



CONSEIL GENERAL DU BAS RHIN  
5, Place de la République  
67000 - STRASBOURG

CARRIERE DE SAINT NABOR ET OTTROT (BAS RHIN) :  
ANALYSE DES CONDITIONS DE STABILITE A LONG TERME  
DES FRONTS DE TAILLE DEFINITIFS. RECOMMANDATIONS.

Michel MORISSEAU  
Francis WOJTKOWIAK

Septembre 1988  
88 SCN 463 ALS

BUREAU DE RECHERCHES GEOLOGIQUES ET MINIERES  
SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE  
204 route de Schirmeck - 67200 STRASBOURG  
Tél. : 88.30.12.62

CONSEIL GENERAL DU BAS RHIN  
5, Place de la République  
67000 - STRASBOURG

CARRIERE DE SAINT NABOR ET OTTROTT (BAS-RHIN) :  
ANALYSE DES CONDITIONS DE STABILITE A LONG TERME  
DES FRONTS DE TAILLE DEFINITIFS - RECOMMANDATIONS -

88 SGN 463 ALS

Septembre 1988

RESUME

A la demande du Conseil Général du département du Bas-Rhin, le B.R.G.M. a été chargé de l'étude géotechnique de la carrière de Saint Nabor - Ottrott en vue de son réaménagement. La présente étude fait suite à une évaluation in situ de la stabilité actuelle qui a été réalisée en janvier 1988 (rapport BRGM 88 SGN 092 ALS).

Un complément de données géologiques a été réalisé au cours de cette seconde phase, ainsi qu'un échantillonnage pour la réalisation d'essais de laboratoire. Après avoir présenté les différentes solutions en vue d'améliorer la stabilité d'un massif rocheux, des analyses de la stabilité par calcul et abaqes sont réalisées sur la base des observations in-situ et des résultats d'essais de laboratoire. Ces analyses se rapportent à la stabilité en grand des fronts de taille (ruptures planes et circulaires) ainsi qu'à la stabilité vis à vis des risques de ruptures en coin.

Les angles de pente des fronts de taille définitifs et le nombre de gradins pour chacun d'entre eux sont déterminés à partir de ces analyses. En raison des volumes importants de matériaux à mobiliser dans la solution de base adoptée à partir des calculs précédents, une solution variante est également proposée.

## S O M M A I R E

INTRODUCTION.....	1
1 - PRESENTATION DU SITE ET RAPPEL DE LA STABILITE ACTUELLE D'APRES L'ETUDE STRUCTURALE.....	3
2 - CADRE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE.....	5
2.1 - Lithologie et altérations hydrothermales diffuses..	5
2.2 - Cadre structural.....	6
2.2.1 - La fracturation.....	8
2.2.2 - Les minéraux secondaires de remplissage de fractures.....	12
2.3 - Hydrologie sommaire.....	13
3 - CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DES TERRAINS.....	17
3.1 - Prélèvements.....	17
3.2 - Nature des essais et conditions de mesure.....	17
3.3 - Résultats des essais.....	20
3.3.1 - Essais de résistance à la compression simple.....	21
3.3.2 - Essai de cisaillement à l'appareil triaxial.	23
3.3.3 - Essais de traction indirecte (essais brésiliens).....	23
3.3.4 - Essais de frottement.....	24
4 - PROJET GEOTECHNIQUE DE CONFORTEMENT ET DE REAMENAGEMENT : SOLUTIONS TECHNIQUES ENVISAGEABLES.....	27
4.1 - Reprise de terrassement.....	27
4.2 - Parades mécaniques.....	28
4.3 - Purges manuelles.....	28
5 - ANALYSE DE LA STABILITE EN GRAND DES FRONTS DE TAILLE ET EVALUATION DES ANGLES DES FRONTS DEFINITIFS.....	29
5.1 - Principe de la méthode utilisée.....	29
5.2 - Profils étudiés.....	30
5.3 - Hypothèses générales prises en compte dans les calculs.....	30
5.3.1 - Géométrie du front de taille.....	30
5.3.2 - Structure du massif.....	31
5.3.3 - Caractéristiques mécaniques des matériaux...	34
5.3.4 - Charge hydraulique dans le massif.....	35

