difficile à localiser avec précision; il a été représenté schématiquement sur la coupe géologique de la figure III.2.13.

Cette représentation est basée :

- sur le dépouillement du log du forage BH21 qui souligne une imbrication du pluton d'orthogneiss dans la série métamorphique parallèlement aux plans de foliation ;
- sur la prise en compte de la structure générale monoclinale des séries métamorphiques et de la bonne continuité des formations géologiques correspondant à ces séries (homogénéité, épaisseur des bancs, ...)
- sur l'interprétation des profils sismiques réalisés au droit de la zone de contact pour lesquels les contrastes de vitesses des ondes de compression sismique interprétés sur la verticale semblent cohérents avec la géométrie présumée du contact orthogneiss séries métamorphiques.

PK 1,890 - PK 2,815 : séries métamorphiques - incluant:

- entre PK 1,890 et 2,0 : schistes amphiboliques entrecoupés d'horizons de quartzite feldspathique à biotite et de gneiss chloriteux ;
- entre PK 2,0 et 2,130 : schistes amphiboliques à chlorite ;
- entre PK 2,130 et 2,285 : gneiss amphibolique ;
- entre PK 2,285 et 2,465 : alternance de schistes amphiboliques, de schistes à grenats et de schistes sériciteux;
- entre PK 2,465 et 2,700 : gneiss amphibolique localement schisteux ;
- entre PK 2,700 et PK 2,815 : gneiss leptynique à amphiboles, biotite et grenats.

Les horizons de schistes amphiboliques à chlorite rencontrés entre les PK 1,890 et PK 2,130 peuvent correspondre à une zone de transition dans les séries métamorphiques affectée par la mise en place du pluton.

3.2.2.2. Structure

PK 0,0 - PK 0,950

Les discontinuités principales recoupées par le tunnel sont reportées sur la coupe géologique de la figure III.2.13. Ces discontinuités ont été localisées par dépouillement des photos aériennes.

Les discontinuités repérées par photos aériennes correspondent essentiellement à :

- 4 failles N10 à fort pendage vers l'Est ($> 65^\circ$) de type M2 ;
- 1 faille N170 pendant à 45° vers l'Ouest (M1C) ;
- 1 faille N130 verticale ;

- 1 faille N170 pentée de 35° vers l'Ouest (type M1C).

Les failles M1C (PK 0,410) et la faille N130° (PK 0,890) constituent les 2 discontinuités majeures recoupées par le tunnel. Elles se traduiront par des passées broyées vraisemblablement plurimétriques, mais sans grande conséquence sur la réalisation du tunnel, comme l'ont montré les galeries de drainage du barrage recoupant ces horizons.

Toutes ces discontinuités ont une orientation plutôt favorable par rapport à la direction d'excavation.

Les principales familles de discontinuités référencées en surface et en forage ont servi de base à l'interprétation de la figure III.2.14.

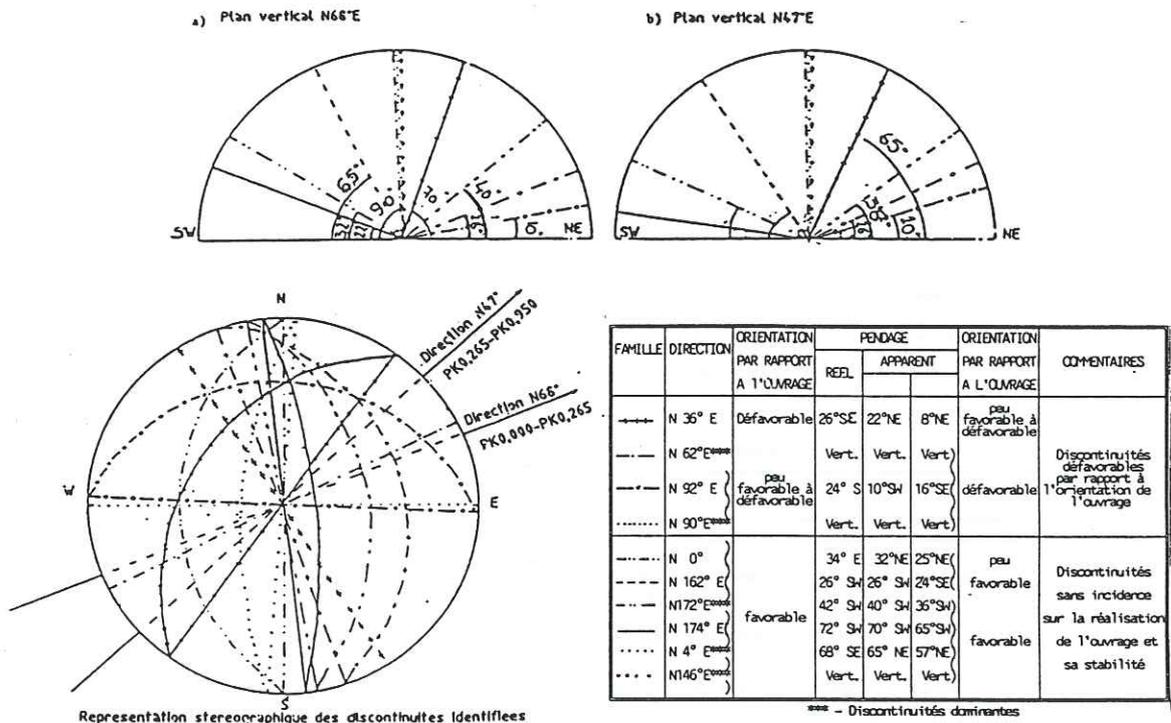


Fig III.2.14: Tunnel d'amenée: PK0,0-PK0,950;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités.(hémisphère supérieur)

Il convient de souligner la forte densité de fracturation au niveau de l'entrée du tunnel ,entre les cotes 1086 et 1088, pour une cote de radiér du tunnel à 1085.

PK 0,950 - PK 1,890

Les discontinuités repérées par photos aériennes correspondent essentiellement à :

- 2 failles de direction N115 subverticales ;
- 2 fractures E-W verticales.

Ces discontinuités ont une orientation plutôt favorable par rapport à la direction du tunnel.

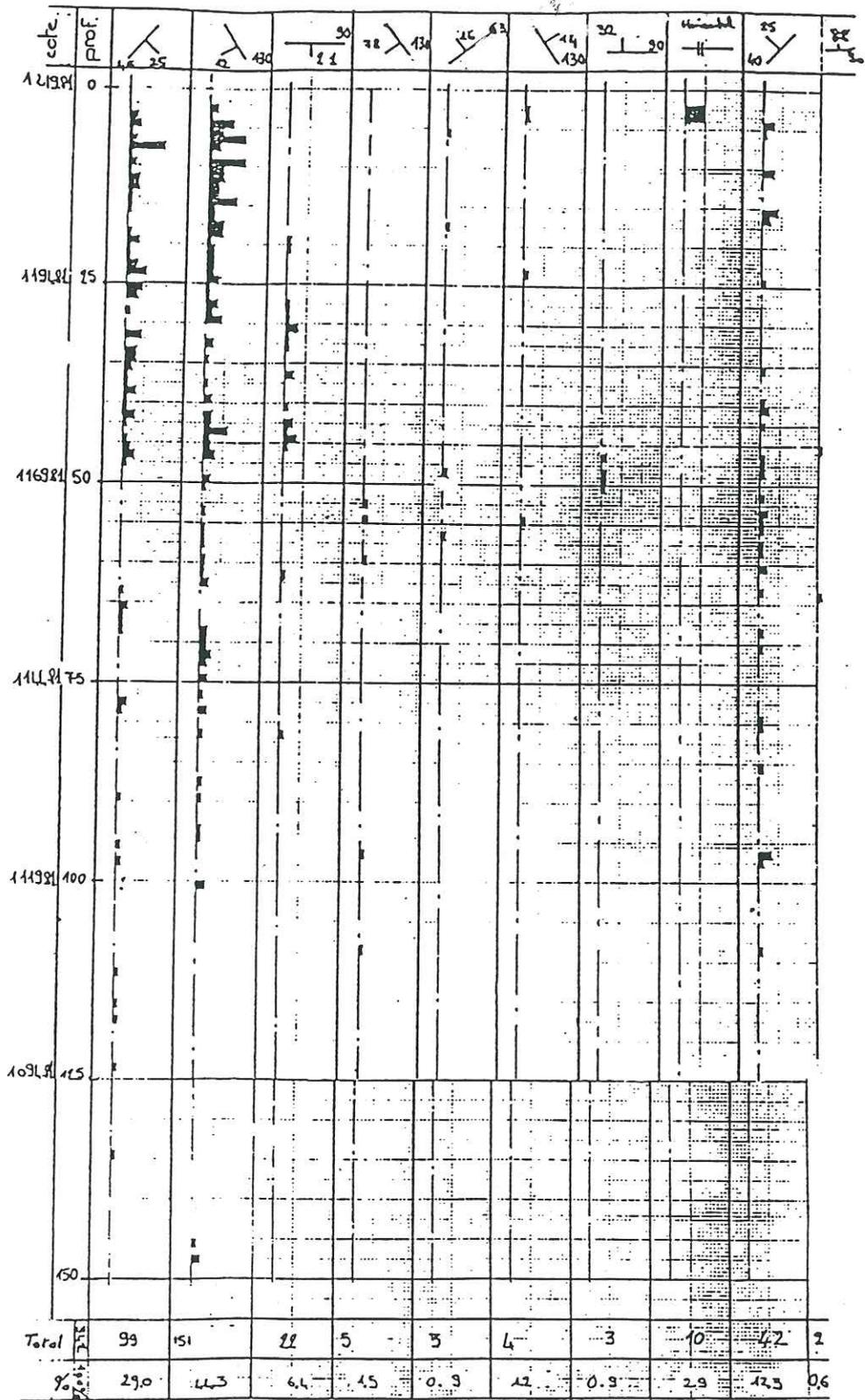
Le tableau III.2.8. récapitule les principales caractéristiques des familles de discontinuités référencées dans le forage BH21.

Tableau III.2.8:caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH21.

Family	Direction*	Dip*	Characteristics	Number	%
N 130E		12 SW	Surface irregular to rounded, smooth, little oxidised. Amphiboles and garnets found frequently, locally deposits of weathered materials.	151	44,3
N 45E		25 SE	Surface irregular to rounded, smooth (locally rough), slightly oxidised or unoxidised. Micas frequent, surface weathered locally.	99	29,0
N 40E		25 NW	Surface irregular to rounded, smooth to rough, generally slightly oxidised or unoxidised (locally very oxidised at 26.45 and 51.09 m). Micas frequent.	41	12,0
N 90E		21 S	Surface irregular to rounded, slightly oxidised or unoxidised, with locally deposits of weathered materials and pyrites	22	6.4
Horizontal			Irregular surface, slightly oxidised or unoxidised, with chlorite.	10	2.9
N 130E		78 SW	Irregular surface, moderately to very oxidised, with deposits related to the flow of water.	5	1.5
N 130E		14 NE	Irregular surface, slightly oxidised or unoxidised, locally very oxidised (at 54.64 m).	4	1.2
N 63E		26 NW	Surface irregular to rounded, smooth, little to moderately oxidised, chlorite locally.	3	0.9
N 90E		32 N	Irregular surface, slightly oxidised or unoxidised (locally very oxidised at 49.52 m).	3	0.9
N 90E		88 N	Surface slightly to very oxidised with deposits and traces of water seepage.	2	0.6
				340	100

* Dip and direction given in degrees.

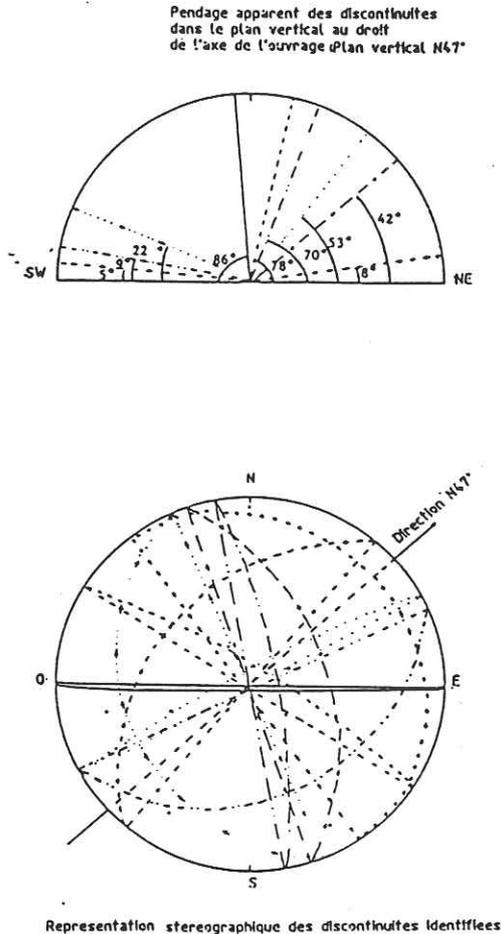
La figure III.2.15.ci-après, présente la distribution de ces fractures en fonction de la profondeur.



echelle: $\frac{357}{246}$ fractures/m

Fig III.2.15: Tunnel d'amenée; répartition des discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH21.

Les principales familles de discontinuités référencées en surface et en forage ont servi de base à l'interprétation de la figure III.2.16.



FAMILLE	DIRECTION	ORIENTATION PAR RAPPORT A L'OUVRAGE	PENDAGE		ORIENTATION PAR RAPPORT A L'OUVRAGE	COMMENTAIRES
			REEL	APPARENT		
-----	N 40° E*	défavorable	25° SE	5° NE	défavorable	Discontinuités défavorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage
-----	N 64° E	défavorable	28° NW	9° NE	défavorable	
.....	N 60° E*	défavorable	80° SW	53° SW	peu favorable	
.....	N 143° E	favorable	8° SW	8° SW	défavorable	Discontinuités moyennement favorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage.
.....	N 156° E	favorable	24° NE	22° NE	peu favorable	
-----	N 90° E*	peu favorable	88° N	86° NE	peu favorable	Discontinuités sans incidence sur la réalisation de l'ouvrage et sa stabilité
-----	N 162° E*	favorable	46° W	42° SW	favorable	
-----	N 170° E	favorable	76° W	70° SW	favorable	
-----	N 120° E*	favorable	78° SW	78° SW	favorable	

* - Familles de discontinuités dominantes

Fig III.2.16: Tunnel d'amenée; PK0,950-PK1,890; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur)

PK 1.890 - PK 2.815

Les discontinuités repérées par photos aériennes correspondent essentiellement à :

- 4 failles de direction N115 subverticales;
- 1 faille de direction N147 subverticale.

Ces discontinuités ont une orientation plutôt favorable par rapport à la direction du tunnel.

Les principales familles de discontinuités référencées en surface et en forage ont servi de base à l'interprétation de la figure III.2.17.

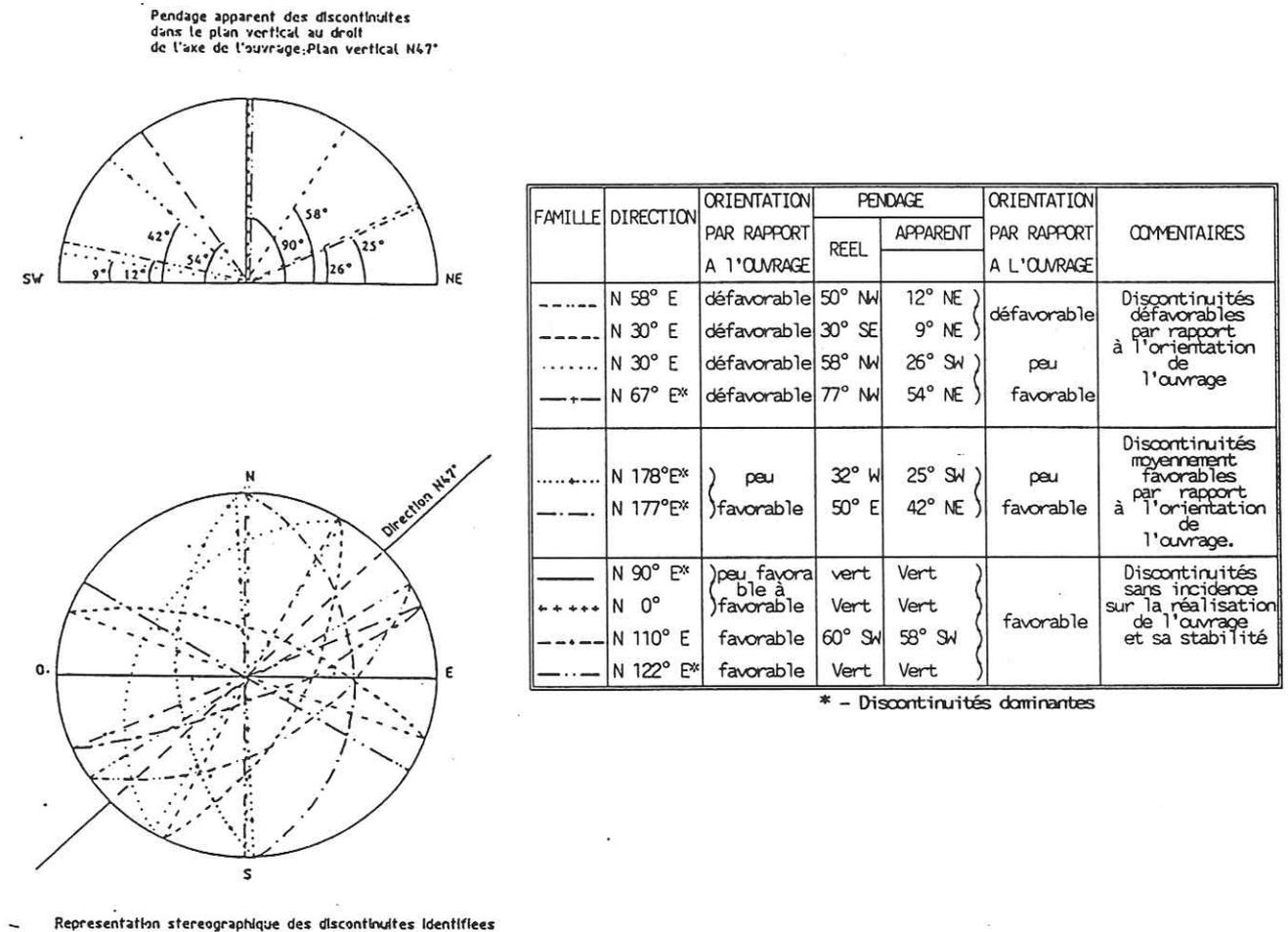


Fig III.2.17: Tunnel d'amenée; PK1,890-PK2,815; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).

3.2.2.3. Altération

L'épaisseur du recouvrement au droit du tunnel varie entre 65.0 m et 240.0 m. Les forages BH25, BH21 et BH23 ont reconnu le tunnel pour un recouvrement respectif de 64.0m, 146.0m et 105.0m. Dans ces 3 cas, le rocher rencontré au niveau du tunnel est sain. On remarque, sur la base des observations des carottes du forage BH21, qu'à proximité du contact, les schistes amphiboliques très altérés en surface sont plus massifs en profondeur au niveau du tunnel et que la zone de contact entre le pluton et la série métamorphique semble saine.

Les résultats de la campagne de sismique réfraction indiquent systématiquement (à l'exception de deux anomalies ponctuelles), au delà de 50,0 m de profondeur, des vitesses de propagation des ondes de compression sismique de l'ordre de 5500 m/s à 5800 m/s qui sont voisines des vitesses maximum observées pour ce type de formations métamorphiques.

Les 2 anomalies repérées, correspondant à des vitesses de " fond " de 4000 m/s sont à associer à des horizons lithologiques ponctuellement plus altérés et fracturés à l'image des observations de surface le long de la route d'accès au site de barrage.

3.2.2.4. Circulation d'eau

Les essais Lugeon réalisés au niveau du tunnel dans les forages BH25, BH21 et BH23 n'ont donné aucune perte d'eau et indiquent une fracturation fermée. Les infiltrations susceptibles d'être rencontrées en cours d'excavation sont a priori négligeables.

3.2.2.5. Classification de Bieniawski (voir tableau III.2.9. et Figure III.2.13.)

3.2.3 - Analyse géotechnique

L'excavation du tunnel d'amenée bénéficiera globalement de conditions géologiques et géotechniques favorables:

- en moyenne, bonne qualité du rocher;
- orientation favorable des discontinuités majeures;
- orientation moyennement favorable à favorable de la fracturation en général;
- risques minimes de percolation d'eau.

Dans ces conditions, sur la plus grande partie du tunnel, seul un boulonnage d'épinglage pourra s'avérer ponctuellement nécessaire en cours de travaux.

3.2.4 - Décisions de conception en suspens

- définitions des soutènements définitifs par zone (anneaux bétonnés, béton projeté sur treillis soudé, cintres...)

3.3 LA CHEMINÉE D'EQUILIBRE AMONT

3.3.1 - Présentation et données de bases spécifiques

La cheminée d'équilibre amont correspond à un puits vertical de 109.0m de profondeur de section circulaire dont le diamètre varie entre 5,0 m et 11,50 m.

L'étude géotechnique est basée essentiellement sur le dépouillement des données collectées dans le sondage BH23 réalisé au droit de l'axe de l'ouvrage entre les cotes 1177,27 et 1059,86.

3.3.2 - Synthèse géologique (figure III.2.18.)

3.3.2.1. Lithologie

La cheminée d'équilibre sera excavée dans un faciès de gneiss leptynique à amphiboles (7 et 8) comprenant localement de minces horizons d'amphibolite et des niveaux chloriteux.

Tableau III.2.9: Tunnel d'amenee ; classification de Bieniawski

Tunnel KP approx.	Length (m) approx.	Type of rock	Strength of intact rock material		Drill core quality RQD		Spacing of joints		Condition of joints		Groundwater general conditions		Orientation of joints		Total rating	Class	Description	Compression wave velocity m/s
			MPa Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating				
0-0.950	950	Orthogneiss (1)	It = 9.2 Rc = 103	12	90%-100%	20	> 3 m	30	slightly rough hard joint wall rock	20	completely dry	10	Favour.	- 2	90	I	very good rock	5500-5700
0.950-1.890	940	Migmatite (1a)	It = 9 Rc = 101	12	90%-100%	20	1.3 m	25	Hard joint wall rock slightly rough	20	completely dry	10	Fair	- 5	82	II	good rock	5500-5600
1.890-2.0	110	Schistous amphibolite comprising feldspar quartzites with biotite and schistous gneiss (2a)	It = 6.0 Rc = 107	12	75%-90%	17	0.3-1 m	20	Slightly rough surface soft joint wall rock	12	completely dry	10	Fair	- 5	66	III	fair rock	4600
2.0-2.130	130	Amphibolite schists (2b)	It = 6.0 Rc = 107	12	75%-90%	17	0.3-1 m	20	Slightly rough surface soft joint wall rock	12	completely dry	10	Fair	- 5	66	III	fair rock	4000
2.130 - 2.285 2.465 - 2.700	155 235 390	Amphibolite gneiss (5)	It = 6.4 Rc = 110	12	90%-100%	20	1-3 m	25	Slightly rough surface soft joint wall rock	20	completely dry	10	Fair	- 5	82	II	good rock	5600-5800
2.285 - 2.465	180	Alternating schistous amphibolites, schists with garnets and sericitic schists (3 and 4)	It = 6	12	50%-75%	13	50-300 mm	10	Open joints 1-5 mm	6	completely dry	10	Fair	- 5	46	IV	poor rock *	5500
2.700 - 2.815	115	Leptynic gneiss with amphiboles (8)	It = 6.3 Rc = 96	12	90%-100%	20	1-3 m	25	Hard joint wall rock	20	completely dry	10	Fair	- 5	82	II	good rock	4800?

* according to surface observations

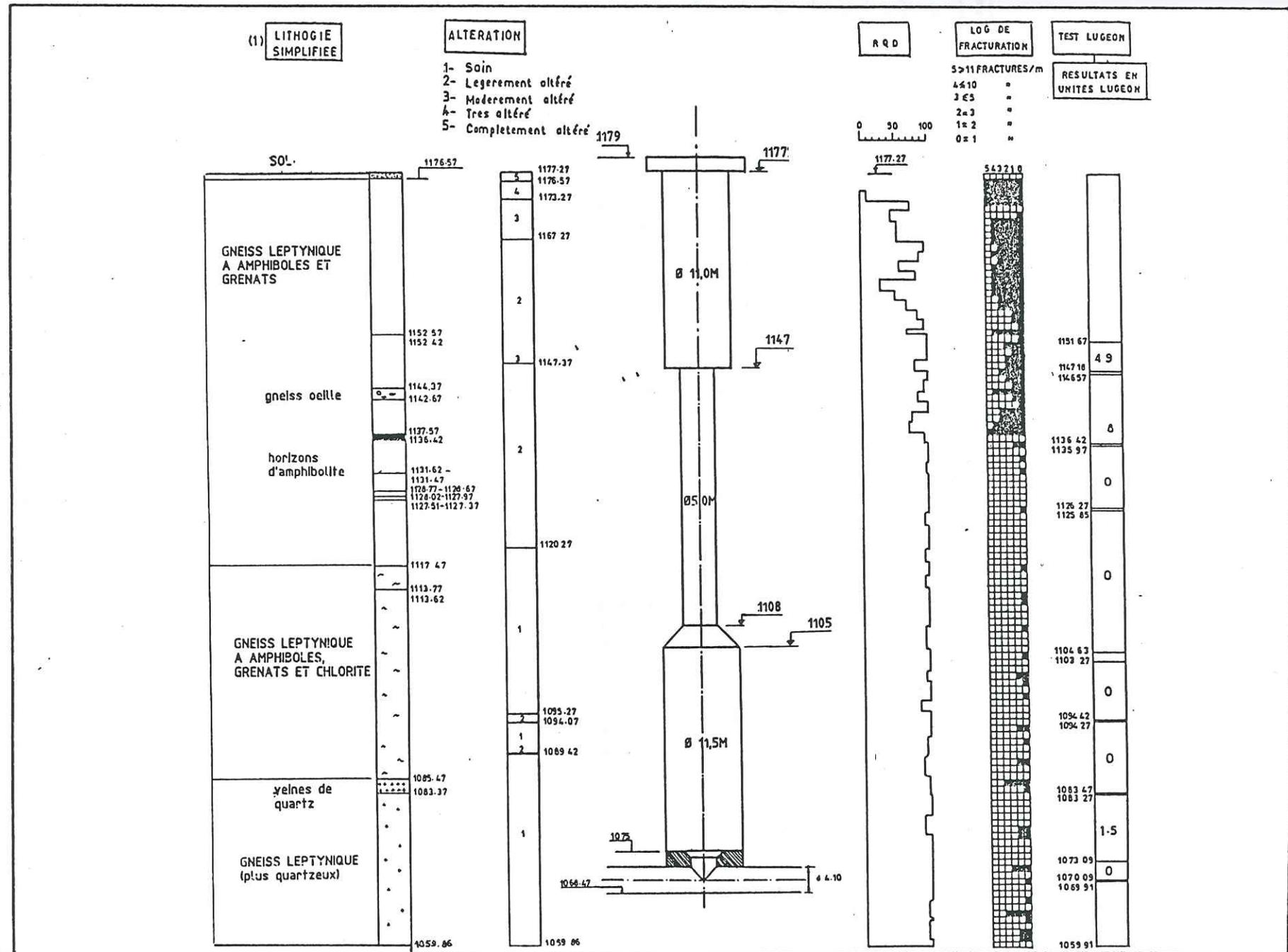


Fig III.2.18: Cheminee d'equilibre amont ; synthese geologique au stade de l'A.P.D.

Sur la base des mesures de surface, le plan de foliation moyen au droit de l'ouvrage est un plan de direction N174° (écart type 7°) pendant vers l'Est à 50° (écart type 6°).

3.3.2.2. Structure (figures III.2.19. et III.2.20.)

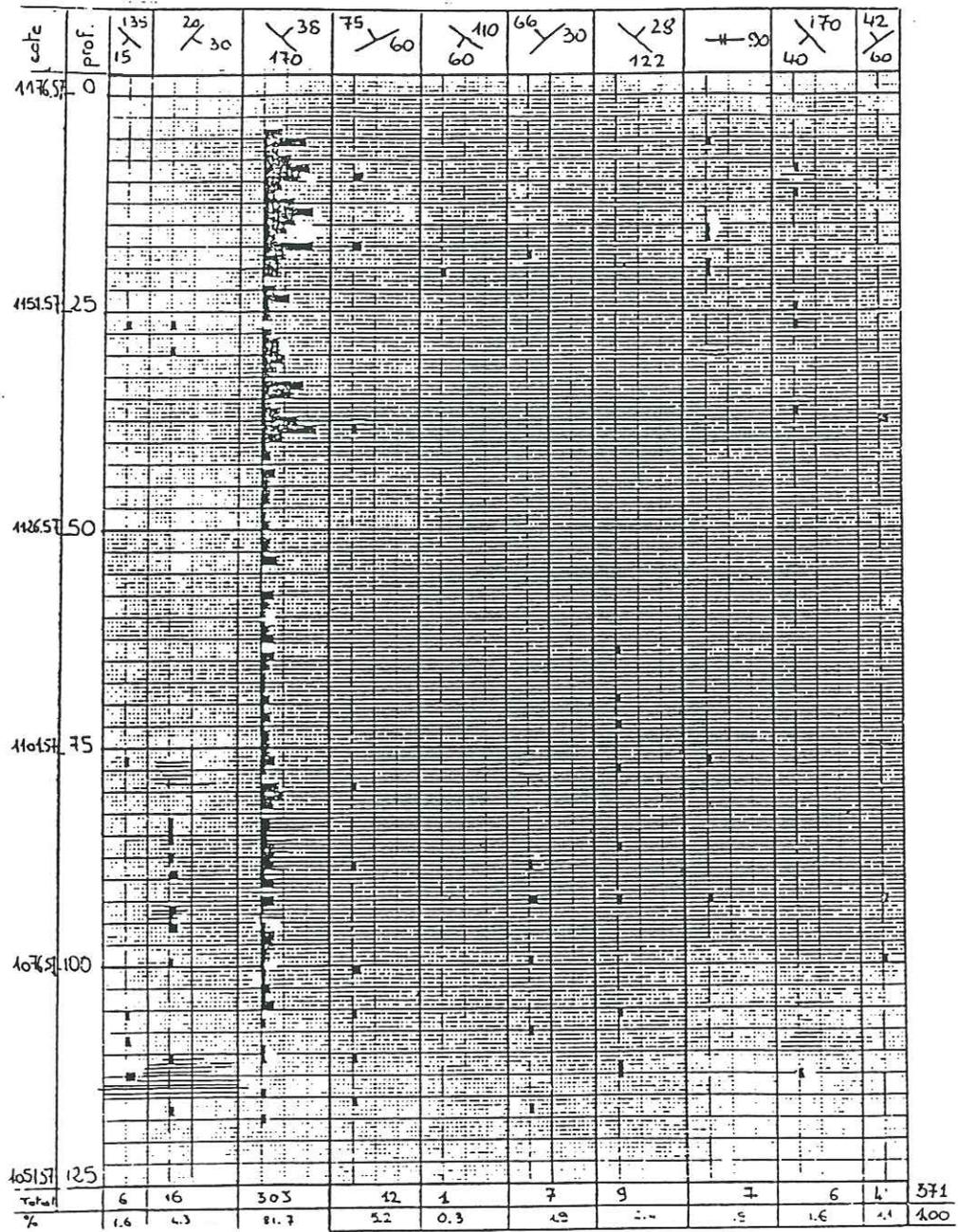
Les familles de discontinuités et leurs caractéristiques sont récapitulées dans le tableau III.2.10.

Tableau III.2.10: Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH23.

Direction	Pendage	Caractéristiques	Type	Nombre	%
N 170	38 E	Surface modérément à très oxydée jusqu'à 39,20 m, dépôts d'altération, Chloritisation, traces de circulation d'eau. Surface planaire à ondulée, lisse à rugueuse, peu à pas oxydée entre 39,20 et 117,36 m	Foliation	303	81,7
N 20	30 E	Surface rugueuse, irrégulière, non oxydée, localement léger dépôt d'altération		16	4,3
N 60	75 NW	Surface très oxydée, avec traces de circulation d'eau jusqu'à 38,42 m, surface ondulée à lisse, peu à pas oxydée en dessous de 79,42 m, avec localement cristallisation de quartz		12	3,2
N 122	28 NE	Surface irrégulière, rugueuse (localement lisse), non oxydée, cristallisation de pyrite		9	2,4
N 90	verticale	Surface plane à ondulée, modérément à très oxydée, localement cristallisation de quartz		7	1,9
N 30	66 NW	surface très oxydée avec dépôt d'altération jusqu'à 18,78 m, surface irrégulière non oxydée, avec localement petits dépôts d'altération au delà de 88,8 m		7	1,9
N 135	15 SW	Surface rugueuse irrégulière, très oxydée à oxydée jusqu'à 76,28 m, non oxydée en dessous		6	1,6
N 170	40 W	Surface rugueuse modérément à très oxydée, localement avec dépôt argileux jusqu'à 36,0 m, non oxydée au-delà de 112,0 m		6	1,6
N 60	42 NW	Surface très oxydée jusqu'à 37,78 m, irrégulière et non oxydée en dessous de 92,0 m, localement petits dépôts d'altération		4	1,1
N 110	60 SW	Surface très oxydée jusqu'à 20,53 m		1	0,3

Le plan de discontinuité principal (80 % des fractures) correspond au plan de schistosité et/ou de foliation ; le pendage moyen de ces plans de discontinuité selon la schistosité est de 38 °.

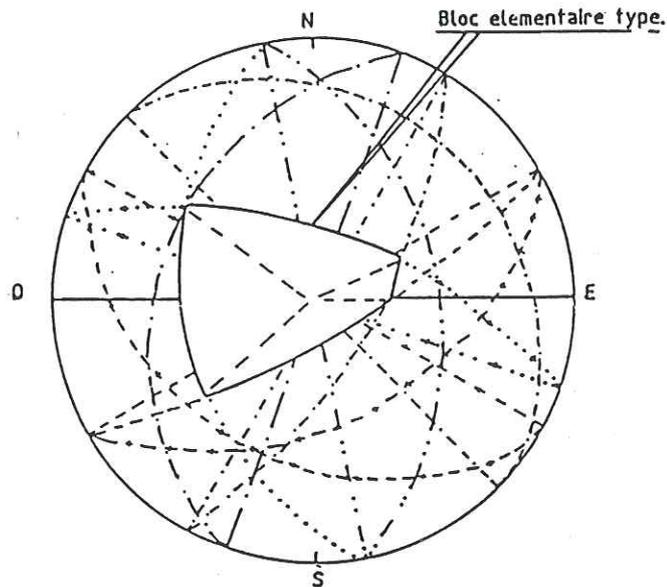
La figure III.2.19.ci après, présente la distribution des principales familles de discontinuités en fonction de la profondeur;



echelle: $\frac{357}{246}$ fractures/m

Fig III.2.19:Cheminée d'équilibre amont;répartition des discontinuités en fonction de la profondeur.

Une représentation stéréographique des différentes familles recensées et un tableau de synthèse résumant leur incidence sur l'ouvrage est présentée sur la figure III.2.20.



famille	direction	pendage	remarques
—	N 90° E	VERT.	Ces discontinuités sont caractérisées par : - une forte oxydation; - une orientation défavorable par rapport à la géométrie de l'ouvrage; - un pendage fort défavorable en terme de stabilité.
----	N 170° E	38° E	
----	N 50° E	75° NW	
.....	N 110° E	50° SW	
----	N 30° E	66° NW	
----	N 50° E	42° NW	Ces discontinuités sont caractérisées par: - une forte oxydation; - une direction défavorable par rapport à la géométrie de l'ouvrage.
.....	N 170° E	40° SW	
----	N 135° E	15° SW	Discontinuités peu oxydées, à faible pendage, sans incidence sur la réalisation de l'ouvrage.
----	N 20° E	30° SE	
.....	N 122° E	28° NE	

Fig III.2.20: Cheminée d'équilibre amont ; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).

3.3.2.3. Altération

Elle se répartit comme suit :

- de 0 - 4,5 m , W = 4 à 5 très à complètement altéré ;
- de 4,5 - 10 m , W = 3 modérément altéré ;
- de 10 - 57 m , W = 2 légèrement altéré ;
- de 57 - 117 m , W = 1 sain.

3.3.2.4. Classification géotechnique

- Classification de Bieniawski : bon rocher

3.3.3 - Analyse géotechnique

Trois zones sont à distinguer du point de vue géotechnique :

- entre les cotes 1177,27 et 1173,27, le rocher est très altéré à complètement altéré. Un soutènement par béton projeté sur treillis soudé et boulonnage ou éventuellement des anneaux bétonnés pourront être mis en oeuvre à l'avancement;
- entre les cotes 1173,27 et 1138,07, le rocher est modérément à légèrement altéré mais reste très fracturé ; en particulier le long du plan de foliation avec des fractures généralement très oxydées; des décrochements de blocs sont envisageables localement. Un boulonnage systématique devra être réalisé en particulier perpendiculairement au plan de foliation. Compte tenu de la présence de familles verticales à fort pendage une attention toute particulière devra être accordée à la méthode d'excavation (prédécoupage) pour limiter les hors profils .
- entre les cotes 1138,07 et 1070,57 (cote de l'axe du tunnel d'amenée, le rocher est peu altéré à sain et les fractures sont dans l'ensemble peu oxydées ; les fractures subverticales pourront engendrer cependant des hors profils qu'il conviendra de limiter au maximum en adaptant la technique d'excavation en conséquence (pré-découpage).

Dans la mesure où cet ouvrage ne serait pas entièrement revêtu, il conviendra dans tous les cas, compte tenu de la densité de fracturation importante spécialement dans la partie supérieure, de prévoir un piège à blocs à la base de la cheminée d'équilibre.

3.3.4 - Décisions de conception en suspens

- définitions des soutènements définitifs de la cheminée;
- définition du réseau de drainage autour de la cheminée pour limiter les sous pressions

3.4 - LA CHAMBRE DE LA VANNE PAPILLON

3.4.1 - Présentation et données de base spécifiques

La chambre de la vanne papillon correspond à une excavation de 29 m de long par 10 m de large et 12 m de haut, le radier étant calé à la cote 1067,87 m et le toit à la cote 1079,87 m. La voute en est prévue revêtue.

Cette chambre sera équipée d'un palan permettant l'installation et la manutention des équipements électro-mécaniques .

Le sondage BH4 réalisé en avril 1984 au droit de la chambre a reconnu les formations rocheuses sus-jacentes entre les cotes 1146,3 et 1086,30. (ce forage a été arrêté suite à un problème mécanique et n'a pu être repris faute de temps lors de la campagne préliminaire). Il permet par extrapolation d'avoir une bonne idée de la qualité du rocher au droit de l'ouvrage.

Le sondage BH23 réalisé 95 m environ à l'amont apporte, par extrapolation, des éléments complémentaires concernant la lithologie.

3.4.2 - Synthèse géologique (figure III.2.21.)

3.4.2.1. Lithologie

En considérant un plan de foliation moyen (ce plan de foliation moyen est déterminé par traitement statistique des mesures de surface entre les cotes 1050 et 1190)

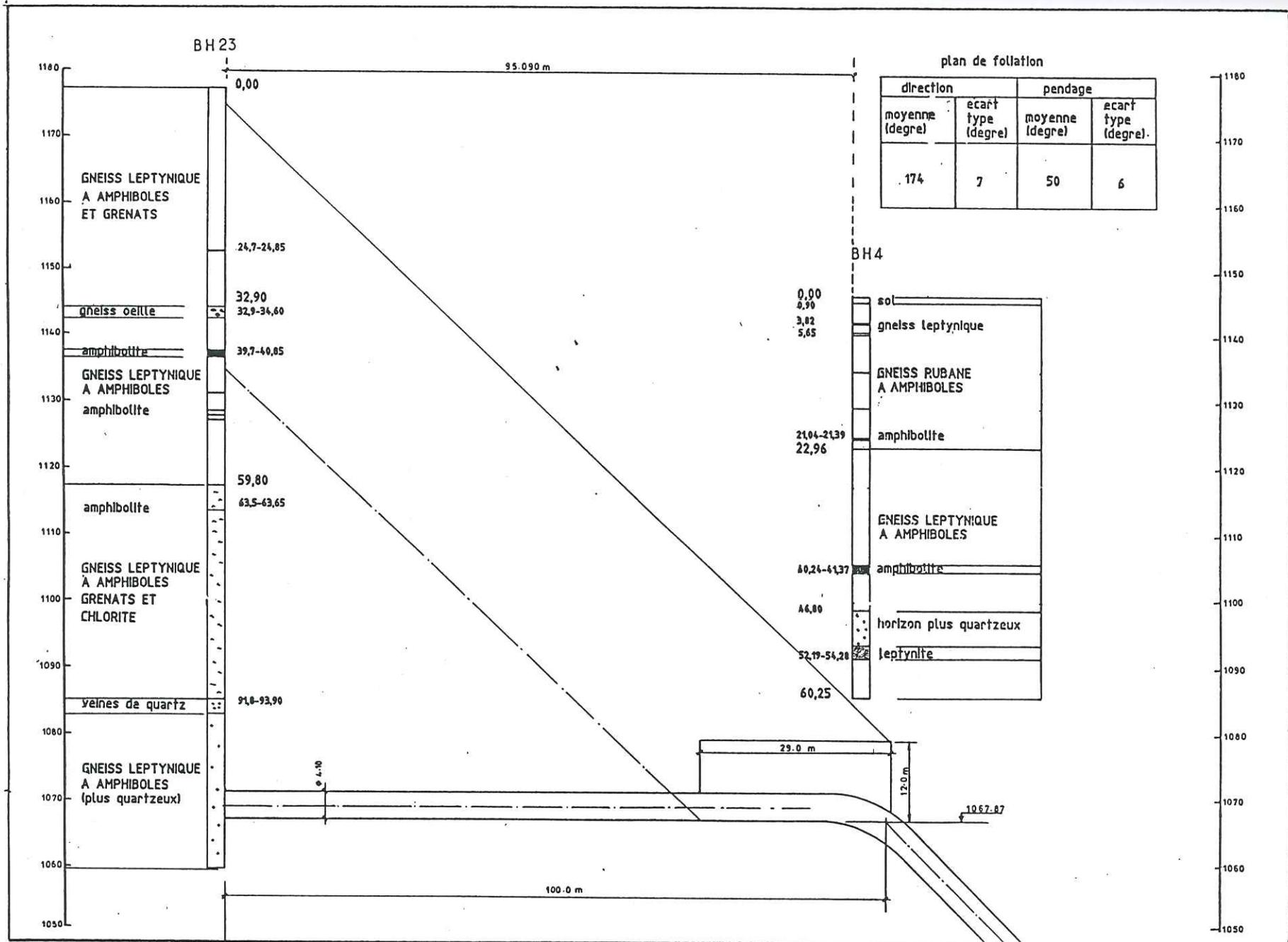


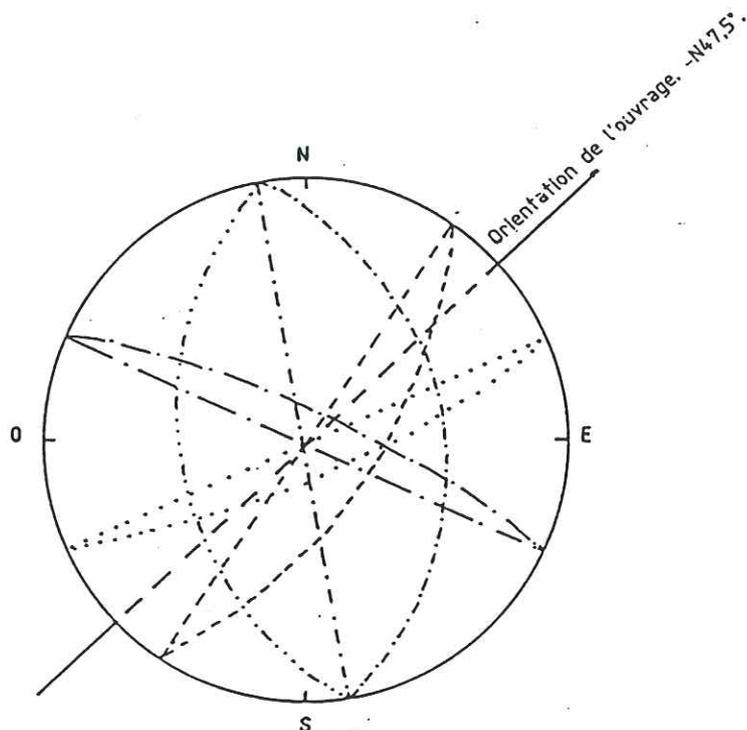
Fig III.2.21: Chambre de vannes ; synthese geologique au stade de l'A.P.D.

de direction $N174^\circ$ (écart type 7°) pendant vers l'Est à 50° (écart type 6°), il apparaît par extrapolation (figure III.2.21.) que la lithologie au niveau de l'ouvrage correspond à celle rencontrée dans le BH23 entre 3 et 43 m de profondeur.

La chambre de la vanne papillon sera excavée dans un faciès de gneiss leptynique à amphiboles et grenats (7,8) à structure lépidoblastique et localement oillée comprenant localement de minces horizons d'amphibolite, généralement décimétriques (sauf un horizon métrique).

Dans la mesure où ces horizons d'amphibolite sont continus, on les rencontrera principalement à l'amont de la chambre de vanne.

3.4.2.2. Structure (figure III.2.22.)



famille	direction	pendage	remarques
.....	N 66° E	74° NW	Directions et pendages défavorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage; risques de hors-proffils.
-----	N 33° E	61° NW	
-----	N 170° E	41° E	Discontinuités sans incidence sur la réalisation de l'ouvrage. et sa stabilité.
.....	N 170° E	35° W	
-----	N 115° E	75° SW	

Fig III.2.22:Chambre de la vanne;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités.(hémisphère supérieur).

Les familles de discontinuités au droit de l'ouvrage peuvent être déterminées en première approximation à partir des familles mesurées dans les sondage BH4 et BH23 .

Les familles rencontrées dans les 2 sondages sont également celles rencontrées le plus souvent en surface. Elles constitueront les discontinuités dominantes

recoupées par l'excavation et sont reportées sur la projection stéréographique de la figure III.2.22.

3.4.2.3. Altération

Au vu du BH4, le gneiss leptynique altéré dans la partie supérieure du BH23 est sain au droit de l'ouvrage ($W = 1$).

3.4.2.4. Classification de Bieniawski : bon rocher.

3.4.3. - Analyse géotechnique

Le rocher rencontré sera de bonne qualité. L'analyse structurale (figure III.2.22.) souligne la présence de 2 familles de fractures susceptibles d'entraîner des hors profils lors de l'excavation.

Une attention toute particulière devra être accordée à la méthode d'excavation pour limiter les hors profils (pré-découpage).

Un boulonnage d'épingleage pourra par ailleurs se révéler nécessaire.

3.4.4. - Décisions de conception en suspens

- choix du mode de soutènement de la voûte (bétonnage, béton projeté sur treillis soudé,...);

- dimensionnement des ancrages de la poutre supportant le palan de manutention de la vanne papillon équipant la chambre.

3.5 - LA CONDUITE FORCEE

3.5.1 - Présentation et données de base spécifiques

La conduite forcée est inclinée à 45° entre les cotes 1067,87 et 763,50 pour une longueur totale d'environ 450 m. Le diamètre intérieur de la conduite passe de 4,90 m dans le tronçon amont à 4,10 m sur les 300 derniers mètres aval.

Aucun sondage n'a reconnu directement cet ouvrage. La lithologie au droit de l'ouvrage a été définie par projection sur une coupe verticale de direction $N 47,5^\circ$ contenant la conduite forcée, des 3 sondages BH23, BH4 et BH24 (projection parallèle à la direction moyenne de la foliation soit $N 177^\circ$). On adopte un pendage moyen de la foliation de 50° correspondant à un pendage apparent de 43° dans le plan vertical $N47,5^\circ$.

L'étude structurale est basée sur le dépouillement de la fracturation des sondages BH23, BH4 et BH24.

3.5.2. - Synthèse géologique (figure III.2.23.)

3.5.2.1. Lithologie

La conduite forcée sera excavée dans un faciès de gneiss leptynique à amphiboles (7,8) localement chloriteux correspondant respectivement aux faciès rencontrés dans le BH23 entre 10.5m et 32.5 m et dans le sondage BH24 entre 225 et 237m (figure III.2.23.).