5.4 - Résultats de l'analyse de stabilité (ruptures circulaires et planes affectant l'ensemble du front de taille).....	38
5.4.1 - Analyse de la stabilité des fronts actuels.....	38
5.4.2 - Analyse de la stabilité avec différents angles de pente.....	47
6 - ANALYSE DE LA STABILITE DES FLANCS DE LA CARRIERE VI-A-VIS DES RISQUES DE RUPTURE EN COIN.....	49
7 - STABILITE DE GRADINS - CONCEPTION DES BANQUETTES.....	53
7.1 - Stabilité de gradins.....	53
7.2 - Conception des banquettes.....	55
7.2.1 - Dispositions générales.....	55
7.2.2 - Dispositions particulières à chaque front de taille.....	57
7.3 - Remarques relatives à la géométrie des talus en phase d'exploitation.....	68
CONCLUSION.....	69

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 : RESULTATS GRAPHIQUES DES ESSAIS DE LABORATOIRE : - essais de frottement, - essai triaxial.....	70
ANNEXE 2 : SPECIFICATIONS TECHNIQUES CONCERNANT LES TRAVAUX DE PROTECTION ET DE CONFORTEMENT A ENVISAGER EN FONCTION DU OU DES PROJETS RETENUS DE REAMENAGEMENT DE LA CAR- RIERE.....	82

## LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : LES MINERAUX SECONDAIRES DANS LES FRACTURES.....	15
TABLEAU 2 : NATURE DES PRELEVEMENTS ET DES ESSAIS REALISES (AVRIL-MAI 1988).....	19
TABLEAU 3 : RESULTATS DES ESSAIS DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE ET POIDS VOLUMIQUE APPARENT.....	22
TABLEAU 4 : RESULTATS DES ESSAIS DE TRACTION INDIRECTE.....	23
TABLEAU 5 : RESULTATS DES ESSAIS DE FROTTEMENT.....	26
TABLEAU 6 : SCHEMA STRUCTURAL RETENU POUR CHAQUE PROFIL.....	33
TABLEAU 7 : CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES RETENUES POUR CHAQUE PROFIL.....	37
TABLEAU 8 : DISTANCE AU FRONT DE TAILLE DES RUPTURES AU SOMMET DU MASSIF POUR F (COEF. DE SECURITE) INFERIEUR A 1,5.....	43
TABLEAU 9 : VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE F EN FONCTION DE L'ANGLE DES TALUS.....	48
TABLEAU 10 : COEFFICIENT DE SECURITE VIS-A-VIS DES RISQUES DE RUPTURE EN COIN POUR CHACUN DES PROFILS ETUDIES.....	52
TABLEAU 11 : VARIATIONS DE LA LARGEUR OPTIMALE DES BANQUETTES EN FONCTION DE LA HAUTEUR H ET DE L'ANGLE DE PENTE $i$ DES GRADINS AINSI QUE DE L'ANGLE DE PENTE GLOBAL $\alpha$ .....	56

## LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : CARRIERES DE ST NABOR : LOCALISATION DES ZONES ETUDIEES.....	4
FIGURE 2 : LOCALISATION DES SECTEURS ALTERES.....	7
FIGURE 3 : REPRESENTATION DES DISCONTINUITES SUR DIAGRAMME DE SCHMIDT : ZONE 6.....	9
FIGURE 4 : DENSITE DES DISCONTINUITES SUR DIAGRAMME DE SCHMIDT...	10
FIGURE 5 : ROSACE DES DIRECTIONS DE DISCONTINUITES.....	11
FIGURE 6 : ECOULEMENTS ET SUINTEMENTS D'EAU DANS LA CARRIERE DE ST NABOR.....	16
FIGURE 7 : LOCALISATION DES PRELEVEMENTS ET DES PROFILS ETUDIES..	18
FIGURE 8 : PROCEDURE GRAPHIQUE DE DETERMINATION DE L'INTERSECTION D'UNE FAMILLE DE DISCONTINUITES AVEC LE PLAN VERTICAL PERPENDICULAIRE AU BORD DU FRONT DE TAILLE.....	32
FIGURE 9 : CONVENTION D'ORIENTATION DES SECTEURS ANGULAIRES PERMETTANT DE DEFINIR L'ANISOTROPIE DE RESISTANCE DES TERRAINS.....	32
FIGURE 10 : DETERMINATION DE C ET $\phi$ SELON LA METHODE DE HOEK ET BROWN (1980).....	35b
FIGURE 11 : CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES ATTRIBUEES AU MASSIF POUR LE CALCUL.....	36
FIGURE 12 : 120 SURFACES CIRCULAIRES ONT ETE CALCULEES.....	39
FIGURE 13 : REPRESENTATION DES 10 SURFACES LES PLUS CRITIQUES PARMI LES 120 SURFACES CIRCULAIRES ETUDIEES.....	40
FIGURE 14 : 50 SURFACES CIRCULAIRES ONT ETE CALCULEES.....	41
FIGURE 15 : REPRESENTATION DES 10 SURFACES LES PLUS CRITIQUES PARMI LES 50 SURFACES CIRCULAIRES ETUDIEES.....	42
FIGURE 16 : EVOLUTION DU COEFFICIENT DE SECURITE (F) EN FONCTION DE LA COHESION (C) DES SECTEURS ANGULAIRES A RESISTANCE MECANIQUE FAIBLE (PROFILS A ET B).....	44

FIGURE 17 : EVOLUTION DU COEFFICIENT DE SECURITE (F) EN FONCTION DE LA COHESION (C) DES SECTEURS ANGULAIRES A RESISTANCE MECANIQUE FAIBLE (PROFILS C ET D).....	45
FIGURE 18 : EVOLUTION DU COEFFICIENT DE SECURITE (F) EN FONCTION DE LA COHESION (C) DES SECTEURS ANGULAIRES A RESISTANCE MECANIQUE FAIBLE (PROFILS E ET F).....	46
FIGURE 19 : CAS DE RUPTURES SIMPLES SUIVANT DES PLANS DE DISCONTINUITES PREEXISTANTS AU SEIN D'UN MASSIF ROCHEUX.....	50
FIGURE 20 : PARAMETRES PRIS EN COMPTE DANS LE CALCUL DE LA LARGEUR OPTIMALE DES BANQUETTES INTERMEDIAIRES.....	54
FIGURE 21 : SCHEMA DE PRINCIPE DU REAMENAGEMENT DU FRONT DE TAILLE D'OTTROTT, PARTIE CENTRALE ET ORIENTALE (PROFILS A ET B) : SOLUTION DE BASE.....	58
FIGURE 22 : SCHEMA DE PRINCIPE DU REAMENAGEMENT DU FRONT DE TAILLE D'OTTROTT, PARTIE CENTRALE ET ORIENTALE (PROFILS A ET B) : SOLUTION VARIANTE.....	59
FIGURE 23 : SCHEMA DE PRINCIPE DU REAMENAGEMENT DU FRONT DE TAILLE D'OTTROTT, PARTIE OUEST (PROFIL C).....	62
FIGURE 24 : SCHEMA DE PRINCIPE DU REAMENAGEMENT DU FRONT DE TAILLE DE ST NABOR : SOLUTION DE BASE.....	63
FIGURE 25 : SCHEMA DE PRINCIPE DU REAMENAGEMENT DU FRONT DE TAILLE DE ST NABOR : SOLUTION VARIANTE.....	65
FIGURE 26 : SCHEMA DE PRINCIPE DU REAMENAGEMENT DU FRONT DE TAILLE DE ST NABOR : SOLUTION VARIANTE N° 2.....	67

## INTRODUCTION

A la demande du Conseil Général du Département du Bas Rhin, le Service Géologique Régional d'Alsace a été chargé de l'étude géotechnique de la carrière de St Nabor-Ottrott, en vue de son réaménagement.

La carrière, située à environ 30 km au Sud-Ouest de Strasbourg, est exploitée à ciel ouvert dans des formations volcano-sédimentaires dévono-dinantiennes de la partie nord-est du massif vosgien, pour l'élaboration de granulats de roches dures.

L'exploitation s'est développée depuis le début du siècle dans le vallon de Pfrimmerthal en deux grands fronts de taille, l'un au Nord situé sur la commune d'Ottrott (front qui n'est plus exploité depuis quelques années), l'autre au Sud, sur la commune de St Nabor (front actuellement en exploitation). Une petite carrière, autrefois exploitée, est située à l'extrémité orientale du front de taille de St Nabor ; une usine de formage de métaux à l'explosif y a été implantée. Cette carrière est en dehors du cadre de ce travail et seules des recommandations pour la sécurité ont été formulées auprès des responsables locaux.