Très ponctuellement on peut recouper de petits niveaux d'amphibolite.

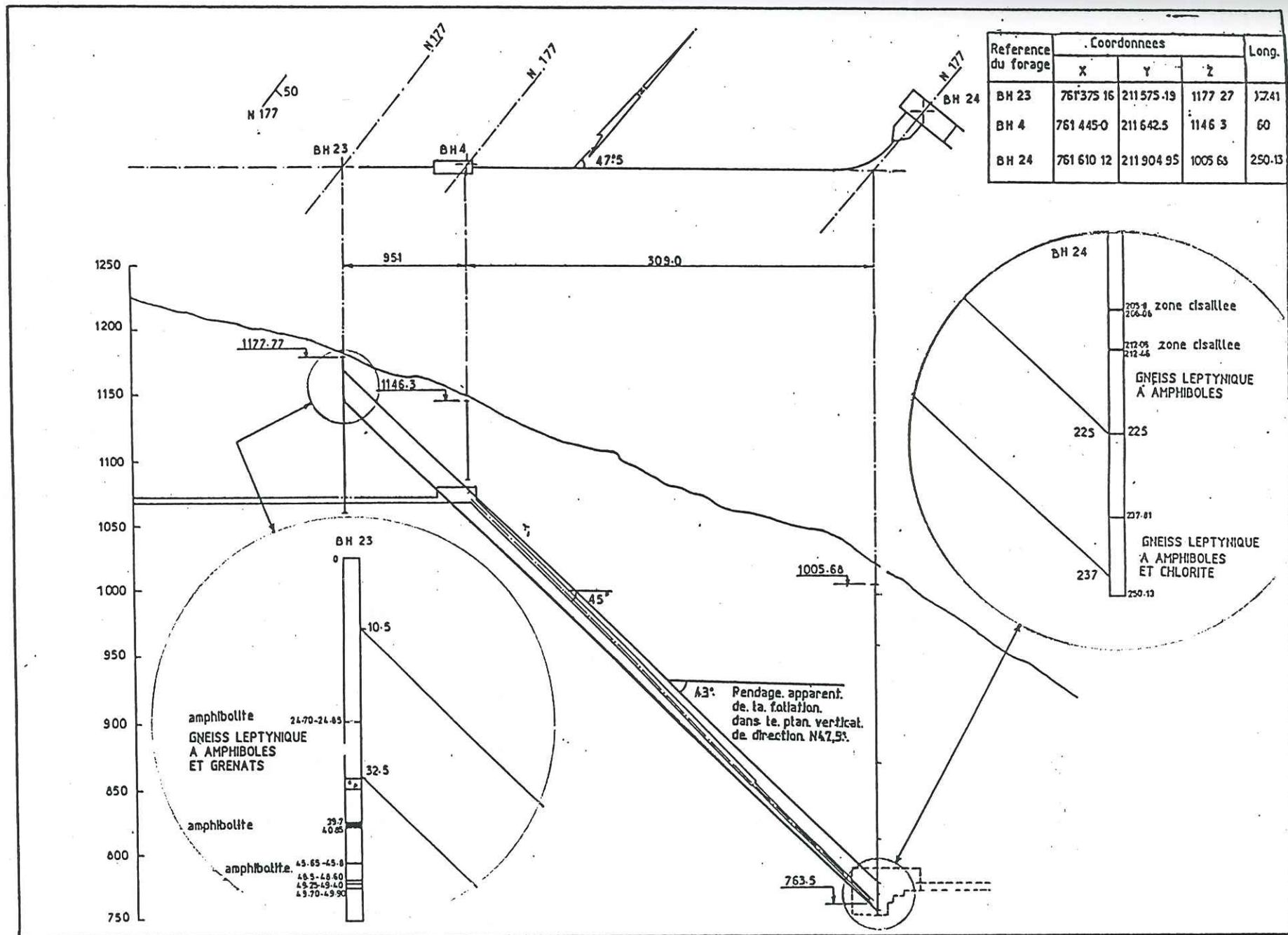


Fig III.2.23: Conduite forcée ; synthèse géologique au stade de l'A.P.D.

On notera à ce propos que l'interprétation des mesures sismiques confirme bien la structure géologique présentée sur la figure III.2.23 ; les différences observées entre les vitesses de fond interprétées sur les 2 profils transversaux réalisés au droit de la conduite forcée ne peuvent se justifier que par un changement lithologique, en l'occurrence, par le passage de formations gneissiques homogènes (dans lesquels seront excavés notamment la conduite forcée et toutes les grandes cavernes du site) à des formations plus hétérogènes (alternance de gneiss ,leptynite et amphibolite) aux caractéristiques géotechniques moins favorables.

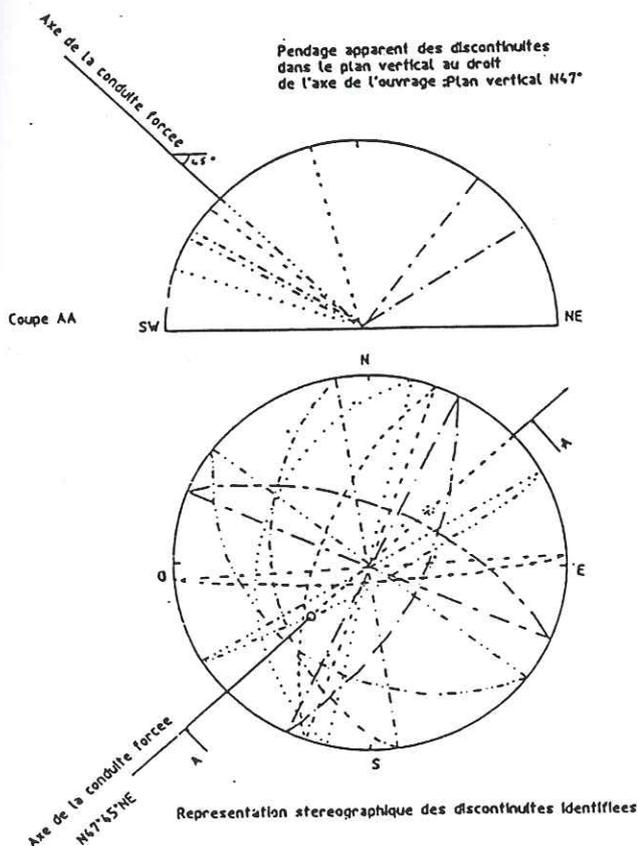
3.5.2.2. Structure (figure III.2.24.)

La conduite forcée étant inclinée de 45° vers l'Est est pratiquement parallèle à la structure géologique de direction moyenne N 177° à pendage Est de 50° (pendage apparent de 43° dans le plan médian de l'ouvrage).

Sur la base de la cartographie de surface aucun accident majeur ne semble devoir recouper cet ouvrage .

Les familles de discontinuités au droit de l'ouvrage peuvent être déterminées en première approximation à partir des familles mesurées dans le BH23 et le BH24 .

Nous ferons l'hypothèse que les familles de discontinuités rencontrées dans les 2 sondages constitueront les discontinuités dominantes recoupées par l'ouvrage. Ces familles sont reportées sur la projection stéréographique de la figure III.2.24. ainsi que la famille N 20° - 61° SE mesurée dans le BH24 compte tenu de son orientation défavorable pour l'excavation de la conduite forcée .



FAMILLE	DIRECTION	ORIENTATION PAR RAPPORT A L'OUVRAGE	PENDAGE		ORIENTATION PAR RAPPORT A L'OUVRAGE	COMMENTAIRES
			REEL	APPARENT		
.....	N 60° E	défavorable	79° NW	45° NE	défavorable	Discontinuités défavorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage
-----	N 20° E	peu favorable	61° SE	40° NE	défavorable	
-----	N 170° E	favorable	38° E	32° NE	défavorable	Discontinuités moyennement favorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage.
-----	N 128° E	favorable	31° NE	29° NE	défavorable	
.....	N 13° E	peu favorable	31° E	19° NE	peu favorable	
-----	N 26° E	défavorable	61° NW	32° SW	favorable	
-----	N 85° E	favorable	82° N	76° NE	favorable	Discontinuités sans incidence sur la réalisation de l'ouvrage et sa stabilité
-----	N 113° E	favorable	55° SW	52° SE	favorable	

Fig III.2.24: Conduite forcée; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).

3.5.2.3. Altération

Compte tenu de la profondeur à laquelle sera située la conduite (comprise entre 70m et 260m), le rocher est sain. Ce diagnostic est confirmé par les mesures sismiques réalisées au droit de la conduite forcée qui indiquent des vitesses des ondes de compression sismiques de 5500 m/s.

3.5.2.4. Classification géotechnique

- Classification de Bieniawski : bon rocher .

3.5.3 - Analyse géotechnique

La conduite forcée sera excavé dans un rocher sain, assez homogène sur toute sa longueur. Aucun accident majeur ne recoupera cette structure. Par contre, la plupart des discontinuités mesurées par sondage dans cette zone sont moyennement favorables à défavorables compte tenu de leur orientation par rapport à la direction d'attaque de l'excavation.

La figure III.2.24. souligne notamment que ,dans le plan vertical contenant l'axe de la conduite ,la foliation, inclinée à 45° par rapport à l'horizontale est parallèle à l'axe projeté;

Il conviendra donc d'adapter la méthode d'excavation (pré ou post découpage , limitation des quantités d'explosif par volées) en conséquence, pour limiter les hors profils.

Un épingleage par boulonnage pourra être localement nécessaire.

3.5.4 - Décisions de conception en suspens

- définition de la nature du revêtement de la conduite.

3.6 - LA CENTRALE

3.6.1 - Présentation et données de bases spécifiques

La centrale souterraine correspond à une excavation de 42 m de long, 16 m de large sur une hauteur maximale d'environ 37,0 m. La voute de la centrale est prévue revêtue.

Le sondage BH24 a recoupé verticalement tout le volume de la future excavation. L'étude géotechnique est basée essentiellement sur le dépouillement des données collectées dans ce sondage .

3.6.2 - Synthèse géologique (figure III.2.25.)

3.6.2.1. Lithologie

La centrale sera excavée essentiellement dans un faciès de gneiss leptynique sain à amphiboles (7,8) comprenant localement des horizons chloriteux et quartzeux.

La partie Est de l'excavation recoupe également probablement un faciès de gneiss rubané à amphibole et 2 horizons d'amphibolite rencontrés par le sondage BH24 entre les cotes 820,84-820,45 et 817,04-815,0 (figure III.2.25.).

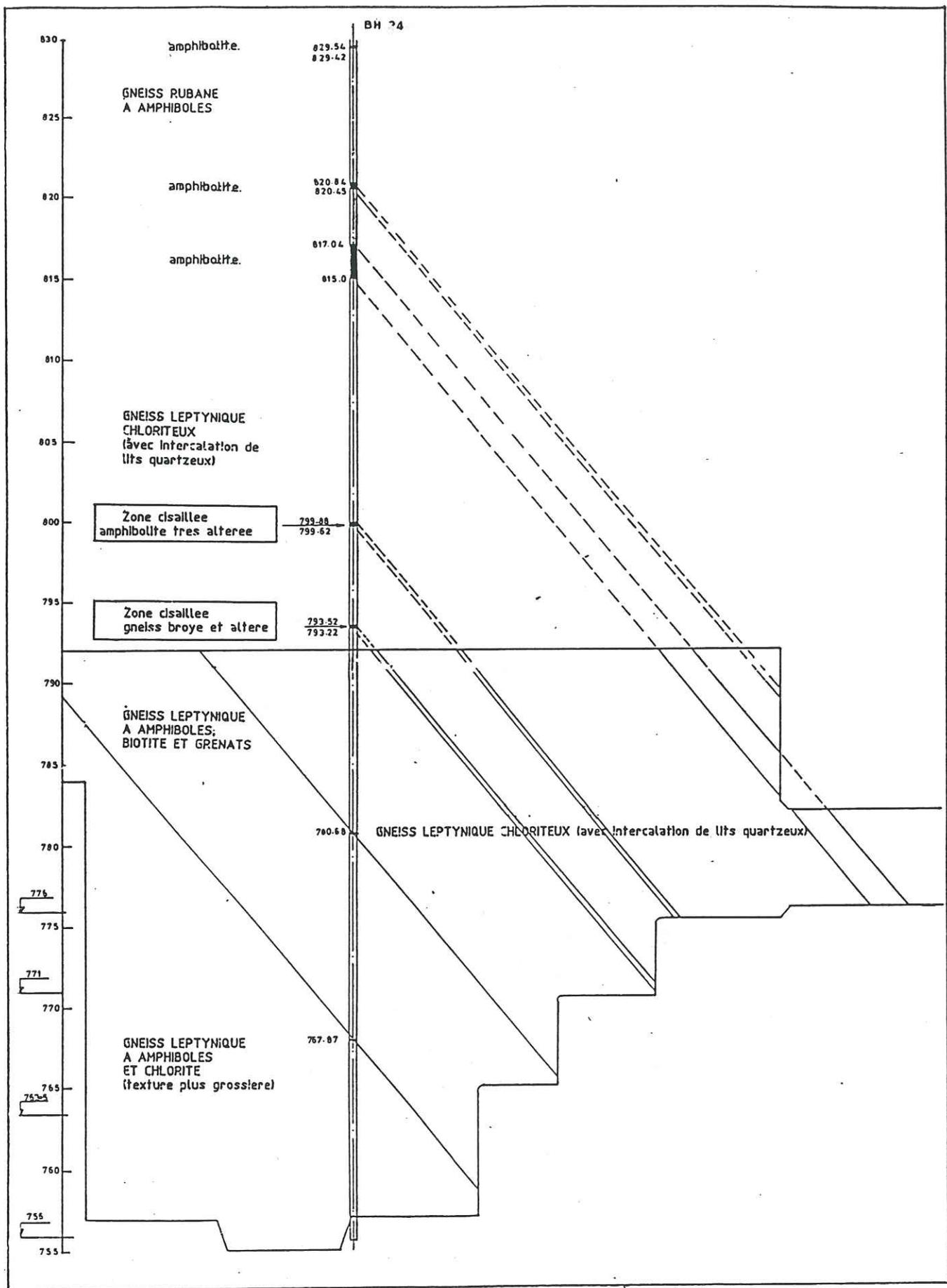


Fig III.2.25: Centrale ; synthèse géologique au stade de l'A.P.D.

Un troisième horizon d'amphibolite très altéré rencontré par le sondage BH24 entre les cotes 799,88 et 799,62 recoupe la voute à environ mi-longueur de la centrale.

3.6.2.2. Structure (figures III.2.26. et III.2.27.)

Les caractéristiques des familles de discontinuités recoupées par le BH24 sur toute sa longueur sont récapitulées dans le tableau III.2.11. Ces différentes familles sont à priori bien représentatives des plans de discontinuités susceptibles d'être rencontrés en cours d'excavation.

Tableau III.2.11:Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH24.

Direction	Pendage	Caractéristiques	Type	Nombre	%
N 170	39 E	Surface plane à irrégulière, peu à pas oxydée, localement cristallisation de Quartz, de micas (muscovite, biotite) ou d'amphiboles	Foliation	629	90.8
N 60	83 NW	Surface irrégulière à ondulée, oxydée à peu oxydée jusqu'à 73,65 m, peu à pas oxydée au-delà de de 101,80 m? avec fréquemment dépôts d'altération indurés		26	3.7
horizontal		Surface irrégulière (localement plane) rugueuse non oxydée		19	2.8
N 116	51 SW	Surface irrégulière, oxydée en surface (au moins jusqu'à 3,60 m), non oxydée en profondeur		4	0.6
N 23	56 NW	Surface irrégulière, généralement non oxydée avec localement trace d'altération		4	0.6
N 6	32 E	Surface irrégulière, rugueuse, non oxydée		4	0.6
N 20	1 SE	Surface plane, peu à pas oxydée jusqu'à 27,45 m		3	0.4
N 115	74 N	Surface irrégulière à ondulée, non oxydée, cristallisation de grenats		2	0.3
N 135	34 NE	Surface irrégulière, rugueuse, non oxydée		1	0.1
N 80	75 N	Surface ondulée, non oxydée, légers dépôts d'altération		1	0.1

Direction en pendages sont indiqués en degrés

Deux remarques s'imposent :

- mis à part un plan de fracture de direction N60° pendant vers le Nord Ouest à 75°, les seules discontinuités recoupées au droit de la centrale (entre les cotes 792,0 et 750.0 m) par le BH24 correspondent approximativement au plan de foliation et/ou de schistosité (RQD compris entre 90% et 100 %). On note que les discontinuités associées à la schistosité ont un pendage moyen inférieur de 15° à la foliation.
- Deux horizons repérés respectivement entre les cotes 799,88 et 799,62 m (schistes complètement altéré) et les cotes 799,52-793,22 m (roche broyée et très altérée) et correspondant à des glissements banc sur banc ayant affecté au moins localement le massif, recoupent la voute à mi-longueur environ de la centrale et constituent les deux discontinuités principales au droit de l'excavation.

Une représentation stéréographique des différentes familles de discontinuités recensées dans le forage BH24 et un tableau de synthèse résumant leur incidence sur la réalisation de l'ouvrage est présentée sur la figure III.2.27 ci-après.

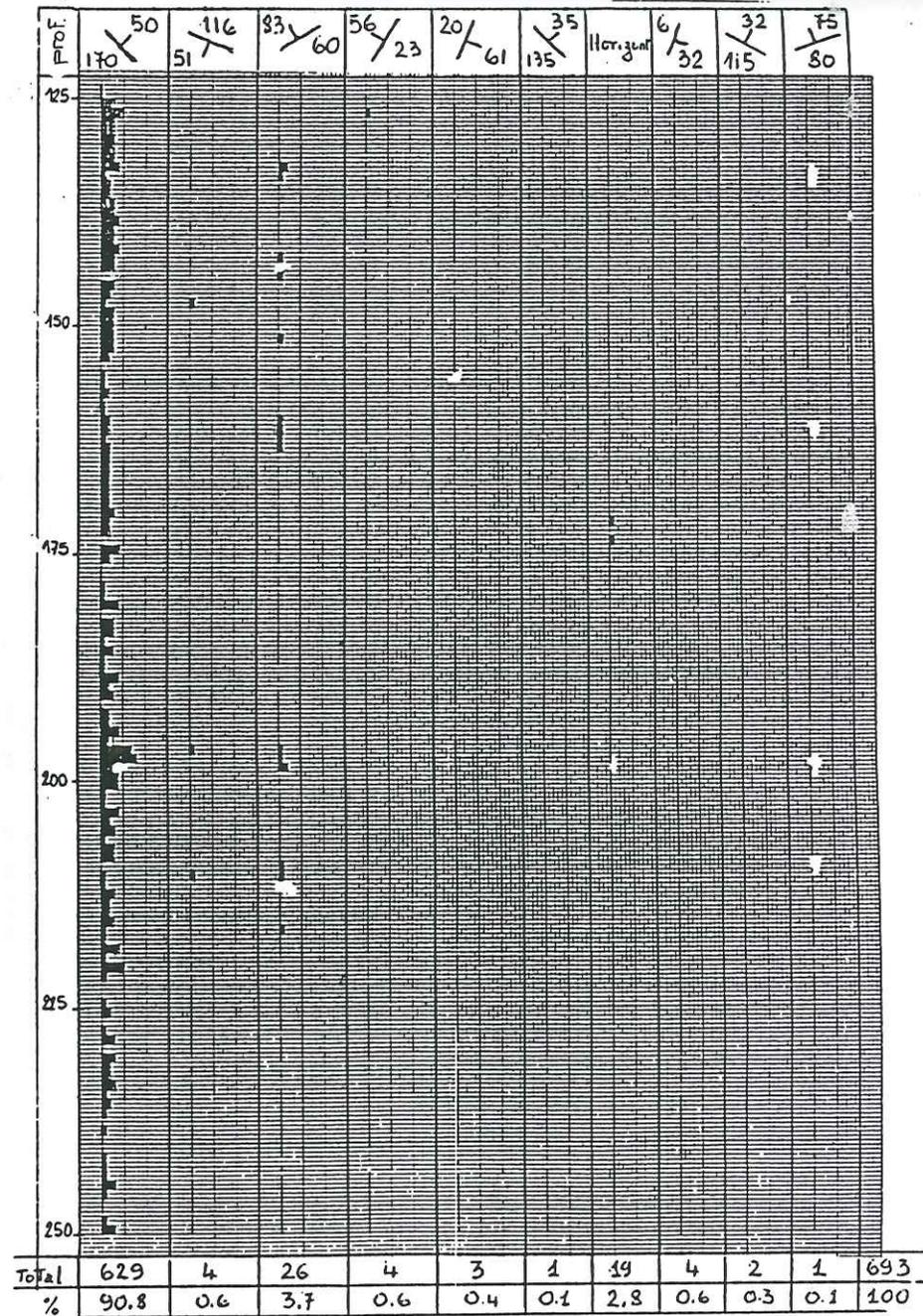
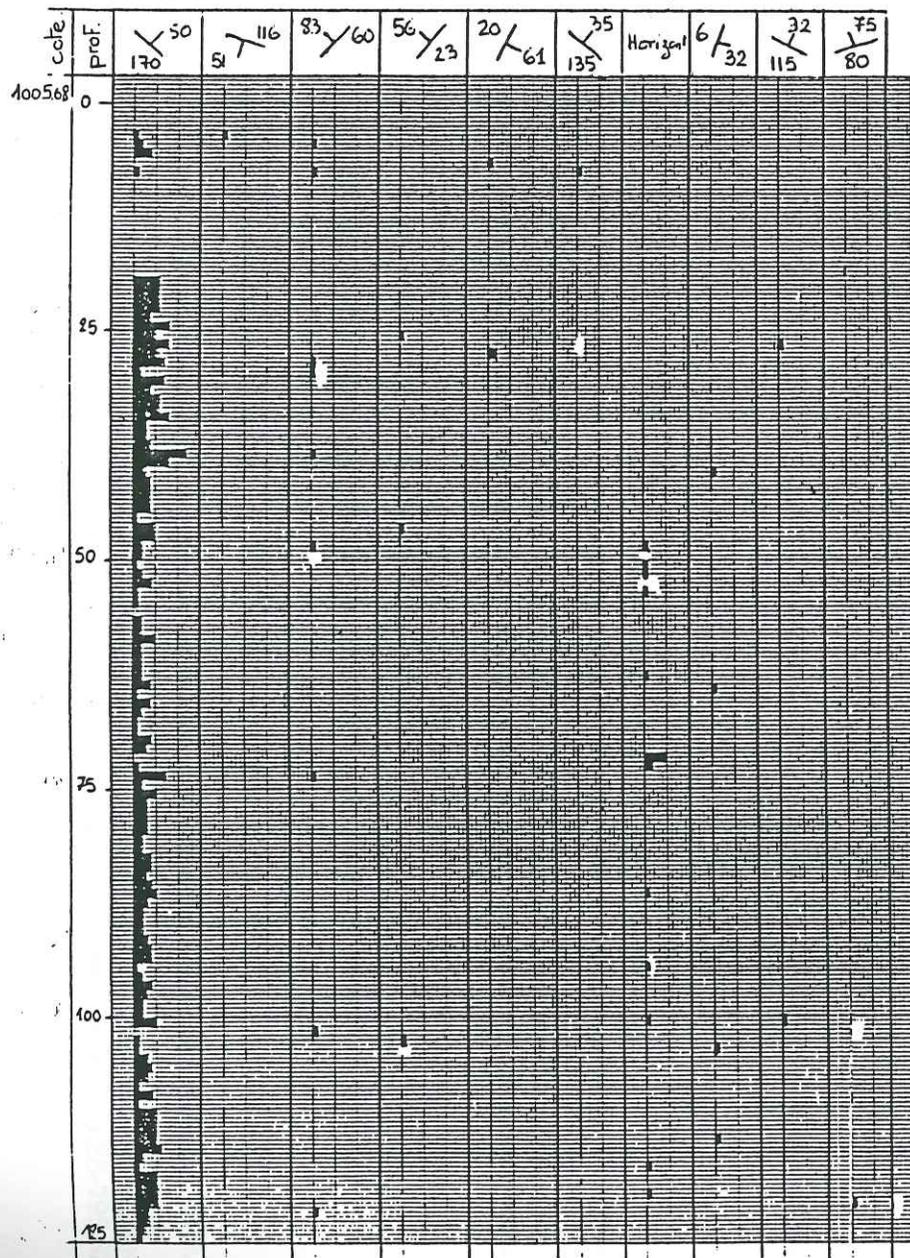
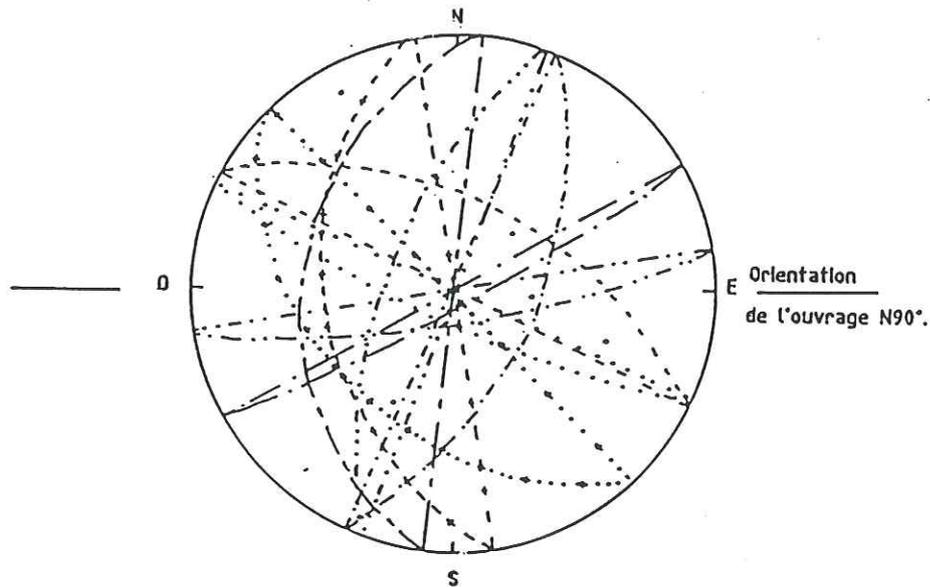


Fig III.2.26: Repartition des discontinuités avec la profondeur dans le forage BH24.



famille	direction	pendage	remarques
-----	N 90° E	75° N	Directions et pendages defavorables par rapport a l'orientation de l'ouvrage; risques de hors-proffls.
-----	N 60° E	83° NE	
-----	N 115° E	74° NE	
-----	N 170° E	39° E	Discontinuites sans incidence sur la realisation de l'ouvrage et sa stabilite.
-----	N 116° E	51° SW	
-----	N 23° E	56° NW	
-----	N 6° E	32° E	
-----	N 20° E	61° SE	
-----	N 135° E	35° NE	
	HORIZONTAL		

Fig III.2.27:Centrale;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités identifiées dans le forage BH24. (hémisphère supérieur).

3.6.2.3. Altération

Le rocher est sain, hormis les deux horizons très altérés, mentionnés précédemment.

L'interprétation des profils sismiques réalisés au droit de la centrale souterraine confirme ce diagnostic avec des vitesses calculées des ondes de compression à cette profondeur de l'ordre de 5500 m/s.

3.6.2.4. Classification géotechnique

- Classification de Bieniawski : bon rocher .

3.6.3 - Analyse géotechnique

L'excavation de la centrale sera réalisée dans un rocher de bonne qualité.

Les deux discontinuités principales recoupées par l'excavation correspondent aux deux horizons repérés dans le sondage BH24 entre les cotes 799,88-799,62 m

(schistes noirs à amphiboles, très altéré) et 799,5-793,22 m (roche altérée très fracturée à broyée).

La direction Est- Ouest de la centrale minimise les risques d'instabilité liés à ces deux discontinuités de direction N170-N180 pendant vers l'Est à environ 50°.

Il convient également d'orienter la galerie d'accès à la centrale et la galerie des câbles selon cette direction Est - Ouest globalement plus favorable en termes d'exécution.

En ce qui concerne les autres discontinuités potentielles susceptibles d'être rencontrées lors des travaux d'excavation, il apparaît sur la figure III.2.27. que la plupart des discontinuités reconnues dans le sondage BH24 ont une direction relativement favorable compte-tenu de la direction E-W de la centrale .

Les 3 familles suivantes N60-83NW, N80°-75°N et N115-74°N peuvent cependant entraîner des hors-profils à l'avancement compte tenu de leur direction proche de celle des parements Sud et Nord de l'usine et de leur fort pendage.

Il conviendra donc d'adopter assez systématiquement un pré-découpage soigné le long des parements afin de limiter ces hors-profils et d'éviter un ébranlement des plaquages éventuels associés à ces discontinuités.

Un boulonnage d'épingleage pourra s'avérer nécessaire.

3.4.4. - Décisions de conception en suspens :

- Choix du revêtement de la voûte et des parements de la centrale (béton, béton projeté sur treillis soudé boulonné,...) en rapport avec le mouvement et les contraintes au rocher;
- Définition de la structure intérieure de la centrale en relation avec les déplacements résiduels admissibles.

3.7 - CHAMBRE D'EQUILIBRE AVAL

La chambre d'équilibre aval correspond à une excavation de 40,0 m de long , 13,0 m de large et environ 20,0 m de haut . Cette chambre ,orientée Est - Ouest, et située à 34,0 m en aval de la centrale souterraine, bénéficie de conditions géotechniques équivalentes à celles de la centrale et n'a pas donné lieu à une campagne d'investigation spécifique au stade de l'avant-projet détaillé.

3.8 - TUNNEL DE FUITE

3.8.1 - Présentation et données de base spécifiques

Le tunnel de fuite a une longueur d'environ 1 300 m pour une pente de 0,001 et sa sortie se situera en rive droite de la rivière Turkwel en amont de Twin Islands à la cote 759,0 m.

La partie aval de l'ouvrage sera réalisée en canal sur une distance qui reste à définir et qui sera liée à la qualité du rocher.

Dans sa partie amont le tunnel de fuite aura une section en fer à cheval avec un "diamètre" intérieur de 4,10 m .

Le recouvrement au-dessus du tunnel de fuite variera environ entre 200 m et 20 m.

L'étude géotechnique est basée essentiellement sur :

- un levé géologique de détail (lithologie, structure) le long de la rivière Turkwel ;
- un levé géologique de détail (lithologie, structure) au droit même du tunnel de fuite (à noter que peu d'affleurements existent compte tenu de l'altération de surface);
- le dépouillement des logs du BH24 et du BH27,

3.8.2 - Synthèse géologique (figure III.2.28.)

3.8.2.1. Lithologie

Les formations traversées de l'amont vers l'aval par le tunnel de fuite sont les suivantes :

- PK 0,00 - PK 0,065, gneiss leptynique à amphiboles (7,8);
- PK 0,065 - PK 0,180, gneiss rubanné à amphiboles (10);
- PK 0,180 - PK 0,275, gneiss oillé à rubanné, entrecoupé de banc de leptynite (12) ;
- PK 0,275 - PK 0,320, gneiss oillé entrecoupé de niveaux d'amphibolite (13) ;
- PK 0,320 - PK 0,350, leptynite entrecoupée de bancs d'amphibolite (9) ;
- PK 0,350 - PK 0,500, alternance de gneiss oillé à rubanné de gneiss leptynique, de leptynite et d'amphibolite (14) ;
- PK 0,500 - PK 0,645 - Gneiss oillé à rubanné gris (15) ;
- PK 0,645 - PK 1,310 - Gneiss clair à 2 micas comprenant localement des horizons d'amphibolite (16) ;
- PK 1,310 - PK 1,335 - Gneiss Amphibolique (17).

3.8.2.2. Structure (figure III.2.29. et III.2.30.)

La direction et le pendage de la foliation le long du tunnel de fuite sont assez uniformes et conformes à la moyenne mesurée sur le site : direction N175°, pendage Est 50°. On note cependant un léger accroissement des pendages à proximité de la rivière Turkwel, près de l'exutoire du tunnel .

Le tunnel de fuite recoupera, dans sa partie aval, 2 failles d'orientation N-S pendant vers l'Est à 50° environ. Ces failles repérées sur photos aériennes seront recoupées environ au PK 0,820 et PK 1,250 ; elles correspondent dans la topographie à 2 thalwegs très prononcés. Elles constituent les 2 discontinuités majeures traversées par le tunnel de fuite.

La fracturation au droit du tunnel de fuite a été analysée par dépouillement des logs du BH24 et du BH27.

Le tableau III.2.12. récapitule les principales caractéristiques des familles de discontinuités référencées dans le sondage BH27 et rappelle également les orientations des discontinuités mesurées dans le BH24.

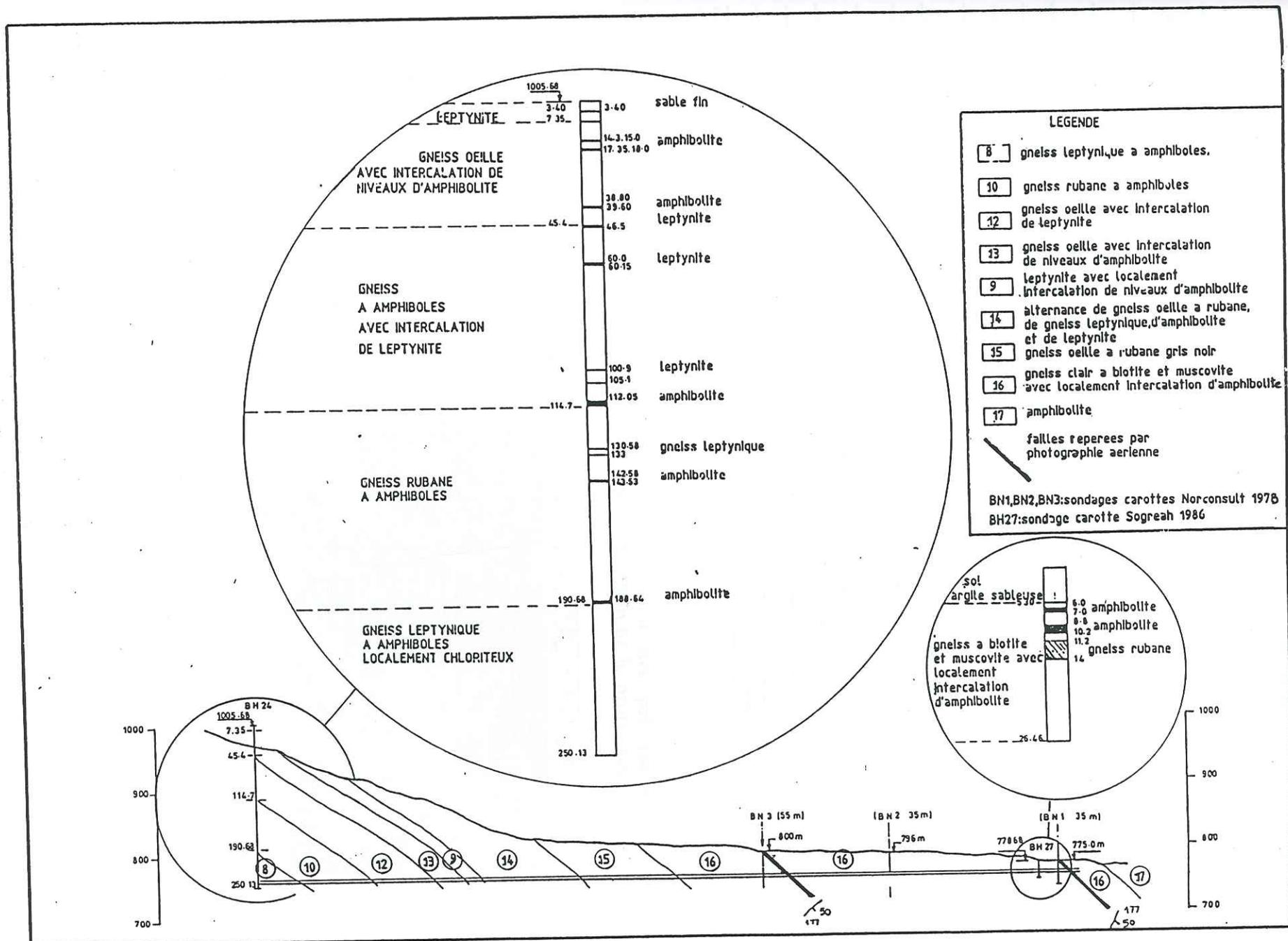


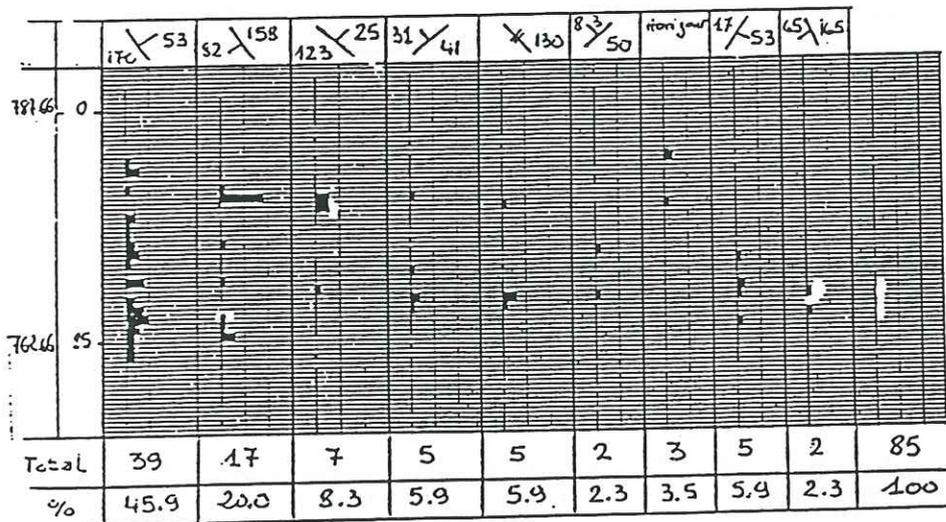
Fig III.2.28: Tunnel de fuite ; synthese geologique au stade de l'A.P.D.

Tableau III.2.12:Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH27.

Direction	Pendage	Caractéristiques	Type	Direction et pendage de la fracturation dans le BH 24		Fracturation moyenne sur le tunnel de fuite	
				Direction	Pendage	Direction	Pendage
N 170	53 E	Surface irrégulière à plane, oxydée à légèrement oxydée avec localement dépôts d'altération		N 170	39 E	N 170	46 E
N 158	22 SW	Surface irrégulière, (localement planaire), rugueuse, légèrement à très oxydée (jusqu'à 9,40), non oxydée au-delà				N 158	22 SW
N 123	25 NE	Surface irrégulière à plane, généralement non oxydée		N 135	35 NE	N 129	30 NE
N 41	34 NW	Surface irrégulière, généralement oxydée (localement cristallisation de quartz)		N 23	56 NW	N 32	45 NW
N 130	verticale	Surface irrégulière à plane, lisse à rugueuse; très oxydée à oxydée		N 115	74 N	N 122	82 N
N 17	53 SE	Surface plane à irrégulière, oxydée à très oxydée, avec localement dépôts d'altération		N 20	61 SE	N 18	57 SE
horizontale		Surface irrégulière, peu à pas oxydée, avec localement dépôts d'altération	horizontale			horizontale	
N 50	80 NW	Surface irrégulière, non oxydée à très oxydée, avec localement dépôts d'altération		N 160	83 NW	N 55	81 NW
N 165	65 SW	Surface irrégulière, très oxydée, veine de quartz parallèle à cette direction à 22,20 m				N 165	65 SW
				N 6	32 SE	N 6	32 SE
				N 116	51 SW	N 116	51 SW
				N 80	75 N	N 80	75 N

Directions et pendages sont indiqués en degrés.

La figure III.2.29. présente la distribution des principales familles de discontinuités identifiées dans le forage BH27, en fonction de la profondeur.

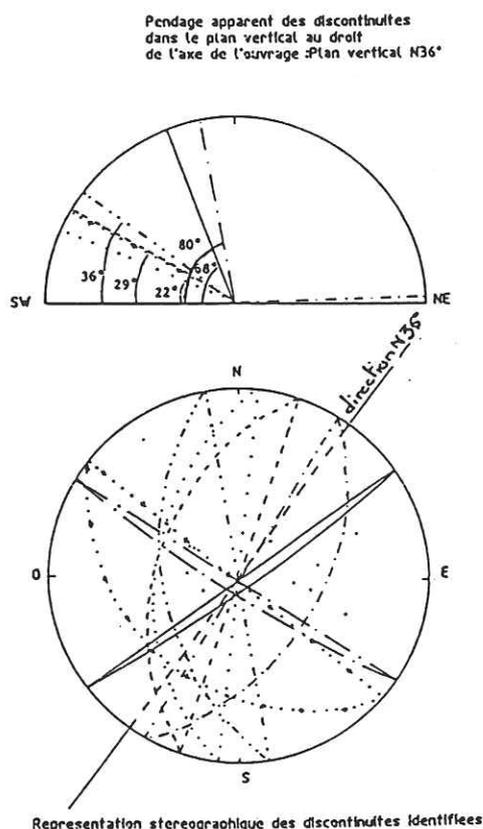


echelle: $\frac{3 \ 5 \ 7}{2 \ 4 \ 6}$ fractures/m

Fig III.2.29:Tunnel de fuite;répartition des discontinuités en fonction de la profondeur.

L'examen des coupes des 2 sondages BH27 et BH24 en relation avec les observations de surface permet une évaluation a priori exhaustive des discontinuités susceptibles d'être recoupées par le tunnel de fuite. Les familles communes aux 2 sondages ont servi de base à l'interprétation stéréographique de la figure III.2.30.

On a reporté également sur cette projection stéréographique la famille N6°32' SE (rencontrée uniquement dans le BH24) compte tenu de son orientation moyennement favorable.



FAMILLE	DIRECTION	ORIENTATION PAR RAPPORT A L'OUVRAGE	PENDAGE		ORIENTATION PAR RAPPORT A L'OUVRAGE	COMMENTAIRES
			REEL	APPARENT		
---	N 32° E	défavorable	45° NW	4° SW	peu favorable	Discontinuités défavorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage
- - - -	N 18° E	défavorable	57° SE	29° NE	peu favorable	
—	Horizont.	défavorable	Horizontal	Horizontal	défavorable	
—	N 55° E	défavorable	81° NW	68° NE	favorable	
.....	N 6° E	peu favorable	32° E	22° NE	peu favorable	Discontinuités moyennement favorables par rapport à l'orientation de l'ouvrage.
.....	N 170° E	peu favorable	46° E	36° NE	favorable	
.....	N 129° E	favorable	30° NE	29° NE	favorable	Discontinuités sans incidence sur la réalisation de l'ouvrage et sa stabilité
.....	N 122° E	favorable	82° N	80° E	favorable	

Fig III.2.30: Tunnel de fuite; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).

3.8.2.3. Altération

Les forages carottés réalisés lors des études préliminaires et le forage BH27 soulignent un accroissement significatif de l'épaisseur de rocher altéré au droit des 2 thalwegs correspondant aux 2 failles N-S mentionnées précédemment ; l'épaisseur d'altération atteint ainsi localement 10 à 15 m environ, à comparer à une épaisseur d'altération de 2 m en section courante.

Les profils sismiques réalisés au droit du tunnel de fuite donnent une bonne image des différentes natures de rocher, qui peut être schématisée comme suit:

- 0,5 m à 3,0 m de terrains meubles de surface (vitesse de l'onde sismique variant entre 300 m/s et 800 m/s);

- rocher altéré avec des vitesses sismiques variant entre 1700 m/s et 2300 m/s;
- rocher sain mais fracturé avec une vitesse sismique moyenne de 3500 m/s;
- rocher sain avec une vitesse sismique de 5000 m/s à 5400 m/s dans lequel sera excavé le tunnel de fuite;

L'interprétation des profils sismiques et des sondages carottés permet une première estimation de la longueur d'excavation réalisable en bonne partie au ripper en aval du tunnel soit environ 110 m.

3.8.2.4. Circulation d'eau

Le sondage BH27 a été équipé d'un piézomètre. Le niveau dans ce piézomètre s'est stabilisé à la cote 771,39 correspondant au niveau de la rivière Turkwel.

Les mesures réalisées dans les sondages lors des études préliminaires indiquaient un niveau d'eau stabilisé vers 15 m de profondeur.

Ces 2 observations impliquent que des venues d'eau sont à prévoir dans le secteur aval du tunnel et en particulier à proximité de la rivière Turkwel où la structure géologique d'orientation générale N-S, la fracturation et l'altération de surface, favorisent les circulations d'eau.

3.8.2.5. Classification géotechnique de Bieniawski (tableau III.2.13)

3.8.3. - Analyse géotechnique

Entre les PK 0 et le PK 0,275 : le tunnel traversera un rocher d'assez bonne qualité ne nécessitant qu'un boulonnage occasionnel d'épinglage à l'avancement. Compte tenu de l'orientation en moyenne défavorable de l'ouvrage par rapport aux principales familles de discontinuités, il conviendra de soigner le découpage de la périphérie pour limiter les hors-profils et tout particulièrement entre les PK 0,180 et 0,275 où l'on recoupera localement des bancs de leptynite très "cassants" pouvant être à l'origine de chutes de blocs en cours d'excavation .

Entre les PK 0,275 et 0,500, le tunnel recoupe des formations assez hétérogènes globalement de qualité moyenne. L'alternance d'horizons de caractéristiques mécaniques différentes pourra entraîner localement des problèmes de stabilité en particulier aux contacts leptynite-amphibolite conformément à ce qui a été constaté en surface lors de la réalisation de la route d'accès.

Un boulonnage systématique pourra se révéler nécessaire sur cette section complété localement par la pose de cintres légers. Un soin particulier devra être apporté au découpage de la périphérie.

Entre les PK 0,500 - PK 0,750, le tunnel traverse un rocher aux qualités géotechniques équivalentes à celui rencontré entre les PK 0 et PK 0,175 impliquant donc les mêmes dispositions .

Entre les PK 0,750 et PK 1,335 plusieurs facteurs défavorables sont réunis et tout particulièrement en se rapprochant de l'exutoire à savoir :

- faible recouvrement (inférieur à 30 m) ;

Tableau III.2.13: Tunnel de fuite ; classification de Bieniawski

Tunnel Pk approx.	Length (m) approx	Type of rock	Strength of intact rock material		Drill core quality		Spacing joints		Condition of joints		Groundwater général conditions		Orientation of joints		Total rating	Class n°	Description
			Value MPa	Rating	Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating	Value	Rating			
0-0.065	65	Gneiss leptynique à amphibole (9)	Rc = 96* It = 6.3	12	90% 100%	20	1.3 m	25	slightly rough surface	20	completely dry	10	unfavor.	- 15	72	II	good rock
0.065-0.180	115	Gneiss à amphibole (11)	It = 5.4	11	90% 100%	20	1.3 m	25	slightly rough surface	20	completely dry	10	unfavor.	- 15	71	II -	good rock
0.180-0.275	95	Gneiss ocellé à rubané avec leptynite (13)	It = 5.8	12	90% 100%	20	1.3 m	25	soft joint wall rock	12	completely dry	10	unfavor.	- 15	64	III	fair rock
0.275-0.320	45	Gneiss ocellé comprenant des bancs d'amphibole (14)	It = 4.7	10	75% 90%	17	0.3-1 m	20	soft joint wall rock	12	completely dry	10	unfavor.	- 15	54	III - IV	fair to poor rock
0.320-0.350	30	Leptynite comprenant des bancs d'amphibolite (10)	It = 4.5	10	75% 90%	17	0.3-1 m	20	soft joint wall rock	12	completely dry	10	unfavor.	- 15	54	III - IV	fair to poor rock
0.350-0.500	150	Alternance de gneiss ocellé à rubané, de gneiss leptynique, de leptynite et d'amphibolite (15)	It = 4.6	10	75% 90%	17	0.3-1 m	20	soft joint wall rock	12	completely dry	10	unfavor.	- 15	54	III - IV	fair to poor rock
0.500-0.645	145	Gneiss ocellé à rubané gris (16)	It = 5.5*	11	90% 100%	20	1.3 m	25	hard joint wall rock	20	completely dry	10	unfavor.	- 15	71	II	good rock
0.645-1.310	655	Gneiss claire 2 micas comprenant localement des amphibolites et des gneiss gris ocellés (17)	It = 5	11	75% 90%	17	0.3-1 m	20	soft joint wall rock to hard joint rock	20 12 **	moist only to water under moderate pressure	7 to 4 **	unfavor.	- 15	60 to 49 **	III - IV	fair to poor rock
1.310-1.335	25	Amphibolite	It = 4.6	10	75% 90%	17	0.3-1 m	20	soft joint wall rock	12	water under moderate pressure (18)	4	unfavor.	- 15	48	III - IV	fair to poor rock

* measured on samples.