Une évaluation de la stabilité actuelle des fronts de taille a été réalisée au cours du mois de janvier 1988 (se référer au rapport BRGM 88 SGN 092 ALS). Cette évaluation préalable s'est avérée nécessaire et indispensable à cette étude : elle a notamment permis de déterminer les principales instabilités à partir d'une étude structurale détaillée, dont les résultats servent de base à la présente étude.

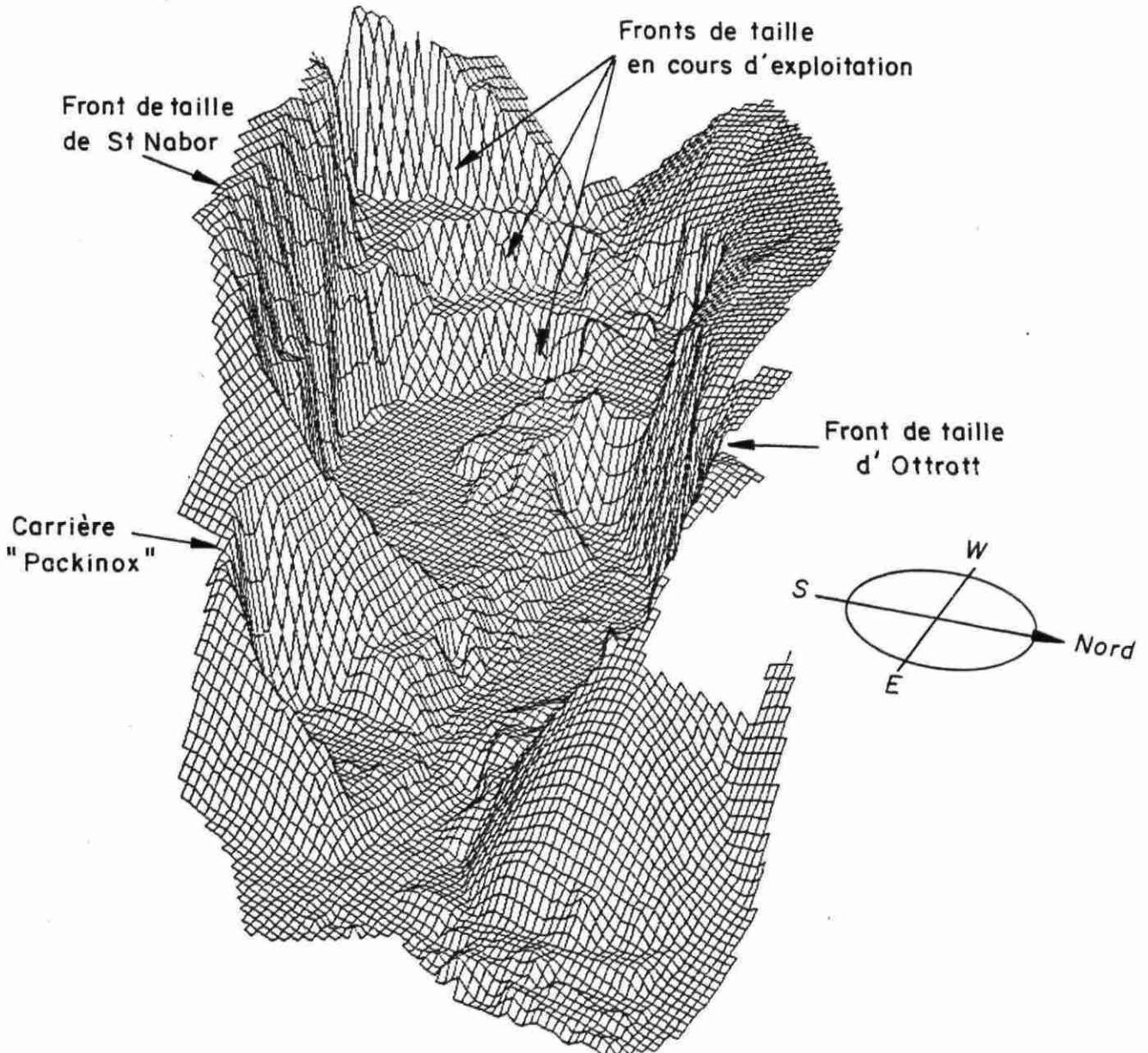
Cette dernière a donc pour objectif de déterminer la géométrie définitive des fronts de taille, en vue d'assurer au mieux leur stabilité après exploitation. Un complément d'étude sur le terrain et un échantillonnage pour des essais de laboratoire ont été réalisés au cours du mois d'avril 1988. L'ensemble des données de terrain et de laboratoire permettent d'évaluer, à partir de méthodes graphiques et de calculs, la géométrie que devraient avoir les fronts de taille à la fin de l'exploitation, qui est prévue pour la fin de l'année 1990.

Après un bref rappel de l'étude précédente et un complément d'informations géologiques, ce rapport présente les résultats des essais de laboratoire permettant de caractériser les formations lithologiques, tant du point physique que mécanique ; il présente ensuite sommairement l'ensemble des solutions techniques envisageables pour le confortement de ce type de parois, puis la méthodologie permettant d'aboutir à la définition d'une géométrie des fronts de taille définitifs, dont les résultats sont présentés dans la dernière partie de ce rapport.

CARRIERE DE ST NABOR

SETAM-CONSULT

Logiciel de modele numerique de terrain  
INNOVAL (juillet 88)



1 - PRESENTATION DU SITE ET RAPPEL DE LA STABILITE ACTUELLE D'APRES  
L'ETUDE STRUCTURALE

La carrière de St Nabor a été exploitée jusqu'à ce jour sur une superficie d'environ 21 ha en deux grands fronts de taille dont les hauteurs maximales sont voisines de 80 m pour celui d'Ottrott et de 110 m pour celui de St Nabor, avec une inclinaison variant de 60° à 80° environ.

Bien que d'aspect assez massif, les fronts de taille ne sont pas homogènes, tant sur le plan pétrographique que sur le plan de la fracturation. C'est la raison pour laquelle ils ont été divisés, lors de l'étude précédente, en zones relativement homogènes qui correspondent le plus souvent à des compartiments structuraux limités par des failles (figure 1).

Le front de taille d'Ottrott, d'une longueur développée d'environ 950 m, est divisé en 10 zones correspondant à deux anciens niveaux d'exploitation (zones 1 à 9 dont le plancher est entre 362 et 366 m, zone 10 dont le plancher est entre 399 et 405 m).

Le front de taille de St Nabor, dont la longueur développée est d'environ 700 m, a été divisé en 8 zones correspondant à 3 niveaux d'exploitation :

- zones 11, 12, 13, 17 : plancher à la cote moyenne de 380 m,
- zone 16 : plancher à la cote moyenne de 403 m,
- zones 14, 15 : plancher à la cote moyenne de 425 m.

L'évaluation de la stabilité actuelle d'après l'étude structurale, objet du précédent rapport, a permis de regrouper les zones en trois catégories :

- les zones globalement stables : zones 1, 4 et 9 ;
- les zones instables, proches de l'état d'équilibre limite : zone 5 (localement très instable), 6, 10, 12 (localement très instable), 13, 14, 15, 16, 17 et 18 ;
- les zones potentiellement très instables : 2, 3, 7, 8 et 11.