** in the downstream section of the tail race

- présence de failles majeures N-S ;
- risques de venues d'eau ;
- rocher fracturé avec orientation moyenne des discontinuités défavorables par rapport à la direction du tunnel.

Sur cette section un boulonnage systématique se révélera vraisemblablement nécessaire avec localement, au passage des zones broyées (par exemple au droit du thalweg du PK 0.810), mise en place de soutènement du type cintre et blindage où béton projeté sur treillis soudé, boulonné. Pour le long terme, il conviendra d'envisager au moins ponctuellement sur cette section, la réalisation d'anneaux bétonnés

3.8.4. - Décisions de conception en suspens

- définition des soutènements définitifs par zone (anneaux bétonnés, béton projeté sur treillis soudé, cintres ...)
- définition de la géométrie et de l'extension de la zone de rejet en canal en aval du tunnel de fuite.

4 - SYNTHÈSE GÉNÉRALE DES ÉTUDES D'AVANT PROJET DÉTAILLÉ

Cette première phase d'étude a permis d'atteindre une bonne compréhension de la géologie à l'échelle de l'aménagement (chapitre II. paragraphe 2) en établissant une zonation géotechnique du milieu souterrain dans lequel allaient être entrepris les travaux.

Cette zonation reposait essentiellement:

- sur une cartographie cohérente du sous-sol qui reprenait l'ensemble des observations lithologiques réalisées en surface et au travers des forages carottés. Ces observations lithologiques systématiquement repérées dans l'espace par levé topographique permettaient de disposer, par extrapolation, d'une coupe géologique suffisamment précise de toutes les séries métamorphiques pour pouvoir se repérer " géologiquement " lors du creusement de l'aménagement souterrain qui allait traverser intégralement ces séries;
- sur une bonne compréhension du système de fracturation ayant affecté l'ensemble du site.

A ce stade, on peut considérer que les décisions de conception majeures concernant l'agencement de l'aménagement étaient prises.

Les études réalisées dans le cadre de l'A.P.D. validaient d'ailleurs dans leur grandes lignes les grands choix réalisés dès le stade de l'A.P.S. sur la base des investigations géologiques préliminaires concernant notamment l'implantation des grandes cavernes souterraines et l'orientation générale des tunnels (tunnel d'amenée, conduite forcée, tunnel de fuite,...);

Ces études confirmaient par ailleurs que la réalisation de l'aménagement souterrain prévu ne présentait pas, a priori de difficultés majeures, nécessitant des moyens et des méthodes d'exécution exceptionnelles.

Ces conclusions qui confirmaient celles de l'A.P.S. sur la base desquelles avaient été établi le marché, permettaient donc pour l'Entreprise de mieux quantifier les risques techniques et économiques associés à ces travaux en souterrain.

Certaines décisions de conception décrites au chapitre II paragraphe 3. par ouvrages restaient cependant en suspens et notamment celles concernant les structures des grandes cavernes souterraines en relation avec les risques de convergence associés aux contraintes existantes dans le massif.

Par ailleurs il convenait d'admettre que ce premier bilan, surtout parce qu'il était globalement positif, reposait essentiellement sur des extrapolations à partir d'observations et d'investigations réalisées soit depuis la surface, soit en forage.

Seul le suivi géologique et les investigations réalisés en continu pendant les travaux pouvaient désormais nous conforter dans nos convictions et apporter les compléments d'information pour résoudre les questions en suspens.

CHAPITRE 3

LES ETUDES GEOTECHNIQUES EN COURS DE TRAVAUX (PHASES IV et V)

1 LA RECONNAISSANCE DES CAVERNES SOUTERRAINES

1.1 ACQUISITION DES DONNEES AVANT EXCAVATIONS A GRANDE ECHELLE

La centrale électrique et la cheminée d'équilibre aval constituaient 2 ouvrages clés de l'aménagement souterrain de Turkwel , dont l'implantation orientait tout l'agencement du réseau souterrain(galerie de fuite,conduite forcée ,galeries d'accès, galerie des câbles...).

Il était apparu , à l'issue des études d'A.P.D. qu'une orientation E.W. des 2 grandes cavernes souterraines constituait un optimum au vu du système de fracturation et de la foliation de direction N-S des séries métamorphiques.

L'implantation exacte de ces 2 grandes cavernes le long d'un axe E-W n'était cependant pas arrêté.

Afin de répondre à cette question essentielle dans les meilleurs délais compte tenu du planning très serré des travaux,il a été décidé de commencer les travaux souterrains par la réalisation des galeries d'accès et de jonction environnant ces grandes cavernes ,complétée par la réalisation de galeries de reconnaissance excavées dans l'enceinte même des cavernes projetées ,afin de permettre une inspection visuelle du rocher au droit et à proximité de ces deux cavernes.

Ces galeries ont par ailleurs servi de base à une série d'investigations complémentaires(essais au vérin plat , campagne microsismique,...)et une fois figée l'implantation définitive de ces deux cavernes , à la mise en place d'un réseau d'auscultation avant le début des excavations.

1.1.1 - Les relevés géologiques des galeries d'accès et de jonction et des galeries de reconnaissance

1.1.1.1.localisation

La figure III.3.1 présente le réseau de galeries excavées au moment des investigations in situ de la centrale et de la cheminée d'équilibre aval , avec dans l'ordre de leur exécution:

- la galerie d'accès à la centrale souterraine d'orientation E-W prolongée sur toute la longueur de la centrale projetée (galerie LL');on notera que l'implantation de cette galerie d'accès à la centrale a été modifiée par rapport à l'avant projet sommaire qui prévoyait une orientation NE-SW;cette nouvelle implantation de la galerie d'accès permettait de:

- réduire la longueur de cette galerie par rapport à l'implantation présumée de la centrale;
- recouper perpendiculairement à la direction générale des séries métamorphiques toutes les formations du secteur aval,en facilitant ainsi les corrélations avec les investigations menées au stade de l'A.P.D.
- utiliser ainsi au mieux cette galerie comme galerie de reconnaissance privilégiée pour figer l'implantation de la centrale souterraine.

- les galeries de jonction J2 et J3;
- les galeries de reconnaissance dans la centrale et dans la cheminée d'équilibre aval.

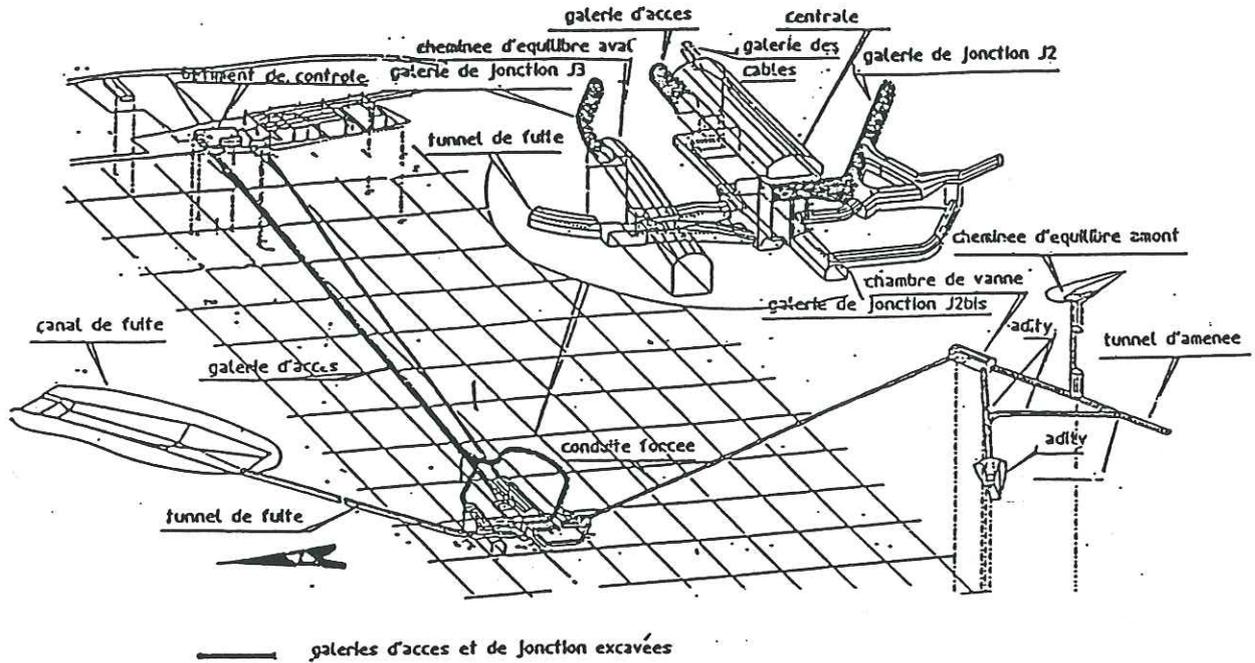


Fig III.3.1: Réseau des galeries excavées au moment des investigations in situ de la centrale.

La figure III.3.2 présente dans le détail les galeries de reconnaissance dans la centrale souterraine .

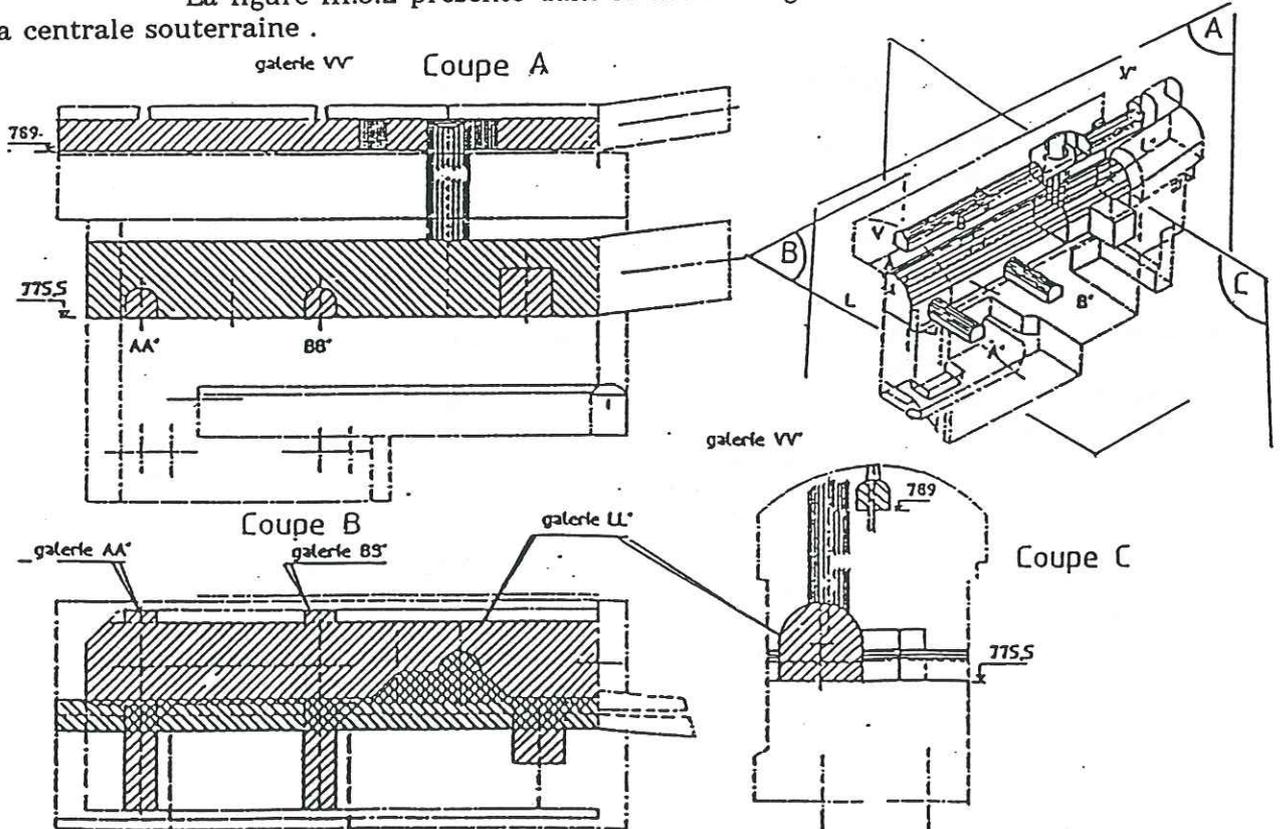


Fig III.3.2: Galeries de reconnaissances dans la centrale souterraine

Ce réseau de galeries de reconnaissance dans l'enceinte de la centrale comprend:

- 2 galeries de reconnaissances excavées respectivement à la cote 789 (galerie VV' excavée juste sous la voute projetée) et à la cote 775,5 (galerie LL' excavée à mi-centrale dans l'alignement de la galerie d'accès avec la même section)

- 2 galeries d'investigations latérales AA' et BB' excavées à partir de la galerie LL' à la cote 775,50m.

1.1.1.2.description

Le relevé géologique de la pleine section de ces galeries a été réalisé avec la plus grande minutie en restituant les informations suivantes:

- repérage des changements de lithologie;
- levé systématique des discontinuités (direction ,pendage,état de surface...);
- inventaire des suintements et des venues d'eau.

Toutes ces informations ont été repérées dans l'espace sur la base de chainages implantés tous les mètres dans les galeries excavées, en collaboration avec l'équipe des topographes du site;il convient encore ,à ce propos ,d'insister sur cette contribution qu'ont apporté les topographes dans le positionnement exact des observations et des mesures réalisées par les géologues.

Le support de ces relevés a été réalisé au 1/200 et représente sur une même vue développée à l'horizontale:

- l'image des murs de la galerie tels qu'on les voit;
- la projection sur l'horizontale de la voute correspondant également à l'image que l'on voit de la voute lorsque l'on avance dans la galerie.

Ce mode de représentation nous est apparu être celui qui restituait le mieux , sans interprétation l'image que l'on peut avoir de la géologie lorsque l'on chemine dans la galerie.

Il permet par ailleurs une transcription instantanée entre les relevés des chainages de chaque singularité (discontinuité,changement de faciès...) sur les murs et en toit de galeries et facilite ainsi, dans un premier temps, le relevé du géologue et ultérieurement la vérification éventuelle de ce relevé et le positionnement de l'utilisateur(concepteur ou entrepreneur) dans la galerie par rapport à ce relevé,face à tel ou tel problème à résoudre.

Par contre on peut reprocher à ce mode de représentation le fait qu'il ne permette pas de connaître par une simple lecture,la direction des familles de discontinuités représentées;ce qui serait le cas si on représentait les singularités observées en voute par leur intersection avec le plan horizontal.

Cet inconvénient a été levé en inscrivant sur nos relevés les directions et pendage des principales singularités.

1.1.1.3.application

Les figures III.3.3., III.3.4 et III.3.5. , présentent trois exemples de relevés concernant respectivement la galerie LL', la galerie de jonction J3 vers la cheminée d'équilibre aval, la galerie de jonction J2 reliant la galerie d'accès à la base de la conduite forcée.

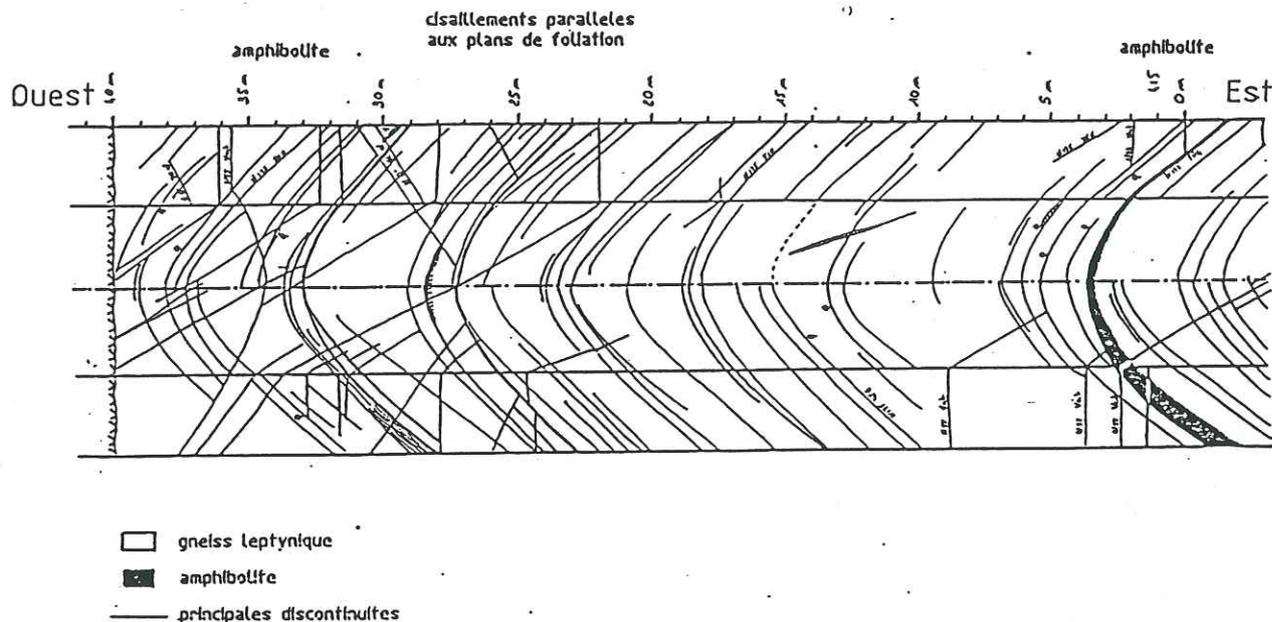


Fig III.3.3: Relevé géologique de la galerie de reconnaissance LL' dans l'enceinte de la centrale.

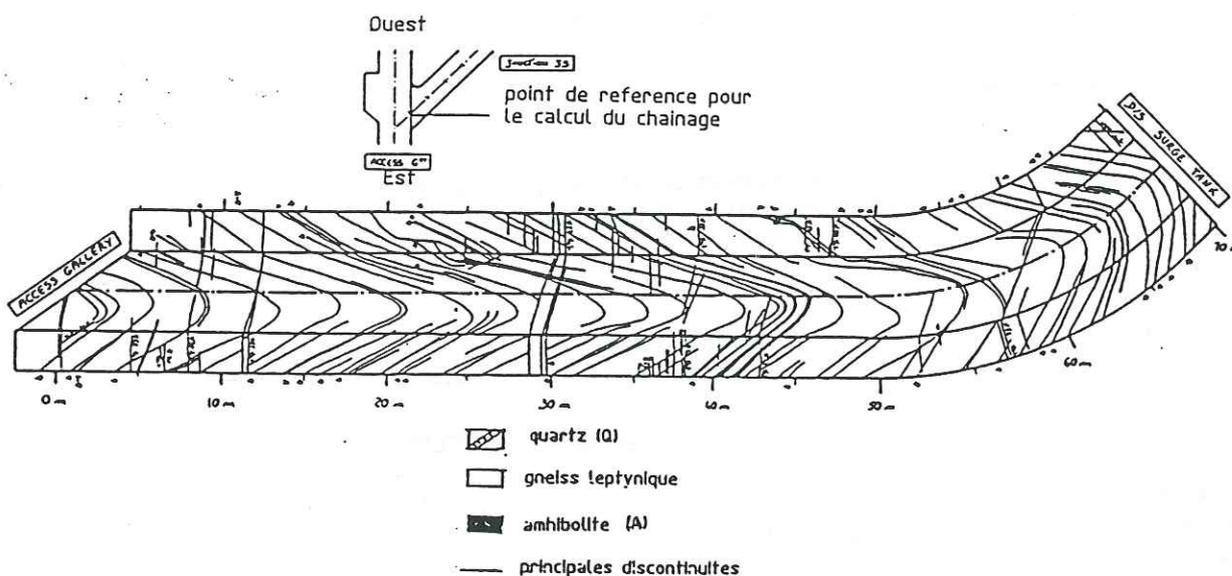


Fig III.3.4: Relevé géologique de la galerie de jonction J3 vers la cheminée d'équilibre aval.

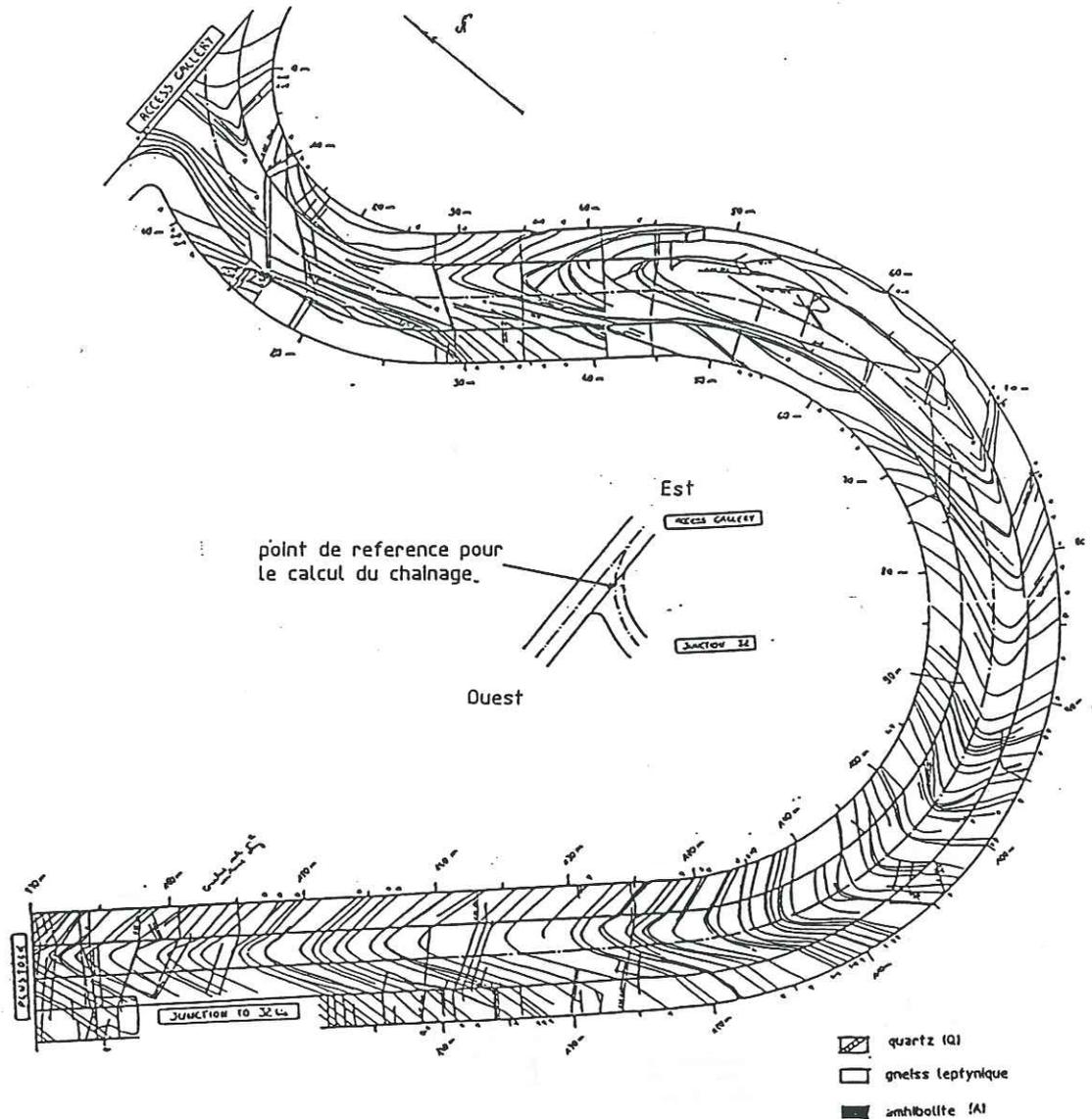


Fig III.3.5: Relevé géologique de la galerie de jonction J2 reliant la galerie d'accès à la centrale à la base de la conduite forcée.

Sont rassemblées par ailleurs en annexe 2 les quatre planches établies lors du relevé géologique de la galerie d'accès à la centrale.

1.1.2 Les investigations souterraines et essais in situ

Au delà des relevés géologiques décrits précédemment, il convenait, afin de prévoir le comportement dans le temps et dans l'espace des grandes cavernes souterraines (convergence,...), de mettre en oeuvre une campagne d'investigation complémentaire permettant de définir les caractéristiques mécaniques du rocher et l'état des contraintes au droit de ces cavernes.

La campagne d'investigations réalisée dans cette optique, comprenait:

- des mesures géophysiques (tomographies et reconnaissances microsismiques destinées à établir une zonation sismique de la qualité du rocher au droit de la centrale);
- des essais au vérin plat destinés à mesurer l'état des contraintes au droit des grandes cavernes souterraines;
- la mise en place d'un dispositif d'auscultation destiné à mesurer les déformations autour des cavernes en cours et après excavations.

1.1.2.1. tomographies et reconnaissances microsismiques

a.localisation

L'implantation des profils réalisés (16 tomographies entre galeries et 7 profils microsismiques) est présenté sur la figure III.3.6. A noter que tous ces profils (points d'émission et points de réception) ont ,là encore ,été repérés par levé topographique.

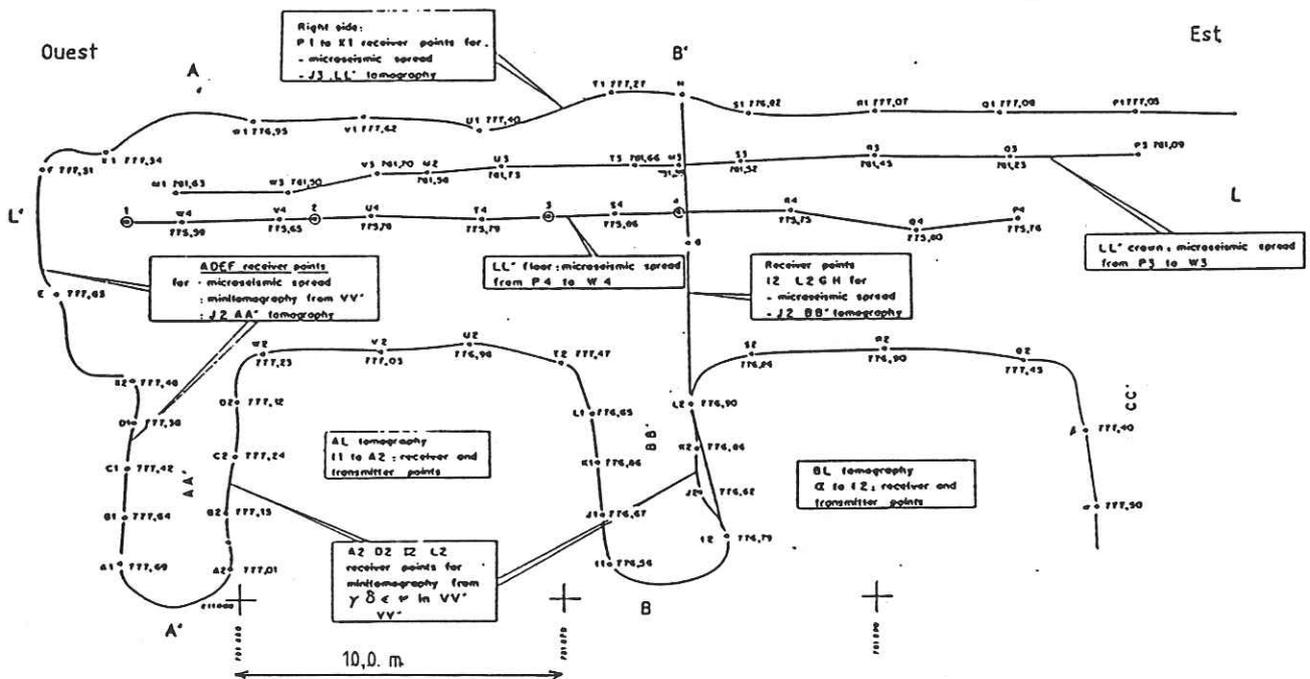


Fig III.3.6: Implantation des tomographies et des profils microsismiques dans l'enceinte de la centrale;vue en plan au niveau 775,50.

b.description

Les paramètres sismiques recherchés sont les vitesses des ondes de compression P et les vitesses des ondes de cisaillement S permettant de tracer des cartes d'iso-valeurs de module d'Young E (module d'élasticité dynamique) et du module de déformation G (module de cisaillement dynamique).

c.application : mesures et interprétation

vitesse des ondes de compression et des ondes de cisaillement.

Les mesures des ondes de compression et de cisaillement ont permis une analyse quantitative de la qualité et de l'anisotropie du massif (figures III.3.7, III.3.8 et III.3.9.)

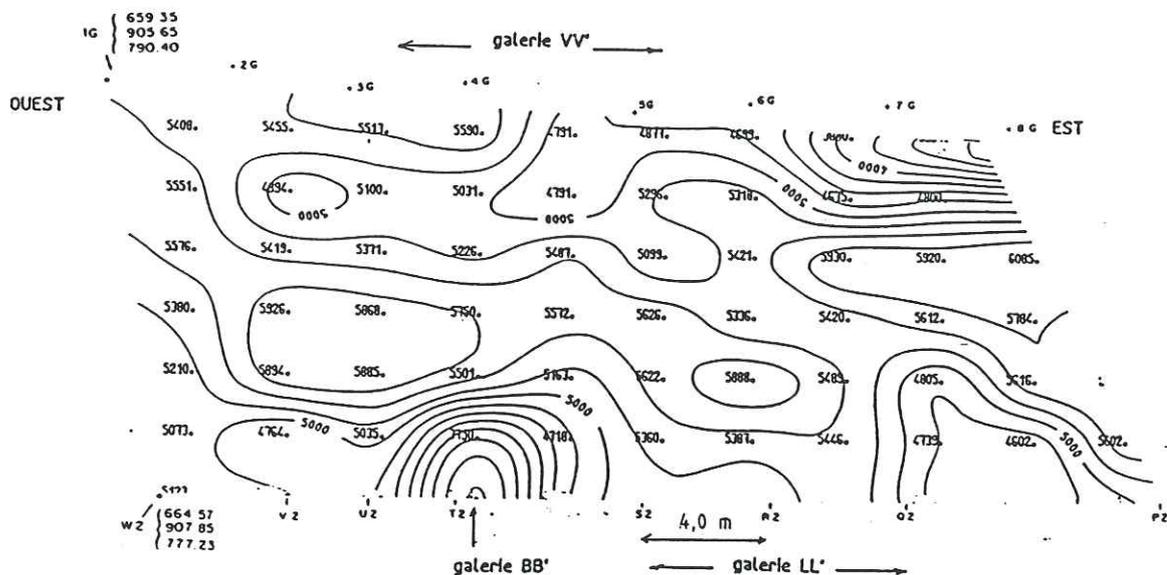


Fig III.3.7:tomographie entre galerie LL' et VV'(centrale souterraine);
mesures des ondes de compression P.

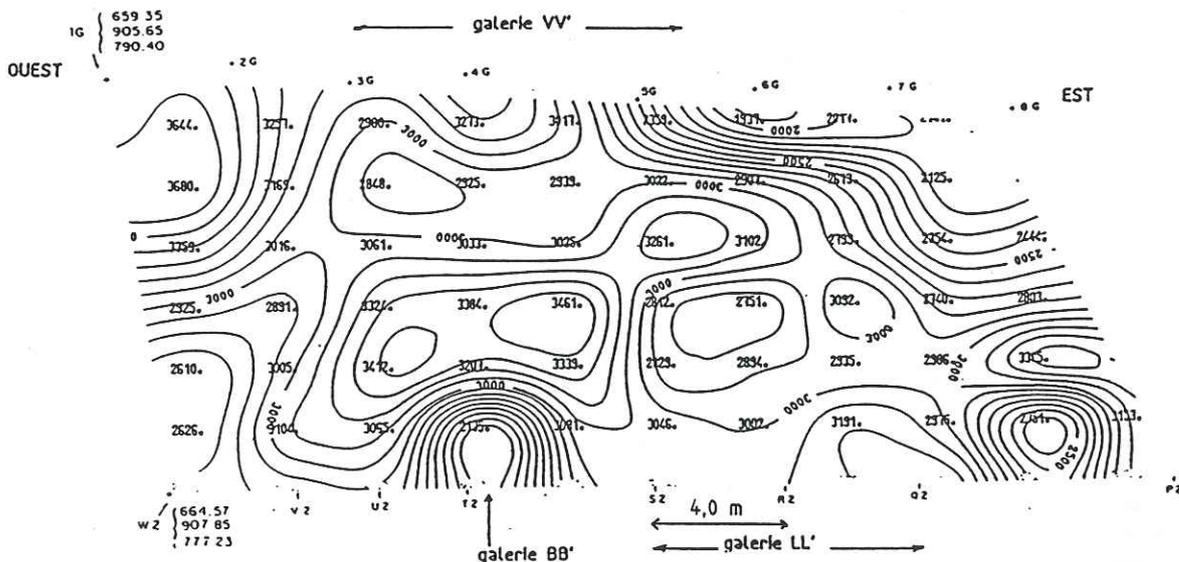


Fig III.3.8:tomographie entre galerie LL' et VV'(centrale souterraine);
mesures des ondes de cisaillement S.

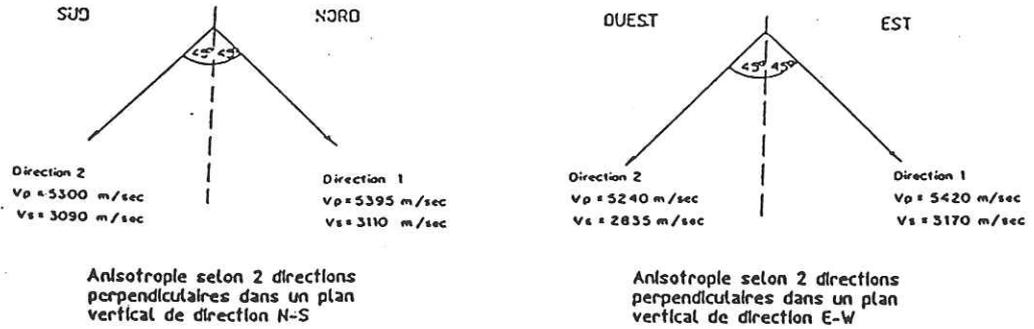


Fig III.3.9: anisotropie des vitesses des ondes de compression et des ondes de cisaillement

L'interprétation des mesures peut se résumer comme suit:

- les mesures sont très homogènes et caractéristiques d'un rocher sain;
- dans un plan vertical de direction N-S les vitesses sismiques enregistrées ne soulignent aucune anisotropie significative;
- dans un plan vertical de direction E-W , selon deux directions respectivement parallèles et perpendiculaires à la foliation , une anisotropie significative des vitesses des ondes de cisaillement VS (12%) est observée.Cette anisotropie est atténuée pour les ondes de compression;

En conclusion , les vitesses moyennes dans les 3 dimensions de la masse rocheuse s'établissent comme suit :

$$VP = 5395 \text{ m/s}$$

$$VS = 3150 \text{ m/s}$$

et la seule direction singulière ,concernant en particulier les ondes S est la direction perpendiculaire à la foliation avec VP = 5240 m/s et VS = 2835 m/s

modules et coefficient de poisson (figure III.3.10,III.3.11 et III.3.12.)

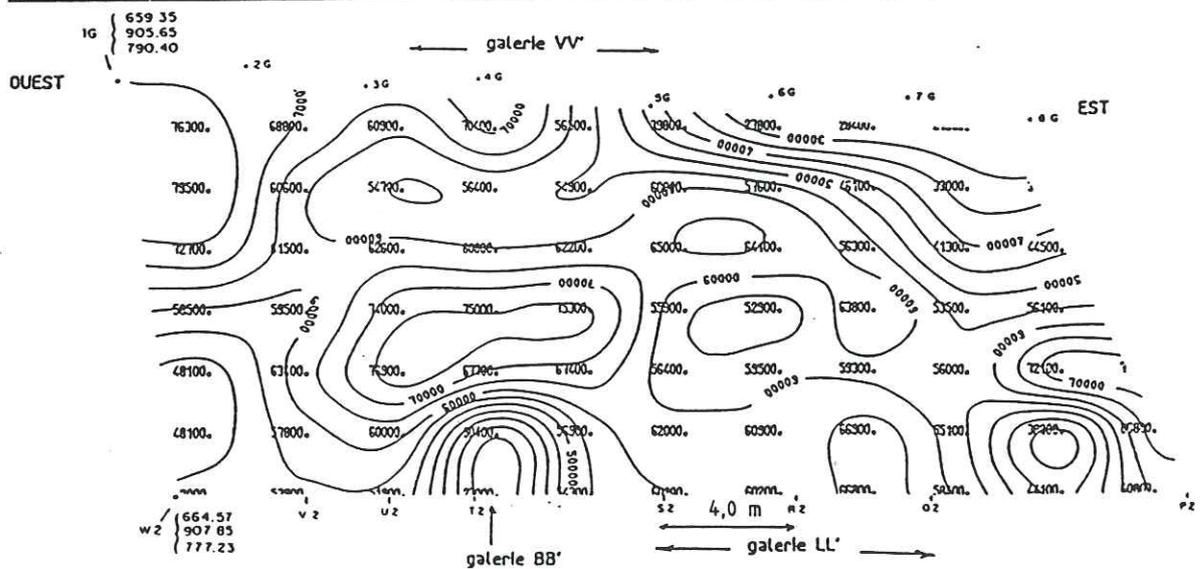


Fig III.3.10:tomographie entre galerie LL' et VV'(centrale souterraine); module d'élasticité E (MPa).

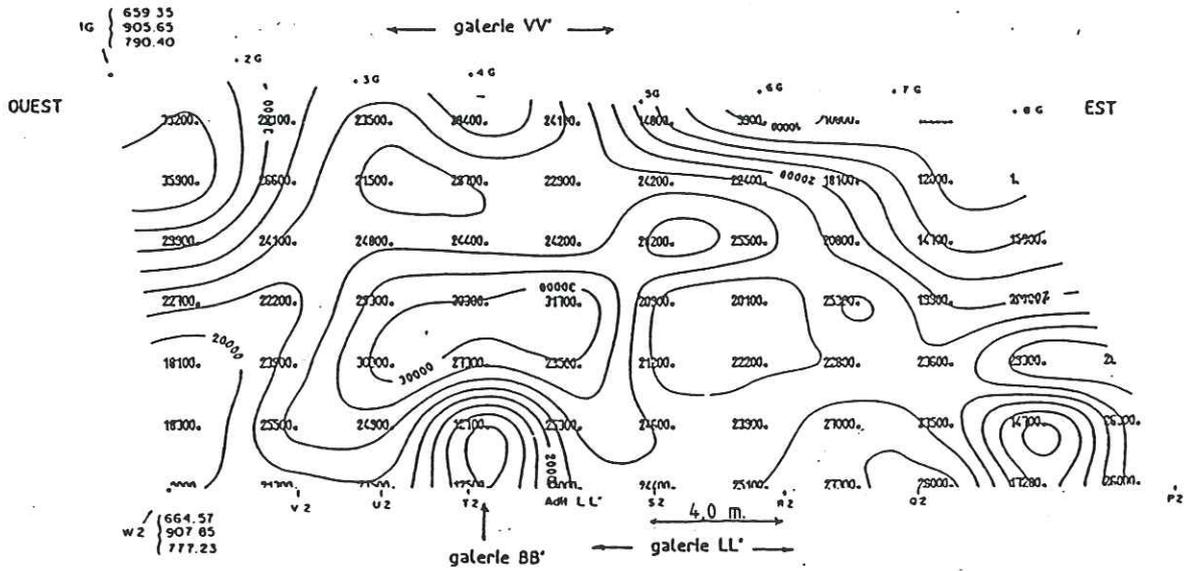


Fig III.3.11:tomographie entre galerie LL' et VV'(centrale souterraine);
module de cisaillement G (MPa).

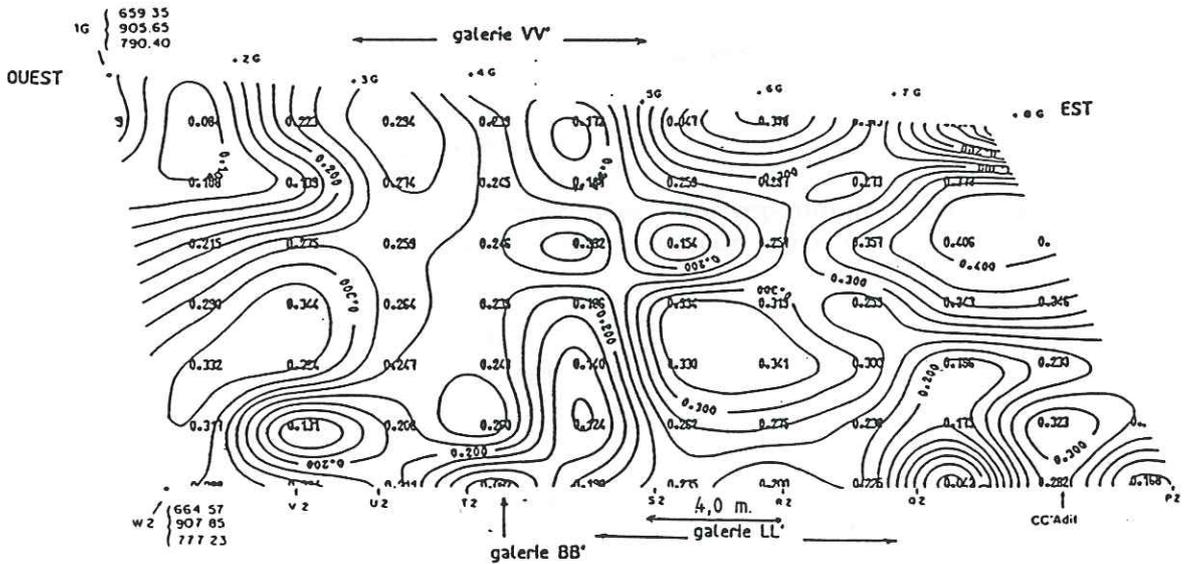


Fig III.3.12:tomographie entre galerie LL' et VV'(centrale souterraine);
coefficient de Poisson.

Les modules correspondant aux vitesses moyennes enregistrées dans les trois dimensions en supposant une masse spécifique de 26,7 KN/m³ sont:

$$E = 65000 \text{ MPa}$$

$$G = 26000 \text{ MPa}$$

$$\nu = .244$$

Entre les directions perpendiculaires et parallèles à la foliation les valeurs des modules sont réduites de 15 à 20 % comme suit:

- perpendiculaire à la foliation :

$$\begin{aligned} E &= 55000 \text{ MPa} \\ G &= 21000 \text{ MPa} \\ \nu &= .293 \end{aligned}$$

- parallèle à la foliation :

$$\begin{aligned} E &= 63300 \\ G &= 26400 \\ \nu &= .20 \end{aligned}$$

On note que l'anisotropie est particulièrement bien révélée par la variation du coefficient de Poisson (30 %).

anomalies géotechniques

Les tomographies ont confirmé la bonne qualité et l'homogénéité du gneiss où seront excavées la centrale souterraine et la cheminée d'équilibre aval.

Une légère anomalie a cependant été détectée à mi-longueur de la galerie VV'. La zone concernée couvre une petite partie du secteur reconnu par la tomographie entre VV' et LL' et semble se limiter à quelque mètres sous VV'.

Les vitesses dans cette zone sont plus faibles :

$$\begin{aligned} V_p &= 4400 \text{ m/s} \\ V_s &= 2700 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Les autres zones décomprimées correspondent aux auréoles de décompression autour des excavations . Leur épaisseur varie entre 0 et 2.0 m et les vitesses associées sont:

$$\begin{aligned} V_p &= 3000 \text{ m/s} \\ V_s &= 1500 \text{ à } 1800 \text{ m/s} \end{aligned}$$

correspondant aux modules suivant:

$$\begin{aligned} E &= 15700 \text{ MPa à } 20700 \text{ MPa} \\ G &= 5900 \text{ MPa à } 8500 \text{ MPa} \\ \nu &= .22 \text{ à } .33 \end{aligned}$$

1.1.2.2. Les essais au vérin plat

a. localisation

15 essais au vérin plat ont été réalisés conformément au schéma d'implantation de la figure III.3.13 ci-après.

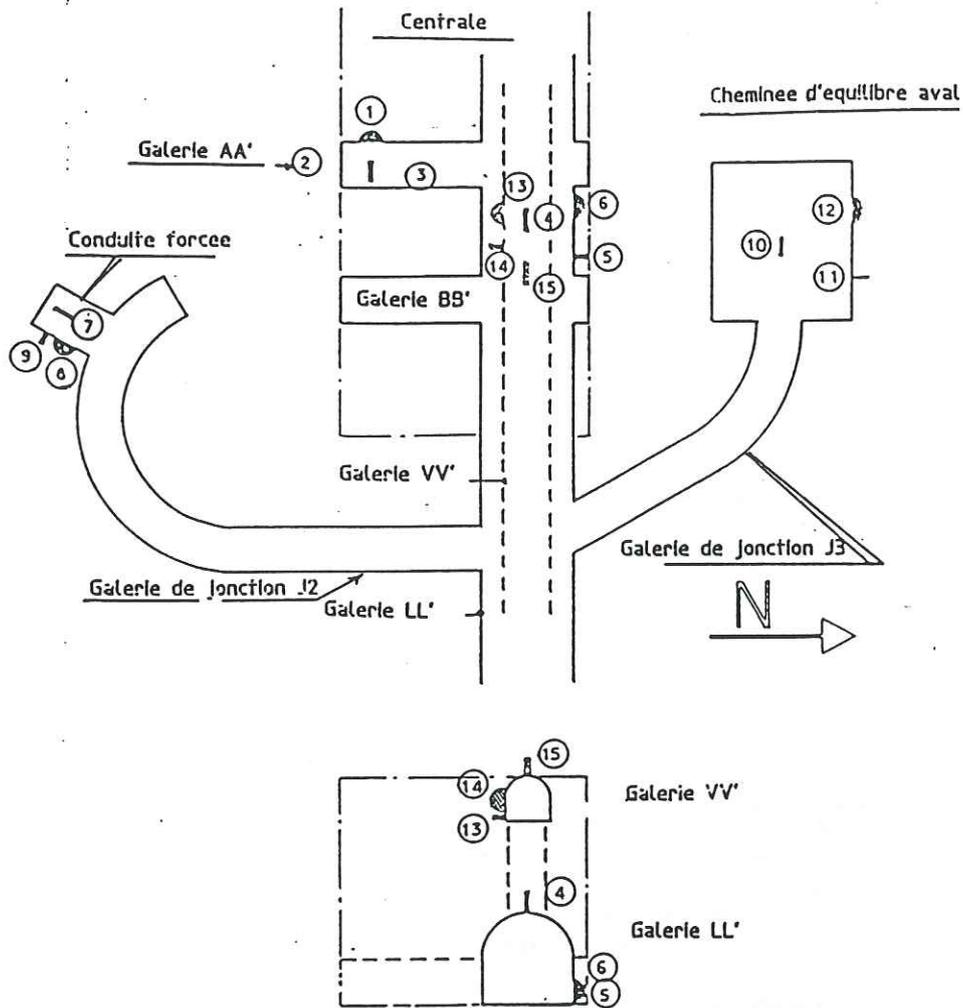


Fig III.3.13: Implantation des essais aux vérin plat.

b. description

La méthode consiste à provoquer un relâchement partiel des contraintes dans la roche en y exécutant une saignée. La déformation créée est ensuite annulée en exerçant un effort suffisant dans la saignée, à l'aide d'un vérin hydraulique.

Pour réaliser cet essai, on procède de la façon suivante :

- on scelle des plots de repère de part et d'autre du tracé de la future saignée et on mesure l'écartement L_1, L_2, L_3 de ceux-ci;

- on pratique la saignée au moyen d'une scie diamantée. Le relâchement des contraintes présentes dans le massif provoque un rapprochement des plots;

- on introduit le vérin plat dans la saignée ;

- le gonflage du vérin plat permet une annulation des déformations normales, c'est à dire un retour aux valeurs initiales L_1, L_2, L_3 .

c. application : mesures et interprétation

c1.les mesures

Les courbes obtenues (se reporter à l'exemple de la figure III.3.14) ne présentent pas de fluage, ce qui assure que les zones décompressées n'ont pas affecté les mesures.