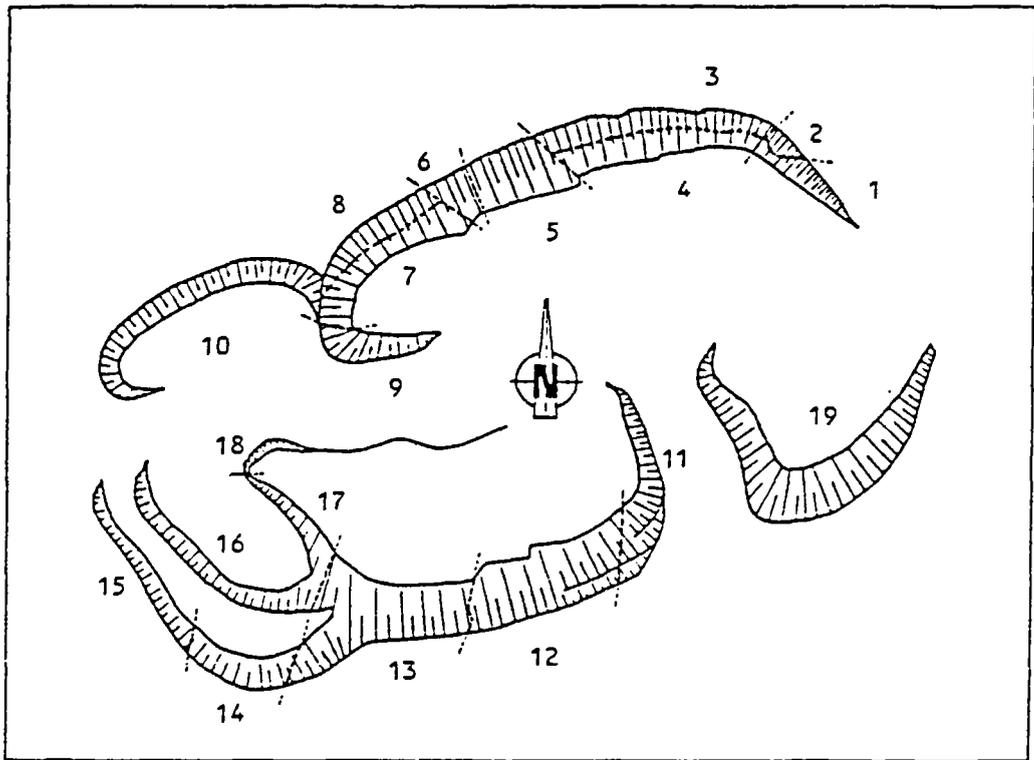


Figure 1 - Carrières de St Nabor : localisation des zones étudiées.  
(d'après plan à l'échelle 1/1000 de La Société des Carrières de St Nabor - 1987)

## 2 - CADRE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

### 2.1 - Lithologie et altérations hydrothermales diffuses

Les formations lithologiques de la carrière de St Nabor appartiennent à des faciès volcano-sédimentaires, volcaniques et hypo-volcaniques, d'âge dévono-dinantien affleurant entre la faille rhénane et la couverture triasique des grès vosgiens du Mont Ste Odile.

Les faciès volcano-sédimentaires sont principalement des lapillistones, des tufs et des conglomérats volcaniques. Les faciès volcaniques sont représentés par une ignimbrite et des faciès laviques à texture microlithique. Les faciès hypo-volcaniques correspondent aux roches à texture microgrenue et grenue. Pour plus de détail, on se réfèrera aux études pétrographiques spécifiques signalées dans le précédent rapport.

Dans leur ensemble et en l'absence d'altérations, les faciès paléo-volcaniques (volcano-sédimentaires, volcaniques et hypo-volcaniques) correspondent à des roches dures, de bonne qualité mécanique, en raison notamment de leur texture, de la nature de leurs constituants minéralogiques (roches essentiellement feldspathiques à matrice le plus souvent siliceuse et très indurée) et de leur homogénéité minéralogique.

Dans la carrière de St Nabor, les faciès sains ou très peu altérés sont présents dans les zones 12 (partie orientale), 13 à 18. Ce sont des roches totalement aphyriques (zone 12, partie orientale), microlithiques à texture porphyrique ou microgrenue (zones 13 à 18).

Dans cette carrière, les formations paléo-volcaniques sont fréquemment affectées d'altérations hydrothermales plus ou moins modifiées par des altérations climatiques.

Ces altérations, qui affectent en général profondément tout un ensemble de formations lithologiques peuvent être groupées en 3 types :