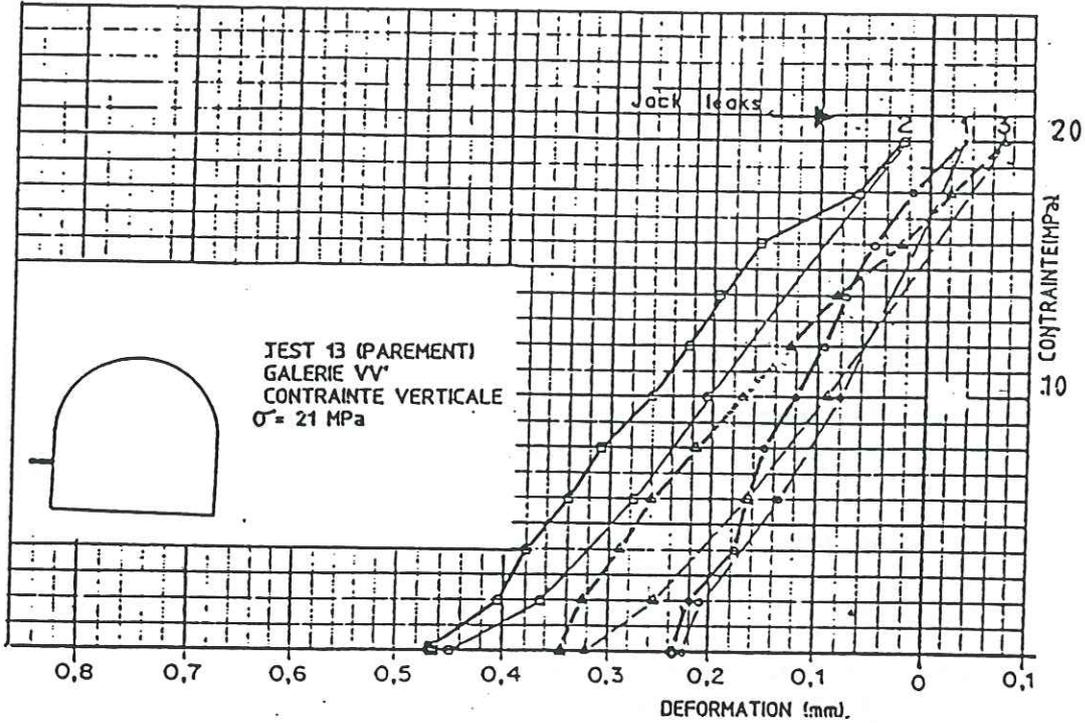


Fig III.3.14: Courbe type d'essai au vérin plat

L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau III.3.1.

Tableau III.3.1: Récapitulatif des mesures au vérin plat.

Test N	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	σ_l (MPa)	γ_ϵ (MPa)
1	65*			6500
2		75*		7140
3			12,5	8330
4		36		12000
5			12,5	6250
6	28			7000
7		36		11660
8	25			6250
9			16	4570
10		24		16000
11			20	10000
12	26			8700
13	21			6330
14			19	4750
15		21		5250

* : valeur extrapolée

Pour chaque zone testée, on trouve les valeurs retenues pour σ_v, σ_h, ν (indications de la base centrale ,proche de la moyenne des 3 bases) ainsi que la valeur du rapport ν/ϵ qui permet d'apprécier la déformabilité du massif dans la zone des différents essais. Le rapport ν/ϵ ne prétend pas donner le module du massif mais permet de comparer les rigidités relatives des différentes plages d'essais ou des divers sites.

Le rapport ν/ϵ moyen est de 7400 MPa ce qui correspond à une valeur élevée confirmant les fortes valeurs de modules trouvées dans l'étude sismique et en laboratoire.

c2 interprétation

Les tests ont été interprétés afin de déterminer l'état initial des contraintes dans la masse rocheuse au droit des cavernes.

Les essais 1 et 2 ont été éliminés du fait des valeurs aberrantes obtenues.

détermination des contraintes verticales et transversales initiales

Afin de déterminer les contraintes verticales et horizontales (transversales par rapport à la plus grande dimension des cavernes), les tests suivants ont été pris en compte:

- tests 4,6,13 et 15 dans la galerie d'investigation VV';
- tests 7 et 8 au pied de la conduite forcée;
- tests 10 et 12 dans la cheminée d'équilibre aval;

On raisonne en déformation plane (dans le plan perpendiculaire aux galeries testées, correspondant pour les tests sélectionnés dans la centrale et la cheminée d'équilibre au plan N-S); les équations de l'élasticité simplifiées en déformation plane permettent d'établir des relations linéaires entre la contrainte initiale verticale, la contrainte initiale transversale et la contrainte locale mesurée par les essais au vérin plat à la limite de l'excavation.

Ces relations linéaires ont été représentées par des droites sur un graphique (figure III.3.15.) représentant en ordonnées les contraintes initiales verticales et en abscisse les contraintes initiales horizontales.

Toutes les lignes droites convergent vers une zone représentative des valeurs possibles pour les contraintes verticales et horizontales initiales; le point central de cette zone correspond aux valeurs suivantes:

contrainte verticale initiale : 15.3 MPa
contrainte horizontale initiale: 14.0 MPa

Le champ de contrainte initial semble pouvoir être considéré comme isotrope avec une moyenne de 14.6 MPa.

détermination des contraintes initiales longitudinales

Les valeurs initiales des contraintes longitudinales ,déduites des essais 5,11 et 14 ,correspondent respectivement à $L=12.5$ MPa(essai n°5), $L=20$ MPa(essai n°11)et $L=19$ MPa (essai n°14) ; ces valeurs sont conformes à la contrainte initiale isotrope obtenues dans le plan transversal des cavernes.

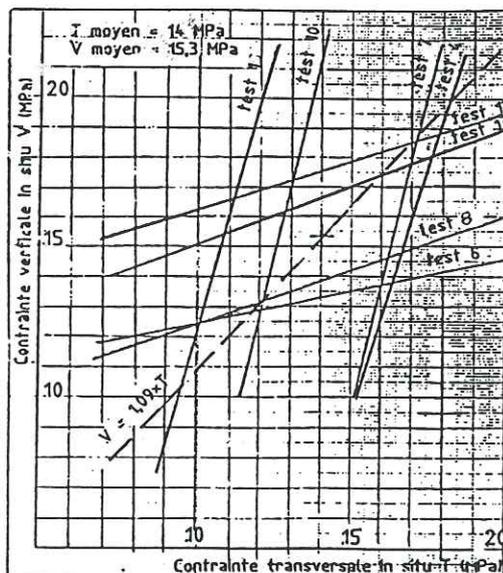


Fig III.3.15: Détermination des contraintes initiales verticales et horizontales.

1.1.2.3. l'auscultation des cavernes souterraines

La détermination du comportement d'un massif rocheux, aussi bien à court terme qu'à long terme et le choix des paramètres qui y sont liés, constituent les difficultés essentielles dans l'étude d'un ouvrage; l'auscultation permet de caler les modèles théoriques de calcul sur les observations faites in situ et de contrôler ainsi la validité des modèles de dimensionnement et des paramètres qui y sont introduits.

2 types de mesures ont été réalisées dans le cadre de l'aménagement de Turkwel:

- les mesures de convergence, consistant à mesurer à l'aide d'un fil invar maintenu à une tension constante par un dynamomètre, le rapprochement de deux points situés sur des parois opposées de l'ouvrage; effectuées le plus tôt possible à partir du front de taille, les mesures de convergence donnent la déformée de la section et surtout son évolution dans le temps;

- les mesures de déplacement absolu entre un point de la paroi de l'excavation et un point "supposé fixe", c'est-à-dire situé au fond d'un forage et suffisamment loin de l'excavation pour sortir de sa zone d'influence; ces mesures sont réalisées avec des extensomètres en forage. Il est possible d'implanter sur ces appareils plusieurs points de mesure de façon à obtenir la loi de déplacement du massif en fonction de la profondeur. Les extensomètres utilisés dans le cadre de l'aménagement souterrain de Turkwel étaient constitués d'une tige invar munie de capteurs électromagnétiques mesurant le déplacement de points à l'intérieur du massif matérialisés par des bagues métalliques scellées au terrain.

Le réseau d'instrumentation installé dans les 2 grandes cavernes souterraines se décomposait comme suit:

- dans la centrale souterraine:

- 2 profils transversaux ont été instrumentés (correspondant aux 2 plans verticaux au droit des turbines) avec pour chaque profil:

- 1 extensomètre vertical et une base de mesure de convergence (EG1/3, EG2/3) en voute à la cote 792,60 m;

- 2 extensomètres horizontaux et deux bases de mesures de convergence (EG1/1,EG2/1,EG1/2 et EG2/2) à la cote 777,0m ;

- 1 profil transversal à mi-distance des 2 profils précédents ,équipés de 4 bases de mesures de convergence ,respectivement à la cote 777,0m et 769,0m.(EG3/1,EG3/3,EG3/4 et EG3/5);ces mesures étaient destinées à analyser l'incidence liée à la proximité des murs de la caverne sur les 2 autres profils.

- dans la cheminée d'équilibre aval:

1 profil transversal a été instrumenté comprenant:

- 1 extensomètre vertical et une base de mesure de convergence(E3) en voute ;

- 2 extensomètres horizontaux et deux bases de mesures de convergence(E2 et E3) dans les parements à la cote 781,50 m ;

- 2 bases de mesures de convergence (E4 et E5) dans les parements à la cote 770,0m;

1.2 LEVE GEOLOGIQUE EN COURS ET APRES EXCAVATION

Comme pour les galeries de reconnaissance ,un relevé systématique de la voute et des parements des 2 grandes cavernes souterraines a été réalisé selon la même méthodologie que celle décrite au paragraphe 1.1.1. précédent .Les figures III.3.16,III.3.17.et III.3.18.présentent à titre d'illustration les relevés géologiques réalisés respectivement en voute , sur les parements de la centrale et en voute de la cheminée d'équilibre aval.

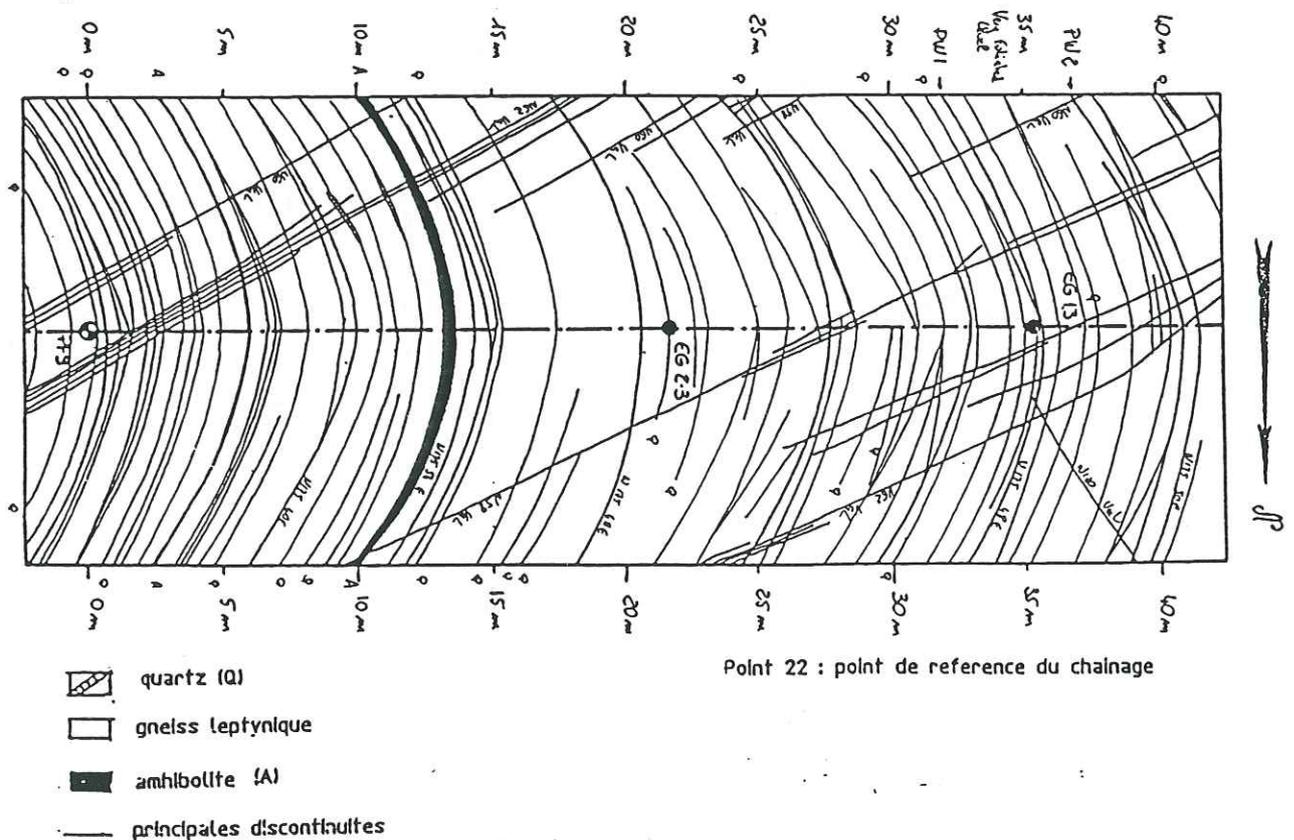


Fig III.3.16: Relevé géologique de la voute de la centrale.

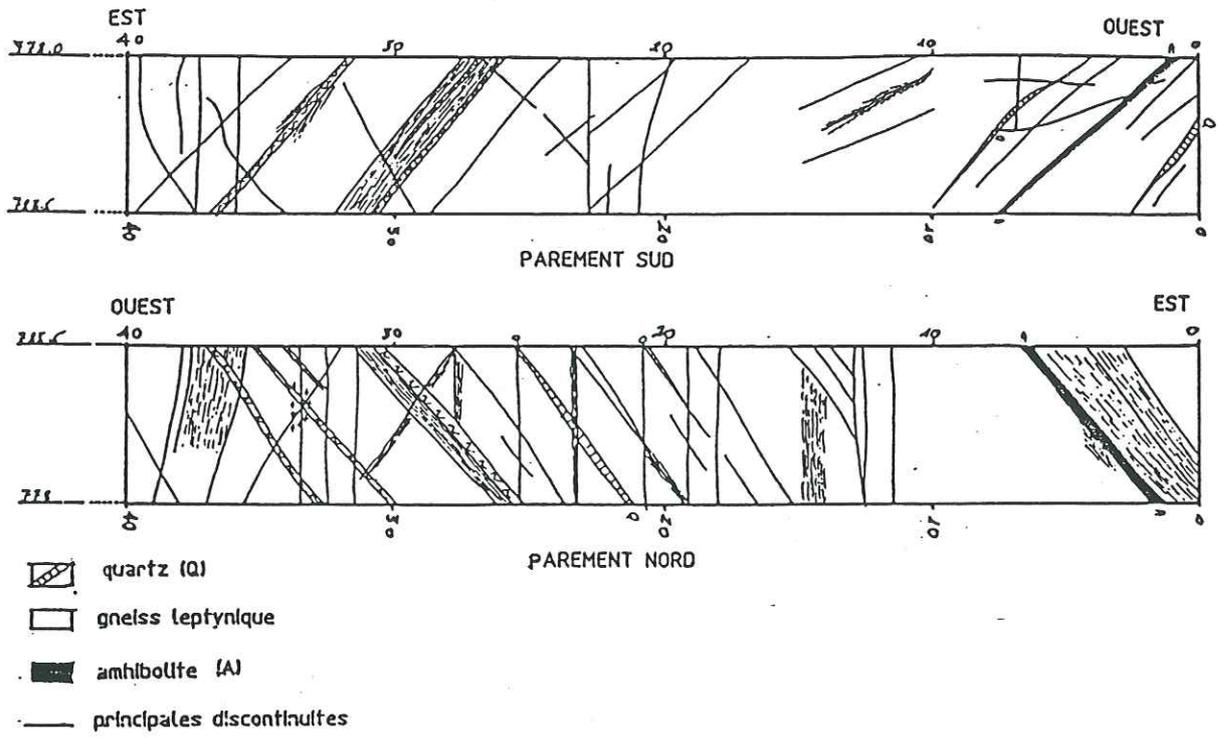


Fig III.3.17: Relevé géologique des parements de la centrale.

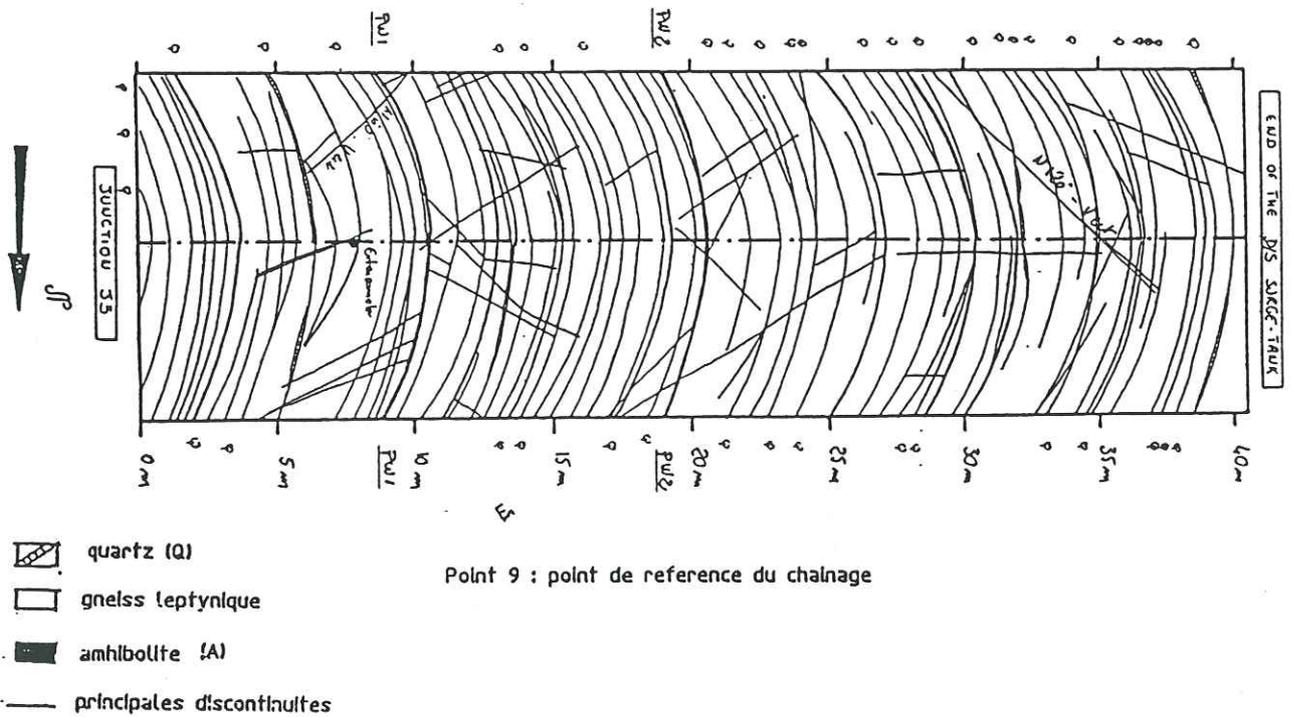


Fig III.3.18: Relevé géologique de la voute de la cheminée d'équilibre aval.

1.3 LE SUIVI ET L'INTERPRETATION DE L'AUSCULTATION

Des relevés périodiques en fonction des différentes phases d'excavation des cavernes ont été réalisés ;

Il convient de signaler la difficulté que représente la protection des têtes d'extensomètres et des bases de mesures pendant les tirs; dans le cas de l'aménagement de Turkwel plusieurs de ces points de mesures ont été ainsi détériorés malgré les dispositions prises pendant les tirs (protection , limitation des charges explosives,...) , ce qui a fortement perturbé notamment le suivi des mesures de convergence ; cette remarque doit être prise en compte lors du dimensionnement d'un réseau d'auscultation où il est souhaitable de prévoir des bases de mesures supplémentaires afin de pouvoir continuer les mesures sur les sections type même si certaines bases deviennent inutilisables suite aux détériorations provoquées par les tirs d'excavations;

La figure III.3.19. illustre à titre d'exemple les déformations mesurées sur l'extensomètre EG1/3.

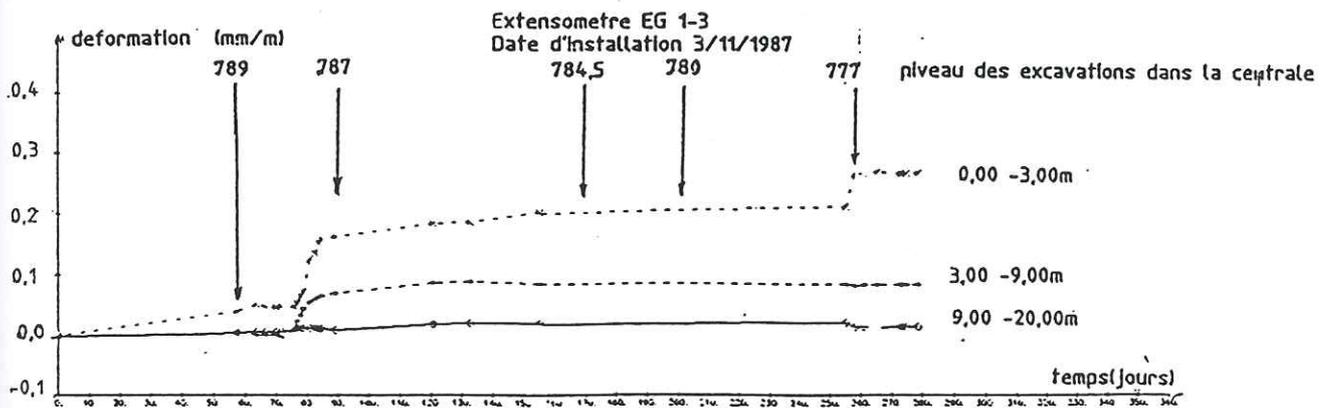


Fig III.3.19: Déformations mesurées sur l'extensomètre EG1/3.

On rappellera pour mémoire que les déformations observées sur l'extensomètre EG2/3 correspondent environ au double de celles mesurées sur l'extensomètre EG1/3, ce qui résulte vraisemblablement de l'incidence de la proximité du parement ouest de la centrale par rapport à l'extensomètre EG1/3.

1.4 LA CORRELATION AVEC LES ETUDES AVANT TRAVAUX - SYNTHESE

Avant excavation à grande échelle ,les relevés géologiques des galeries de reconnaissance,les tomographies et les essais au vérin plat ont confirmé les prévisions de l'A.P.D.,à savoir que sur les 2 sites des grandes cavernes souterraines,le gneiss leptynique était sain,homogène ,étanche et présentait de bonnes caractéristiques physiques et mécaniques.

On notera pour mémoire que la comparaison entre les extrapolations réalisées au stade de l'A.P.D.à partir du forage BH24 et les relevés géologiques menés au fur et à mesure des excavations des galeries d'accès et de reconnaissance des cavernes souterraines soulignait un décalage d'une vingtaine de mètres au droit de la centrale des horizons lithologiques prévus et des 2 zones cisailées parallèles à la foliation;ce décalage a été expliqué par la déviation du forage BH24,confirmée définitivement lors des excavations de la centrale qui ont recoupé le trou du forage pratiquement au droit du parement Ouest,au lieu de le recouper théoriquement au centre de la caverne.

Les relevés géologiques réalisés lors des excavations de la centrale et de la cheminée d'équilibre aval ont confirmé par ailleurs l'existence des principales familles de discontinuités repérées dès le stade de l'A.P.D. et notamment les discontinuités N60 subverticales dont la concentration ponctuelle pouvait expliquer la légère anomalie constatée ponctuellement lors des mesures tomographiques.

Les essais au vérin plat ont souligné que les contraintes horizontales dans toutes les directions et verticales sont pratiquement les mêmes (moyenne 14,6 MPa)et que le rocher est très peu déformable.Par contre ,une singularité apportée par les mesures au vérin plat vient du fait que cette valeur de la contrainte initiale est 2,1 fois plus élevée que celle donnée théoriquement par la charge lithostatique(6,75 MPa);cette anomalie est liée vraisemblablement à la conjugaison de plusieurs facteurs (effet de dalle lié à la morphologie et à la structure du site , effet de "graben",...);elle est par ailleurs cohérente avec l'idée que la chaîne des plutons et des séries métamorphiques encaissantes ont été ou sont encore en phase de surrection (ride bordière du Rift), ce qui pourrait expliquer ,par ailleurs,que la rivière Turkwel s'y soit enfoncée aussi profondément ,créant un site de barrage exceptionnel.

On retiendra enfin qu'un modèle numérique simulant l'incidence des contraintes sur les déformations de la centrale souterraine a été mis en oeuvre suite aux campagnes de mesures réalisées in situ ;le réglage de ce modèle a permis de faire un test satisfaisant de cohérence de l'ensemble des mesures réalisées et des paramètres pris en compte dans les calcul (contraintes, modules et coefficient de poisson ,déformations,...).

2.LA RECONNAISSANCE DES TUNNELS ET DES CHAMBRES ANNEXES

2.1 LEVE GEOLOGIQUE EN COURS ET APRES EXCAVATION

Toutes les galeries et tunnels excavés dans le cadre de l'aménagement hydraulique ont donné lieu à un relevé géologique et géotechnique minutieux ,en 2 phases :

- dans une première phase en cours de travaux et dans la mesure du possible en suivant la progression du front de taille , un relevé géotechnique détaillé a été réalisé systématiquement en collectant les mêmes informations que pour les galeries de reconnaissance (suivant la méthodologie et le mode de représentation décrit au paragraphe 1.1.1); les galeries hydrauliques , de la prise d'eau à la sortie du tunnel de fuite recoupant l'intégralité du pluton d'orthogneiss et de la série métamorphique ,ces relevés ont permis d'établir une coupe géologique très fine de tout le massif et d'établir

une banque de données précieuse pour une meilleure compréhension de la géologie à l'échelle de chacun des sites mais également à l'échelle de l'aménagement;

Les relevés géologiques réalisés dans le cadre de nos travaux sont rassemblés en annexe. La figure III.3.21., ci après, présente, à titre d'exemple, le type de relevé réalisé dans le tunnel de fuite;

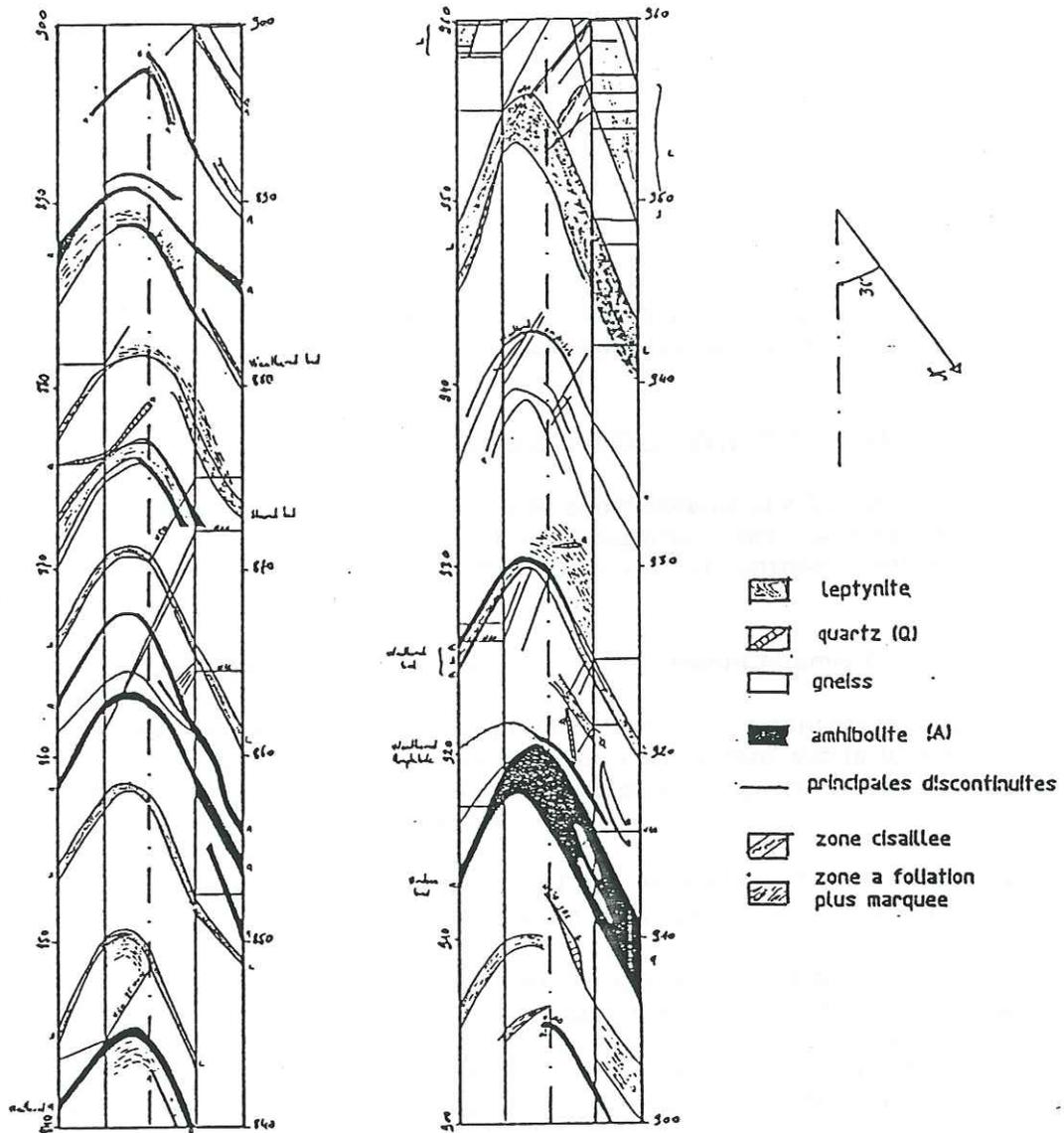


Fig III.3.21: Relevé géologique dans le tunnel de fuite entre PK 0,840 et PK 0,960.

- dans une deuxième phase après travaux et afin de finaliser le choix des revêtements définitifs, une deuxième campagne d'observation a été réalisée dans chaque galerie, avec un soin particulier accordé aux galeries hydrauliques moins facilement visitables en phase de service de l'aménagement; cette campagne a permis :

- d'affiner les observations réalisées en cours de travaux avec une vue plus globale et donc plus synthétique du cadre géologique de chaque ouvrage;

- d'observer l'intégralité des surfaces excavées associées à chaque ouvrage sous un angle très pratique et très adapté au problème concret posé par les concepteurs concernant le choix du revêtement;

Lors de cette deuxième phase, des fiches ont été établies récapitulantes, en fonction du chaînage, les observations relatives à différents critères de qualification des surfaces excavées permettant d'adapter "sur mesure" les conclusions, nécessairement plus générales résultant de l'utilisation des classifications géotechniques;

Ces critères de qualification du rocher correspondaient essentiellement :

- à la qualité du profil excavé ; dans ces séries correspondant essentiellement à du bon rocher, les zones de hors profils important (hormis celles associées à une mauvaise réalisation du plan de tir) correspondaient généralement à des zones de fracturation plus marquée avec souvent présence de blocs instables qu'il convenait de conforter;

- aux venues d'eau souvent associées à des zones de moindre résistance (zones cisillées, zones plus tendres ...) susceptibles d'être érodées par les débits transitant en phase de service .

2.2 LA CORRELATION AVEC LES ETUDES AVANT TRAVAUX - SYNTHESE

Globalement, on peut considérer avoir obtenu une bonne corrélation entre le diagnostic concernant la localisation et la description des principales singularités géologiques identifiées au stade de l'A.P.D. et celles rencontrées réellement dans les tunnels en cours d'excavation

Ces singularités géologiques concernaient essentiellement:

- les changements de lithologie et notamment le contact orthogneiss - série métamorphiques ou les prévisions de l'A.P.D. tant sur la localisation du contact que sur sa nature (se reporter au chapitre II paragraphe 3.2) se sont révélées pertinentes;

- les zones de failles dominantes (par exemple la faille M1C rencontrée en amont du tunnel d'amenée) assez bien retrouvées en galeries.

Ponctuellement, la conjugaison de systèmes de fracturation défavorables difficilement localisable à partir des reconnaissances de l'A.P.D. a conduit à des adaptations sur mesure de la conception des ouvrages (se reporter à la partie IV). Il convient cependant de signaler que l'A.P.D. avait signalé sur la base de l'étude d'orientation de chaque ouvrage par rapport aux familles de fractures dominantes le risque de rencontrer de telles configurations.

Concernant l'extension et la continuité des différents faciès les corrélations tirées des relevés réalisés en cours de travaux entre galeries plus ou moins éloignées ont permis de tirer les enseignements complémentaires suivants:

A l'échelle décamétrique, on observe une parfaite continuité lithologique selon le plan de foliation moyen (N175 50 E); ceci est parfaitement illustré par la juxtaposition des profils géologiques le long de la galerie des câbles et de la galerie d'accès à la centrale distantes d'une vingtaine de mètres en moyenne.

Cette bonne continuité spatiale se confirme globalement à l'échelle hectométrique voir kilométrique (donc à l'échelle de l'aménagement) au vu de l'analyse comparative des deux relevés précédents et de celui du tunnel de fuite.

Il convient par contre de noter dans le détail que certains bancs d'amphibolite d'épaisseur métrique disparaissent fréquemment d'une galerie à l'autre, soulignant ainsi également l'existence de structures lenticulaires comme cela avait déjà été constaté en surface .

Cette bonne continuité spatiale des différents faciès explique d'ailleurs pour une bonne part la bonne qualité des interpolations réalisée dès le stade de l'A.P.D. à partir des observations de surface et des sondages;

Concernant le système de fracturation, les principales familles de discontinuités identifiées au stade de l'A.P.D. ont été retrouvées en galeries avec la confirmation des 2 familles de discontinuités dominantes correspondant respectivement:

- à la foliation (famille M2);
- aux fractures N60 subverticales ;

Comme prévu , cette famille de discontinuité N60 a généré de nombreux hors profils lors des excavations des galeries (se reporter à la partie IV);

Par ailleurs dès le stade de l'A.P.D , l'hypothèse avait été émise que tous les glissements bancs sur bancs repérés dans les zones de moindre résistance pouvaient constituer les manifestations en grand nombre de ce qui semblait remplacer la grande faille bordière du Rift; les observations réalisées dans l'ensemble des galeries excavées a confirmé l'absence d'une grande faille affectant ponctuellement un des ouvrages de l'aménagement et la présence d'un grand nombre de zones cisailées de faible épaisseur en particulier au droit des niveaux d'amphibolites.

PARTIE IV

**UTILISATION DES ETUDES GEOTECHNIQUES DANS
LA REALISATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS.**

LE BILAN

CHAPITRE 1

LA CONCEPTION ASSISTEE PAR LA GEOLOGIE

1 INTRODUCTION

La vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la détermination des caractéristiques de son soutènement et de son revêtement est un problème particulièrement ardu.

Les comportements des matériaux naturels sont extrêmement variés et souvent complexes; les modèles mathématiques, aussi sophistiqués soient-ils, ne les représentent jamais qu'imparfaitement. Les méthodes empiriques, basées sur une classification géotechnique du rocher, peuvent servir au pré-dimensionnement du soutènement mais ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage.

C'est pourquoi l'expérience et l'appréciation de l'ingénieur géologue en liaison avec l'ingénieur de génie civil sont ici, plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser le manque de règle absolue afin d'optimiser l'implantation et la géométrie des ouvrages et le dimensionnement de leur revêtement;

Par ailleurs, dans le cas spécifique des conduites en charge, les études de dimensionnement doivent prendre en compte les différentes sollicitations qui s'appliquent au revêtement et au blindage à la mise en eau, en exploitation, en vidange et qui dépendent :

- de la réaction du rocher si celle-ci peut être mobilisée;
- de la pression hydrostatique de l'eau dans le terrain s'il en existe; en phase d'exploitation et de vidange, cette pression hydrostatique peut correspondre soit à l'eau naturelle dans le terrain si le revêtement est étanche, soit aux percolations à travers le revêtement si celui-ci est perméable;

A. Bouvard - Lecoanet, G. Colombet et F. Esteulle dans leur excellent livre "Ouvrages souterrains - conception, réalisation et entretien" rappellent parfaitement dans quelle mesure la comparaison des conditions hydromécaniques naturelles du massif à traverser (pression naturelle de l'eau dans le massif, perméabilité du massif, état des contraintes naturelles du rocher) à la pression interne de la galerie hydraulique, est d'un grand poids dans le choix du type de revêtement :

"1 - Si la pression naturelle de l'eau dans le massif au droit du tracé est toujours supérieure à la pression interne de la galerie, il n'y aura ni fuites ni problèmes particuliers de stabilité en exploitation. Un revêtement ne sera nécessaire que s'il faut soutenir le rocher pendant les travaux et pendant les vidanges de galerie, ou encore s'il convient d'améliorer les caractéristiques d'écoulement et de minimiser la section; ce revêtement de béton, s'il existe, sera un revêtement perméable;

2 - Si la pression naturelle de l'eau dans le massif est inférieure à la pression interne de la galerie, il y aura des fuites. Ces fuites vont faire apparaître un champ de pression interstitielles dans le massif. La condition à respecter impérativement pour que ces fuites soient sans inconvénient sur le plan mécanique, est qu'en tout point dans le massif et autour de la galerie, les contraintes σ_1 , σ_2 et σ_3 , dans le rocher excèdent la pression

interstitielle ainsi créée. Si c'est le cas et si le rocher est perméable, le revêtement, associé ou non à des injections du rocher, aura seulement pour fonction de limiter les fuites;

3 - Si l'une des contraintes σ_1, σ_2 et σ_3 est inférieure à la pression interstitielle créée par l'eau en charge dans la galerie, il faut un revêtement parfaitement étanche, obtenu dans presque tous les cas par un blindage; sinon, une fuite risquerait d'entraîner le "claquage" du rocher, c'est à dire l'ouverture des fissures et la propagation de la pression d'eau à l'intérieur du massif. Il pourrait également se produire des renards (rupture par entraînement de matériau le long de cheminements constitués de matériaux désagrégés ou déconsolidés) ou encore des glissements de versant par augmentation de la pression interstitielle sur des lignes de rupture potentielles."

Les caractéristiques du rocher qui peuvent avoir une influence sur le dimensionnement du revêtement choisi sont :

- la perméabilité déjà évoquée pour évaluer les fuites (ou les apports d'eau) et si nécessaire, pour déterminer les moyens de les limiter (en particulier en déterminant l'injectabilité du rocher). Dans le cas des revêtements perméables, la connaissance des perméabilités permet également de déterminer le champ de pression interstitielle dans le massif, notamment celle qui s'établit au contact rocher revêtement;

- les caractéristiques mécaniques du rocher (état de fracturation, R.Q.D., résistance raideur) non seulement pour déterminer les conditions d'excavation et de soutènement mais aussi pour évaluer la capacité du rocher à participer à la résistance du revêtement vis à vis de la pression intérieure.

On voit donc qu'en matière de revêtement de galerie, les choix de conception auxquels est confronté le projeteur sont nombreux:

- galerie revêtue ou non ;
- galerie drainée ou non drainée;
- dimensionnement de galeries spéciales de drainage avec auréoles de forages en direction de la galerie, pour réduire les pressions dues à la nappe extérieure alimentée ou non par la galerie hydraulique;
- définition des injections de contact-consolidation toujours nécessaires pour assurer un bon contact entre le revêtement et le terrain, d'une part pour bénéficier de la réaction du terrain et l'uniformiser tout autour de l'excavation et d'autre part pour limiter les fuites et les mises en charge par cheminement parfois très loin de leur point d'origine et en des endroits indésirables pour la stabilité de l'ouvrage;

Dans le cadre de l'aménagement de Turkwel, tous ces choix de conception et les principaux critères de dimensionnement dont ils ont découlé, ont donné lieu, pour chaque ouvrage, à l'établissement d'une planche de synthèse que nous analyserons ci - après. On notera que toutes les planches ainsi présentées sont celles établies au stade des études d'exécution et sont donc en anglais qui constituait la langue contractuelle du marché.

L'analyse de ces planches présentée dans cette partie IV sera réalisée sous 2 aspects:

- Dans la forme, où on décrira les principaux paramètres représentés en rappelant sommairement par quels moyens ils ont été déterminés;
- Dans le fond, où on rappellera, ouvrage par ouvrage, les principaux choix de conception, comment ces choix ont été fait et à quel moment.

2 - RAPPEL DES PRINCIPAUX CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS DE TURKWEL ET DES PRINCIPAUX CHOIX DE CONCEPTION

2.1 - LE MODE DE REPRESENTATION ADOPTE

8 planches ont été établies pour couvrir l'intégralité de l'aménagement hydraulique de Turkwel correspondant respectivement à:

- la prise d'eau (planche IV.1.1);
- le tunnel d'amenée (planche IV.1.2);
- la cheminée d'équilibre amont (planche IV.1.3);
- l'adit Y donnant accès à la chambre de vanne et à la partie aval du tunnel d'amenée (planche IV.1.4);
- la chambre de vanne (planche IV.1.5);
- la conduite forcée (planche IV.1.6);
- la centrale et la cheminée d'équilibre aval (planche IV.1.7);
- le tunnel de fuite (planche IV.1.8);

Les planches IV.1.1 à IV.1.8 réalisées en D.A.0. à la fois pour une meilleure qualité graphique et pour permettre une plus grande facilité d'adaptation en cours de projet, ont toutes été établies selon un même modèle conformément à la description détaillée ci-après; elles figurent:

- sous une forme graphique ,une vue schématique de l'ouvrage mentionnant :
 - les principales singularités géométriques de l'ouvrage et en particulier les sections type de galeries associées à l'ouvrage;
 - les principaux choix de conception concernant notamment la nature du revêtement(galerie revêtue ou non revêtue , drainée ou non drainée ...),les voiles d'injection , les injections de contact consolidation , les voiles de drainage...;
- sous la forme d'un tableau , les principaux critères de dimensionnement retenus correspondant respectivement :
 - aux caractéristiques mécaniques du rocher (surcharge liée à la hauteur de terrain décomprimé ,degré de fracturation du rocher - R.Q.D.,module d'élasticité du rocher);
 - aux pressions hydrostatique de l'eau à l'intérieur et à l'extérieur de la conduite;
 - aux effets sismiques sur la base des résultats de l'étude statistique des intensités locales probables des seismes en liaison avec leur fréquence d'occurrence;
 - aux autres données de base spécifiques à chaque ouvrage liées aux contraintes d'exécution et d'exploitation;
 - aux critères d'injection concernant les injections de contact consolidation et aux injections de remplissage du vide annulaire entre revêtement et rocher;

Chaque planche fait référence par ailleurs à la note de calcul correspondant à l'ouvrage; on rappellera simplement à ce propos que la méthode de dimensionnement des revêtements des ouvrages souterrains de Turkwel utilise les recommandations de " l'Engineer

Manual, Engineering and Design, Tunnels and Shafts in Rock; Department of the Army Corps of Engineers; Office of the Chief of Engineers (15 September 1978).

L'interaction rocher - structure est prise en compte par la méthode des réactions hyperstatiques .

Cette méthode permet d'étudier le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue alors des charges dites "actives " qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures , poussées du terrain) et des charges dites "passives " qui sont les réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M,N,T) du revêtement sont calculés par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en assimilant celui-ci à un portique , un arc, une coque ou une structure de barres.

Les déformations du terrain et les efforts de butée correspondants sont souvent estimés à partir de la notion schématique de module de réaction K , c'est à dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction du déplacement de ce point et généralement même lui est proportionnelle. (assimilation du terrain à un ensemble de ressorts);

Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.

Pour un tunnel circulaire de rayon R les calculs élastiques montrent que la formule suivante s'applique :

$$K = E / (1 + \nu). R$$

dans laquelle:

E = module d'Young ;

ν = coefficient de Poisson

Une estimation de la surcharge à supporter par le revêtement liée à la décompression du terrain au dessus de l'excavation peut être donnée par la méthode de K.TERZAGHI; selon cette méthode, le milieu rocheux est classé en 9 catégories en fonction d'observations qualitatives; la hauteur de terrain décomprimé pesant sur le revêtement est ensuite donnée par la formule générale:

$$H_p = K (B + H_t)$$

dans laquelle (figure IV.1.1),

H_p = Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale (selon le tableau IV.1.1 ci joint);

B = Largeur de la galerie;

H_t = Hauteur de la galerie;

K = Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain (Tableau IV.1.1);

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieure à 1,5 (B + H_t).

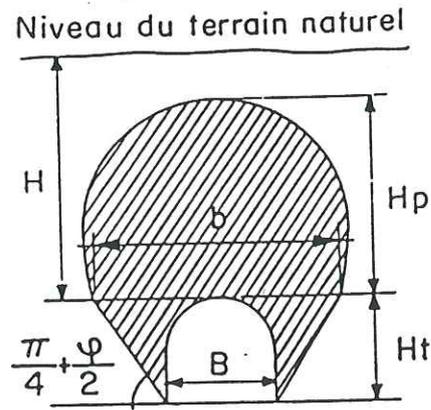


figure IV.1.1 Zone décomprimée au dessus d'une cavité (d'après K.TERZAGHI)

Nature de la roche	Charge H_p (1)	Remarques
1 - Dure et intacte	0 à 0,25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2 - Dure et stratifiée	0 à 0,5 B	Soutènement léger
3 - Massive avec quelques joints	0 à 0,25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4 - Modérément éboulouse	0,25 à 0,35 (B + H_t)	Pas de pression latérale
5 - Très éboulouse	0,35 à 1,10 (B + H_t)	Peu ou pas de pression latérale
6 - Complètement broyée mais chimiquement intacte	1,10 (B + H_t)	Pression latérale considérable
7 - Roche fluante à profondeur modérée	1,10 à 2,10 (B + H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
8 - Roche fluante à grande profondeur	2,10 à 4,50 (B + H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
9 - Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (B + H_t)	Cintres circulaires - Dans les cas extrêmes, utiliser des cintres coulissants

Tableau IV.1.1.:Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel (d'après M.PROCTOR et K.TERZAGHI)

2.2 LES CHOIX DE CONCEPTION ADOPTES OUVRAGE PAR OUVRAGE

Un aménagement hydroélectrique constitue une chaîne dont chaque ouvrage, de la prise d'eau à l'exutoire, constitue un maillon essentiel, nécessitant la plus grande rigueur dans les différents choix de conception: toute défaillance au niveau d'un seul ouvrage peut se révéler critique pour le fonctionnement de l'ensemble de l'aménagement.

Les principaux choix de conception, en relation avec la géologie, associés aux ouvrages souterrains peuvent être regroupés schématiquement en 3 grandes catégories concernant respectivement:

- l'implantation et la géométrie de l'ouvrage;
- les revêtements et soutènements provisoires et définitifs;
- les voiles d'injection et de drainage nécessaires pour limiter respectivement les percolations et les sous-pressions.

Le présent chapitre fait le bilan des choix essentiels adoptés ouvrage par ouvrage dans le cadre de l'aménagement de Turkwel.

2.2.1 la prise d'eau (Planche IV.1.1)

La conception de l'ouvrage de tête d'un aménagement hydro-électrique mérite une attention particulière dans la mesure où:

- il s'agit généralement d'un ouvrage complexe aux multiples fonctions (assurer une bonne hydraulité de l'écoulement à l'entrée du souterrain, permettre l'installation d'équipements destinés d'une part à la fermeture de l'entrée du tunnel pour l'entretien et d'autre part au dégrillage éventuel en tête de tunnel,...);
- il constitue par définition un ouvrage à la frontière entre surface et souterrain et il est particulièrement sensible à ce titre à des problèmes de stabilité de pente (notamment en cas de vidange rapide de la retenue) ou à des problèmes de sédimentation dans la retenue susceptibles d'obstruer l'entrée du tunnel et de condamner au moins momentanément le fonctionnement de l'aménagement;

Bien que le poids financier d'un tel ouvrage soit assez modéré rapporté à l'ensemble du projet, il constitue un ouvrage clé de l'aménagement dont il convient de parfaitement maîtriser la conception.