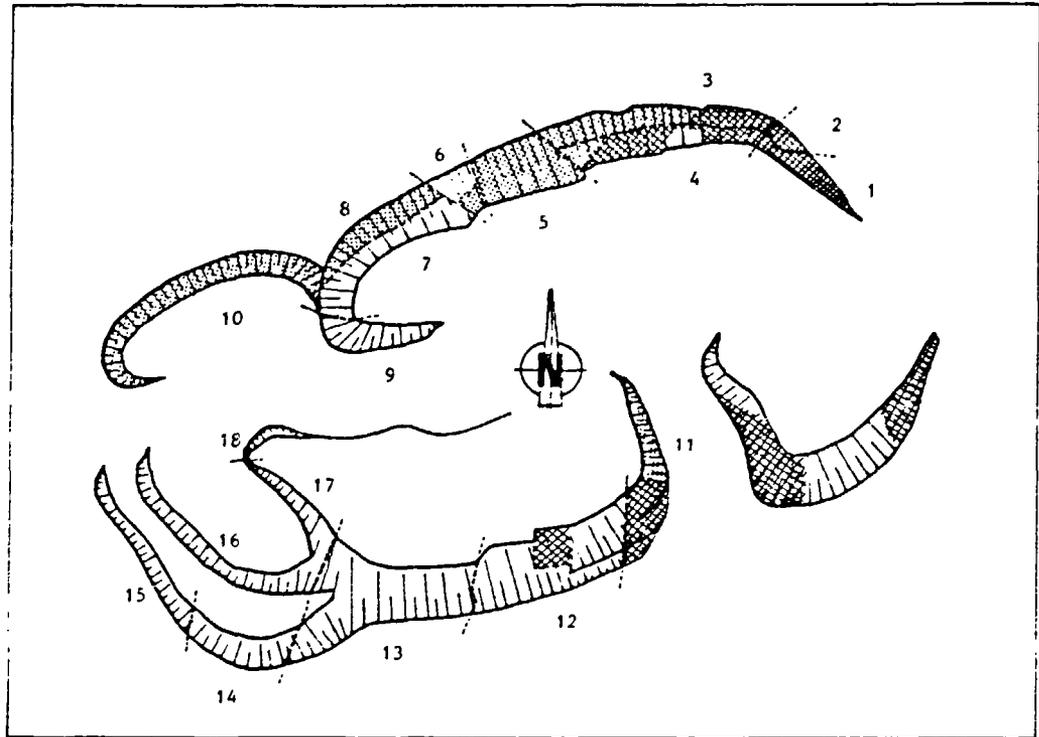
- une argilisation partielle ou totale de la roche initiale ; cette altération diminue considérablement les caractéristiques mécaniques des roches affectées et les rend impropre à l'exploitation pour granulats (exemple : partie occidentale de la zone 12) ;
- une chloritisation diffuse, associée à une argilisation partielle, qui affecte le plus souvent la totalité de la roche initiale (exemple : partie orientale de la zone 10) ; cette altération diminue sensiblement les caractéristiques mécaniques des roches (qualité moyenne à médiocre) ;
- une altération hydrothermale caractérisée par la présence d'épidote dans les fissures et disséminée en grains ; ce type d'altération ne modifie pas d'une manière sensible les caractéristiques mécaniques des roches (exemple : zone 12, partie orientale).

La figure 2 rend compte d'une manière schématique de l'importance de ces altérations, qui se traduisent dans le cadre géotechnique de l'étude par trois types de comportement mécanique :

- les matériaux de qualité médiocre,
- les matériaux de qualité moyenne,
- les matériaux de bonne qualité.

## 2.2 - Cadre structural

L'étude de la fracturation a fait l'objet du rapport précédent, auquel on se réfèrera (rapport BRGM 88 SGN 092 ALS). Les principaux résultats de cette étude sont rappelés ci-après, accompagnés d'observations complémentaires concernant notamment la nature minéralogique des minéraux secondaires associés aux fractures.



-  secteur fortement altéré (roche de mauvaise qualité)
-  secteur moyennement altéré (roche de qualité moyenne)
-  secteur peu ou pas altéré (roche de bonne qualité)

Figure 2 - Localisation des secteurs altérés

### 2.2.1 - La fracturation

Comme il a été rappelé précédemment, la carrière actuellement en cours d'exploitation a été divisée en 18 zones relativement homogènes. Pour chacune de ces zones, un relevé systématique de la fracturation a été réalisé. Pour les zones non accessibles, les directions et pendages des discontinuités ont été estimés (zones 2, 3, 8, 9, 14) ; pour les autres zones, une étude statistique a pu être faite à partir des mesures de terrain.