2.2.1.1 implantation et géométrie

L'implantation de la prise d'eau à l'amont immédiat de l'entrée des gorges de la Turkwel a été définie dès le stade de l'A.P.S. ; le site retenu réunissait plusieurs conditions favorables:

- bonne qualité d'ensemble du rocher (orthogneiss);
- zone à pente forte permettant une bonne intégration du puits de vanne en tête du tunnel d'amenée et de l'ouvrage de dégrillage;

**TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE**

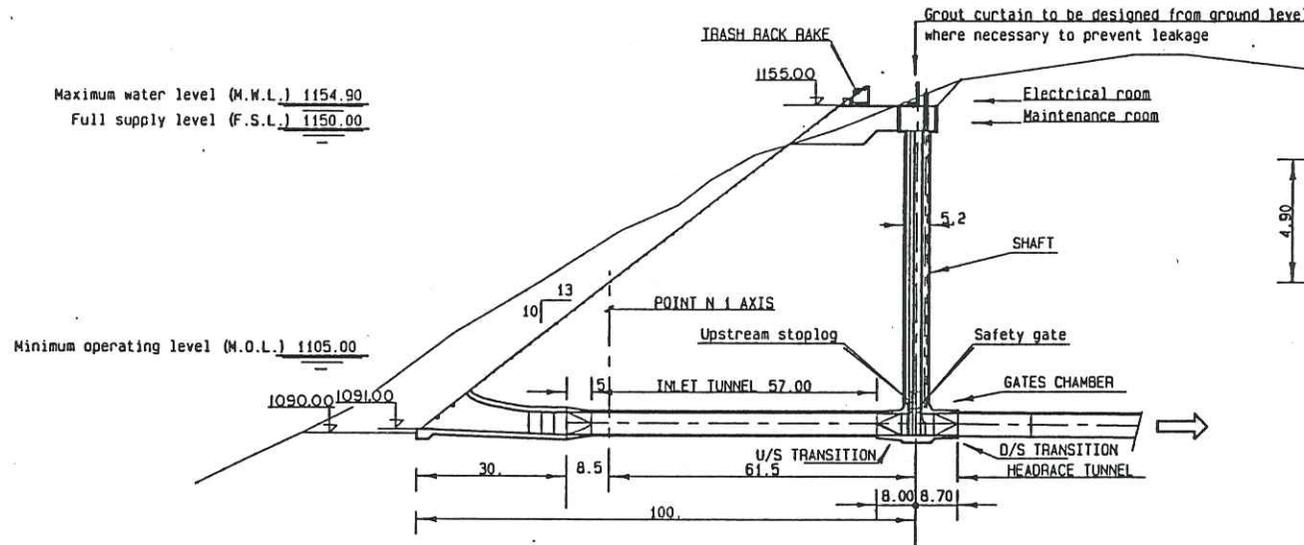
ISSUED BY :  **SOGREAH**
Ingénierie Conseil
GRENOBLE FRANCE

DOC^t N° _____

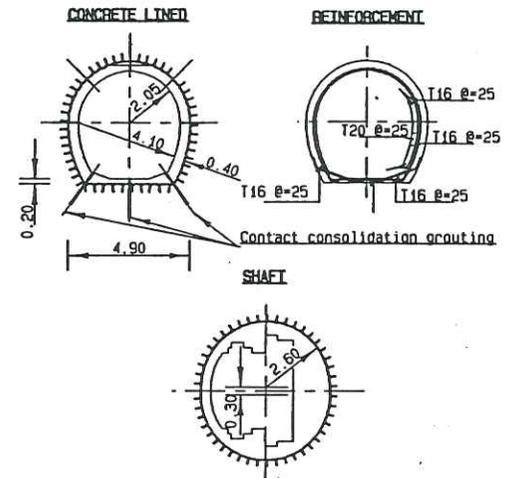
DATE: JULY 89 SHEET: 1/8

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
WATER INTAKE

LONGITUDINAL SECTION



TYPICAL SECTIONS



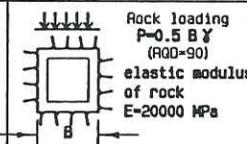
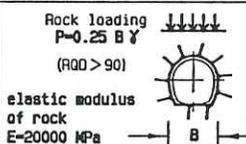
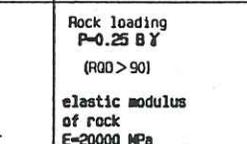
CHARACTERISTIC	Not drained structure	Horseshoe section Lined and reinforced, not drained structure, Invert 20cm	Gate chamber																
CONCRETE	Concrete class B, Fc28=25MPa	Concrete class B, Fc28=25MPa	Concrete class B, Fc28=25MPa																
ROCK LOADING																			
WATER PRESSURE	USUAL UNUSUAL EXCEPTIONAL COMMENTS $P_e = 1150.00m$ $P_i = P_e - 4m$ (head loss) $P_i = P_e \pm 13m$ (DBE) No fast emptying	$P_i = P_e - 4m$ (head loss) $P_i = P_e \pm 13m$ No fast emptying	<table border="1"> <thead> <tr> <th>U/S transition</th> <th>Bottom chamber</th> <th>D/S transition</th> <th>Shaft</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$P_i = P_e - 4m$ (head loss)</td> <td>$P_i = P_e - 60m$ (Fast emptying and $P_i = 0$)</td> <td>$P_i = P_e - 17m$ (DBE) of headrace)</td> <td>1st part: 1095.5-1115.0: $P_e = 54.50m$</td> </tr> <tr> <td>$P_i = P_e \pm 17m$ (DBE)</td> <td>$P_i = P_e - 17m$ (DBE) not dimensionning</td> <td>$P_i = P_e - 30m$ (MCE)</td> <td>2nd part: 1115-1132.5: $P_e = 35.00m$</td> </tr> <tr> <td>$P_i = P_e \pm 30m$ (MCE)</td> <td></td> <td></td> <td>3rd part: 1132.1150.0: $P_e = 17.50m$</td> </tr> </tbody> </table>	U/S transition	Bottom chamber	D/S transition	Shaft	$P_i = P_e - 4m$ (head loss)	$P_i = P_e - 60m$ (Fast emptying and $P_i = 0$)	$P_i = P_e - 17m$ (DBE) of headrace)	1st part: 1095.5-1115.0: $P_e = 54.50m$	$P_i = P_e \pm 17m$ (DBE)	$P_i = P_e - 17m$ (DBE) not dimensionning	$P_i = P_e - 30m$ (MCE)	2nd part: 1115-1132.5: $P_e = 35.00m$	$P_i = P_e \pm 30m$ (MCE)			3rd part: 1132.1150.0: $P_e = 17.50m$
U/S transition	Bottom chamber	D/S transition	Shaft																
$P_i = P_e - 4m$ (head loss)	$P_i = P_e - 60m$ (Fast emptying and $P_i = 0$)	$P_i = P_e - 17m$ (DBE) of headrace)	1st part: 1095.5-1115.0: $P_e = 54.50m$																
$P_i = P_e \pm 17m$ (DBE)	$P_i = P_e - 17m$ (DBE) not dimensionning	$P_i = P_e - 30m$ (MCE)	2nd part: 1115-1132.5: $P_e = 35.00m$																
$P_i = P_e \pm 30m$ (MCE)			3rd part: 1132.1150.0: $P_e = 17.50m$																
SEISMIC EFFECTS	DBE 0.2G	DBE 0.2G	DBE: 0.2G unusual MCE: 0.45G exceptional																
OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS			Concerning construction phase of the shaft it is assumed that the gates chamber receives a weight of fresh concrete corresponding to a shaft section of 6.0m height above 1098 and 3.0m below 1098. 2nd and 3rd part of the shaft have only to withstand ther water pressure N1 51 01 4442 B (mechanical effort due to U/S stoplog and safety gate)																
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD	S1 51 01 0501 A	S1 51 01 0501 A Engineer manual EM 1110_2_29_01 (Szechy's method)	S1 51 01 0502 A Engineer manual: Tunnels and shafts in rock p.349																
GROUTING	Cavity grouting $P_{max} = 0.3MPa$ See DWG S1 51 11 0001 1	Cavity grouting Contact consolidation grouting No contact consolidation grouting below invert (Thickness 20cm only) See DWG S1 51 11 0001 1	Contact consolidation grouting Grouting (bottom chamber and lower part of the shaft from 1095.50 to 1115.00m) $P_{max} = 0.5MPa$ See DWG S1 51 11 0001 1 S2 51 11 0012 2																

Planche IV.1.1

- implantation permettant une attaque perpendiculaire aux lignes de niveaux du versant.

Les études réalisées au stade de l'A.P.D. ont validé ce choix et servi de base à l'élaboration de la géométrie de l'ouvrage représentée sur la planche IV.1.1.

Au moment des travaux, on rappellera pour mémoire qu'une nouvelle implantation de la prise d'eau fut un moment envisagée dans les gorges mêmes de la Turkwel à 250,0 m environ à l'amont du barrage ; cette nouvelle implantation présentait l'avantage de réduire d'environ 300,0 m la longueur du tunnel d'amenée mais son principe fut abandonné dans la mesure où il fut rapidement avéré que les interférences entre chantier du barrage et chantier de la prise d'eau et du tunnel d'amenée qui résultaient de cette nouvelle implantation n'étaient pas compatibles avec les délais du marché.

Concernant la géométrie de l'ouvrage, il semble important par ailleurs d'insister sur la nécessité d'intégrer au mieux au moment de la conception d'un tel ouvrage ce que nous appellerons l'effet d'échelle; cette notion n'est pas toujours évidente à maîtriser "devant une planche à dessin" et on reste souvent impressionné au moment des travaux d'excavation par les dimensions de l'ouvrage ; ce fut particulièrement le cas pour la tranchée prévue au droit de l'entrée du tunnel (100,0 m de long, 10,0m de profondeur, pente de 10 pour 13) destinée à recevoir le dispositif de dégrillage dont les pentes transversales (prévues à 1 pour 5) ont été adaptées en cours d'excavation et même ponctuellement "cloutées" de façon à limiter les risques d'instabilité;

2.2.1.2 choix des revêtements et des soutènements

Afin de limiter les risques de contournement de la vanne en amont du tunnel d'amenée, il a été décidé, à l'issue des reconnaissances d'avant projet détaillé de prévoir dans cette zone un revêtement béton étanche systématique.

Les données liées aux caractéristiques mécaniques du rocher, prises en compte dans les calculs, sont mentionnées sur la planche IV.1.1. et correspondent essentiellement à:

- la surcharge liée à la hauteur de terrain décomprimé au dessus du tunnel variant conformément au tableau IV.1.1 d'une valeur $P = 0,5 B \gamma$ sur les 30,0 premiers mètres de tunnel (RQD = 90) à une valeur de $P = 0,25 B \gamma$ en aval (RQD > 90); la valeur du poids volumique de l'orthogneiss, prise égale à 27 kN/ m³, est directement déduite des résultats des essais de laboratoire ;
- le module d'élasticité du rocher $E = 20000$ MPa est défini à partir des caractéristiques de l'orthogneiss rencontré par le forage BH25 considéré comme représentatif de tout le secteur de la prise d'eau;

D'après la classification de Bieniawski, l'orthogneiss dans cette zone correspond à la classe II bon rocher ; la relation entre le module de déformation in situ du rocher et sa classification a également été établi par Bieniawski conformément à la figure IV.1.2 ci-après.

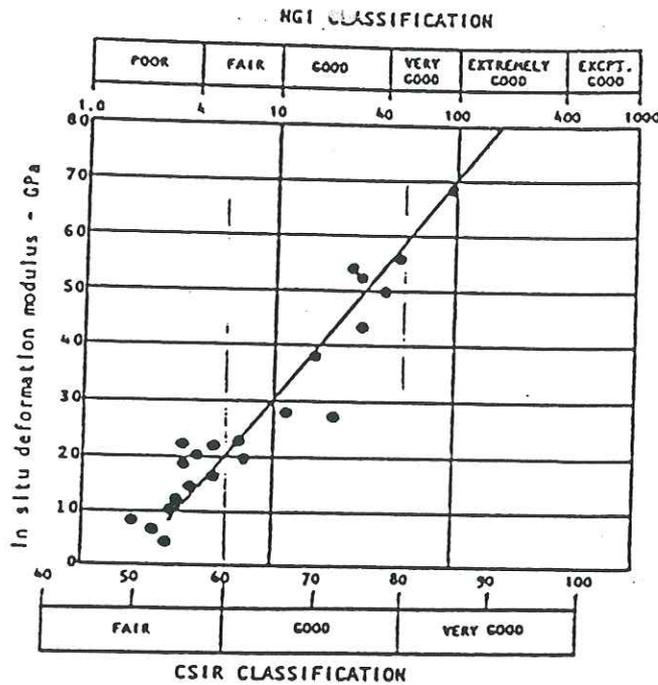


figure IV.1.2 - Relation entre le module de déformation in situ et la classification d'une roche d'après BIENIAWSKI

L'analyse de la figure IV.1.2 donne pour cette classe de rocher une valeur du module d'élasticité comprise dans l'intervalle défini ci-après:

$$20\ 000\ \text{MPa} < E\ \text{in situ} < 40\ 000\ \text{Mpa}$$

La valeur de $E\ \text{in situ} = 20\ 000\ \text{MPa}$ a finalement été retenue pour prendre en compte, à titre conservatif, l'effet de l'ébranlement dus aux tirs à l'explosif sur les caractéristiques mécaniques du rocher.

2.2.1.3 autres choix de conception

A l'issue des travaux d'excavation de la prise d'eau et compte tenu notamment de la fracturation marquée de type M2 observée qui risquait de favoriser des contournements de la vanne à l'amont du tunnel d'amenée, un voile d'étanchéité depuis la surface a été dimensionné pour limiter les fuites vers l'aval;

2.2.2 le tunnel d'amenée (Planche IV.1.2)

2.2.2.1 choix du tracé

Le choix du tracé du tunnel d'amenée a été défini dès le stade de l'A.P.S. essentiellement sur des considérations liées à la fonction hydraulique de l'ouvrage dans la mesure où il semblait déjà acquis à ce stade des études que les travaux en souterrain allaient bénéficier globalement de conditions géologiques favorables;

2.2.2.2 choix des revêtements et des soutènements

A l'issue de la phase d'A.P.S. les estimations prévisionnelles du linéaire de tunnel à revêtir correspondaient environ à 30% du linéaire total; c'est sur ces bases qu'a été établi le marché;

**TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE**

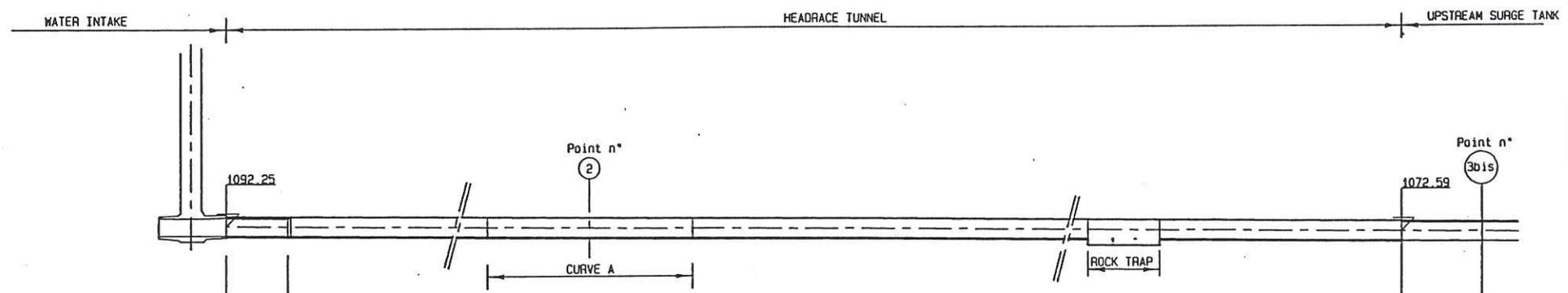
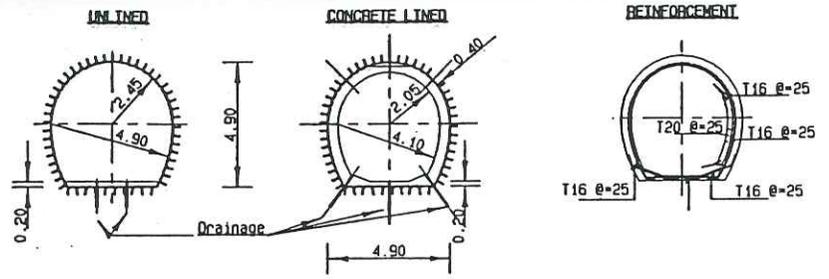
ISSUED BY :  **SOGREAH**
Ingenieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

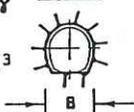
DOC^t N° _____

DATE: JULY 89 SHEET: 2/8

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
HEADRACE TUNNEL

TYPICAL SECTIONS



CHARACTERISTIC	15.00 Concrete lined and drained	Concrete lined locally reinforced (see nota) and drained or Unlined, invert 20cm
CONCRETE		Concrete class F, Fc28=23MPa
ROCK LOADING		<p>Rock loading $P=0.5 B \gamma$ (RQD=90)</p> <p>$\gamma=2.7 \text{ t/m}^3$</p>  <p>Elastic modulus of rock used for M, N, I calculation E=20000 MPa</p>
WATER PRESSURE	USUAL UNUSUAL COMMENTS	P1=Pe
SEISMIC EFFECTS		DBE 0.2 G (SEE NOTA)
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD		S1 52 01 0501 A
GROUTING		Cavity grouting Pmax=0.3MPa

NOTA: In order to withstand seismic effect, steel reinforcement is provided in the lining where the depth of rock cover is less than 100.00m. In this section an area of steel reinforcement is provided equal to the minimum percentage of the concrete cross sectionnal area recommended by "Engineering and design of tunnels and shafts in the rock" (USBR1978) in seismic areas; When the rock cover is more than 100.00m, reinforcement can be cancelled if the rock is good and if the lining is provided for hydraulic reasons only (unacceptable overbreak).

Les reconnaissances complémentaires réalisées au stade de l'A.P.D. confirmaient que ce quantitatif était réaliste en apportant quelques précisions sur la localisation des zones à revêtir basées sur l'utilisation de la classification géotechnique de BIENIAWSKI pour caractériser les séries traversées par le tunnel;

C'est à l'issue des travaux d'excavation que les zones à revêtir ont été clairement définies conformément à la méthodologie exposée au chapitre III paragraphe 2. de la partie III, à savoir sur la base:

- d'un premier relevé géologique détaillé réalisé en cours d'excavation récapitulant les changements de faciès, les discontinuités, les suintements et les venues d'eau;
- d'un second relevé, plus axé sur la définition des revêtements, repérant notamment les zones de hors profils correspondant souvent à des zones de concentration des discontinuités et les zones de venues d'eau souvent associées à des zones cisailées;

Ces reconnaissances après travaux ont conduit à préconiser un revêtement sur environ 20% du tunnel ; les zones revêtues correspondaient essentiellement :

- aux zones de failles déjà repérées avec une bonne précision au stade de l'A.P.D. sur la base de l'analyse des photos aériennes;
- aux zones de transition entre faciès de caractéristiques géotechniques contrastées;
- aux zones cisailées fréquemment rencontrées dans les séries amphiboliques du secteur aval et notamment entre les points métriques 2285 et 2465 où les reconnaissances d'avant projet détaillé avaient identifié une zone de rocher de qualité médiocre (classe IV de la classification de Bieniawski - se reporter à la figure III. 2.13).

Dans ces zones , le principe d'un revêtement béton drainé a été adopté dans la mesure où le recouvrement au dessus de la galerie permettait de s'affranchir des risques liés aux pressions interstitielles;

Les paramètres pris en compte dans les calculs sont présentés sur la planche IV.1.2 et ont été définis sur la base des observations de terrain conformément à la méthodologie exposée au paragraphe 2.2.1.

2.2.3 la cheminée d'équilibre amont et l'aditY (Planches IV.1.3 et IV.1.4)

2.2.3.1 implantation et géométrie

L'implantation de la cheminée d'équilibre en amont de la chambre de vanne a été définie dès le stade de l'A.P.S. essentiellement sur des critères liés au fonctionnement hydraulique de l'aménagement dans ce secteur ; cette implantation n'a pas été remise en cause ultérieurement.

Concernant la géométrie de l'ouvrage , la conception initiale basée là encore sur des considérations purement hydrauliques prévoyait une cheminée de section circulaire avec 3 changements de diamètre sur la hauteur (11,0 m de diamètre sur les 30 premiers mètres au dessus du tunnel, 5,0 m de diamètre sur les 40,0 m suivants et 11,0 m sur les 30,0 m supérieurs);

A l'issue de la phase d'A.P.D. et compte tenu de la moins bonne qualité du rocher dans la partie supérieure de l'ouvrage d'une part et de la densité de fracturation importante observée , la conception de l'ouvrage fut ramenée à un cylindre de diamètre égal

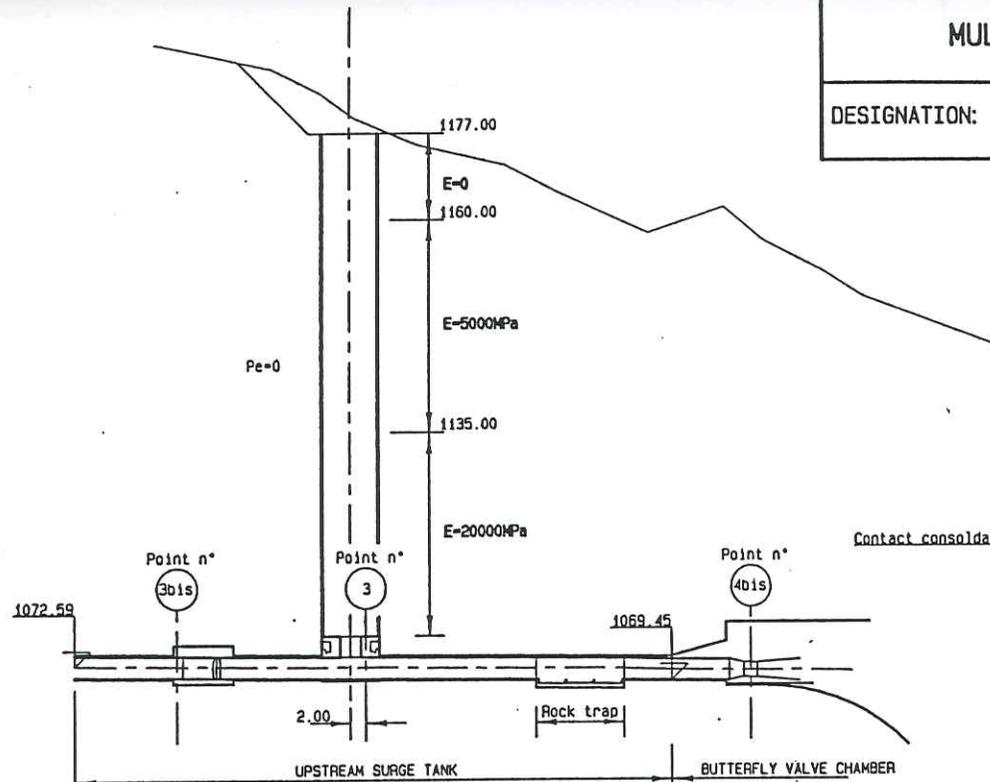
**TURKWEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE**

ISSUED BY :  **SOGREAH**
Ingénieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

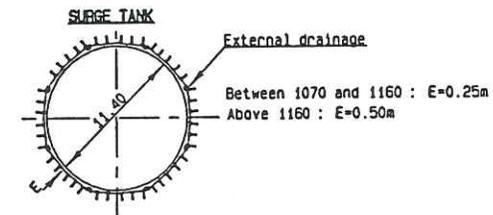
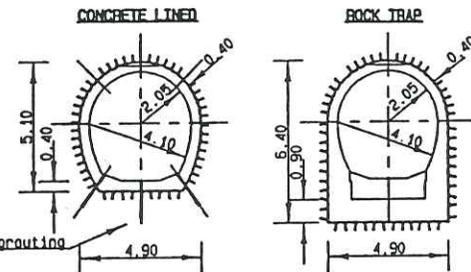
DOC^t N° _____

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
U/S SURGE TANK

DATE: JULY 89 SHEET: 3/8



TYPICAL SECTIONS



CHARACTERISTIC

CONCRETE

ROCK LOADING

WATER PRESSURE
USUAL
UNUSUAL
COMMENTS

SEISMIC EFFECTS

CALCULATION NOTES
REFERENCES AND METHOD

GROUTING

CHARACTERISTIC	Horseshoe section Concrete lined and reinforced, not drained. Invert 40cm Contraction joints equipped with waterstop each 10.00m max.	Rocktrap section Concrete lined and reinforced, not drained invert 40cm	Shaft Concrete lined, reinforced and external drainage
CONCRETE	Concrete class B, Fc28=25MPa	Concrete class B, Fc28=25MPa	Concrete class B, Fc28=25MPa
ROCK LOADING	Rock loading Not dimensionning Elastic modulus of rock E=20000 MPa	Rock loading Not dimensionning Elastic modulus of rock E=20000 MPa	Rock loading Not dimensionning Elastic modulus of rock (See longitudinal section hereabove)
WATER PRESSURE USUAL UNUSUAL COMMENTS	Pe=48m (from formula given by BOUVARD) Pi=0 fast emptying	Pe=48m (from formula given by BOUVARD) Pi=0 fast emptying	Pe=0 78.00m < Pi < 105.00m (usual case)
SEISMIC EFFECTS	0.2 G (DBE) Not dimensionning	0.2 G (DBE) Not dimensionning	Not dimensionning
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD	S1 61 01 0501 A Transient leakage flow through the ground surrounding a pressure tunnel - Houille Blanche 1980 - BOUVARD	S1 61 01 0501 A Transient leakage flow through the ground surrounding a pressure tunnel - Houille Blanche 1980 - BOUVARD	S1 61 01 0501 A - The internal pressure is partly balanced by the reaction of the rock surrounding the concrete lining - Thickness of concrete and reinforcement are designed assuming: - a limitation of tensile stress of concrete equal to 1 MPa without reinforcement - a limitation of tensile stress of reinforcement equal to 240MPa
GROUTING	Cavity grouting Pmax=0.3MPa Contact consolidation Pmax=0.5MPa (Primary and secondary holes)	Cavity grouting Pmax=0.3MPa Contact consolidation Pmax=0.5MPa (Primary and secondary holes)	

TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE

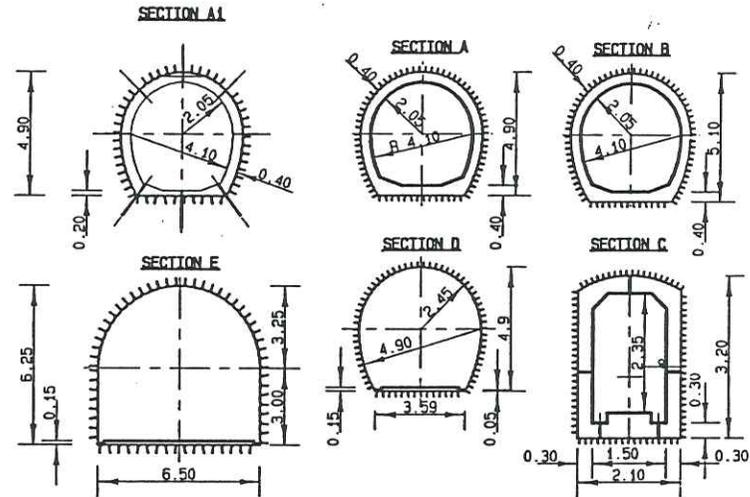
ISSUED BY :  SOGREAH
Ingénieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

DOC^t N° _____

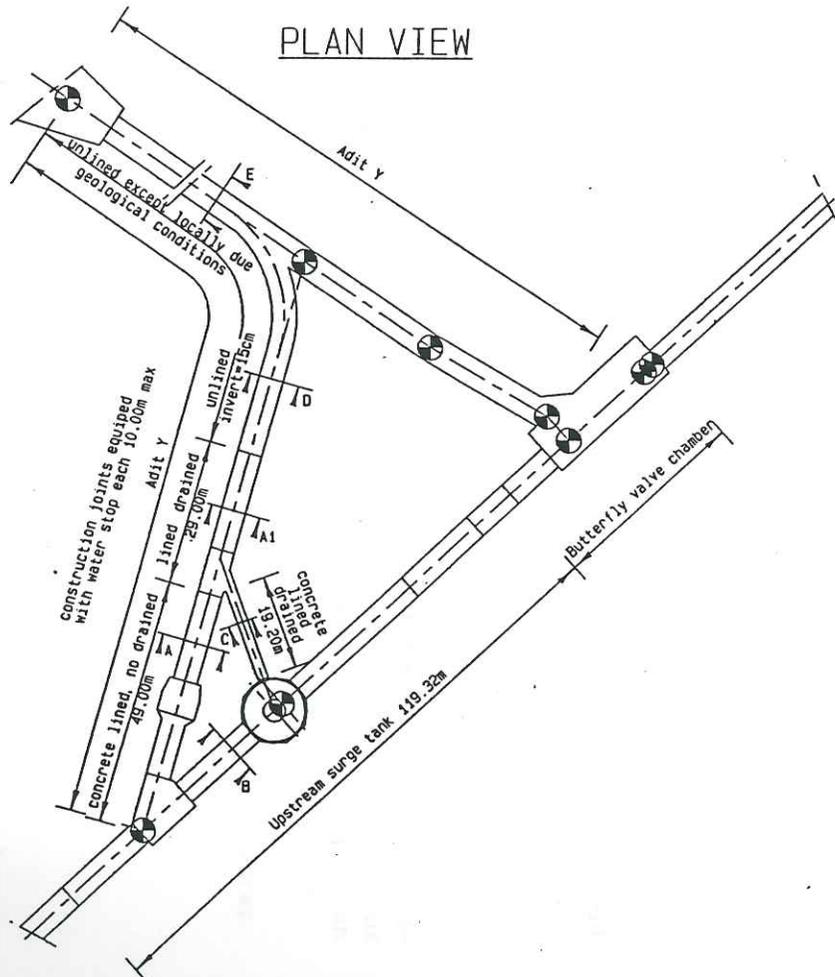
DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
ADIT Y

DATE: JULY 89 SHEET: 4/8

TYPICAL SECTIONS



PLAN VIEW



CHARACTERISTIC	Concrete structure lined not drained
CONCRETE	Concrete class B , Fc23=25MPa
ROCK LOADING	Not dimensionning Elastic modulus of rock E= 20000MPa Poisson ratio : 0.25
WATER PRESSURE USUAL UNUSUAL COMMENTS	Pe=48m (from formula given by BOUVARD) Pi=0 fast emptying
SEISMIC EFFECTS	DBE = 0.26 Not dimensionning
OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS	It is assumed that hydraulic gradient greater than 4 is not admissible
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD	SI 61 01 0501 A
GROUTING PRESSURE	Cavity grouting : Pmax = 0.3MPa Contact consolidation grouting : Pmax = 0.5MPa (primary and secondary roles)

Planche N.1.4.

à 11,50 m sur toute la hauteur facilitant ainsi grandement la réalisation à l'explosif du puits.

2.2.3.2 choix des revêtements et des soutènements

Compte tenu de la couverture plus faible dans ce secteur de l'aménagement, associée à un rocher plus fracturé et de caractéristiques mécaniques moins favorables, une attention particulière a été accordée à la limitation des fuites et aux systèmes de drainage de façon à limiter les sous-pressions autour des ouvrages;

Les options retenues concernant les revêtements dans cette zone peuvent se résumer comme suit:

- réalisation systématique d'un revêtement étanche du tunnel d'amenée dans cette zone sur 135,0 m environ soit entre la chambre de vanne et un point situé environ à 50,0 m à l'amont de la cheminée (planche IV.1.3);
- réalisation d'un revêtement étanche sur les 50 premiers mètres de l'adit Y (planche IV.1.4) en aval immédiat de la jonction avec le tunnel d'amenée de façon à limiter les risques de contournement de la porte de visite du tunnel d'amenée prévue à l'extrémité de l'adit Y;
- réalisation autour de la cheminée d'équilibre d'un système de drains verticaux récupérés en bas de la cheminée par une galerie de drainage, raccordée à l'adit Y, permettant l'évacuation des débits drainés par l'adit Y.

Tous ces choix de conception ont résultés d'une étroite collaboration entre ingénieurs de Génie Civil et géologues sur la base des observations réalisées après les travaux d'excavation de l'adit Y et du tunnel d'amenée dans ce secteur.

Les paramètres pris en compte dans les calculs sont présentés sur les planches IV.1.3 et IV.1.4 et ont été déterminés sur la base des observations de terrain conformément à la méthodologie exposée au paragraphe 2.2.1.

2.2.4 la chambre de vanne (Planche IV.1.5)

La chambre de vanne constituait une des grandes cavernes de l'aménagement (29,0m de long, 10,0m de large et 12,0m de haut) et impliquait à ce titre une attention particulière concernant notamment les revêtements et les soutènements.

2.2.4.1 implantation et géométrie

L'implantation et la géométrie de l'ouvrage ont été définis dès le stade de l'A.P.S. en fonction de critères liés à la fonction de l'ouvrage (implantation en amont immédiat de la conduite forcée et dimensions conçues pour l'installation et la manutention des équipements électro-mécaniques: vanne papillon, tuyaux acier de la conduite forcée...);

Ces choix de conception n'ont pas été remis en cause par les études ultérieures.

2.2.4.2 choix des revêtements et des soutènements

Ces choix concernaient essentiellement:

- le revêtement de la voute de la chambre;
- le soutènement des parements;
- les ancrages de la poutre supportant le palan de manutention des équipements électro-mécaniques.

TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE

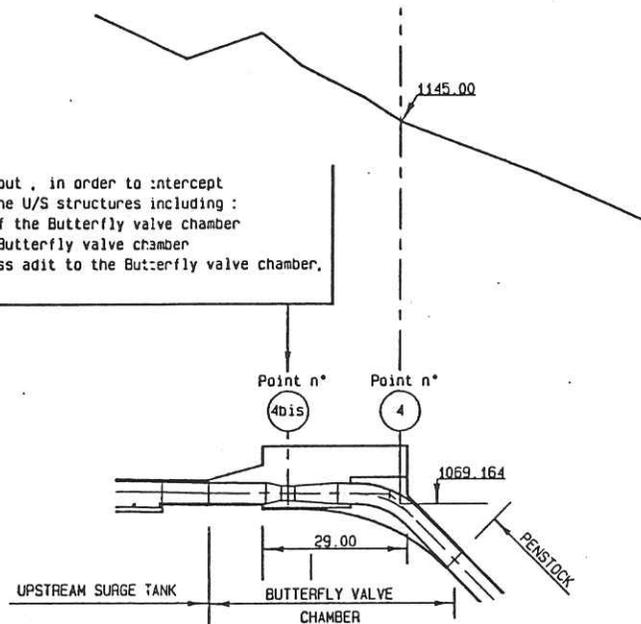
ISSUED BY :  SOGREAH
Ingenieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

DOC^t N° _____

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
BUTTERFLY VALVE CHAMBER

DATE: JULY 89 SHEET: 5/8

Drainage network to be carried out, in order to intercept water see page, if any, from the U/S structures including :
- Drainage holes in the roof of the Butterfly valve chamber
- Drainage galleries from the Butterfly valve chamber
- Drainage holes from the access adit to the Butterfly valve chamber.
(See DWG S1 62 11 0001 2)



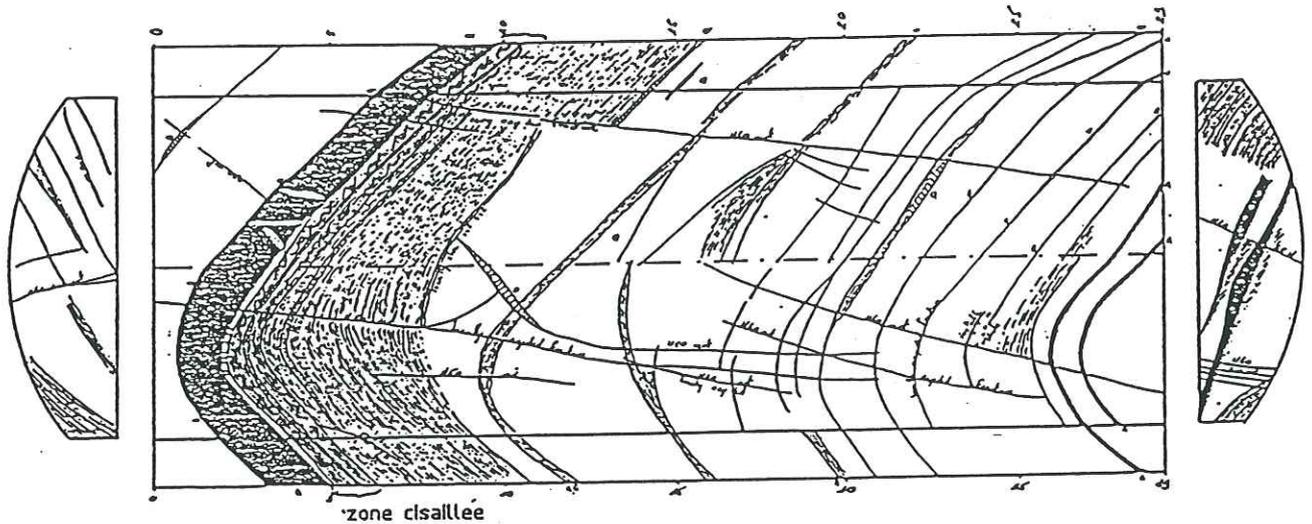
NOTA 1: The effort F when closing the butterfly valve is balanced by friction between concrete surrounding the steel lining and the rock and anchorage of the backfill concrete;
In order not to affect the rock mass at the entrance of the chamber Reinforcement is designed in order to transfer effort F over a section a section between 5.00 and 10.00m from the chamber
The liner at its D/S end is designed free from the concrete over a distance equal to 5.00m

NOTA 2: Due to an existing fault along foliation plane in this area, anchoring is no faisible on the left side of the beam (entrance of adit Y) and is replaced by a concrete support
In a first stage and in order to maintain enough clearance for the steel pipes of the penstock, this support is designed with a span of 12.50m to support the beam with a maxi load of 15T
In the final stage the span of this support is reduced to 8.00m

CHARACTERISTIC	SECTION U/S OF THE BUTTERFLY VALVE Concrete lined, reinforced Not drained	BUTTERFLY VALVE SUPPORT Reinforced concrete anchored 7.00m within rock	CRANE BEAM Reinforced concrete anchored 5.00m within rock (See NOTA 2)	CONCRETE BLOCK AROUND THE BEND OF THE STEEL PIPE AT THE TOP OF THE PENSTOCK Concrete lined reinforced and drained
CONCRETE	Concrete class B, Fc28=25MPa	Concrete class B, Fc28= 25MPa	Concrete class B, Fc28= 25MPa	Concrete class B, Fc28=25MPa
ROCK LOADING	Not dimensionning	Not dimensionning	Not dimensionning	Not dimensionning
WATER PRESSURE USUAL UNUSUAL COMMENTS	See DWG N1 62 08 0004 A F= 1540T	See DWG N1 62 08 6361 B (efforts from the Butterfly valve)		Usual : P1 = 116.50m Unusual : P1 = 163.50m Effort F2 = 1167T (See DWG N1 62 08 0004 3)
SEISMIC EFFECTS	Not dimensionning	MCE = 0.45g		DBE = 0.2g taken into account for unusual pressure $\Delta p = \pm 47.00m$
OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS		Dynamic coefficient on Butterfly valve equal to $\pm 20\%$ of the effort is applied except for MCE	Ref. DWG N1 62 08 4593 A N1 62 01 4667 A Weight of beam: 5.25T/1.m Weight of rail: 0.20T/1.m Weight of hoist Q= 2.4T Loading : Usual F=30.3T Unusual F= 45.4T	In order to limit uplift pressure, one exhaure of drainage is provided at level 1069.50
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD	S1 53 01 0501 A (See NOTA 1)	S1 62 01 0501 C	S1 62 01 0501 C	S1 62 01 0501 A Stability of the block is ensured by dimensionning reinforcement and bearing sup to the arch roof in order to withstand the F2 effort and internal pressure
GROUTING	- Cavity grouting: Pmax=0.3MPa - Contact consolidation Grouting Pmax=0.5MPa (See DWG S1 53 :1 0001)			- Cavity grouting : Pmax = 0.3MPa - Contact consolidation grouting : Pmax = 0.5MPa (See DWG S1 53 11 0001)

Planche. IV.1.5

Dans un souci d'optimisation des dispositions constructives à prendre, ces choix n'ont été définitivement arrêtés qu'après excavation de la chambre sur la base du relevé géologique présenté sur la figure IV.1.3 ci - après.



Légende:

	Gneiss leptynique à amphiboles		zone cisillée
	Amphibolite		zone à foliation plus marquée
	Quartz		

figure IV.1.3.- relevé géologique de la chambre de la vanne papillon

Ce relevé confirmait les principales conclusions formulées au stade de l'A.P.D (se reporter au chapitre II paragraphe 3.4 de la partie III). concernant notamment :

- la lithologie constituée de gneiss leptynique recoupé ponctuellement d'horizons d'amphibolite; on notera en particulier que la synthèse géologique réalisée à l'issue de l'A.P.D. prévoyait, sur la base d'une extrapolation de la géologie rencontrée dans le forage BH23, au droit de la cheminée d'équilibre, une concentration de bancs d'amphibolite à l'amont de la chambre que l'on retrouve parfaitement sur le relevé géologique;
- une bonne qualité de rocher;
- les familles de discontinuités dominantes et notamment la famille de direction N60 subverticale très marquée et générant sur les parements de direction N48 des "écaillés" subverticales qu'il convenait de conforter par des ancrages appropriés;

Par ailleurs, le relevé géologique soulignait l'existence non prévue au stade de l'A.P.D. d'une zone cisillée parallèle au plan de foliation sur une épaisseur de 1.0 m environ à l'amont de la chambre, à la limite de l'horizon d'amphibolite; cette zone cisillée s'apparentait à celles déjà rencontrées dans la centrale souterraine et la cheminée d'équilibre aval; elle posait un problème de conception dans la mesure où elle se situait au droit même de la poutre prévue pour soutenir le palan de manutention des équipements électro-mécaniques.

a. le revêtement de la vôte

Le marché prévoyait , sur la base des reconnaissances de l'avant-projet sommaire, la réalisation d'une vôte en béton coffré ancré au rocher; cette option était tout à fait justifiée à ce stade de l'étude , compte tenu des données disponibles.

La bonne qualité du rocher observée en vôte à l'issue des travaux d'excavation, mise à part la zone cisailée définie précédemment, d'orientation globalement favorable par rapport à la structure, a conduit à proposer un mode de soutènement allégé de la vôte de la chambre de vanne , comprenant:

- la mise en place d'un treillis soudé ancré par boulons de 3,0 m à expansion injectés à la maille minimum de 2,0 m par 2,0 m (cette maille pouvant être renforcée localement en fonction des discontinuités rencontrées);
- la mise en oeuvre de béton projeté sur une épaisseur moyenne de 15 cm;
- la réalisation de trous de drainage de 3,0 m de profondeur à la maille de 2,5 m par 2,5 m sur toute la vôte de façon à limiter les sous pressions derrière le béton projeté; une série de perforations supplémentaires a par ailleurs été réalisée dans la zone cisailée à l'amont de la chambre dans la mesure où des suintements avaient été observés à l'issue des excavations;

b. le soutènement des parements

Compte tenu de l'existence marquée des familles N60 subverticales quasi-parallèles aux parements de la chambre, un boulonnage systématique des parements a été réalisé par boulons injectés de 3,0 m à 6,0 m de long à la maille moyenne de 2,5 m par 2,5 m . Les boulons de longueur 6,0 m ont été concentrés essentiellement sur le parement NW de la chambre et particulièrement autour de l'arrivée de l'aditY où la densité des familles N60 subverticales était la plus grande.

c. le soutènement de la poutre du palan de manutention de la vanne

A l'issue des conclusions de l'A.P.D., le soutènement de cette poutre , d'orientation NW-SE, était prévue par réalisation de 6 ancrages verticaux de 5,0 m de long; le relevé détaillé de la zone cisailée réalisé en étroite collaboration entre géologues et topographes montrait que les ancrages situés coté SE de la chambre assumaient leur fonction mais que les ancrages prévus coté NW n'assuraient pas un ancrage au delà de la zone cisailée (figure IV.1.4.); la réalisation de ces ancrages coté NW aurait eu pour conséquence de solidariser la poutre à un bloc potentiellement instable limité dans sa partie supérieure par la zone cisailée parallèle à la foliation et latéralement par les familles de fractures N60 subverticales

Sur la base de ce constat, les dispositions suivantes ont été adoptées:

- réalisation des 3 ancrages verticaux de 5,0 m prévus initialement coté SE;
- réalisation d'un portique béton supportant la poutre coté NW;

Ce portique béton ne pouvant être réalisé avant la descente des viroles de la conduite forcée et afin de ne pas retarder la réalisation de la poutre béton de la chambre de vanne , il convenait par ailleurs de concevoir des dispositions provisoires permettant de soutenir la poutre béton coté NW en dehors de toute surcharge; ces dispositions ont consisté en la réalisation d'ancrages provisoires de 5,0 m de long dans le plan vertical de direction N138° (perpendiculaire à la chambre) avec une pente de 30° par rapport à l'horizontale , (correspondant à la pente du plan de foliation dans le plan vertical N138°); ces ancrages étaient ainsi conçus pour travailler en cisaillement et non en traction et évitaient ainsi de transférer une surcharge sous la zone cisailée ;

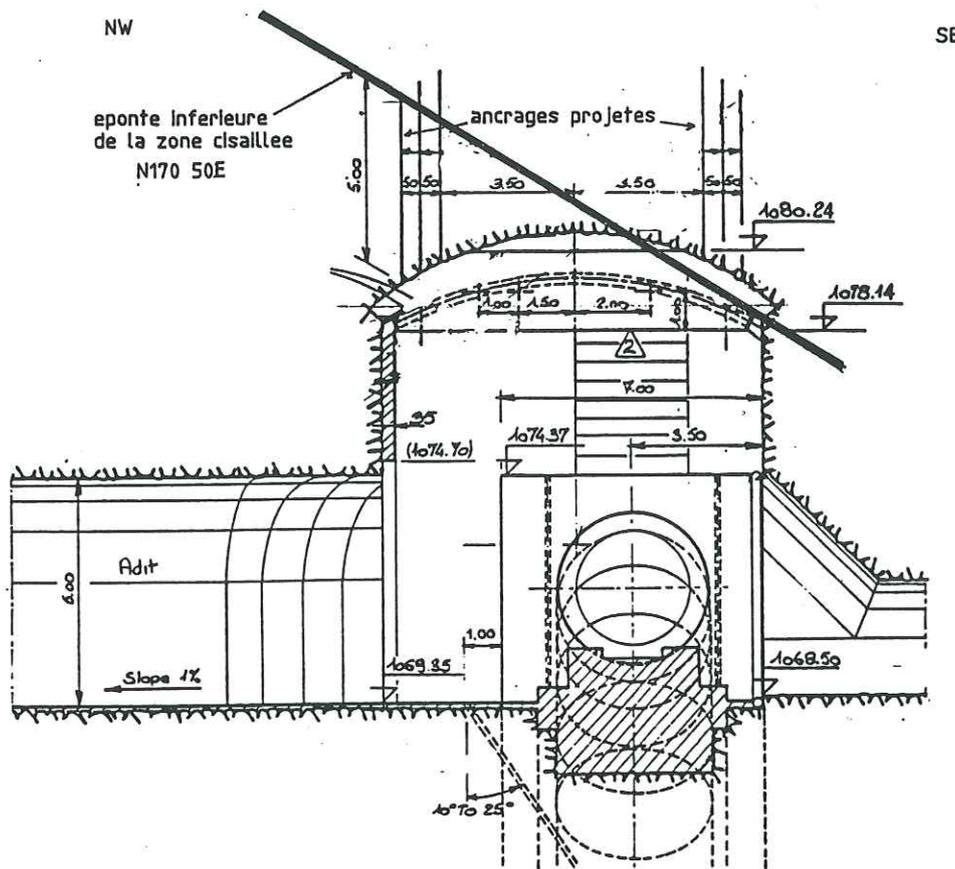


figure IV.1.4. soutènement de la poutre du palan de manutention de la vanne

d. autres structures

Les principaux choix de conception adoptés à proximité immédiate de la chambre de vanne (revêtement à l'amont de la chambre, amorçe de la conduite forcée...) et les paramètres pris en compte dans les calculs sont récapitulés sur la planche IV.1.5;

2.2.4.3 autres choix de conception

Afin de limiter dans cette zone les risques de sous-pression susceptibles d'engendrer des désordres compte tenu du faible recouvrement, des auréoles de drainage réalisées depuis l'adit dans un plan perpendiculaire à la chambre de vanne ont été conçues de façon à intercepter les percolations éventuelles provenant des structures amont.

2.2.5 la conduite forcée (Planche IV.1.6)

Les principaux choix de conception associés à la conduite forcée concernaient:

- l'implantation, la section et le choix de la pente de la galerie;
- la nature du revêtement;

2.2.5.1. implantation, section et choix de la pente

Tous ces choix ont été réalisés dès le stade de l'A.P.S. sur la base du fonctionnement hydraulique requis de cette galerie; ces choix ont été validés ultérieurement dans la mesure où la géologie rencontrée en cours de travaux ne remettait pas en cause le tracé du tunnel d'aménée et l'implantation de la centrale souterraine;

**TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE**

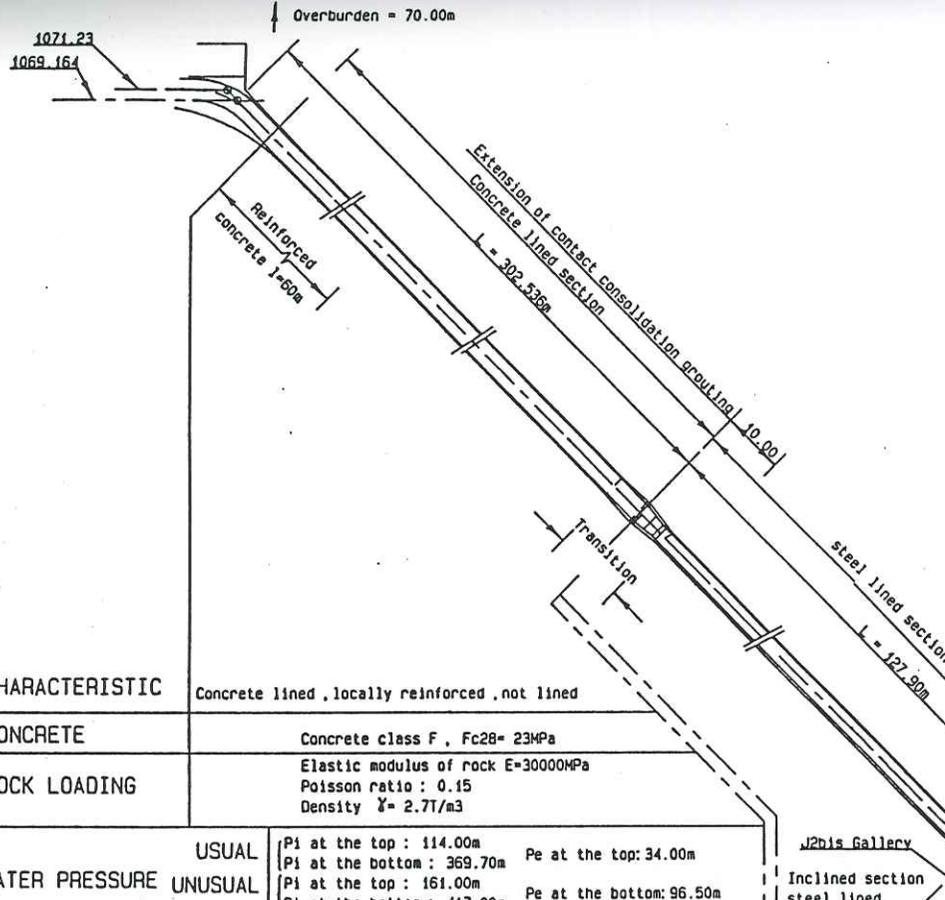
DATE:

ISSUED BY :  **SOGREAH**
Ingenieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

DOC^t N°

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
PENSTOCK

DATE: JULY 89 SHEET: 6/8



- NOTA 1:**
- Erecting trolley 3.5T distributed on 4 wheels.
 - Each 15T element of the elbow is supported on 4 points.
 - Concreting phase: 1m high each per 48h. The total effort of secondary concrete in inclined section is fully taken in elbow chamber by primary concrete
- NOTA 2:**
- The effort F when closing the spherical valve is balanced by friction between concrete surrounding the steel lining and the rock and anchorage of the backfill concrete; In order not to affect the rock mass at the entrance of the chamber, reinforcement is designed in order to transfer the effort F over a section between 5.00 and 10.00m from the chamber
 - The liner at its D/S end is designed free from the concrete over a distance equal to 5.00m

Drainage to be provided in the U/S vicinity of the power house cavern and at the roof of the cavern in order to intercept supage, if any. (See DWG S1 71 11 0001)

CHARACTERISTIC	Concrete lined, locally reinforced, not lined	
CONCRETE	Concrete class F, Fc28= 23MPa	
ROCK LOADING	Elastic modulus of rock E=30000MPa Poisson ratio: 0.15 Density γ = 2.7T/m ³	
WATER PRESSURE	USUAL Pi at the top: 114.00m Pe at the top: 34.00m Pi at the bottom: 369.70m UNUSUAL Pi at the top: 161.00m Pe at the bottom: 96.50m Pi at the bottom: 417.00m COMMENTS Pi or Pe applied to the lining.	
SEISMIC EFFECTS	- Unusual internal pressure takes into account - (see remark 1 herebelow) - DBE = 0.2g	
OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS		
CALCULATION NOTES	S1 53 01 0503 Remark 1: In order to withstand seismic effect, steel reinforcement is provided in the lining where the depth of rock cover is less than 100.00m. In this section an area of steel reinforcement is provided equal to the minimum percentage of the concrete cross sectional area recommended by "Engineering and design of tunnels shafts in the rock" (USBR1978) in seismic area; Penstock has been reinforced accordingly on a length of 60.00m from the top Remark 2: Transition zone between concrete lined section and steel lining section has been reinforced in order to withstand possible stress in this area. (length=12.00m) and limit cracking Remark 3: In the not reinforced section, the internal pressure is balanced by the reaction of the rock surrounding the concrete lining. Deformation is assessed in order to make sure that it remains within acceptable limits for the perennity of the concrete lining (STAG AND ZIENKIEWITZ, Rock mechanics in engineering practice - John Wiley and son, 1975)	
REFERENCES AND METHOD		
GROUTING	cavity grouting : Pmax=0.3MPa Contact consolidation grouting: Pmax=1MPa	cavity grouting : Pmax=0.3MPa contact consolidation grouting : Pmax=0.5MPa (see DWG S1 53 11 0001)
	Steel lining self resistant to internal pressure and Pi Resistant to external pressure Pe=1150.00m with support from the rock (relative clearance J/R=0.5/1000) contact consolidation grouting on a 10.00m length at the top of the steel lining	Downstream extremity and reinforced backfill concrete Steel lining Concrete class B, Fc28= 25MPa Concrete class B, Fc28= 25MPa Not dimensionning Not dimensionning USUAL : Full load rejection following load acceptance; Pi : 480.00m Unusual : usual + DBE DBE=0.2g taken into account for unusual water pressure SEE NOTA 1 S1 53 01 0502 A The principle of reinforcement in the elbow chamber is to create a beam between the penstock conduit and the gallery towards J2bis in order to withstand water pressure and elbow effect S1 53 01 0501 A Method see NOTA 2
		CHARACTERISTIC CONCRETE ROCK LOADING USUAL UNUSUAL WATER PRESSURE COMMENTS SEISMIC EFFECTS OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD

- Planche IV.1.6

Concernant la pente de la conduite forcée à 45°, la synthèse géologique réalisée à l'issue de l'A.P.D. soulignait que, dans le plan vertical contenant la conduite de direction N47°, la foliation des séries métamorphiques était parallèle à l'axe projeté de la conduite et qu'une inclinaison différente aurait pu entraîner des hors profils accentués et également la nécessité de purges plus importantes après chaque tir;

En référence à cette remarque, il convient de signaler que l'entreprise proposait, dans un premier temps, de réaliser une conduite inclinée à 50° par rapport à l'horizontale, afin de faciliter l'évacuation gravitaire du marinage après chaque tir; cette proposition n'a pas été retenue suite au diagnostic géotechnique mentionné précédemment et l'expérience a montré que l'évacuation du marinage avec une pente de 45° fonctionnait parfaitement.

2.2.5.2 choix des revêtements et des soutènements

La planche IV.1.6 récapitule les principaux choix de conception réalisés concernant les revêtements et le blindage de la conduite forcée et les paramètres dimensionnants pris en compte dans les calculs;

Ces choix ont été essentiellement fonction de la pression interne à reprendre par la conduite (variant de 161,0 m en tête à 417,0 m en pied) en rapport avec le recouvrement vertical (variant de 70,0 m en tête à 250,0 m en pied).

Cette configuration du projet imposée par les contraintes hydrauliques et topographiques a conduit aux choix de conception suivant:

- blindage métallique soudé et enrobé dans le béton des 130,0 mètres inférieurs de la conduite forcée et de la section de raccordement horizontal aux turbines de la centrale, garantissant une étanchéité absolue;
- revêtement en béton armé associé à des injections de contact consolidation sur les 300,0 m supérieurs de la conduite forcée; ce type de revêtement est toujours plus ou moins perméable; les efforts qu'il reçoit dépendent essentiellement du rapport de leur perméabilité à celle du rocher; lors de la mise en charge de la conduite, la déformation du revêtement s'accompagne d'une réaction mobilisatrice du rocher; le module du rocher à prendre en compte dans les calculs doit inclure le module du rocher décomprimé par l'excavation; la valeur de 30 000 MPa prise en compte dans le cadre de l'aménagement de Turkwel a été déterminée expérimentalement sur la base des essais au verin plat, des mesures de petites sismiques et du suivi et de l'interprétation de l'instrumentation des grandes cavernes décrites au chapitre 3 de la partie III du présent ouvrage.

Parallèlement à ces choix de revêtement, le relevé géologique réalisé en cours de travaux a confirmé les prévisions faites au stade de l'A.P.D. concernant notamment les risques de hors profils liés à l'orientation des familles de discontinuités dominantes référencées; la conjugaison des discontinuités associées au plan de foliation et des fractures subverticales de direction N60 a ainsi induit assez systématiquement une section de galerie carrée pour un théorique circulaire. Localement ces familles de discontinuités ont nécessité la mise en oeuvre de boulonnage sur treillis soudé;

2.2.5.3. autres choix de conception

Les autres choix de conception et les paramètres dont ils ont découlé sont récapitulés sur la planche IV.1.6.

On mentionnera cependant le principe d'une auréole de drainage réalisée à l'amont immédiat de la centrale de façon à intercepter les percolations éventuelles et limiter ainsi les sous pressions sur les parements amont de la centrale;

2.2.6 la centrale et la cheminée d'équilibre aval (Planche IV.1.7)

Les choix de conception pour ces 2 grandes cavernes souterraines ,concernant notamment leur implantation,le revêtement de la voute,les revêtements des parements et la chronologie des prises de décisions définitives méritent une attention particulière tant la méthodologie adoptée illustre bien ce principe général qu'il conviendrait d'appliquer à la conception de tout ouvrage et qui peut se résumer par la formule suivante " le bon choix technico-économique au bon moment";

Il nous apparait en effet important d'insister sur le fait que dans le cadre d'un projet aussi technique que celui de l'aménagement de Turkwel,il est inutile et même dangereux de vouloir arrêter des choix de conception trop prématurément dans la mesure où les contraintes de planning du chantier n'imposent pas de telles décisions.

La volonté de prendre les choix de conception trop tôt peut conduire:

- soit à la nécessité de recourir à des reconnaissances complémentaires coûteuses alors que la réalisation de galeries prévues dans le cadre des travaux avant la réalisation de l'ouvrage concerné peut permettre,suffisamment tôt dans le déroulement des études, l'établissement d'un diagnostic beaucoup plus fiable ;
- soit à raisonner par extrapolations hâtives conduisant à un diagnostic géotechnique donnant au concepteur l'illusion d'une grande précision alors que les faits réellement observés laissent de grandes marges d'incertitude;
- soit , par sécurité , à prendre des décisions de conception conservatives,donec par définition anti- économiques;

Le tableau IV.1.2. récapitule la chronologie des choix de conception pris pour la centrale souterraine en précisant notamment à chaque stade les données de référence utilisées,la nature de la décision et les questions en suspens:

Ces différents choix de conception sont détaillés ci-après sur la base des paramètres récapitulés sur la planche IV.1.7.

2.2.6.1. implantation et géométrie

L'implantation et la géométrie de la centrale souterraine et de la cheminée d'équilibre aval ont été pré-définis au stade de l'A.P.S. sur des critères liés à la fonction des ouvrages (fonctionnement hydraulique de la cheminée d'équilibre aval,dimensions conçues en fonction de l'encombrement des équipements électro-mécaniques projetés);les données géologiques collectées au stade de l'A.P.D.(partie III chapitre II.3) et en cours de travaux (partie III chapitre III.2) ont permis de valider ces choix compte tenu de la qualité du rocher rencontré.

2.2.6.2 choix des revêtements et des soutènements

Ces choix concernaient essentiellement :

- le revêtement de la voute des 2 cavernes;
- le soutènement des parements
- le soutènement de la poutre du pont roulant de la centrale souterraine;

Conformément au tableau IV.1.2. ,tous ces choix de conception liés aux revêtements et aux soutènements n'ont été définitivement arrêtés qu'après réalisation des excavations pour la zone concernée sur la base des relevés géologiques détaillés présentés au chapitre III de la partie III (figures III.3.16,III.3.17 et III.3.18).

**TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE**

ISSUED BY :  **SOGREAH**
Ingénieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

DOC^t N° _____

DATE: JULY 89 SHEET: 7/8

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
POWER HOUSE

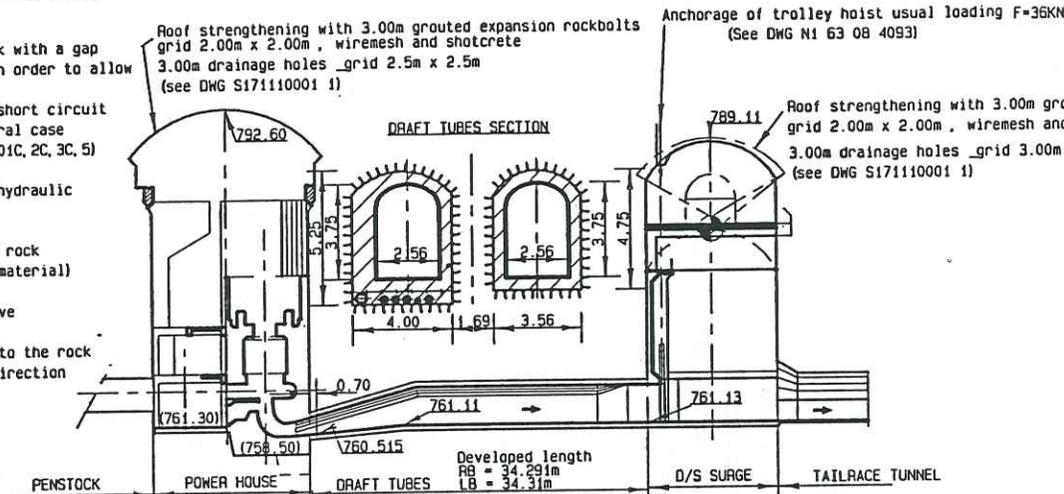
NOTA 1 : According to Ichikawa, Shimizu, Kawanobe (Some dynamic behaviour of cavern walls during earthquake ISRM symposium/AACHEN1982) the peak acceleration in the underground cavern is assumed equal to 50% of the peak ground acceleration

NOTA 2 : **CRANE BEAMS**
 - Reinforced concrete structure anchored with prestressed anchors at 41T
 - Crane weight : 72T
 - Dimensionning loading = loading during suitability tests
 - Static test load equal to 1.5 times the nominal load 120T
 - Dynamic test load equal to 1.2 times the nominal charge (dynamic factor 1.2)

NOTA 3 : **SPIRAL CASE TURBINE SHAFT AND ALTERNATOR**
 - This structure is disconnected from the rock with a gap of 2cm (filled with compressive material) in order to allow a wall displacement of 1cm
 - Reinforcement is designed to withstand the short circuit torque and water pressure torque on the spiral case (See DWG A171010001A, A171080001C, N171080001C, 2C, 3C, 5)

NOTA 4 : **SPHERICAL VALVE SUPPORT**
 - Reinforcement is designed to withstand the hydraulic effort (See DWG N1 71 08 0400 D) under MCE

NOTA 5 : **SLABS AND COLUMNS**
 - Slabs and columns are disconnected from the rock with a gap of 2cm (filled with compressive material) in order to allow a possible convergence of the rock walls and to prevent an excessive movement during earthquake
 - The repair bay at level 776.00 is anchored to the rock to prevent excessive movement in the west direction during earthquake



CHARACTERISTIC	Reinforced concrete structure	Concrete lined, reinforced, Not drained Contraction joints equipped with waterstop each 10.00 to 12.00m	STRUCTURE AT LEVEL 780.540 Reinforced concrete	GATE STRUCTURE AND SLAB AT 761.13 Reinforced concrete and drained structure
CONCRETE	Repair bay : Concrete class A Fc28=28MPa Other structures : Concrete class B Fc28=25MPa	Concrete class B Fc28=25MPa	Concrete class A, Fc28=28MPa	Concrete class B Fc28=25MPa
ROCK LOADING	- + a 5mm lateral displacement to be reached at 80% 6 months after completion of excavated is assessed	P=0.5 BY ($P_{0.5} = 30$) Elastic modulus E=20000MPa	Not dimensionning	Not dimensionning
WATER PRESSURE USUAL UNUSUAL COMMENTS	Water level within rock below the structure : 770.40m	Usual case water table within rock at 770.40	Not dimensionning	Water table in rock assumed at 770.40 In the D/S surge tank mini water level : 765.35m maxi water level : 770.40m Pe-Pj = 2.00m (walls drained above 767.00)
SEISMIC EFFECTS	DBE= 0.1 G (see NOTA 1) MCE =0.225g (this case applies only to the sperical valve support)	DBE = 0.26 induced $\Delta p = \pm 4.85m$ (Waterhammer)	Not dimensionning	DBE = 0.26 induced $\Delta p = \pm 3.20m$ (Unusual loading = DBE+Transients)
OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS	- Dimensionning loading of repair bay : 5T/sm		Usual: uniform loading of 1T/sm Unusual: uniform loading of 5T/sm+truck of 30T (Dynamic coefficient due to truck = 1.2)	U/S walls drained between 767.09 and 780.00 Lateral walls drained from 761.13 to 765.35 Slab drained at 761.13
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD	S1 71 01 0501 A S1 71 01 0506 A S1 71 01 0502 A S1 71 01 0507 A S1 71 01 0503 A S1 71 01 0509 A S1 71 01 0505 A S1 71 01 0002 A Crane beams See NOTA 2 Spiral case turbine shaft and alternator structure See NOTA 3 Spherical valve support See NOTA 4 Slabs and columns See NOTA 5	S1 63 01 0501 A	S1 63 01 0501 A	S1 63 01 0501 A
GROUTING	Contact consolidation at the bottom of the turbines Pmax= 0.5MPa (see DWG S1 71 11 0002 1)	Cavity grouting Pmax= 0.3MPa contact consolidation pressure Pmax= 0.5MPa (see DWG S2 63 11 0001 1)		

Planche IV:17

CHRONOLOGIE DES DECISIONS CONCERNANT LES

PRINCIPAUX CHOIX DE CONCEPTION

DE LA CENTRALE SOUTERRAINE

ORIGINE DES DONNEES	NATURE DE LA DECISION	NATURE DES POINTS EN SUSPENS A PRECISER EN PRIORITE
<p>1 forage vertical BH 24</p> <p>- Relevés géologiques de surface.</p>	<p>Orientation E.W de la centrale et de sa galerie d'accès</p>	<p>Affiner la position de la caverne le long de cet axe E.W.</p>
<p>Galerie d'accès à la centrale et galeries de reconnaissances</p> <p>- Relevés géologiques.</p>	<p>Position de la centrale figée</p>	<p>Définir la nature du revêtement définitif de la voûte</p>
<p>Début des excavations à grande échelle.</p> <p>- Relevés géologiques de la voûte</p>	<p>Définition de la nature du revêtement définitif de la voûte</p>	<p>Définition de la structure intérieure de la centrale en relation avec le déplacement maxi admissible.</p>
<p>Suivi et interprétation de l'instrumentation</p>	<p>Choix de la structure, poteaux, poutres et dalles à l'intérieur de la centrale</p>	
<p>Fin des excavations</p>	<p>Confortements supplémentaires des parements Est, Ouest, Sud et Nord</p>	

Ces relevés confirmaient des caractéristiques géotechniques analogues dans la centrale et dans la cheminée d'équilibre aval conformes aux principales conclusions de la synthèse géologique réalisée au stade de l'A.P.D (Partie III CHAPITRE II.3.6 et II.3.7) concernant en particulier :

- la lithologie constituée essentiellement de gneiss leptynique entrecoupé ponctuellement d'horizons d'amphibolite;
- la bonne qualité d'ensemble du rocher;
- les familles de discontinuités et en particulier:
 - les discontinuités N60 subverticales d'orientation défavorable par rapport à la plus grande dimension des cavernes;
 - les 2 zones cisailées correspondant à des glissements bancs sur bancs rencontrées en voute comme prévu mais avec un décalage d'une vingtaine de mètres par rapport aux prévisions compte tenu de la déviation constatée a posteriori du forage BH24 ayant servi de base au diagnostic initial.

a. le revêtement de la voute

Comme pour la chambre de vanne , le marché, prévoyait pour les 2 cavernes ,sur la base des reconnaissances de l'avant-projet sommaire, la réalisation d'une voute en béton armé coffré ancrée au rocher.

Compte tenu de la bonne qualité du rocher observée à l'issue des travaux d'excavation et de l'attention particulière qu'avait prise l'Entreprise pour limiter l'ébranlement du rocher lors de ces travaux d'excavation (prédécoupage systématique au cordeau détonnant, limitation des profondeurs des volées, limitation des quantités d'explosifs par tir...), un mode de soutènement allégé de la voute des 2 cavernes a été retenu , comprenant:

- la mise en place d'un treillis soudé ancré par boulons à expansion injectés de 3,0 m à la maille minimum de 2,0 m par 2,0 m (cette maille pouvant être renforcée localement en fonction des discontinuités rencontrées);
- la mise en oeuvre de béton projeté sur une épaisseur moyenne de 15 cm;
- la réalisation de trous de drainage de 3,0 m de profondeur à la maille de 2,5 m par 2,5 m sur toute la voute de façon à limiter les sous pressions derrière le béton projeté.

b. le soutènement des parements

L'existence marquée des familles de direction N60°subverticales a perturbé l'exécution des excavations des parements malgré les précautions prises lors des tirs; les parements Nord et Est de la centrale présentaient en particulier ,à l'issue des excavations, de nombreuses " écailles " délimitées par les discontinuités N60 subverticales ;

Les dispositions constructives prises en conséquence en étroite collaboration entre géologues, concepteur et entreprise comprenaient :

- le confortement des 2/3 environ des parements Nord et Sud de la centrale par treillis soudé boulonné (ancrages injectés de 3,0 m à la maille moyenne de 2,5 m par 2,5 m) et béton projeté (environ 15 cm);

- confortement des parements ouest de la centrale par voiles en béton coffré ancrés au rocher, nécessaires pour restituer les plateformes à différents niveaux dans la centrale;
- boulonnage systématique des parements dans les zones non revêtues et en particulier dans la cheminée d'équilibre aval par ancrages de 3,0 m injectés à la maille moyenne de 2,5 m par 2,5 m;
- réalisation systématique de trous de drainage dans les parements revêtus ou non à la maille moyenne de 3,0 m par 3,0 m pour limiter les sous-pressions notamment dans la chambre d'équilibre aval sujette de par sa fonction hydraulique à des fluctuations de pressions;

c. autres structures

Les principaux autres choix de conception adoptés pour ces 2 cavernes et également pour leur galeries de raccordement en aval des turbines, ainsi que les paramètres pris en compte dans les calculs sont récapitulés sur la planche IV.1.7;

2.2.6.3 autres choix de conception

Un autre choix de conception important concernait le principe des structures poteaux, poutres et dalles à l'intérieur de la centrale, devant intégrer les risques de convergence des parements dans le temps;

Sur la base des mesures de convergence réalisées, le principe de séparation de ces structures du rocher a été retenu en ménageant un espace minimum de 2 cm entre rocher et béton de façon à tolérer une convergence résiduelle du rocher et à limiter des mouvements excessifs des structures en cas de séisme;

2.2.7 le tunnel de fuite (Planche IV.1.8)

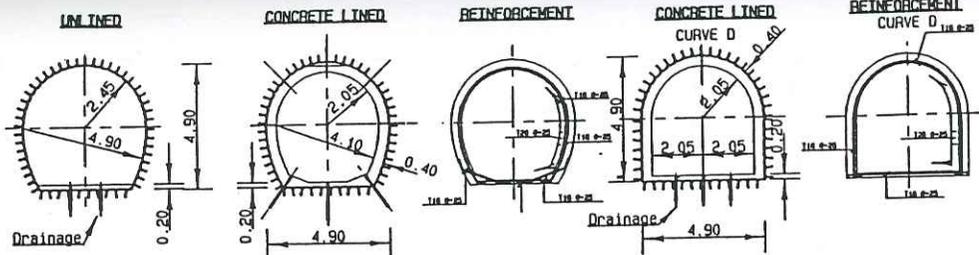
2.2.7.1. choix du tracé et géométrie

Le choix du tracé et la section du tunnel d'amenée a été défini dès le stade de l'A.P.S. sur des considérations liées à l'hydraulique de l'ouvrage et en tenant compte d'une zone favorable pour servir d'exutoire dans la rivière Turkwel ; ce choix n'a pas été remis en cause par les études ultérieures dans la mesure où l'implantation de la cheminée d'équilibre aval a été maintenue .

Concernant par contre la géométrie de l'ouvrage de rejet en aval du tunnel, les décisions finales de conception ont été prises "sur mesure" en cours des travaux d'excavation; ces décisions concernaient :

- l'extension de la zone en canal à prévoir en aval du tunnel d'amenée pour assurer le raccordement à la rivière Turkwel; cette section en canal a été étendue vers l'amont jusqu'à trouver une qualité de rocher satisfaisante pour réaliser le portail au droit de la sortie du tunnel de fuite et attaquer le souterrain dans des conditions favorables; on notera que les prévisions réalisées au stade de l'A.P.D., sur la base des mesures géophysiques par sismique réfraction, concernant les zones suffisamment altérées pour être excavées en bonne partie au ripper, se sont avérées satisfaisantes au moment des terrassements;
- la géométrie du portail en aval du tunnel de fuite à la transition entre tunnel et canal à ciel ouvert;

TYPICAL SECTIONS



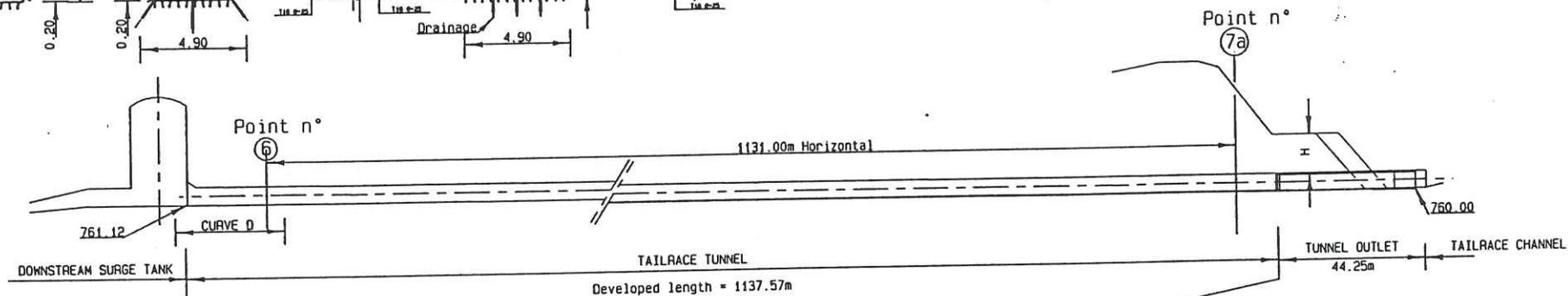
TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE

ISSUED BY : SOGREAH
Ingénieurs Conseils
GRENOBLE FRANCE

DOC^t N° _____

DATE: JULY 89 SHEET: 8 / 8

DESIGNATION: DESIGN CRITERIA
TAILRACE TUNNEL



CHARACTERISTIC	Concrete lined locally reinforced (see nota) and drained or Unlined, raft 20cm	concrete lined , reinforced and drained
CONCRETE	Concrete class F, Fc28=23MPa	class B , Fc28=25MPa
ROCK LOADING	<p>Rock loading P=0.5 B γ (RGD=90) γ=2.7 t/m³</p> <p>Elastic modulus of rock used for M, N, T calculation E=20000 MPa</p>	<p>- H < 2.5B - P=H.γ - Elastic modulus of rock: E= 1000MPa - Poisson ratio = 0.25</p>
WATER PRESSURE	USUAL UNUSUAL COMMENTS	<p>Usual: Pi=Pa Unusual: Pi=Pe</p>
SEISMIC EFFECTS	DBE 0.2 G (SEE NOTA)	DBE= 0.2 G Reinforcement section equal to 25% of the concrete section (See Nota)
OTHER ASSUMPTIONS AND DATAS		Slab above the tunnel outlet is designed to withstand a rock fall impact corresponding to an overload of 1.00m of rock
CALCULATION NOTES REFERENCES AND METHOD	S1 52 01 0501 A	S1 52 01 0501 A Szechy's method _ E71110_2_290_1 (Engineer Manual) -Volume 1.3 Basic datas
GROUTING		Cavity grouting Pmax=0.3MPa

NOTA: In order to withstand seismic effect, steel reinforcement is provided in the lining where the depth of rock cover is less than 100.00m . In this section an area of steel reinforcement is provided equal to the minimum percentage of the concrete cross sectionnal area recommended by "Engineering and design of tunnels and shafts in the rock" (USBR1978) in seismic areas; When the rock cover is more than 100.00m, reinforcement can be cancelled if the rock is good and if the lining is provided for hydraulic reasons only (unacceptable overbreak).

Planche IV.18

Le mode de conception de la géométrie de cet ouvrage est là encore exemplaire tant il illustre bien comment une collaboration étroite entre géologue, ingénieur de génie civil et entreprise permet d'optimiser un projet;

La conception conçue par le projeteur à l'issue de l'A.P.D. était basée sur le principe suivant:

- excavation dans le rocher, au droit de la sortie du tunnel, d'un parement subvertical (pente de 1 pour 5) de direction perpendiculaire à l'axe du tunnel ;
- terrassement de formes de pente à 1 pour 1 dans les terrains meubles de surface en partie supérieure des parements de façon à limiter les risques d'instabilité;

En cours d'excavation, il s'est révélé pratiquement impossible de réaliser une telle géométrie, malgré toutes les précautions prises pour chaque tir à l'explosif (prédécoupage, limitation du volume de rocher excavé par tir et donc des quantités d'explosifs); chaque volée découpait le rocher selon des discontinuités existantes;

Face à ce constat, et plutôt que de s'obstiner à réaliser une géométrie que l'on pourrait qualifier dans ce cas de "contre nature", les géologues, après un relevé précis des discontinuités en surface réalisé avec les topographes, ont proposé en liaison avec les ingénieurs de génie civil une nouvelle géométrie en tirant le meilleur parti du réseau de discontinuités pré-existant; cette géométrie était basée sur le principe suivant:

- excavation du parement au droit du tunnel parallèlement au plan de foliation de direction N170 plongeant à l'Est de 50° (pour une direction de tunnel N36°) avec réalisation d'une plateforme horizontale 10,0 m au dessus de la voute du tunnel garantissant une bonne protection de la sortie de l'ouvrage;
- délimitation au sud de l'ouvrage par un parement subvertical correspondant à une discontinuité pré-existante de direction N90°;

Cette nouvelle conception que l'on pourrait apparenter à de la "sculpture à grande échelle", offrait plusieurs avantages:

- elle était plus facile à réaliser pour l'Entreprise;
- elle garantissait une meilleure stabilité de l'ouvrage à court terme et à long terme, tout en diminuant les quantités d'ancrages nécessaires pour conforter les parements par rapport à la solution initiale;

On notera par ailleurs que cette nouvelle conception n'a pas engendré de dépassement significatifs de quantités de rocher à excaver dans la mesure où le portail du tunnel a pu être sensiblement décalé vers l'aval en bénéficiant de la meilleure stabilité des parements assurée par cette nouvelle géométrie.

2.2.7.2 choix des revêtements et des soutènements

A l'issue de la phase d'A.P.S. les estimations prévisionnelles du linéaire de tunnel à revêtir correspondaient à 50% du linéaire total; c'est sur ces bases qu'a été établi le marché;

Les reconnaissances complémentaires réalisées au stade de l'A.P.D confirmaient que ce quantitatif était réaliste en apportant quelques précisions cependant sur la

localisation de zones où la conjugaison de facteurs défavorables (faible recouvrement, présence de failles majeures, risques de venues d'eau...) impliqueraient vraisemblablement la réalisation de revêtement.

Comme pour le tunnel d'amenée, c'est à l'issue des travaux d'excavation, que les zones à revêtir ont été clairement définies conformément à la méthodologie exposée au chapitre III paragraphe 2. de la partie III. à savoir sur la base:

- d'un premier relevé géologique détaillé réalisé en cours d'excavation récapitulant les changements de faciès, les discontinuités, les suintements et les venues d'eau;
- d'un second relevé plus axé sur la définition des revêtements repérant notamment les zones de hors profils correspondant souvent à des zones de concentration de discontinuités et les zones de venues d'eau souvent associées à des zones cisailées;

Ces reconnaissances après travaux ont permis de " découper " le tunnel en différents tronçons rattachés respectivement à une des trois catégories suivantes:

catégorie 1 : bon rocher ne nécessitant pas de soutènement ;

catégorie 2 : zone intermédiaire nécessitant la mise en oeuvre de soutènements légers (béton projeté sur treillis soudé boulonné, simple boulonnage d'épinglage...)

catégorie 3 : zones nécessitant un revêtement béton ; ces zones correspondaient essentiellement:

- aux zones de failles déjà repérées avec une bonne précision au stade de l'A.P.D sur la base de l'analyse des photos aériennes,
- aux zones de transition entre faciès de caractéristiques géotechniques contrastées (contact leptynite-amphibolite par exemple);

Dans ces zones revêtues, le principe d'un revêtement drainé a été adopté dans la mesure où le recouvrement au dessus de la galerie permettait de s'affranchir des risques liés aux pressions interstitielles;

Les paramètres pris en compte dans les calculs de revêtements sont présentés sur la planche IV.1.8 et ont été définis sur la base des observations de terrain conformément à la méthodologie exposée au paragraphe 2.2.1.

Le linéaire de tunnel répertorié dans les catégories 1,2 et 3 correspondait respectivement à 35%,40% et 25%.

CHAPITRE 2

LES TRAVAUX ASSISTES PAR LA GEOLOGIE

1 INTRODUCTION

Au delà de l'aide à la conception décrite au chapitre 1, la présence en continu de la même équipe d'ingénieurs géologues sur le site pendant toute la durée des travaux a largement contribué à la valorisation des connaissances acquises dans le cadre d'une assistance technique aux travaux.

A ce stade , la mission de l'ingénieur géologue peut se décomposer en 2 fonctions essentielles:

- celle de "navigateur " informant l'Entreprise de la proximité probable de telle ou telle zone à risque(zone de faille avec possibilité de venues d'eau, zones de fracturation intense avec risques d'instabilité de blocs,...) en tirant ainsi parti au mieux de sa connaissance de la géologie locale;
- celle d'un conseiller technique apportant sa connaissance du milieu pour définir en collaboration avec l'Entreprise les meilleures dispositions constructives à prendre , notamment pour:
 - excaver chaque ouvrage tout en préservant au mieux la qualité du rocher environnant(définition des plans de tirs,...);
 - conforter les zones aux caractéristiques géotechniques moins favorables;

Ces 2 fonctions impliquent un grand climat de confiance entre l'ingénieur géologue et l'Entreprise et il appartient donc à l'ingénieur géologue de démontrer dès le commencement des travaux et notamment auprès des mineurs la fiabilité de ses prévisions géotechniques et d'affirmer son rôle de "navigateur" afin d'être écouté comme conseiller technique en matière de plan de tir et de soutènement.

2 - DEFINITION DES METHODES DE TERRASSEMENTS ET DES PLANS DE TIR

L'ensemble des galeries , tunnels et cavernes souterraines de l'aménagement de Turkwel (Fig III.3.1. du chapitre III) ont été excavés à l'explosif.

Il apparaît important de rappeler sur ce sujet quelques principes fondamentaux.

- Le choix d'une méthode de terrassement et d'un plan de tir approprié pour un ouvrage doit résulter d'un juste compromis entre les impératifs techniques et économiques.
- D'une manière générale ,l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une "bombe". Cette remarque schématique est fondamentale et n'est pas toujours respectée par les mineurs qui recherchent parfois une fragmentation fine du rocher pour en faciliter le marouflage. Mal conduit , le creusement à

l'explosif ébranle trop violemment le rocher ,d'où une fissuration très importante ou l'ouverture des discontinuités pré-existantes avec pour conséquence la mise en oeuvre de confortement ou de soutènements plus lourds pour stabiliser les parois de l'excavation.

- Le suivi et les contrôle des travaux à l'explosif implique pour le Maître d'Oeuvre un certain nombre de vérifications garantissant la conformité des résultats à obtenir à l'objectif recherché:

- au début du chantier:

- examen des propositions de l' Entreprise;
- assurance de la prise en compte de la réglementation générale;
- accord sur l'organisation générale du chantier;
- vérification et accord sur les résultats des premiers tirs expérimentaux.

- en cours de chantier:

- suivi et contrôle de l'abattage courant, du prédécoupage ou de l'abattage différé selon le cas;
- contrôle des ébranlements et nuisances.

Notre propos dans ce mémoire n'est pas de faire une présentation exhaustive des méthodes de terrassement à l'explosif en souterrain mais de rappeler quelques solutions techniques adoptées et expérimentées dans le cadre de l'aménagement souterrain de Turkwel , afin que le lecteur puisse en tirer quelques règles simples à appliquer dans le suivi d'un chantier à l'explosif ou dans la définition d'un plan de tir concernant :

- les ouvrages de surface (prise d'eau ,...);
- les tunnels;
- les grandes cavernes (centrale ,...).

2.1 SUIVI ET CONTROLE DES TRAVAUX A L'EXPLOSIF

Dans le cadre du projet de Turkwel ,une méthodologie très stricte a été adoptée pour le suivi du terrassement de chacun des ouvrages de l'aménagement souterrain sous le contrôle de l'ingénieur en charge en parallèle des études géotechniques des ouvrages souterrains.

Les dispositions adoptées peuvent se résumer comme suit:

2.1.1.agrément des méthodes et documents établis par l'Entreprise en début de chantier.

En préalable à toute intervention sur le chantier ,il était demandé à l'Entreprise de soumettre à l'agrément du Maître d'Oeuvre un mémoire précisant :

- l'organisation générale du chantier (choix des matériels de perforation et de marinage, plan d'hygiène et de sécurité ,document de chantier de suivi des consommations d'explosifs ,...);
- le phasage des travaux;
- le choix du type d'explosifs;
- le plan de tir

Une fois terminée la vérification méticuleuse de ces différents documents , une attention toute particulière a été accordée aux premiers tirs considérés comme des tirs expérimentaux.

Ces premiers tirs ont permis de valider in situ les méthodes prévues , en y apportant le cas échéant les corrections nécessaires (caractéristiques et profondeurs des trous,diamètre de perforation,quantités d'explosifs,séquence d'amorçage,..) .

Il est important d'insister sur le soin à apporter à la bonne exécution de cette phase préliminaire.C'est en effet à cette seule condition que l'on peut engager des travaux à l'explosif en les suivant et en les contrôlant valablement.

2.1.2. suivi du chantier

Le suivi de chaque opération a été mené en référence aux documents préalables établis par l'Entrepreneur et approuvés par le Maître d'Oeuvre.Dans la mesure où , en cours de travaux , une adaptation des méthodes de terrassement (plans de tirs notamment) se révélait judicieuse, une nouvelle proposition était notifiée au Maître d'Oeuvre pour accord.

Les principaux contrôles concernaient:

- avant le tir:
 - le nivellement préalable de la topographie pour le terrassement des ouvrages de tête ou des cavernes souterraines et le contrôle ponctuel du profil en long ou de l'alignement de la galerie ou du tunnel concerné;
 - le contrôle de l'orientation des trous et de leur profondeur;
 - la conformité du plan de tir sur le terrain (charges spécifiques,séquences de tirs,...);
- après le tir :
 - la consommation d'explosifs;
 - la blocométrie obtenue;
 - l'examen des talus ou des parois.

2.2 TERRASSEMENT DES OUVRAGES DE SURFACE-EXEMPLE DE LA PRISE D'EAU

On se bornera dans ce paragraphe à mentionner,à titre d'illustration, les méthodes de terrassements adoptées pour terrasser , dans l'orthogneiss,la tranchée au droit de l'entrée du tunnel (100,0 m de long,10,0 m de profondeur ,pente de 10 pour 13) destinée à recevoir le dispositif de dégrillage de la prise d'eau.

Le terrassement de cette tranchée a été mené schématiquement en 2 phases:

- phase 1 : décapage des terrains altérés de surface sur 3,0 m environ à l'aide d'engin de terrassement appropriés ("rippers" ,"loaders",pelle araignée,...);
- phase 2 : terrassement à l'explosif de la tranchée par volées d'environ 6 à 7 mètres de profondeur.

Les méthodes de tir adoptées pour cette deuxième phase ont bénéficié de l'expérience acquise au fil des excavations de la clé du barrage ; la figure IV.2.1 présente un plan de tir type adopté pour cette deuxième phase de terrassement de la prise d'eau .

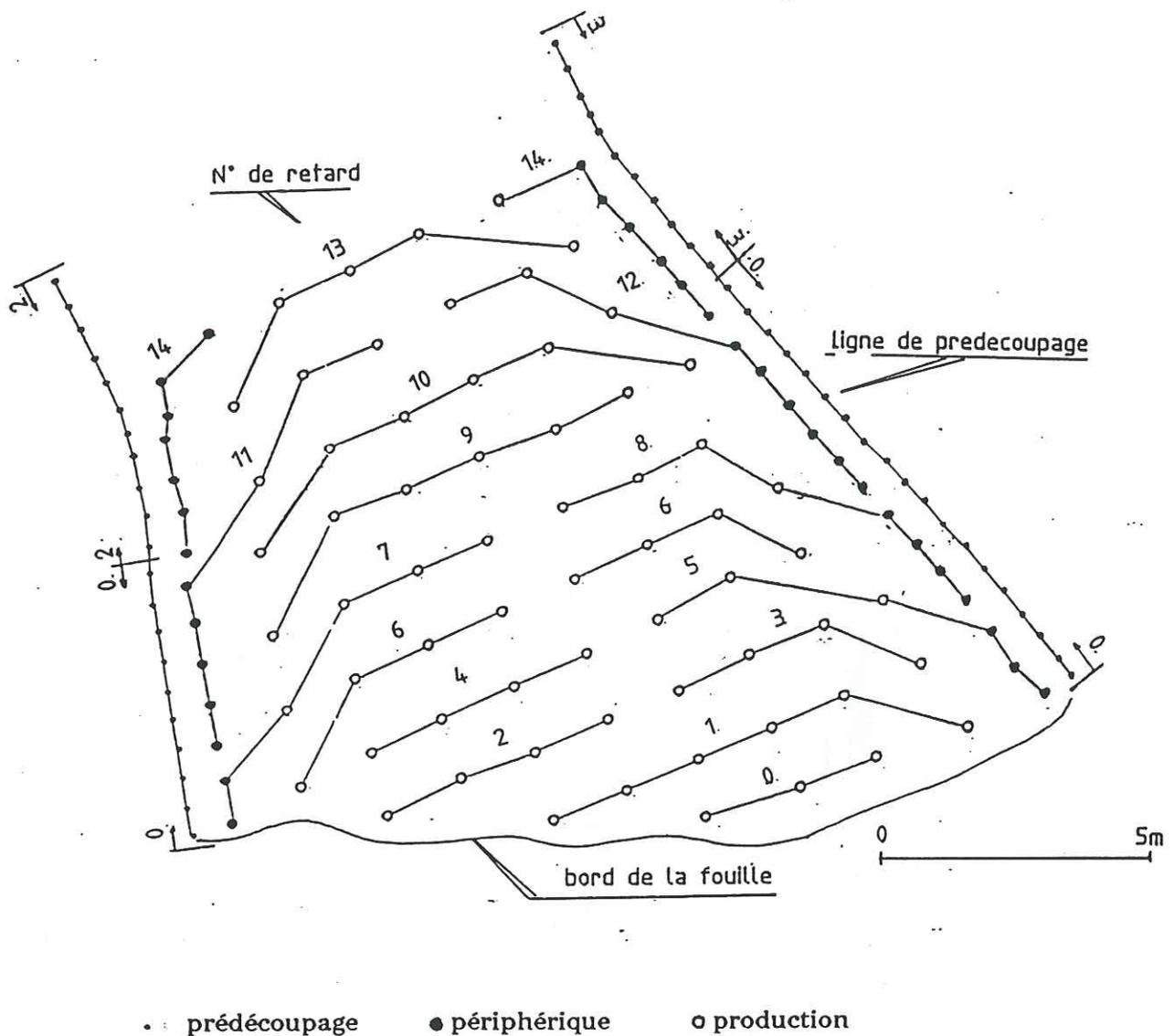


Fig.IV.2.1. : Plan de tir type adopté pour l'excavation de la prise d'eau .

Ce plan de tir comporte trois catégories de trous de mines :

- les trous de prédecoupage, qui suivent le profil définitif des talus projetés . Ils sont très rapprochés et très faiblement chargés . Leur rôle est de dissocier, par une explosion violente avec peu de dégagement gazeux, le rocher de fondation de la masse rocheuse qui sera fragmentée par le tir . Cette séparation en début de tir permet d'amortir considérablement les effets du tir sur le rocher de fondation ;

-les trous périphériques, disposés devant les trous de prédécoupage, qui constituent une transition entre les trous de production et les trous de prédécoupage . Ils ne sont pas autant chargés que les trous de production mais suffisamment pour bien fragmenter le rocher . Dans la séquence de tir, ils sont en principe les derniers à exploser .

-les trous de production, qui sont les trous destinés à la fragmentation du rocher . Ils sont répartis sur le reste du carreau de tir avec une charge en explosif et une maille permettant d'obtenir des blocs susceptibles d'être dégagés par les engins de terrassement . La séquence de tir se fait suivant des lignes de retard allant du bord vers le fond de la clé et avec des charges instantanée comprises entre 30 et 50 kg. par retard .

Le chargement des trous de mines suivait le schéma de principe ci-dessous (figure IV.2.2):

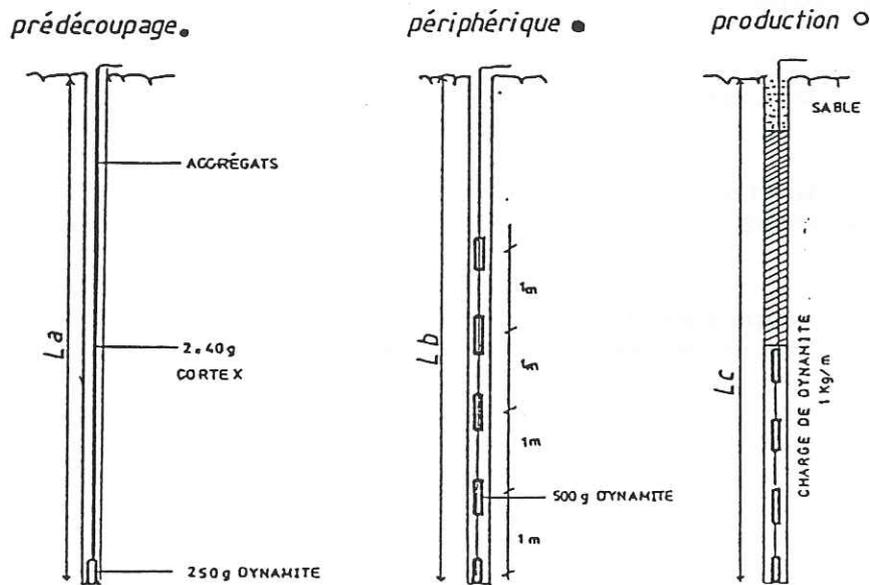


Fig.IV.2.2. : Prise d'eau - Schéma de chargement type des trous de mines.

La charge affectée à chaque trou a été établie en moyenne sur les principes suivants:

	Prédécoupage	Périphérique	Production
Diamètre du forage	48 mm	48 mm	48 mm
Charge spécifique	200 g/m ³	450 g/m ³	650 g/m ³
Longueur du forage	La < 7 m	Lb < 7m	Lc < 7m
Charge par trou (Kg)	0.25+(2*0.04)La	0.45*Lb	1.35*Lc
Répartition	cortex	0.5 Kg/m	1.0 Kg/m
Espacement des trous	0.5m	1.0m à 1.2m	1.3m*1.6m

2.3 TERRASSEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Un plan de tir satisfaisant en tunnel doit avoir pour résultat une fissuration minimale du rocher en parements et en voute, un découpage du rocher proche du profil théorique pour limiter les hors profils (notamment dans les galeries hydrauliques) et une fragmentation suffisante des produits de marouflage.

La méthode de tir pour l'excavation d'un ouvrage souterrain quel qu'il soit repose schématiquement sur 2 principes:

- créer une cavité initiale de dégagement; cette cavité résulte soit du tir de bouchon dans un tunnel soit de l'excavation d'une galerie ou d'un puits dans une caverne;
- abattre le rocher en direction de cette cavité en adaptant en conséquence la distribution des trous de mines, leur chargement et leur séquence de tir.

2.3.1 terrassement des tunnels

2.3.1.1. principe général de terrassements

Les excavations souterraines de l'aménagement hydro-électrique de Turkwel ont été réalisées par plusieurs équipes travaillant en parallèle et notamment (Bénéteau C. (1988) - Travaux n°637):

- un atelier sur rails, équipé du matériel suivant:
 - un jumbo Montabert trois bras, une chargeuse à pinces Hagglunds 8 HR de capacité nominale 2m³/mn, sept wagons de marouflage Hagglunds 115 C de 11,5 m³ de capacité et sept locomotives de 12t Ageve, à moteur Diesel de 96 ch.
- des ateliers sur pneus, équipés du matériel suivant:
 - un jumbo Montabert trois bras sur pneus, avec un Cat 966 pour porteur, un mini-jumbo sur chenilles, équipé d'un bras universel, deux charge-et-roule Eimco 918 avec godet de 5m³, un charge- et-roule Eimco 922 avec godet de 2 m³ et une chargeuse Cat 950 avec godet de 2 m³.

- un atelier de puits, avec un raise-climber Alimak, à moteur Diésel, utilisé pour le forage de la conduite forcée, de la cheminée d'équilibre et du puits de vanne amont.

Pour chaque tunnel les moyens de perforation et de marinage ont été adaptés en fonction des caractéristiques géométriques et des contraintes logistiques du chantier comme suit :

- aditY, galerie d'accès à la centrale, galerie J2 et galerie J3: atelier sur pneus (longueur forée par volée : 3,70 m);
- galerie des câbles : atelier sur pneus , perforation au marteau poussoir ou avec mini-jumbo 1 bras (longueur forée 2,40 m à 3,20 m), marineur Eimco 922;
- galerie J2bis : perforation au marteau poussoir (longueur 2,40 m) et marineur Eimco 922;
- tunnel d'amenée et tunnel de fuite: atelier sur rails (longueur forée par volée: 3,70 m);

Nota : 500 mètres environ à l'aval du tunnel d'amenée ont été réalisés avec un atelier sur pneus dans le prolongement de l'aditY.

- conduite forcée : atelier de puits; perforation au marteau poussoir sur plateforme Alimak (longueur forée 2,40 m) et évacuation gravitaire du marinage avec reprise des matériaux au pied de la galerie par Eimco 918.

2.3.1.2 choix des plans de tirs

Les plans de tirs utilisés ont été définis en étroite collaboration entre l'Entreprise et le Maître d'Oeuvre et ont été optimisés pour chaque galerie ou tunnel au fil des travaux. Au delà des singularités de chaque plan de tir en fonction notamment des caractéristiques géométriques de chaque galerie, les plans de tirs utilisés dans le cadre de l'aménagement souterrain de Turkwel ont adopté les principes communs suivant:

- tir du bouchon : choix d'un bouchon à trous parallèles en raison de la simplification du travail de foration dû au parallélisme de tous les trous d'une volée ; ce type de bouchon est d'ailleurs particulièrement bien adapté aux jumbos.
- découpage soigné de la périphérie par " smooth blasting " appelé aussi " abattage à paroi lisse " ou " post abattage ". Selon cette technique , les forages de réglage de la périphérie sont plus rapprochés (espacement entre trous périphériques de l'ordre de 15 fois le diamètre du forage) et moins chargés que les trous de production ; ils sont mis à feu en fin de tir.
- utilisation de retards ordinaires (intervalle de 0,5s entre numéros consécutifs) pour les trous de décharge et de la périphérie avec utilisation ponctuelle de microretards pour les trous du bouchon (intervalle de 25 ms entre numéros consécutifs).
- charge d'explosif au m³ comprise en moyenne entre 2,0 et 2,5 kg/m³ en fonction de la géométrie de la section à excaver.

2.3.1.3 exemples de plans de tirs

Les figures IV.2.3 et IV.2.4 . donnent à titre d'exemple les plans de tirs adoptés pour le tunnel d'amenée et le tunnel de fuite , de même section, et pour la conduite forcée.

2.2.2 terrassement des cavernes

On rappellera plus particulièrement dans ce paragraphe , à titre d'illustration , les dispositions constructives adoptées pour l'excavation de la centrale souterraine ; les grands principes de terrassement retenus concernant les méthodes de terrassement de la centrale , qui constituait la première grande caverne excavée sur le site, ont été en effet repris pour l'excavation des deux autres cavernes restantes de l'aménagement que constituaient la cheminée d'équilibre aval et la chambre de vanne .

2.2.2.1.phasage des travaux et méthodologie

La méthode d'exécution des terrassements de la centrale devait répondre à plusieurs contraintes et notamment:

- excaver en priorité la voûte de façon à pouvoir statuer rapidement et définitivement sur la nature du revêtement définitif à mettre en oeuvre;
- maintenir en permanence un accès aux plateformes de travail au fil des excavations;
- réaliser un palier à la cote 782,0 m pour permettre la réalisation des poutres en béton armé du pont roulant et leurs ancrages à la cote 783,50;
- adapter les plans de tirs de façon à ne pas détériorer les 2 poutres du pont roulant ainsi réalisées.

Le phasage , la distribution et la définition des tirs ont été adaptés en conséquence en tirant le meilleur parti des galeries et des puits de reconnaissances excavés dans l'enceinte de la caverne lors des phases d'investigations préliminaires.

La méthodologie et les moyens de terrassement adoptés sont résumés ci après:

- phase 1 : excavation de la voûte de la centrale entre les cotes 792,60 et 787,0 m à partir de la galerie des câbles prolongée dans la centrale par la galerie VV' en procédant comme suit:

- élargissement progressif de la galerie VV' de l'Est vers l'Ouest jusqu'à obtenir un front de taille perpendiculaire au grand axe de la caverne et recouvrant toute la largeur de la centrale;lors de cette première opération de la phase 1, la longueur et l'orientation des trous de perforation ont été calés pour laisser une marge d'environ 1 mètre entre la paroi excavée et le profil théorique de la voûte.
- excavation du front de taille ainsi constitué par volées de 2,40 m en moyenne en procédant également par phases successives comprenant
 - abattage en 2 tirs des 2 fronts de taille situés respectivement de part et d'autre de la galerie VV' ,en utilisant cette galerie comme zone de dégagement ;pour chacun de ces tirs et comme pour la phase précédente ,la longueur et l'orientation des trous de perforation ont été calés pour laisser une marge d'environ 1 mètre entre la paroi excavée et le profil théorique de la voûte.
 - réglage de la voûte au profil théorique .

Pour cette phase 1 , la perforation a été réalisée soit avec le mini-jumbo sur chenilles soit au marteau pousseur (forages horizontaux) et les matériaux excavés ont été évacués par la galerie des câbles ou par la galerie d'accès en utilisant le puits entre la galerie VV' et la galerie LL'(marinage par Eimco 918 ou 922).

Nota : c'est à l'issue de cette phase que le revêtement définitif de la voûte a été arrêté conformément au descriptif présenté au chapitre 1 paragraphe 2.2.6.(béton projeté sur treillis soudé boulonné).

- phase 2 : excavation entre les cotes 787,0 m et 784,85 m (soit jusqu'au toit du futur pont roulant) par abattages successifs en utilisant le puits réalisé entre les galeries VV' et LL' comme puits de dégagement (moyens de perforation : motofor ou wagon드릴 sur pneus (forages verticaux), marinage par Eimco 918 via la galerie d'accès à la centrale).

- phase 3 : excavation entre les cotes 784,85 m et 782,0 m ; cette tranche a été réalisée en abattant dans un premier temps le stross au droit de la galerie LL', puis en procédant par abattages successifs en direction de cette zone de dégagement(moyens de perforation : hydrofor sur chenille et marinage sur pneu via la galerie d'accès à la centrale).

Nota : c'est à l'issue de cette phase que tous les travaux relatifs à l'exécution des poutres en béton armé du pont roulant ont été réalisés (excavation à l'explosif des réservations dans les parements, perforations et mise en place des ancrages passifs provisoires, perforation des tirants d'ancrage définitifs, bétonnage des poutres du pont roulant) ; pour la réalisation de ces travaux une rampe entre la cote 775,50 m (niveau d'arrivée de la galerie d'accès à la centrale) et la cote 782,0 m (niveau de la plateforme de travail) a été aménagé.

- phase 4 : excavation entre les cotes 782,0 m et 775,50 m (niveau d'arrivée de la galerie d'accès dans la centrale) par abattage vers la galerie d'accès du stross restant coté sud. (moyens de perforation : hydrofor sur chenille (forages verticaux) et marinage sur pneu par Eimco via la galerie d'accès à la centrale).

Nota : c'est à l'issue de cette phase que les travaux de confortement ponctuel des parements de la centrale (béton projeté sur treillis soudé boulonné) ont été réalisés entre les cotes 783,50 m et 775,50 m.

- phase 5 : excavation entre les cotes 775,50 m et 770,0 m ; cette tranche a été réalisée en excavant dans un premier temps une rampe de descente entre les cotes 775,50 m (dans le prolongement de la galerie d'accès) et la cote 770,0m puis en procédant par abattages successifs en direction de la zone de dégagement ainsi constituée.(moyens de perforation : hydrofor sur chenille (forages verticaux) et marinage sur pneu via la galerie d'accès à la centrale).

Nota : à l'issue de cette phase, la rampe d'accès entre les cotes 775,50 m et 770,0 m a été maintenue de façon à garantir toujours un accès à la plateforme de travail depuis la galerie d'accès.

- phase 6 : excavation entre les cotes 770,0 m et 760,8 m (niveau d'arrivée dans la centrale de la conduite forcée); cette tranche a été réalisée en excavant dans un premier temps un puits entre les cotes 770,0 m et 760,8 m (abattage au droit de la galerie d'accès provisoire à J2bis) puis en procédant par abattages successifs dirigés vers cette zone de dégagement.

(moyens de perforation : hydrofor sur chenille (forages verticaux) et marinage sur pneu via la galerie J2 et la galerie d'accès à la centrale). C'est également au cours de cette phase qu'a été excavé la rampe d'accès entre les cotes 775,50 m et 770,0 m.

Nota : c'est à l'issue de cette phase que les travaux de confortements des parements de la centrale (béton projeté sur treillis soudé boulonné) ont été réalisés entre les cotes 775,50 m et 760,80 m.

- phase 7 : travaux d'excavation divers pour finitions (réservations pour câblages, gaine de ventilation, réservation pour les turbines entre les cotes 760,80 m et 756,50 m).

2.2.2.2. choix des plans de tirs

Les plans de tirs retenus pour la voûte (phase 1) et les parements (phases 2 à 7) ont repris dans leurs grandes lignes les principes évoqués précédemment concernant respectivement les tunnels et les excavations à ciel ouvert .On rappellera cependant ci après pour mémoire les principaux choix adoptés pour certaines opérations spécifiques lors du terrassement de la centrale.

- le réglage de la voûte au profil théorique

Un soin tout particulier a été accordé par l'Entreprise pour l'excavation de la voûte de la centrale dans la mesure où la qualité du rocher semblait permettre de pouvoir s'affranchir de réaliser un revêtement définitif lourd en béton armé ;

Les plans de tir ont été ainsi conçus avec l'objectif prioritaire de limiter au maximum l'ébranlement du rocher ;la méthode décrite au paragraphe précédent a en fait consisté à réaliser du post-découpage en 2 tirs ,le 1er tir correspondant aux tirs des trous de production et des trous périphériques d'une volée classique, en utilisant pour dégagement la galerie VV' d'investigation et laissant par rapport au profil théorique une couronne périphérique d'environ 1,0 m d'épaisseur, le deuxième tir permettant le découpage au profil théorique de cette couronne .

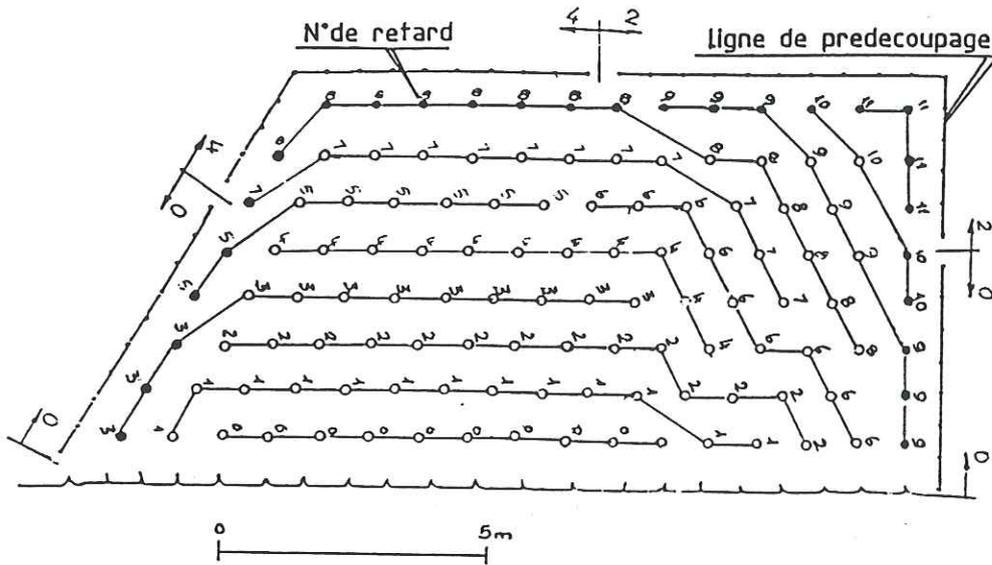
On rappelle ci après pour mémoire les choix adoptés concernant ce tir de découpage:

- longueur de perforation : 2,40 m;
- diamètre de perforation : 36 mm ;
- moyen de perforation : marteau poussoir;
- espacement des trous de découpe : 0,25 m
- chargement des trous de découpe : 2 cordeaux de 40 g et 1 cartouche dia.30mm (167 g Dyn.) en fond de trou;

- tir d'abattage type en cours de terrassement de la caverne

La figure IV.2.5 présente à titre d'illustration un plan de tir type adopté en phase d'abattage .

Ce plan de tir est à l'image des plans de tirs utilisés en surface (prise d'eau, tirs de la clé du barrage,...) avec 3 catégories de trous de mines dont la fonction a été décrite au paragraphe 2.2.(trous de prédécoupage, trous périphériques, trous de production)



• Prédécoupage ● Périphérique ○ Production N° retard ○₃

Fig. IV.2.5 : Centrale souterraine ; plan de tir type d'abattage

Le chargement des trous de mines suivait le schéma de principe ci-dessous (figure IV.2.6):

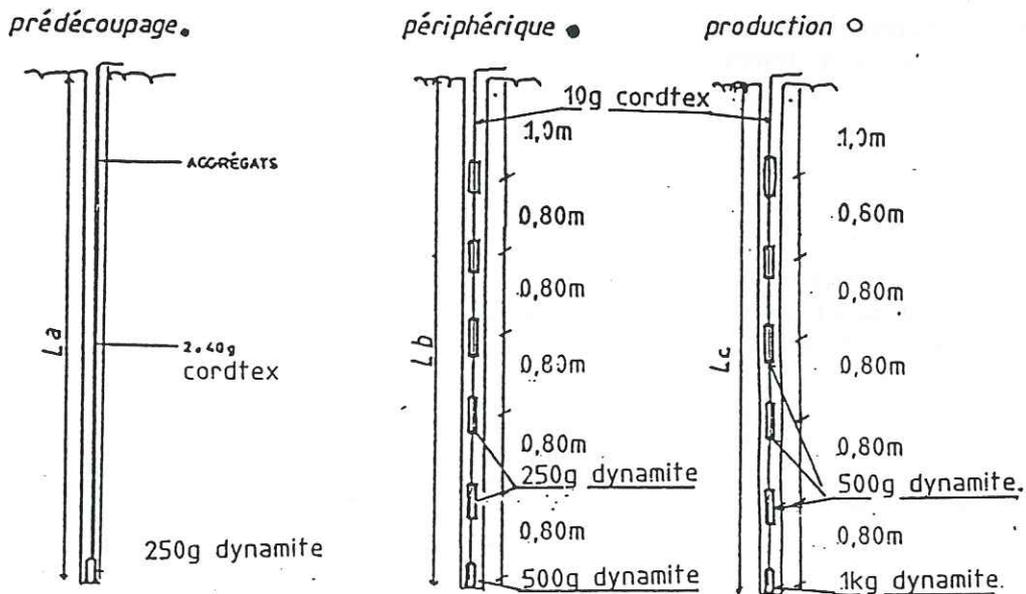


Fig.IV.2.6. : Centrale souterraine ;tir d'abattage ; schéma de chargement type des trous de mines

La charge affectée à chaque trou était établie en moyenne comme suit:

	Prédécoupage	Périphérique	Production
Diamètre du forage	48 mm	48 mm	48 mm
Charge spécifique	230 g/m ²	500 g/m ³	650 g/m ³
Longueur du forage	La < 7 m	Lb < 7m	Lc < 7m
Charge par trou (Kg)	$0.25+(2*0.04)La$	$0.50+0,32*Lb$	$1,0 + 0,65*Lc$
Espacement des trous	0,60m	0,90 * 0,60	0,90 * 0,90

3.- DEFINITION DES SOUTÈNEMENTS PROVISOIRES

Comme prévu dès le stade de l'A.P.S., la bonne qualité d'ensemble du rocher traversé par l'aménagement souterrain de Turkwel a considérablement limité les zones où il s'est révélé nécessaire de mettre en oeuvre des soutènements provisoires en cours de travaux en attente des revêtements définitifs définis au chapitre 1. Ce contexte géologique, a priori globalement favorable, impliquait cependant une vigilance accrue dans la mesure où il était par ailleurs acquis, à la suite des études de fracturation réalisées, que la conjugaison des familles de fractures identifiées pouvait engendrer ponctuellement des instabilités de blocs, dangereuses pour la sécurité du chantier.

La présence en continu des géologues pendant toute la durée des excavations a, en ce sens, largement contribué à la détection de ces blocs instables et à la définition des dispositions constructives à adopter en conséquence pour garantir la stabilité des parements excavés (purges, épingleage, soutènements par cintres,...).

On rappelle ci-après, pour mémoire, les principales dispositions constructives adoptées dans le cadre de l'aménagement souterrain de Turkwel, pour garantir la stabilité provisoire des parements excavés.

- purge systématique des parements excavés :

On n'insistera jamais assez, pour la sécurité d'un chantier souterrain, sur le soin à apporter à la purge des parois; dans le cadre du projet de Turkwel, ces purges étaient réalisées bien évidemment après chaque tir, mais de plus régulièrement dans le cadre de campagnes spécifiques sur l'ensemble de la galerie ou du tunnel en cours d'excavation. Il est à ce propos remarquable de constater, suite aux récentes visites du tunnel d'amenée après fonctionnement de l'aménagement, la très faible quantité de blocs observée dans les pièges à blocs prévus à cet effet en aval du tunnel; ce constat démontre la qualité du travail de purge réalisé en cours de travaux.

- épinglage des blocs instables par boulonnage :

Toutes les galeries ou tunnels excavées ont nécessité ponctuellement des épinglages de blocs instables réalisées par boulons de 3,0 m à ancrage ponctuel à expansion (constitués de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant sous l'effet de la mise en tension par serrage de l'écrou de tête). Ce type de boulon a été adopté compte tenu de sa mise en oeuvre rapide et de son efficacité immédiate. Dans une deuxième phase, une injection systématique de ces boulons était réalisée pour enrober la tige et réduire ainsi ses risques de corrosion.

Ponctuellement, cet épinglage par boulonnage a été associé par sécurité à une couverture du parement par treillis soudé.

- soutènement par cintres :

Sur l'ensemble de l'aménagement souterrain de Turkwel, la pose de soutènement par cintres ne s'est révélée nécessaire que sur un site, au cours des excavations de l'Adit Y, dans une zone où une configuration défavorable de la fracturation ne garantissait pas la stabilité de la voute à plus grande échelle (sur une dizaine de mètres environ). 8 cintres en profilés métalliques TH ont été posés en conséquence sur ce site avec un espacement moyen de 1,0 m, le blocage de ces cintres au rocher étant réalisé par béton projeté armé d'un treillis soudé.

PARTIE V

**SYNTHESE GENERALE ;RECOMMANDATIONS POUR
UNE MEILLEURE UTILISATION DE LA GEOLOGIE
DANS LA CONCEPTION ET LA REALISATION D'UN
AMENAGEMENT SOUTERRAIN.**

CHAPITRE 1

BILAN GENERAL DE LA CONTRIBUTION DES ETUDES ET DU SUIVI GEOTECHNIQUE A LA REALISATION DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN DE TURKWEL.

Les parties III et IV ont souligné la bonne adéquation générale constatée au moment des travaux entre le " modèle géotechnique " esquissé dès le stade des études d'avant-projet sommaire à l'échelle de l'aménagement puis affiné pour chaque ouvrage au cours des études d'avant-projet détaillé, et la réalité géologique constatée après travaux. Cette bonne corrélation entre prévisions et réalité, et l'aide apportée par l'ingénieur géologue en continu de la phase de conception à la phase de réalisation du projet, ont largement contribué au bon déroulement du projet, dans le respect des délais et de l'enveloppe financière prévus au marché initial.

Ce bilan très positif résulte notamment de la conjugaison de 2 facteurs:

- la bonne qualité du rocher traversé par l'aménagement souterrain de Turkwel qui a contribué à l'évidence à simplifier l'élaboration du projet et la réalisation des travaux;

- la méthodologie et l'organisation adoptée pour assurer l'acquisition des données géologiques, leur interprétation, et leur présentation sous une forme directement exploitable par les différents intervenants du projet. Bien que l'environnement géotechnique de l'aménagement souterrain de Turkwel apparaissait globalement favorable dès le stade des études d'avant projet sommaire, une rigueur particulière a été accordée aux études géotechniques approfondies, tant il est vrai, qu'en travaux souterrains, un optimisme trop grand est souvent source de problèmes et que la non identification d'une zone à risque peut être lourde de conséquences en termes financiers mais surtout en terme de sécurité du personnel.

Au vu de l'expérience réussie dans le cadre du projet de Turkwel, il nous est apparu utile de formuler, en conclusion de ce mémoire, quelques recommandations pratiques à adopter pour l'acquisition de la connaissance géologique d'un site et pour une meilleure utilisation de la géologie dans la conception et la réalisation d'un aménagement souterrain

CHAPITRE II

RECOMMANDATIONS POUR UNE MEILLEURE UTILISATION DE LA GEOLOGIE DANS LA CONCEPTION ET LA REALISATION D'UN AMENAGEMENT SOUTERRAIN.

1 DEFINITION DU CAHIER DES CHARGES DU GEOLOGUE

Dès les premières phases de conception d'un projet d'aménagement souterrain du type de celui de Turkwel , il appartient au concepteur de définir clairement, en collaboration étroite avec le géologue :

- un cahier des charges qui doit définir précisément sur le fond et dans la forme la nature et le degré de précision des informations géotechniques dont aura besoin le concepteur aux différents stades de l'élaboration du projet (A.P.S.,A.P.D.,plans d'exécution,...);
- un planning précisant l'articulation des reconnaissances avec les études et les travaux et en particulier l'échéance à laquelle le concepteur aura besoin des informations listées dans le cahier des charges.

C'est à cette double condition que le volume des reconnaissances et leur planification pourra être défini au meilleur coût , en intégrant au mieux l'adéquation entre les objectifs recherchés et les moyens à mettre en oeuvre.

Le tableau V.2.1. présente pour mémoire les grandes lignes des objectifs et des moyens d'une campagne de reconnaissance à mettre en oeuvre au cours des différentes phases d'études et d'exécution d'un ouvrage souterrain.

Dans le cas du projet de Turkwel ,la bonne compréhension du site dès le stade des études préliminaires (l'intérêt de ces études a été largement développé dans la partie II:Présentation du cadre du projet),a permis de choisir d'emblée le " bon parti " concernant les grandes lignes de l'aménagement et par voie de conséquence à cerner parfaitement le cadre des reconnaissances géotechniques détaillées nécessaires pour apporter les réponses aux questions en suspens;il convient par ailleurs d'insister sur la collaboration exemplaire entre le " board " d'experts et toute l'équipe mise en place par l'Ingénieur Conseil pour le suivi du projet, dans la recherche des meilleurs choix de conception pour l'aménagement au fil de l'acquisition des données géologiques;chaque visite sur le site du board d'experts était l'occasion de faire un bilan et une synthèse des connaissances géologiques acquises en analysant les certitudes sur la base desquelles les ingénieurs et les projeteurs pouvaient commencer à bâtir leur projet et les questions en suspens qui impliquaient ,de la part des hommes sur le terrain et en particulier des géologues ,des reconnaissances complémentaires pour répondre aux interrogations posées.

Tableau V.2.1: Objectifs et moyens d'une campagne de reconnaissance;
(d'après F.Esteulle, G.Colombet, A.Bouvard-Lecoanet-1988)

PHASES DES ETUDES ET DES TRAVAUX	OBJECTIFS RECHERCHES	MOYENS DE RECONNAISSANCE
<p>ETUDES PRELIMINAIRES ET AVANT-PROJET SOMMAIRE</p> <ul style="list-style-type: none"> • Etude géométrique de la solution de base et des variantes éventuelles • Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du massif • Etude sommaire de l'ouvrage <p style="text-align: center;">↓</p> <ul style="list-style-type: none"> • Définition précise du tracé ou du site retenu 	<ul style="list-style-type: none"> • Choix du meilleur site ou tracé • Plan et profil en long géologiques sommaires • Identification générale des nappes • Identification générale des terrains traversés • Nature des difficultés potentielles et description des difficultés majeures • Etude préliminaire des têtes et accès • Définition préliminaire des méthodes d'exécution envisageables • Estimation des coûts 	<ul style="list-style-type: none"> • Examen des données existantes • Etude des cas analogues éventuels • Levé géologique de surface sommaire, sauf pour les difficultés majeures • Etude hydrogéologique sommaire • Quelques sondages éventuels • Levé géologique détaillé • Etude hydrogéologique détaillée • Télédetection • Géophysique • Sondages carottés
<p>AVANT-PROJET DETAILLE ET ETUDES D'EXECUTION</p> <ul style="list-style-type: none"> • Reconnaissance détaillée géologique, hydrogéologique du massif et des sites des têtes • Etude détaillée de l'ouvrage y compris têtes et accès • Etude des méthodes d'exécution et des conditions de chantier <p style="text-align: center;">↓</p> <ul style="list-style-type: none"> • Projet défini et études d'exécution 	<ul style="list-style-type: none"> • Plan, profil en long et coupes géologiques prévisionnels • Profil en long géotechnique prévisionnel avec identification des terrains • Définition des hypothèses de calcul • Dimensionnement des soutènements et revêtements • Définition des méthodes d'exécution et des traitements spéciaux éventuels • Estimation des coûts et des délais 	<ul style="list-style-type: none"> • Sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage • Essais de laboratoire sur échantillons • Galerie de reconnaissance • Auscultation • Essais et mesures in situ et sondages en galerie • Essais in situ en vraie grandeur des méthodes envisagées • Sondages complémentaires éventuels • Essais en laboratoire et in situ complémentaires éventuels • Suivi d'auscultation
<p>EXECUTION DES TRAVAUX</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Vérification des prévisions et adaptation aux accidents géologiques éventuels • Adaptation des méthodes et dimensionnement aux conditions réelles • Mise au point des documents conformes à l'exécution 	<ul style="list-style-type: none"> • Sondages à l'avancement • Galerie pilote éventuellement • Levé géologique des parois de l'excavation • Auscultation

Le cahier des charges et le planning ainsi élaborés, bien que nécessairement évolutifs en fonction des singularités géologiques rencontrées, constitueront un véritable tableau de bord pour le géologue et lui permettront à chaque stade de l'élaboration du projet :

- de mobiliser les moyens nécessaires pour acquérir les informations requises à un instant donné; nous avons déjà insisté dans la partie IV sur le fait qu'il n'est pas souhaitable d'entreprendre prématurément des reconnaissances toujours coûteuses (sondages carottés, géophysique, ...) pour arrêter des choix de conception dans la mesure où ces choix ne sont pas sur le chemin critique du projet, alors que, par exemple, la réalisation de galeries prévues dans le cadre des travaux peut permettre suffisamment tôt dans le déroulement des études, l'établissement d'un diagnostic tout aussi fiable.
- d'adapter en continu la densité et la précision de la base de données géologiques acquises au fil des reconnaissances en fonction de la nature des informations demandées par le concepteur.

2 L'ACQUISITION ET LE DEPOUILLEMENT DES DONNEES GEOLOGIQUES

Le mode d'acquisition et de dépouillement des données géologiques dans le cadre de l'aménagement souterrain de Turkwel a été analysé en détail dans les parties II et III de ce mémoire; nous insisterons ci-après sur quelques recommandations simples qu'il nous paraît impératif de suivre dans le cadre d'une démarche cohérente.

2.1 Bien assimiler l'état des connaissances concernant la géologie régionale et comprendre dans le cadre d'une première campagne de reconnaissance "légère" in situ, l'empreinte de la géologie régionale sur la structure du site, avant d'entreprendre toute investigation nécessitant une mobilisation de moyens de reconnaissance lourds (sondeuse, géophysique,...).

Dans le cas de l'aménagement de Turkwel et après réalisation des travaux, il est clair que les grandes orientations définies dès le stade des études préliminaires étaient parfaitement fondées ; l'image cohérente du site en rapport avec la géologie régionale, qui résultait de ces premières conclusions, a ainsi permis de mieux concentrer les études géotechniques ultérieures sur les singularités géotechniques identifiées.

2.2 s'astreindre à normaliser le mode d'acquisition de toutes les observations géologiques (en surface, en sondage, en galerie,...) réalisées aux différents stades du projet .

Ce mode de description du massif rocheux doit être défini dès le stade des études préliminaires et il concerne notamment:

- la lithologie;
- l'altération;
- les caractéristiques physiques et mécaniques;
- la fracturation (densité de fracturation, orientation des fractures, état des fractures, taille du bloc unitaire...);
- la perméabilité.

Dans le cas de l'aménagement de Turkwel, le mode de description adopté a été essentiellement défini sur la base des différents critères intervenant dans la classification de BIENIAWSKI (résistance de la roche, R.Q.D., espacement des joints, nature des joints, venues d'eau, orientation des joints,...). Ce mode de classification s'est avéré assez bien adapté aux moyens disponibles sur le chantier et facile de mise en oeuvre; il convient cependant de noter que, le principe de toute classification, du type de celle de Bieniawski, consistant à attribuer à un faciès rocheux une note ou une catégorie, conduit à l'évidence à une simplification parfois hâtive de la réalité et de la complexité géologique ; ce principe, utile pour établir une première zonation d'un massif rocheux ne peut être utilisé, qu'avec la plus extrême précaution pour répondre à des problèmes de conception singuliers.

D'autres modes de description peuvent être retenus et la méthode de classification présentée par le groupe de travail N°1 de l'A.F.T.E.S. (1982) apparaît particulièrement intéressante; elle vise à définir des paramètres quantifiables aussi universels que possible permettant de caractériser toutes les qualités de rocher en s'inspirant des définitions proposées par la Société Internationale de Mécanique des Roches.

Pour mémoire, les classifications données par l'A.F.T.E.S. concernent notamment:

- l'état d'altération du massif rocheux;
- l'intervalle entre discontinuités;
- l'orientation des discontinuités;
- l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille;
- la charge hydraulique;
- la perméabilité;
- l'indice de continuité I_c ;
- la résistance à la compression simple;
- l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0 ;
- le module de déformabilité;

2.3 " Saisir " chaque observation géologique avec la plus grande minutie selon le mode de description retenu; chaque observation géologique doit être perçue comme un élément cohérent d'une base de données qui grandit au fil des études géotechniques; ces données (observations de surface, observations en sondage, observations en galeries,...) doivent être collectées dans la mesure du possible " brutes de toute interprétation " afin ,à tout moment ,de pouvoir remonter à une source d'informations sûres.

On n'insistera jamais assez sur l'importance de la phase d'acquisition des données et sur le soin à apporter à la saisie de chaque observation géologique ; l'absence de rigueur à ce stade peut conduire:

- à un gaspillage d'informations disponibles et facilement accessibles; il convient à ce titre d'avoir le souci permanent de tirer le maximum d'information de chaque investigation; il est dommage ,par exemple d'entreprendre la réalisation d'un forage carotté coûteux, alors qu'un relevé minutieux d'un front de taille existant et directement accessible peut donner éventuellement plus d'informations par rapport au problème posé;
- à la prise en compte de paramètres erronés dans le dépouillement ultérieur conduisant à des erreurs d'interprétation.

On observera par ailleurs que la banque de données ainsi constituée sera d'autant plus utilisable , notamment dans la comparaison relative des caractéristiques géotechniques de différents faciès , qu'elle aura été établie par la même équipe de géologues du début à la fin des reconnaissances; il est clair que le respect de cette règle de base dans le cadre du projet de Turkwel a contribué largement à la valorisation des informations géologiques collectées.

2.4 repérer dans l'espace et orienter si possible chaque observation géologique;

Dans le cas de l'aménagement de Turkwel, toutes les observations (profils de surface, relevé en galerie,...) et les investigations (sondages carottés, profils sismiques ...) ont été repérées par les topographes du site;

Par ailleurs ,la foliation et la linéation observées sur chacun des faciès identifiés sur le site ont permis d'orienter systématiquement tous les échantillons prélevés ou observés (en surface , en sondage et en galerie).

On ne peut qu'insister sur l'intérêt que représente ,pour les travaux souterrains, ce repérage des observations ,qui facilite les extrapolations entre surface et profondeur.

Par ailleurs dans un massif rocheux fracturé, l'orientation systématique des observations liées à la fracturation ,y compris sur les carottes prélevées en sondage, constitue un atout précieux dans l'étude de stabilité des ouvrages souterrains.

3 L'INTERPRETATION DES DONNEES

La présentation homogène et cohérente de toutes les observations géologiques de nature différente (profils de surface, logs de sondages carottés, relevés en galerie,...) conformément aux recommandations du paragraphe 2, facilite grandement le travail d'interprétation du géologue et lui permet de disposer d'une base de données cohérentes auquel il pourra faire référence à tout moment en fonction des questions posées.

A chaque stade du projet et pour une question donnée, le géologue doit s'astreindre par ailleurs à assortir sa réponse d'une note écrite et de dessins précisant clairement:

- les observations et données brutes utilisées;
- les hypothèses prises en compte, si une interprétation de ces données brutes est nécessaire.

Il est en effet fondamental de toujours bien distinguer à chaque stade de l'étude et notamment dans les rapports intermédiaires destinés au concepteur, les faits réellement observés et les faits interprétés. Sans cette dernière précaution, cette synthèse géotechnique peut devenir, dans les mains du concepteur ou du constructeur, un mauvais outil, donc un outil dangereux.

4. LA PRESENTATION ET LA DIFFUSION DE L'INFORMATION

La bonne compréhension géologique d'un site n'est utile que si le géologue sait la transmettre et il convient d'accorder une attention particulière à la présentation des résultats à chaque stade des reconnaissances géotechniques. Les parties III chapitre 2 et IV chapitre 1 présentent à titre d'exemple des options possibles pour présenter les caractéristiques géotechniques de chacun des ouvrages, respectivement à l'issue de l'A.P.D. et au stade des études d'exécution. On notera en particulier, à la lecture de ce mémoire, l'évolution de la précision des planches de synthèse géologique, au fur et à mesure du déroulement du projet, à l'image de la conception des ouvrages de plus en plus détaillée.

Enfin, pour une meilleure compréhension mutuelle entre les différents acteurs d'un grand projet, et si le géologue est en droit de demander à l'ingénieur de projet de connaître certaines bases de géologie et de géotechnique, il est clair qu'il lui appartient impérativement d'acquiescer en retour certaines bases en matière de dimensionnement d'ouvrage et de calcul de structure; à défaut, chaque partenaire restera cloisonné dans sa discipline au détriment de la qualité du projet.

5. RECHERCHE D'UNE SOLUTION ECONOMIQUE ET ASSURANCE QUALITE

Il est exceptionnel que, dans le cadre de grands projets d'aménagements, la solution retenue initialement soit la même que celle réalisée effectivement.

Dans la partie IV nous avons montré comment le projet initial de l'aménagement souterrain a été ainsi adapté (revêtements des voûtes des grandes cavernes, géométrie des ouvrages de tête,...) en cours d'exécution pour obéir aux contraintes économiques et aux données nouvelles fournies par la progression des travaux.

L'aménagement final sera d'autant mieux défini que les acteurs se seront donnés les moyens techniques de répondre aux problèmes posés par une banque de données géologiques et géotechniques en permanence remise à jour et fiable et qu'ils sauront les mettre au service d'une adaptation du projet à la réalité des travaux.

Dans un contexte très concurrentiel , la réussite d'un projet réside également dans son aspect économique, aussi la maîtrise des délais d'exécution et du coût des travaux est un élément capital du succès. Tout l'art de cette recherche de l'optimum consiste à trouver l'équilibre entre une solution économique et une qualité satisfaisante.

Dans le projet de Turkwel, les conditions politico-économiques étaient rassemblées pour contraindre l'Ingénieur et l'Entrepreneur à trouver un bon compromis.

La recherche de la solution économique demande à l'Ingénieur une souplesse dans l'appréhension des modifications qui souvent paraît difficile à intégrer dans le respect rigoureux des termes d'un contrat. C'est dans ce cadre que l'ingénieur géologue, en étroite collaboration avec le concepteur, peut intervenir de façon déterminante pour la recherche d'une solution qui, tout en facilitant la mise en oeuvre et en diminuant les volumes de travaux , permet d'assurer une qualité optimale.

En effet , comme nous l'avons vu dans la partie IV, par sa connaissance du milieu et une vision synthétique du site, il peut parfois faire ressortir des précautions superflues et promouvoir une répartition des travaux mieux adaptée aux caractéristiques du site.

Cette démarche conduit à l'évidence à promouvoir des choix de conception et des procédures de mise en oeuvre originales qui sont l'expression de la maîtrise de l'Art et les armes de la compétitivité.

* *

*

Nous concluerons cet ouvrage en insistant sur l'esprit d'équipe qui a animé tous les intervenants sur le chantier de Turkwel (géologues, ingénieurs génie civil, experts, projeteurs..) , notamment au cours des reconnaissances réalisées aux diverses phases-clé du projet et qui fut pour beaucoup dans sa réussite . P.LONDE (1977) résume parfaitement dans le propos énoncé ci-après l'enjeu de cette solidarité et d'une concertation permanente pour une bonne utilisation des connaissances géologiques acquises dans la conception d'un projet:

" Une erreur commune est de laisser le géologue travailler seul. Il est alors tenté de fournir , selon son tempérament, soit un modèle d'apparence sûre et entièrement défini où les hypothèses de travail sont dangereusement masquées par des coupes convaincantes, soit à l'inverse un rapport trop chargé de mise en garde contre le pire et qui , de ce fait, n'est plus utilisable. La vérité d'une étude géologique exploitable est entre ces deux extrêmes . Et pour y arriver, il n'y a qu'une méthode: la concertation, tout au long de la reconnaissance, entre le géologue et le concepteur . Alors les propriétés géotechniques significatives pour l'ouvrage seront mises en lumière plus vite, les incertitudes du modèle géologique seront délimitées, la part de risque irréductible sera connue et dans l'ensemble les aléas du projet seront réduits. C'est à dire que le projet sera meilleur " .

BIBLIOGRAPHIE

DOCUMENTS CITES DANS LE TEXTE

ANTOINE P.,GIRAUD A.,HUBER R.,LAVEDAN G.,MOULLARD P.Y. (1990) - The Turkwel hydropower project near the kenyan Rift Valley (East Africa) - Engineering geol.28.

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAINS (1982) - Description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains,G.T. n°1.

BENETEAU C.(1988) - L'aménagement hydroélectrique de Turkwel (Kenya)-Travaux n°637.

BIENIAWSKI E.I. (1974) - Geomechanics.Classification of rock masses and its application in tunnelling.Proc.32nd Cong.Soc.Rock mech.Denver 2 Part A,pp. 27-32.

BOUVARD A. (1980) - Transient leakage flow through the ground surrounding a pressure tunnel ; Houille Blanche .

BOUVARD-LECOANET A.,COLOMBET.G,ESTEULLE F.(1988)-Ouvrages souterrains,conception,réalisation ,entretien.Presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées,Paris.

CORPS OF ENGINEERS,DEPARTMENT OF THE ARMY, OFFICE OF THE CHIEF OF ENGINEERS. (Septembre 1978) - Engineering and Design - Tunnels and Shafts in Rock,pp.395.

DEERE D.U.,MILLER R.P. (1966) - Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock,Technical Report n°AFNL-TR-65-116,Air Force Weapons Laboratory,New Mexico.

LOUIS C. (1974) - Reconnaissance des massifs rocheux par sondages et classifications géotechniques des roches. Annales ITBTP n°319,pp 97-122.

STAGG AND ZIENKIEWICZ (1975) - Rock Mechanics in Engineering Practice ; John Wiley and Sons , London .

SZECHY K. (1970) - Traité de construction des tunnels ; Dunod , Paris .

TERZAGHI K. (1946) - Rock defects and Load on Tunnel Supports.Rock Tunnelling with Steel Supports.Editors R.V.Proctor and T.White,published by Commercial Shearing and Stamping Co, Youngstown,pp.15-99.

DOCUMENTS CONSULTÉS

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAINS (1982) - Choix d'un type de revêtement des souterrains,méthodes usuelles de calcul de revêtements des souterrains,emploi des cintres dans la construction des ouvrages souterrains,G.T. n°7.

ASSOCIATION FRANCAISE DES TRAVAUX EN SOUTERRAINS (1983) - Etude des effets de l'explosif,les appareils de mesure de vibration,tendance et évolution,les explosifs à l'usage des mines,travaux publics et carrières ,commercialisés en France,G.T. n°3.

ANTOINE P.,MEUNIER J-P,STERNBERG J.,VERDIER J. (1973) - Géologie des barrages de faible hauteur et de leur retenue. Annales de l'Institut du bâtiment et des travaux publics;.série:Sols et Fondations,n°312.

ANTOINE P.,FABRE D. (1980) - Géologie appliquée au génie civil ; Masson ,pp 291.

ANTOINE P.,GIRAUD A. (1982) - Mise en évidence de structures tangentiellles en Arabie Séoudite et conséquences pour les caractéristiques géotechniques d'un site de barrage.Bull.Int.Assoc.Eng.Geol.,n°25,pp.25-31.

ARCHIMBAUD C.,RAT M. (1978) - Méthode de prospection des gisements rocheux .Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics,n°362.

ANTOINE P.,GIRAUD A.,LONDE P. (1990) - Apport de la geologie structurale à la caractérisation des fondations des grands ouvrages.Colloque " Les fondations des grands ouvrages ",mémoire n°157,364p,pp.9-16.

BARTON N.R.,LIEN R.,LUNDE J.(1974) - Engineering Classification of rock masses for the Design of Tunnel Support.Rock mechanics ,vol.6,n°4,pp 189-236.

BERNAIX J. (1967) - Moyens nouveaux d'études au laboratoire des propriétés mécaniques des roches. Annales de l'ITBTP,n°234.

BERTRAND L.,DURAND E,FEUGA B (1982) - Détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé ;aspects théoriques et pratiques.Revue française de géotechnique,n°20.

BOUSQUET J.C.,FAURE J.,FERRIEUX H.,PHILIP H. - L'analyse sismotectonique;approche du scientifique et de l'ingénieur.

BRETON J.P. (1982) - Orientation des carottes de sondages .BRGM.

COCHET P.,HUBER R.,LAVEDAN G.,MOULLARD P.Y. (1990) - Fondations des appuis du barrage voûte de Turkwel. Colloque " Les fondations des Grands ouvrages ",mémoire n°157,364p,pp.25-32.

COMITE FRANCAIS DE MECANIQUE DES ROCHES (1979) - Rôle de l'auscultation dans la conception et l'exécution des ouvrages souterrains;4ème Congrès Sté Int.Méca.des Roches,Montreux,vol.1,pp 773-786.

COMMISSION ON RECOMMENDATIONS ON SITE INVESTIGATION TECHNIQUES. (1975) - Recommendation on site investigation techniques. Internal society for rock mechanics. Final report.

CORDEL R.,COMES G., DUFFAUT P,VALANTIN A., CODER M.,PERAMI R. (1974) - La géotechnique et le creusement mécanisé des tunnels, expérience d'Echaillon. Annales de l'ITBTP,série:Travaux Publics,n°322.

COUTURIER B. (1987) - Les études géologiques dans les projets de barrages ; Thèse d'Etat.

FAIRHEAD J.D.,GIRDLER R.W. (1971) The seismicity of Africa . Geophys.J.R.Astr.Soc.,n°24,pp.271-301.

FRANKLIN J.A. (1974) - Diagramme permettant une analyse préliminaire de la stabilité d'une excavation souterraine en Géotechnique et creusement mécanisé des tunnels.Annales de l'I.T.B.T.P,n°322,Ser.T.P.167.

FRANKLIN J.A.,DUSSEAULT M. (1989) - Rock Engineering.

GIRAUD A. (1986) - Caractérisation géotechnique des massifs rocheux par étude structurale et essais in situ,applications aux sites de barrage.Grenoble,Thèse ,Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique,204p.

GIRAUD A,HUBER R.,THOUVENOT F. (1986) - Tectonic stress in the south-western Arabian Shield,Eng.Geol.,n°22,pp.247-255.

GOUIN P. (1979) - Eearthquake history of ethiopia and the horn of Africa.Int.Devpt.Research Centre,Ottawa,Canada.

GIGNOUX M. , BARBIER R. (1955) - Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques , Masson , pp 343 .

GOGUEL J. (1983) - Etude mécanique des déformations géologiques.Manuel et méthodes 6 , BRGM,pp.194.

GOODMAN R.E. (1970) - The deformability of joints ; determination of the in situ modulus of deformation of rock;ASTM STP 477 , American Society for Testing and Materials , Philadelphie .

HERAUD H,LIVET M. (1983) - Prise d'empreintes dans des forages : application à la reconnaissance des massifs rocheux.Paris,bulletin of the international association of engineering geology,n°26-27.

HOEK E,BRAY J.W,BOYD J.M. (1973) - The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. Q.JL.Engineering geology,vol.6.

HOEK E.,BROWN E.T. (1980) - Underground excavations in rock.Londres.Institution of Mining and Metallurgy.

HOEK E , BRAY J., (1981) - Rock slope engineering . Institution of Mining and Metallurgy - London pp.369 .

HOEK E. (1983) - Strength of jointed rock masses .Geotechnique 33 , n°3,187-223.

- LAKSHMANAN. (1984) - Méthodes et appareils de mesure des caractéristiques dynamiques des sols in-situ.Paris (Ecole des Ponts et Chaussées).
- LCPC,SETRA (1988) - Le déroctage à l'explosif dans les travaux routiers,guide technique.Bagneux,69p.
- LONDE P. (1965) - Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Annales des Ponts et Chaussées.
- LONDE P.,BERNAIX J (1969) - Le rôle des essais de mécanique des roches dans l'études des appuis de barrages.Annales de l'ITBTP.
- LONDE P., VIGIER G.,VORMERINGER R (1969) - Stability of rock slopes ,a three dimensionnal study.Journal of the Soil mechanics and foundations division.
- LONDE P. (1972) - The mechanics of rock slopes and foundations.Imperial College Rock mechanics research. Report n°17.
- LONDE P. (1979) - Le rôle des instruments de mesure dans les fondations des grands ouvrages.Annales de l'ITBTP,série : Sols et Fondations,n°376.
- LUGEON M. (1979) - Barrages et Géologie ; IV Congrès de Mécanique des Roches ; Montreux,Suisse ,pp. 172 .
- LYSMER J. ,SEED H.B. (1979) - Seismic aspect of geotechnical engineering ; Institut pour la promotion des Sciences de l'Ingénieur.
- MAGUIRE P.K.H.,LONG R.E. (1976) - The structure on the western flank of the Gregory Rift, Kenya,Geophys.J.R.Astr.Soc.,n°44,pp.661-675.
- MAZIER G, PFISTER P.,LOUIS C. (1974) - Méthodes de prélèvements des sols meubles;utilisation combinée du sondage et de l'essai de pénétration dynamique pour la reconnaissance des sols; reconnaissance par sondages dans les roches.Annales de l'ITBTP, série : Sols et Fondations,n°319.
- McCALL,G.J.H. (1964) - Geology of the Sekerr Area ,Ministry of Natural Resources,Geological survey of Kenya.
- MULLER C. (1962) - Der Felsbau ; Enke Ed , Vienne .
- PANET M. (1974) - La stabilité des ouvrages souterrains - Soutènements et revêtements. Rapport de recherche n°28,LCPC.
- PANET M.,FOURMAINTRAUX D. et al (1976) - La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil,ENPC.
- PARATE N.S. (1969) - Critère de rupture des roches fragiles.Annales de l'ITBTP.
- PHILLIPS F.C. (1971) - The use of stereographic projection in structural geology ; Arnold ; pp. 90 .
- PUECH J.P. (1973) - Fracturation de massifs rocheux sur un site de barrage et une tranchée d'autoroute.Annales de l'ITBTP,série Sols et Fondations,n°301.
- RAT M.,ARCHIMBAUD C. (1978) - Méthode de prospection des gisements rocheux. Annales de l'ITBTP.

SCHNEIDER B (1967) - Contribution à l'étude des massifs de fondations des barrages. Thèse Univ.Grenoble.

SCHNEIDER B. (1979) - Reconnaissance des massifs rocheux par la petite sismique .Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur,n°20.

SELMER-OLSEN R.,BLINDHEIM O.T. (1968)- Résistance des roches au forage par percussion.Belgrade,proceedings 2nd congress International society,rock mechanics.

TELEMAC (1987)- Projet d'aménagement hydraulique d'Orlu(Ariège),galerie de reconnaissance géotechnique et géologique,mesures des contraintes par la méthode du vérin plat.Asnières, compte- rendu d'essais.

VIALON P. , RUHLAND M. , GROLIER J. (1976) - Eléments de tectonique analytique .Edit. Masson,pp.115.

DOCUMENTS INTERNES

C.P.G.F. (Mai 1987) - Seismic and tomography survey on Turkwel site .

C.P.G.F. (Mai 1987) - Dilatometer testing in the investigation galleries .

FROSSARD E., PATTOU A. (1987) - Turkwel gorge multipurpose project,dam hydropower plant,transmission line.Part 2 Final design.Volume 2-4 Dam . Section 2-4-3 Stability of abutment.

FROSSARD E., BAGNERES B.,(1990) - Turkwel gorge multipurpose project , dam hydropower plant , transmission line.Part 2 Final design . Volume 2-4 Dam and after bay dam . Section 2-4-13 Right bank and Thrust block stability (340533R18).

INSTITUT DE RECHERCHE INTERDISCIPLINAIRES EN GEOLOGIE ET MECANIQUE
(Avril 1987) - Essais mécaniques sur roches - Barrage de Turkwel.

INSTITUT DOLOMIEU - GEOLOGIE ET MINERALOGIE (Octobre 1986) - Analyse pétrographique de 18 échantillons de roche de Turkwel.

LABORATOIRE D'ETUDE ET DE RECHERCHES SUR LES MATERIAUX (Juillet 1988) - Examen minéralogique de roches.

HUBER R.,LAVEDAN G.,MOULLARD P.Y. (1987) - Turkwel gorge multipurpose project .Dam-Hydropower plant - Transmission line . Final design report . Geology and geotechnics. Grenoble.Société Grenobloise d'Etudes et d'Applications Hydrauliques.

LAVEDAN G.,MOULLARD P.Y. (1989) - Turkwel gorge multipurpose project ; dam hydro-power plant - transmission line.Abutment strengthening report.pp57.

MILLON E. (1986) - Rapport de stage de fin d'étude - Classification géotechnique des différents faciès du site de Turkwel.

SOCIETE GRENOBLOISE D'ETUDES ET D'APPLICATIONS HYDRAULIQUES ,Département barrages et aménagements hydro-électriques (Mars 1987) - Turkwel gorge Multipurpose project ; Seismicity ;Section 1-3-5.

TABLE DES MATIERES

S O M M A I R E

AMENAGEMENT HYDRO-ELECTRIQUE DE TURKWEL
EN BORDURE DU RIFT (KENYA)
CONTRIBUTION DU GENIE GEOLOGIQUE A LA CONCEPTION
ET AUX TRAVAUX DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN

	Page
.....	
<u>INTRODUCTION</u>	1
<u>PARTIE I</u> - DESCRIPTION DU PROJET D'AMENAGEMENT ORGANISATION DE L'INGENIEUR CONSEIL LORS DES ETUDES ET DES TRAVAUX	3
- <u>CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DU PROJET D'AMENAGEMENT</u>	4
- <u>CHAPITRE 2 : ORGANISATION DE L'INGENIEUR CONSEIL LORS DES ETUDES ET DES TRAVAUX</u>	7
1 - ORGANISATION GENERALE	7
1. 1 - Avant les travaux	7
1. 2 - Pendant les travaux	8
2 - ORGANISATION DES EQUIPES CHARGEES DES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES, GEOTECHNIQUES ET DU SUIVI DES TRAVAUX	9
2. 1 - Reconnaissances lors de l'avant-projet sommaire	9
2. 2 - Reconnaissances lors de l'avant-projet détaillé	10
<u>PARTIE II</u> : PRESENTATION DU CADRE DU PROJET	12
- <u>CHAPITRE 1 : CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL</u>	13
1 - GEOMORPHOLOGIE REGIONALE	13
2 - FORMATIONS LITHOLOGIQUES	14
2. 1 - Les formations métamorphiques précambriennes.	14
2. 2 - Les formations volcaniques tertiaires.	16
2. 3 - Les formations de couverture	16
3 - STRUCTURE GEOLOGIQUE REGIONALE	16
4 - SYNTHESE	20

- CHAPITRE 2 : LES RECONNAISSANCES D'AVANT-PROJET	
<u>SOMMAIRE DES OUVRAGES SOUTERRAINS</u>	21
1 - RAPPEL DES OBJECTIFS DES RECONNAISSANCES	21
2 - LES RECONNAISSANCES REALISEES AU DROIT	22
DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN	
2. 1 - Les sondages carottés et	22
essais d'eau	22
2. 2 - La sismique réfraction	22
2. 3 - Essais en laboratoire	22
3 - SYNTHESE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	23
3. 1 - Lithologie et minéralogie	23
3. 2 - Propriétés physiques et mécaniques	23
3. 3 - La fracturation	24
3. 4 - La perméabilité	26
3. 5 - La sismicité	27
4 - SYNTHESE ET CONCLUSION	30
4. 1 - Les certitudes	30
4. 2 - Les incertitudes	30
4. 3 - L'intérêt pour les concepteurs	30
<u>PARTIE III - LES ETUDES GEOTECHNIQUES DETAILLEES</u>	
<u>DES OUVRAGES SOUTERRAINS</u>	31
- CHAPITRE 1 - OBJECTIFS ET METHODOLOGIE	32
1 - LES OBJECTIFS RECHERCHES	32
2 - APPROCHE METHODOLOGIQUE GLOBALE	33
- CHAPITRE 2 - LES ETUDES GEOTECHNIQUES	
<u>D'AVANT-PROJET DETAILLE</u>	34
1 - L'ACQUISITION ET LE TRAITEMENT DES DONNEES	34
1. 1 - Les observations de surface :	
cartographie géologique -	
Analyse structurale -	
Méthodologie et application	
- <u>Phase 1</u>	34
1. 2 - Les investigations à partir	
de la surface - <u>Phase 2</u>	36
2 - SYNTHESE ET INTERPRETATION A L'ECHELLE	
DE L'AMENAGEMENT - <u>PHASE 3 a</u>	41
2. 1 - Lithologie et minéralogie	41
2. 2 - Fracturation	41

2. 3 -	Reconstitution de l'histoire géologique du massif rocheux	46
2. 4 -	Caractéristiques géotechniques - Classification	46
3 -	SYNTHESE DES OBDERVATIONS & DES INVESTIGATIONS A L'ECHELLE DES OUVRAGES - PHASE 3 b	52
3. 1 -	La prise d'eau	52
3. 2 -	Tunnel d'amenée	55
3. 3 -	La cheminée d'équilibre amont	62
3. 4 -	La chambre de la vanne papillon	66
3. 5 -	La conduite forcée	68
3. 6 -	La centrale	70
3. 7 -	Chambre d'équilibre aval	73
3. 8 -	Tunnel de fuite	73
4 -	SYNTHESE GENERALE DES ETUDES D'AVANT-PROJET DETAILLE	79
-	<u>CHAPITRE 3 - LES ETUDES GEOTECHNIQUES EN COURS DE TRAVAUX - PHASES 4 et 5</u>	80
1 -	LA RECONNAISSANCE DES CAVERNES SOUTERRAINES	80
1. 1 -	L'acquisition des données avant excavations à grande échelle	80
1. 2 -	Levé géologique en cours et après excavation	94
1. 3 -	Le suivi et l'interprétation de l'auscultation	96
1. 4 -	La corrélation avec les études avant travaux - Synthèse	97
2 -	LA RECONNAISSANCE DES TUNNELS ET DES CHAMBRES ANNEXES	97
2. 1 -	Levé géologique en cours et après excavation	97
2. 2 -	La corrélation avec les études avant travaux ; synthèse.....	99
<u>PARTIE I V :</u>	UTILISATION DES ETUDES GEOTECHNIQUES DANS LA REALISATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS - LE BILAN	101
-	<u>CHAPITRE I - LA CONCEPTION ASSISTEE PAR LA GEOLOGIE</u>	102
1 -	INTRODUCTION	102
2 -	RAPPEL DES PRINCIPAUX CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS DE TURKWEL ET DES PRINCIPAUX CHOIX DE CONCEPTION	104
2. 1 -	Le mode de représentation adopté	104

2. 2 -	Les choix de conception adoptés ouvrage par ouvrage	107
-	<u>CHAPITRE 2 - LES TRAVAUX ASSISTES PAR LA GEOLOGIE</u>	121
1 -	INTRODUCTION	121
2 -	DEFINITION DES METHODES DE TERRASSEMENTS ET DES PLANS DE TIR	121
2. 1 -	Suivi et controle des travaux à l'explosif	
2. 2 -	Terrassement des ouvrages de surface - Exemple de la prise d'eau	123
2. 3 -	Terrassement des ouvrages souterrains	126
3 -	DEFINITION DES SOUTENEMENTS PROVISOIRES	133
<u>PARTIE V :</u>	SYNTHESE GENERALE - RECOMMANDATIONS POUR UNE MEILLEURE UTILISATION DE LA GEOLOGIE DANS LA CONCEPTION ET LA REALISATION D'UN AMENAGEMENT SOUTERRAIN	135
-	<u>CHAPITRE 1 - BILAN GENERAL DE LA CONTRIBUTION DES ETUDES ET DU SUIVI GEOTECHNIQUE A LA REALISATION DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN DE TURKWEL</u>	136
-	<u>CHAPITRE 2 - RECOMMANDATIONS POUR UNE MEILLEURE UTILISATION DE LA GEOLOGIE DANS LA CONCEPTION ET LA REALISATION D'UN AMENAGEMENT SOUTERRAIN</u>	137
1 -	DEFINITION DU CAHIER DES CHARGES DU GEOLOGUE	137
2 -	L'ACQUISITION ET LE DEPOUILLEMENT DES DONNEES GEOLOGIQUES	139
3 -	L'INTERPRETATION DES DONNEES	141
4 -	LA PRESENTATION ET LA DIFFUSION DE L'INFORMATION	141
5 -	RECHERCHE D'UNE SOLUTION ECONOMIQUE ET ASSURANCE QUALITE	141

<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	143
DOCUMENTS CITES DANS LE TEXTE	144
DOCUMENTS CONSULTES	145
DOCUMENTS INTERNES	149
<u>TABLE DES MATIERES</u>	150
ANNEXE 1 : ETUDE PETROGRAPHIQUE DES FORMATIONS METAMORPHIQUES PRECAMBRIENNES ET DE L'ORTHOGNEISS	163
ANNEXE 2 : RELEVES GEOLOGIQUES DANS LA GALERIE D'ACCES A LA CENTRALE	167

- o O o -

LISTE DES FIGURES

	Page
<u>PARTIE I : DESCRIPTION DU PROJET D'AMENAGEMENT ; ORGANISATION DE L'INGENIEUR CONSEIL LORS DES ETUDES ET DES TRAVAUX</u>	
<u>CHAPITRE I - DESCRIPTION DU PROJET D'AMENAGEMENT</u>	
Figure I.1.1:	Retenue et agencement de l'aménagement de Turkwel. 4
Figure I.1.2:	Le projet d'aménagement dans son cadre géologique. 6
<u>PARTIE II : PRESENTATION DU CADRE DU PROJET</u>	
<u>CHAPITRE I - CADRE GEOLOGIQUE REGIONAL</u>	
Figure II.1.1:	Coupe schématique de la géomorphologie et de la géologie du bassin versant. 13
Figure II.1.2:	Carte géologique régionale. 15
Figure II.1.3:	Structure pseudo-anticlinale du pluton d'orthogneiss de Turkwel. 17
Figure II.1.4:	Structure du rift dans la région du lac Turkana. 18
Figure II.1.5:	Représentation schématique de l'effondrement du rift par une succession de cisaillements dans des formations de moindre résistance. 19
<u>CHAPITRE 2 - LES ETUDES D'AVANT PROJET SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN</u>	
Figure II.2.1:	Site de l'aménagement souterrain; Implantation des sondages carottés et des profils sismiques; résultats de la sismique réfraction. 22 - 23
Figure II.2.2:	Représentation stéréographique des groupes de fractures identifiés sur le site. (projection sur l'hémisphère supérieur). 24
Figure II.2.3:	Fracturation et perméabilité. 27
Figure II.2.4:	Séismicité; distribution des épicesentres de séismes au Kenya 28
<u>PARTIE III : LES ETUDES GEOTECHNIQUES DETAILLEES DES OUVRAGES SOUTERRAINS</u>	
<u>CHAPITRE II - LES ETUDES GEOTECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLE</u>	
Figure III.2.1:	Distribution statistique du pendage des plans de foliation en fonction de l'altitude. 35
Figure III.2.2:	Coupe géologique du secteur aval. 36 - 37

Figure III.2.3:	Fiche géotechnique du gneiss leptynique.	36 - 37
Figure III.2.4:	Corrélation entre essais sur site et essais en laboratoire.	40
Figure III.2.5:	Représentation stéréographique des familles de discontinuités identifiées dans les séries métamorphiques. (hémisphère supérieur).....	42
Figure III.2.6:	Modèle tectonique associé aux discontinuités dominantes identifiées dans les séries métamorphiques.	43
Figure III.2.7:	Distribution des poles des plans de foliation des séries métamorphiques au voisinage de l'orthogneiss. (hémisphère supérieur).	44
Figure III.2.8:	Classification de Miller et Deere; distribution des échantillons testés; comparaison aux caractéristiques de roches similaires.	47
Figure III.2.9:	Diagramme de classification des roches pour l'abattage en souterrain (d'après C.Louis);application aux séries métamorphiques de Turkwel.	50
Figure III.2.10:	Prise d'eau;synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	52 - 53
Figure III.2.11:	Prise d'eau;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).	53
Figure III.2.12:	Prise d'eau;répartition des familles de discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH25.	54
Figure III.2.13:	Tunnel d'amenée ;synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	55 - 56
Figure III.2.14:	Tunnel d'amenée;Pk 0,0 - PK 0,950; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).	57
Figure III.2.15:	Tunnel d'amenée;répartition des discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH21.	59
Figure III.2.16:	Tunnel d'amenée;PK 0,950-PK 1,890; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).	60
Figure III.2.17:	Tunnel d'amenée;PK 1,890 - PK 2,815; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur)	61
Figure III.2.18:	Cheminée d'équilibre amont ; synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	62 - 63
Figure III.2.19:	Cheminée d'équilibre amont ; répartition des discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH23.	64
Figure III.2.20:	Cheminée d'équilibre amont ; représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur)	65

Figure III.2.21:	Chambre de la vanne papillon ; synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	66 - 67
Figure III.2.22:	Chambre de la vanne ;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).	67
Figure III.2.23:	Conduite forcée;synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	68 - 69
Figure III.2.24:	Conduite forcée;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités. (hémisphère supérieur).....	69
Figure III.2.25:	Centrale ;synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	70 - 71
Figure III.2.26:	Centrale;répartition des discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH24.	71 - 72
Figure III.2.27:	Centrale ;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités identifiées dans le forage BH24. (hémisphère supérieur).	72
Figure III.2.28:	Tunnel de fuite ;synthèse géologique au stade de l'A.P.D.	74 - 75
Figure III.2.29:	Tunnel de fuite;répartition des discontinuités en fonction de la profondeur dans le forage BH27.	75
Figure III.2.30:	Tunnel de fuite ;représentation stéréographique des principales familles de discontinuités.(hémisphère supérieur).	76

CHAPITRE III - LES ETUDES GEOTECHNIQUES EN COURS DE TRAVAUX
(PHASES IV et V)

Figure III.3.1:	Réseau des galeries excavées au moment des investigations in situ de la centrale.	81
Figure III.3.2:	Galeries de reconnaissances dans la centrale souterraine.	81
Figure III.3.3:	Relevé géologique de la galerie de reconnaissance LL'dans l'enceinte de la centrale.	83
Figure III.3.4:	Relevé géologique de la galerie de jonction J3 vers la cheminée d'équilibre aval.	83
Figure III.3.5:	Relevé géologique de la galerie de jonction J2 reliant la galerie d'accès à la centrale à la base de la conduite forcée.	84
Figure III.3.6:	Implantation des tomographies et des profils microsismiques dans l'enceinte de la centrale ; vue en plan au niveau 775,50.	85
Figure III.3.7:	Tomographie entre galerie LL' et VV' (centrale souterraine); mesures des ondes de compression P.	86
Figure III.3.8:	Tomographie entre galerie LL' et VV' (centrale souterraine); mesures des ondes de cisaillement S.	86

Figure III.3.9:	anisotropie des vitesses des ondes de compression et des ondes de cisaillement.	87
Figure III.3.10:	Tomographie entre galerie LL' et VV' (centrale souterraine); module d'élasticité E (MPa).	87
Figure III.3.11:	Tomographie entre galerie LL' et VV' (centrale souterraine); module de déformation G (MPa).	88
Figure III.3.12:	Tomographie entre galerie LL' et VV' (centrale souterraine); coefficient de Poisson.	88
Figure III.3.13:	Implantation des essais au vérin plat.	90
Figure III.3.14:	Courbe type d'essai au vérin plat.	91
Figure III.3.15:	Détermination des contraintes initiales verticales et horizontales.	93
Figure III.3.16:	Relevé géologique de la vôte de la centrale.	94
Figure III.3.17:	Relevé géologique des parements de la centrale.	95
Figure III.3.18:	Relevé géologique de la vôte de la cheminée d'équilibre aval.	95
Figure III.3.19:	Déformations mesurées sur l'extensomètre EG1/3.	96
Figure III.3.20:	Relevé géologique dans le tunnel de fuite entre PK 0,840 et PK 0,960.	98

PARTIE IV : UTILISATION DES ETUDES GEOTECHNIQUES DANS LA REALISATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS.LE BILAN.

CHAPITRE I - LA CONCEPTION ASSISTEE PAR LA GEOLOGIE

Figure IV.1.1:	Zone décomprimée au dessus d'une cavité (d'après K.TERZAGHI).	106
Figure IV.1.2:	Relation entre le module de déformation in situ et la classification d'une roche d'après Biéniawski.	109
Figure IV.1.3:	Relevé géologique de la vôte de la chambre de la vanne papillon.	112
Figure IV.1.4:	Soutènement de la poutre du palan de la chambre de la vanne.	114

CHAPITRE II - LES TRAVAUX ASSISTES PAR LA GEOLOGIE

Figure IV.2.1:	Plan de tir type adopté pour l'excavation de la prise d'eau.	124
Figure IV.2.2:	Prise d'eau;schéma de chargement type des trous de mines.	125
Figure IV.2.3:	Tunnel d'amenée et tunnel de fuite; plan de tir type.	128
Figure IV.2.4:	Conduite forcée ; plan de tir type.	128
Figure IV.2.5:	Centrale souterraine ;plan de tir type d'abattage.	132
Figure IV.2.6:	Centrale souterraine ; schéma de chargement type des trous de mines	132

LISTE DES PLANCHES

	Page
<u>PARTIE III : LES ETUDES GEOTECHNIQUES DETAILLEES DES OUVRAGES SOUTERRAINS</u>	
<u>CHAPITRE II - LES ETUDES GEOTECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLE</u>	
PLANCHE II.2.1 : Extrait du Log du forage BH24 au droit de la centrale souterraine.	39
<u>PARTIE IV : UTILISATION DES ETUDES GEOTECHNIQUES DANS LA REALISATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS.LE BILAN.</u>	
<u>CHAPITRE I LA CONCEPTION ASSISTEE PAR LA GEOLOGIE</u>	
PLANCHE IV.1.1.: Prise d'eau;critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	107 - 108
PLANCHE IV.1.2.: Tunnel d'amenée;critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	109 - 110
PLANCHE IV.1.3.: Cheminée d'équilibre amont;critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	110 - 111
PLANCHE IV.1.4.: AditY;critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	110 - 111
PLANCHE IV.1.5.: Chambre de la vanne papillon ; critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	111 - 112
PLANCHE IV.1.6.: Conduite forcée;critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	114 - 115
PLANCHE IV.1.7.: Centrale et cheminée d'équilibre aval; critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	116 - 117
PLANCHE IV.1.8.: Tunnel de fuite;critères de dimensionnement et principaux choix de conception.	118 - 119

LISTE DES TABLEAUX

	Page
<u>PARTIE II : PRESENTATION DU CADRE DU PROJET</u>	
<u>CHAPITRE II - LES ETUDES D'AVANT PROJET SOMMAIRE DE L'AMENAGEMENT SOUTERRAIN</u>	
Tableau II.2.1 :	
Etudes préliminaires et d'avant projet sommaire; caractéristiques physiques et mécaniques de l'orthogneiss.	23
Tableau II.2.2 :	
Etudes préliminaires et d'avant projet sommaire; caractéristiques physiques et mécaniques des séries métamorphiques	24
<u>PARTIE III : LES ETUDES GEOTECHNIQUES DETAILLEES DES OUVRAGES SOUTERRAINS</u>	
<u>CHAPITRE II - LES ETUDES GEOTECHNIQUES D'AVANT PROJET DETAILLE.</u>	
Tableau III.2.1.a:	
Caractéristiques physiques et mécaniques des faciès cartographiés.	40 - 41
Tableau III.2.1.b:	
Essais complémentaires réalisés à l'IRIGM sur le gneiss leptynique à amphiboles sur échantillons carottés (BH23 et BH24).	40 - 41
Tableau III.2.2 :	
Caractéristiques pétrographiques des principaux faciès rencontrés dans le secteur aval.	41 - 42
Tableau III.2.3 :	
Direction et pendage de la foliation des séries métamorphiques; secteur aval	45
Tableau III.2.4 :	
Comparaison des échantillons testés aux caractéristiques de roches similaires. (selon la classification de Miller et Deere et du L.C.P.C.)	47
Tableau III.2.5 :	
Caractéristiques mécaniques induites par la fracturation.....	48 - 49
Tableau III.2.6 :	
Méthode de Z.Bieniawski.	51
Tableau III.2.7 :	
Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH25.	53
Tableau III.2.8 :	
Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH21.	58
Tableau III.2.9 :	
Tunnel d'aménée; classification de Biéniawski	61 - 62
Tableau III.2.10 :	
Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH23.	63
Tableau III.2.11 :	
Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH24.	71
Tableau III.2.12 :	
Caractéristiques des familles de discontinuités du forage BH27.	75
Tableau III.2.13 :	
Tunnel de fuite; classification de Biéniawski.	77 - 78

CHAPITRE III : LES ETUDES GEOTECHNIQUES EN COURS DE TRAVAUX

Tableau III.3.1 : Récapitulatif des mesures au vérin plat.	91
--	----

**PARTIE IV : UTILISATION DES ETUDES GEOTECHNIQUES DANS LA REALISATION DES
OUVRAGES SOUTERRAINS.LE BILAN.****CHAPITRE I : LA CONCEPTION ASSISTEE PAR LA GEOLOGIE**

Tableau IV.1.1 : Hauteur de terrain décomprimé au dessus d'un tunnel;(d'après M.PROCTOR et K.TERZAGHI).	106
Tableau IV.1.2 : Chronologie des décisions concernant les principaux choix de conception de la centrale souterraine.	116 - 117

**PARTIE V : SYNTHESE GENERALE;RECOMMANDATIONS POUR UNE MEILLEURE
UTILISATION DE LA GEOLOGIE DANS LA CONCEPTION ET LA
REALISATION D'UN AMENAGEMENT SOUTERRAIN****CHAPITRE II - RECOMMANDATIONS POUR UNE MEILLEURE UTILISATION
DE LA GEOLOGIE DANS LA CONCEPTION ET LA REALISATION
D'UN AMENAGEMENT SOUTERRAIN**

Tableau V.2.1 : Objectifs et moyens d'une campagne de reconnaissance;(d'après F.Esteulle,G.Colombet, A.Bouvard-Lecoanet-1988)	138
---	-----

ANNEXE 1

**ETUDE PETROGRAPHIQUE DES FORMATIONS
METAMORPHIQUES PRECAMBRIENNES ET
DE L'ORTHOGNEISS.**

ETUDE PETROGRAPHIQUE DES FORMATIONS METAMORPHIQUES PRECAMBRIENNES ET
DE L'ORTHOGNEISS.

Les formations métamorphiques précambriennes sont des formations très variées d'origine volcano-sédimentaire, présentant tous les degrés de métamorphisme régional (Température de 400 à 600 °C et Pression de 300 à 900 MPa) : gneiss pélitiques de composition variée (à biotite, à biotite et muscovite ou à muscovite seule), amphibolites, leptynites, schistes variés.

L'étude pétrographique réalisée en cours de reconnaissance par le laboratoire de géologie et de minéralogie de l'Institut Dolomieu (octobre 1986) apporte un éclairage particulier sur la genèse de la série. Celle-ci est affectée d'un métamorphisme mésozonal intense "amphibolite faciès" sans trace de migmatisation ni de rétro-morphose importante.

Les amphiboles présentent des individus plus gros, trapus, chargés de gouttelettes de quartz et de granules d'oxydes de fer. La hornblende verte est présente sous forme d'individus granulés disposés selon des plans de schistosité ; elles matérialisent le plus souvent des linéations sur les plans et mettent ainsi en évidence l'allongement synmétamorphe.

Les grenats sont subautomorphes, poecilithiques, chargés en inclusions quartzieuses. Croissance cristalline et cisaillement synchrones amènent le développement d'inclusions sigmoïdes de quartz et de produits opaques (A) et des queues de cristallisation dissymétriques (B) (Fig. 1).

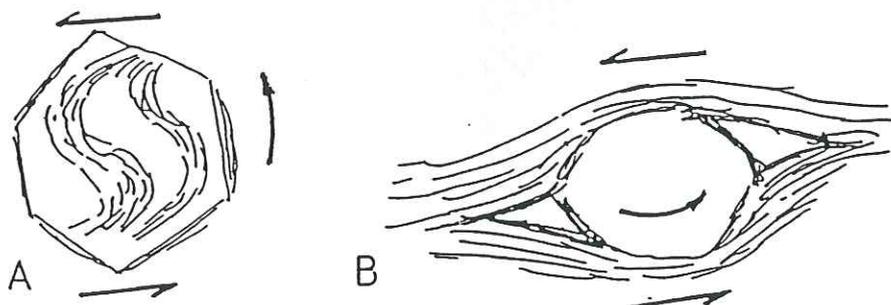


Fig. 1: Structure syncinématique des grenats.

C'est la croissance rapide syncinématique du grenat qui lui permet d'englober sur ses bordures des minéraux de l'ombre de pression (quartz) ou du graphite des lits micaschisteux et qui provoque l'apparition de deux spirales marginales.

La biotite et les amphiboles trémolitiques semblent en partie post-schistosité principale. La biotite croît alors en phase intergranulaire dans la matrice quartzofeldspathique.

Quartz et feldspath plagioclase forment dans tous les faciès une matrice isogranulaire à grains polygonaux. Les nombreux points triples (à 120°) sont caractéristiques des figures de recuit rencontrées dans des faciès granulites anhydres ou pauvres en fluides et dans des faciès repris thermiquement par un métamorphisme de contact. Aucune déformation cassante ou cisailante à froid n'apparaît.

L'histoire de cette série peut donc se résumer ainsi:

- paroxysme métamorphique accompagné de cisaillement et d'aplatissement : grenat, hornblende verte, biotite et schistosité S1.
- plis post-schisteux : trémolite, biotite, épidote, quartz en bande et schistosité de fracture fruste.

Ces formations constituent une énorme série isoclinale à foliation nord-sud pentée vers l'est de 40 à 60° représentant une ancienne schistosité reprise par une schistosité de fracture parallélisant la plupart des structures antérieures (Fig. 2).

Parallèlement à cette direction, il subsiste des reliques de plis très mal préservés dans lesquelles une linéation fruste, faite d'amas chloriteux +/- amphiboliques peut apparaître avec un pendage de 15° vers le sud.

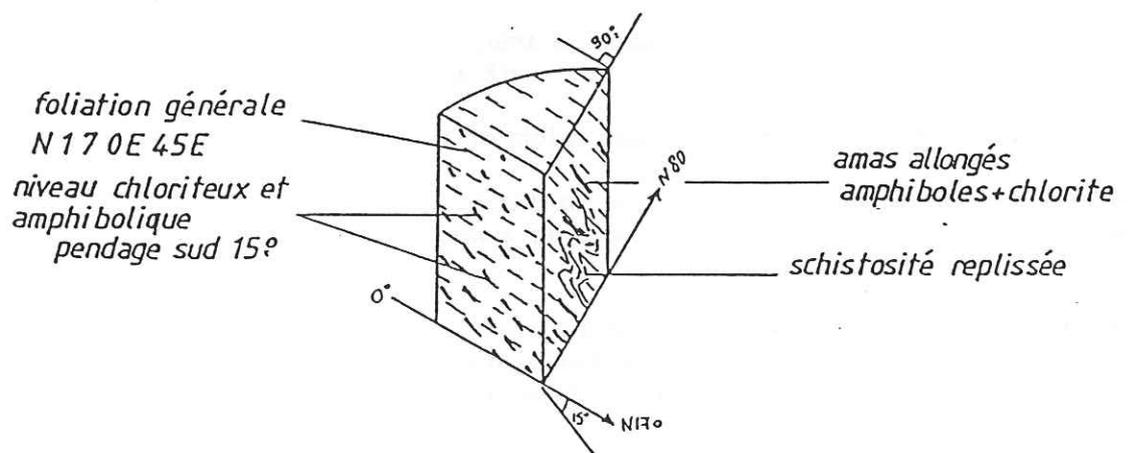


Fig. 2: Linéations et orientations minérales des séries métamorphiques.

D'anciens batholites granitiques affleurent, sous le faciès actuel d'orthogneiss, au sein des séries métamorphiques avec une structure lenticulaire d'axe nord-sud.

Du point de vue minéralogique on y trouve:

- de la biotite peu abondante, souvent associée au zircon et à l'allanite en cristaux subautomorphes zonés;
- de la muscovite, plus régulièrement présente, souvent en cristaux déchiquetés toujours en association avec les feldspaths potassiques non maclés;
- de petits grenats, peu abondants mais toujours présents;
- de la chlorite dans des faciès altérés;
- des plagioclases du type oligoclase, le plus souvent très altéré, avec une muscovitisation du coeur;
- des plagioclases albitiques, finement maclés, limpides, associés au microcline;
- des feldspaths potassiques mâclés Karlsbad;
- des microclines mâclés albite et péricline parfaitement limpides;
- du quartz, en cristaux de grande taille engrenés, constituant des bandes, seul ou avec les microclines dont l'association détermine la linéation voire le rubanement observé.

On peut y observer une linéation relativement constante marquée par des minéraux allongés (lépidoblastiques) suivant une direction nord-sud et inclinée de 10 à 20° vers le sud.

Cette structure apparaît également à l'examen pétrographique fait en cours d'étude sur les carottes où l'on constate (Fig. 3):

- dans le plan horizontal une linéation plus ou moins marquée orientée N 170 en général;
- dans le plan vertical orienté N 80 la structure est équante, mais laisse apparaître l'hétérogénéité de détail de l'orthogneiss: amas micacés, yeux de feldspath, pyrite en gros cristaux;
- dans le plan vertical N 170, la linéation fait place à un véritable rubanement mylonitique. Des niveaux quartzeux microplissotés et amincis aux extrémités montrent la déformation; parfois cette direction est reprise par de fins niveaux quartzomicacés.

L'allure générale montre donc un allongement intense de l'orthogneiss dans la direction N170 avec un plongement vers le sud de 10 à 30° environ.

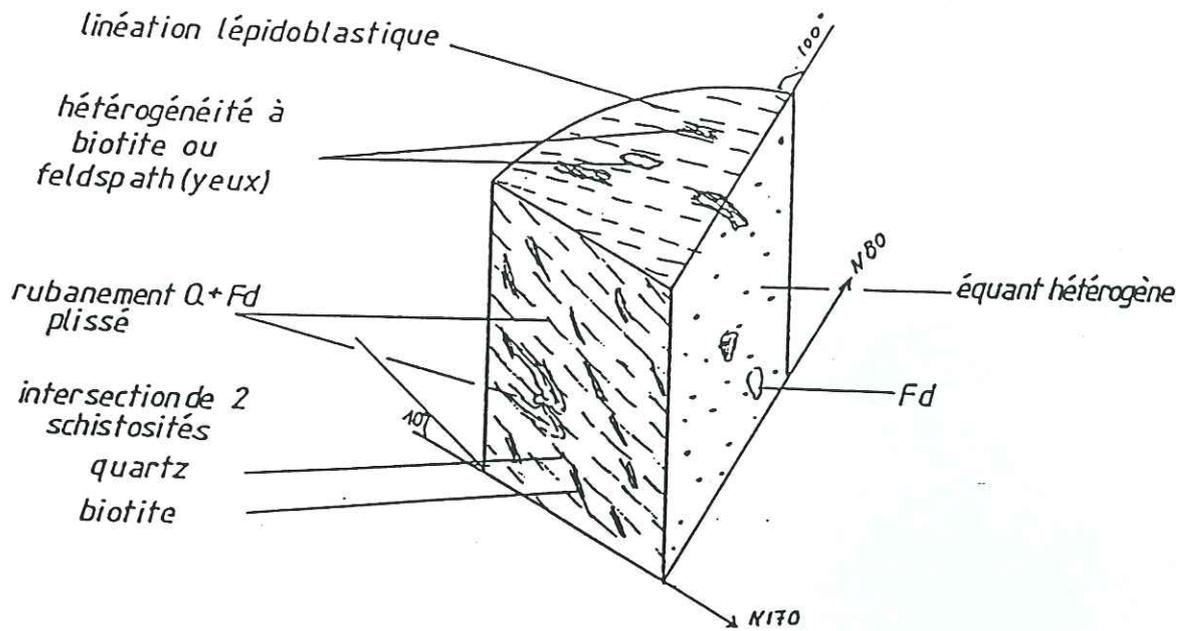


Fig. 3: Linéations et directions des minéraux de l'orthogneiss.

ANNEXE 2

RELEVES GEOLOGIQUES
DANS LA GALERIE D'ACCES
A LA CENTRALE

TURKWEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE

ISSUED BY :  SOGREAH
Consulting Engineers

DOC^t No. _____

DESIGNATION: ACCESS GALLERY

DATE: 24-08-87 SHEET ___/___

GEOLOGICAL SURVEY

* LEGEND

	Amphiboles.
	Leptynites.
	Quartz lens.
Q	Quartz.
A	Amphiboles.
xxxxx	Crushed zone.
	Shear zone.

* NOTA

- The chainage is defined along the slope of the gallery, from the reference point - 7 m.

Reference Point : X = 762 115, 00
Y = 211 911, 70

- Geological plotting
 - From 0 to 90 m : P.Y. NOUARD . Ph DUUVIER
 - From 90 m to 416 m : Ph DUUVIER.

ISSUED BY : **SOGREAH**
 Consulting Engineers

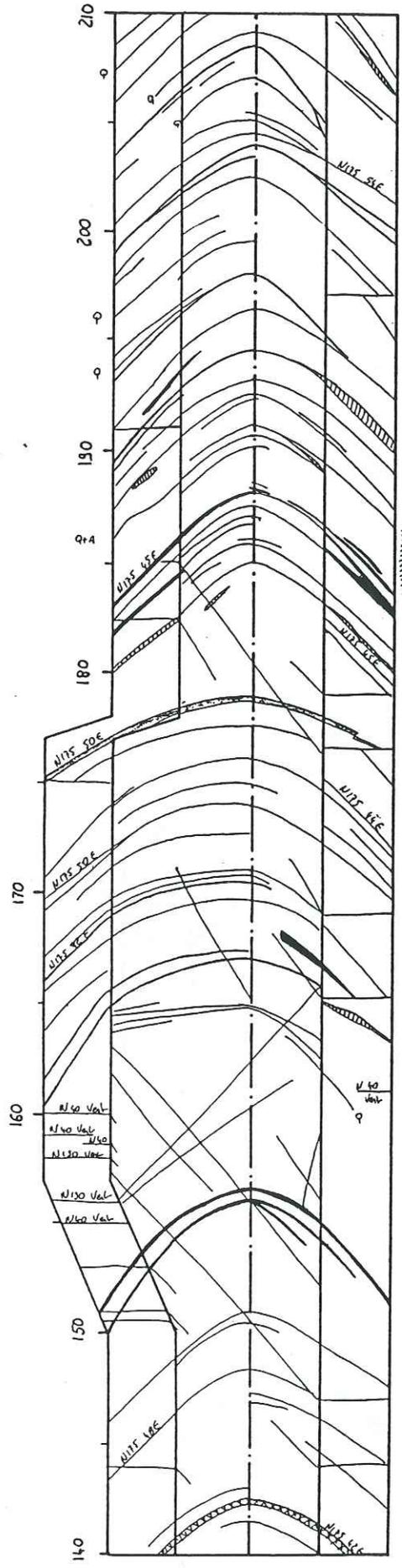
TURKVEL GORGE
 MULTIPURPOSE PROJECT
 CONSTRUCTION PHASE

DESIGNATION: **ACCESS GALLERY**

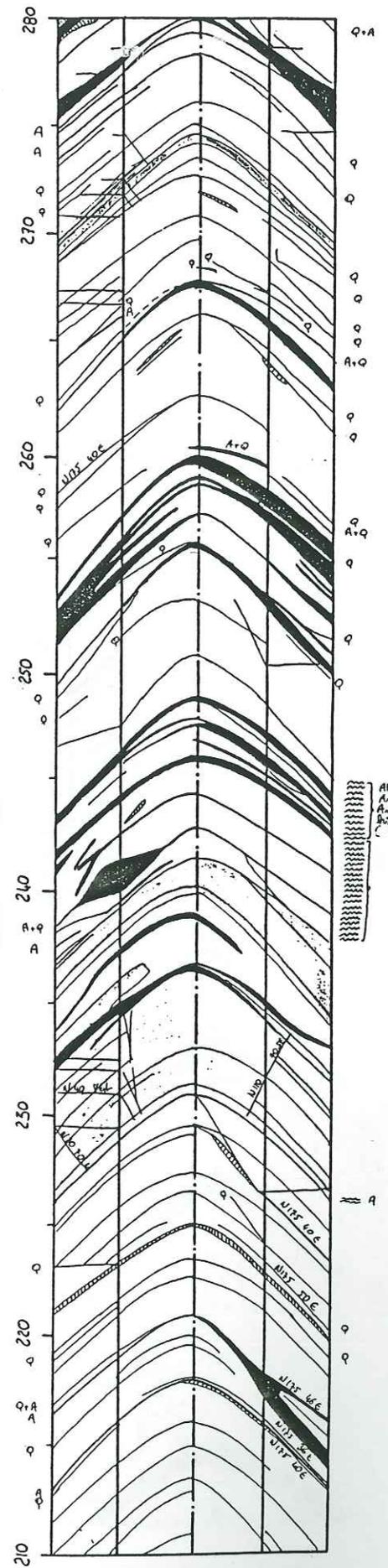
DOC' No. _____

DATE: _____

SHEET 2 / _____



Alteration of small
 layers (15cm) of
 Amphibolite Gneiss
 (high weathered)
 and Amphibolite
 (moderate weathered)
 with quartz lenses.



Alteration of
 Amphibolite Gneiss
 (high weathered)
 and Amphibolite
 (moderate weathered)
 with quartz lenses.

Shear zone

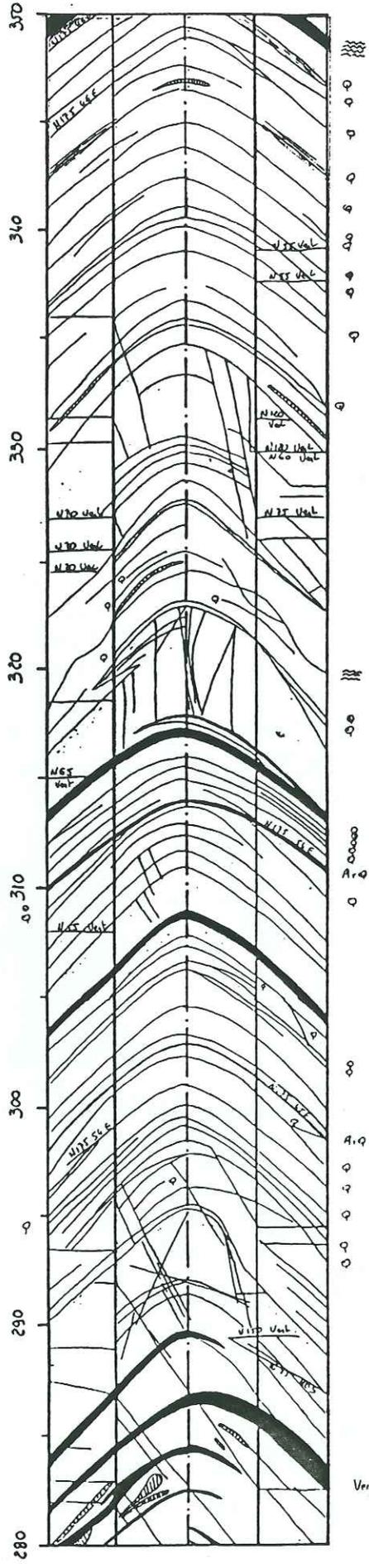
ISSUED BY : SOGREAH

DOC' N. 1

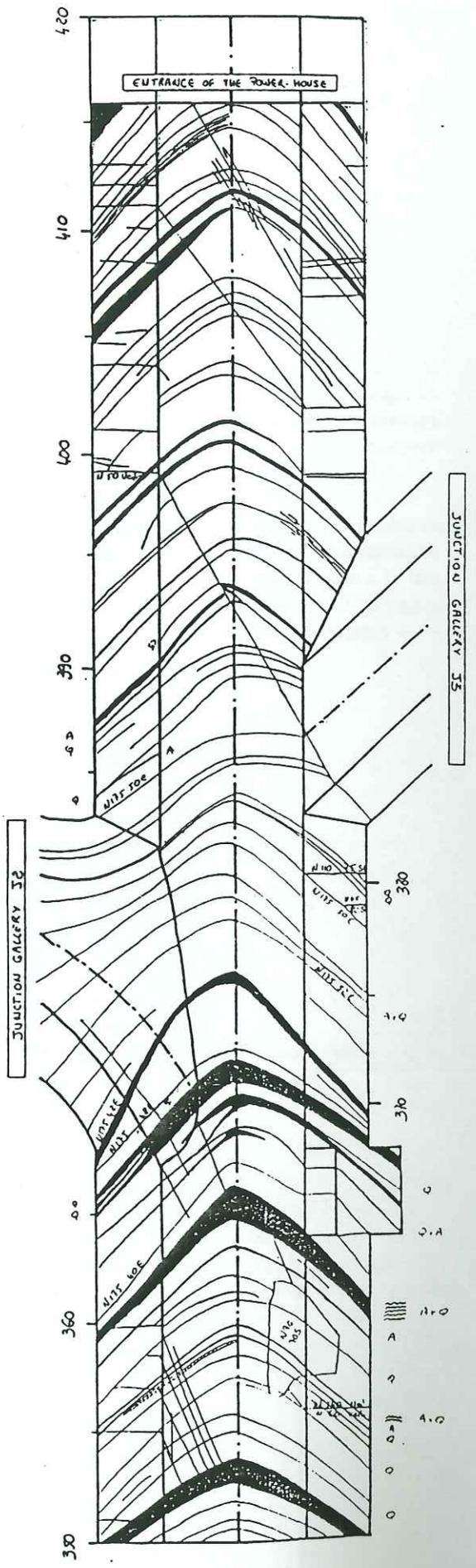
DATE: SHEET 3/

TURKVEL GORGE
MULTIPURPOSE PROJECT
CONSTRUCTION PHASE

DESIGNATION: ACCESS GALLERY



Very amphibolitic Gneiss



JUNCTION GALLERY 13

Aménagement hydro-électrique de Turkwel en bordure du Rift - Kenya-

Contribution du génie géologique à la conception et aux travaux de l'aménagement souterrain.

RESUME

Ce mémoire décrit sous une forme pratique et didactique le rôle essentiel du génie géologique dans l'aide à la conception et aux travaux de l'aménagement souterrain de Turkwel ,dans un contexte particulier, où une même équipe de l'Ingénieur Conseil a suivi en continu les études préliminaires et d'avant projet sommaire,les études détaillées avant et pendant les travaux ainsi que la surveillance des travaux d'excavation,de confortement et de revêtement des galeries et des cavernes souterraines.

La première partie décrit le projet d'aménagement et l'organisation de l'Ingénieur Conseil lors des études et des travaux;la Partie II décrit le cadre géologique du projet sur la base des études préliminaires et d'avant projet sommaire réalisées avant 1986;la Partie III rend compte des études géotechniques détaillées avant et pendant les travaux;la partie IV fait le bilan de l'aide à la conception et aux travaux apportée par la géologie;la partie V présente en conclusion quelques recommandations pratiques à adopter pour une meilleure utilisation de la connaissance géologique dans la conception et la réalisation d'un aménagement souterrain.

MOTS CLES

Etudes,géologie,géotechnique,génie civil,Kenya,méthodes,Rift,travaux souterrains,tunnel

Turkwel hydroelectric scheme in the Rift-Valley - Kenya -

Contribution of geological Engineering to the design and construction of the Underground Structures

ABSTRACT

This thesis describes in a practical and didactic approach ,the vital role played by geological engineering to the design and construction of the Turkwel Underground Structures , in a special context , where a single ,relatively small team from the Consulting Engineer was continuously involved in the preliminary and feasibility studies,in the detailed studies and in the supervision of the works:i.e. excavations,supports and lining of tunnels and underground caverns.

The first part describes the Turkwel hydroelectric scheme and the organization of the Consulting Engineer;the second part describes the geological background of the project and sets out the main results of the feasibility and preliminary studies (carried out before 1986);the third part describes the geological studies carried out during the detailed design studies and the underground works;the fourth part analyses the vital role played by geological Engineering to the design and works;the fifth part gives a general summary and puts forwards recommendations for a better use of geology in the definition of large underground structures.

KEY WORDS

Design,geology,geotechnic,civil engineering,Kenya,methods,Rift,tunnel,underground works