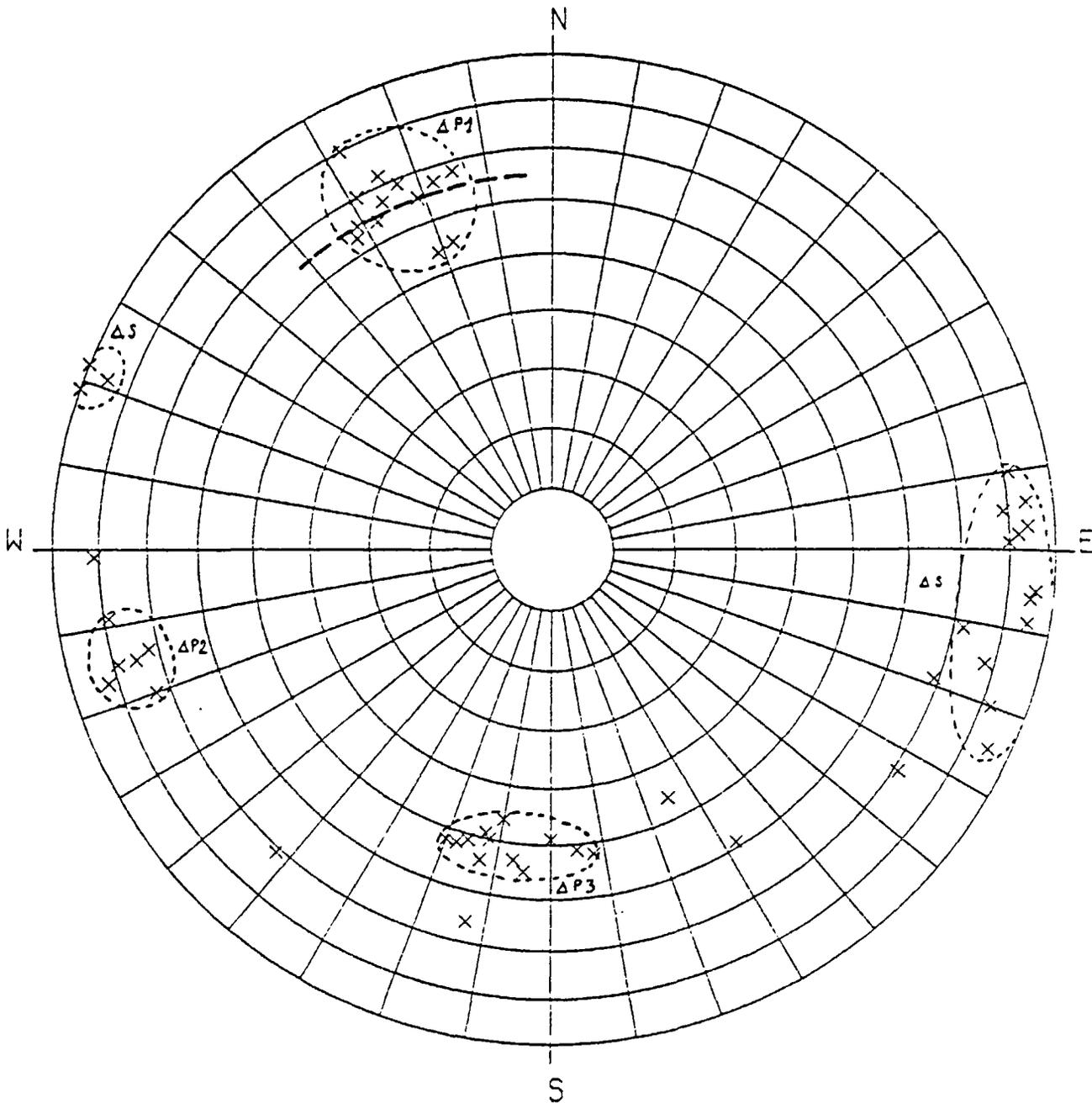
Les résultats ont été présentés sur des diagrammes de SCHMIDT (projection sur l'hémisphère inférieur) qui permettent de visualiser rapidement les principales familles de discontinuités et leur position par rapport au front de taille (figure 3 : exemple de la zone 6).

L'ensemble des mesures des discontinuités réalisées au cours de l'étude précédente a fait l'objet d'un traitement statistique global (1009 mesures au total), qui a permis de mettre en évidence cinq grandes familles (figure 4) :

- Δ1 - fractures N165 à 180 - 80E à 85W,
- Δ2 - fractures N180 à 010 - 70W à 90,
- Δ3 - fractures N75 à 80 - 70 à 80S,
- Δ4 - fractures N 80 - 70 à 80 W,
- Δ5 - fractures N140 - 60E.

La rosace des directions des plans de discontinuité montre clairement l'importance des deux directions principales de la fracturation (figure 5) :

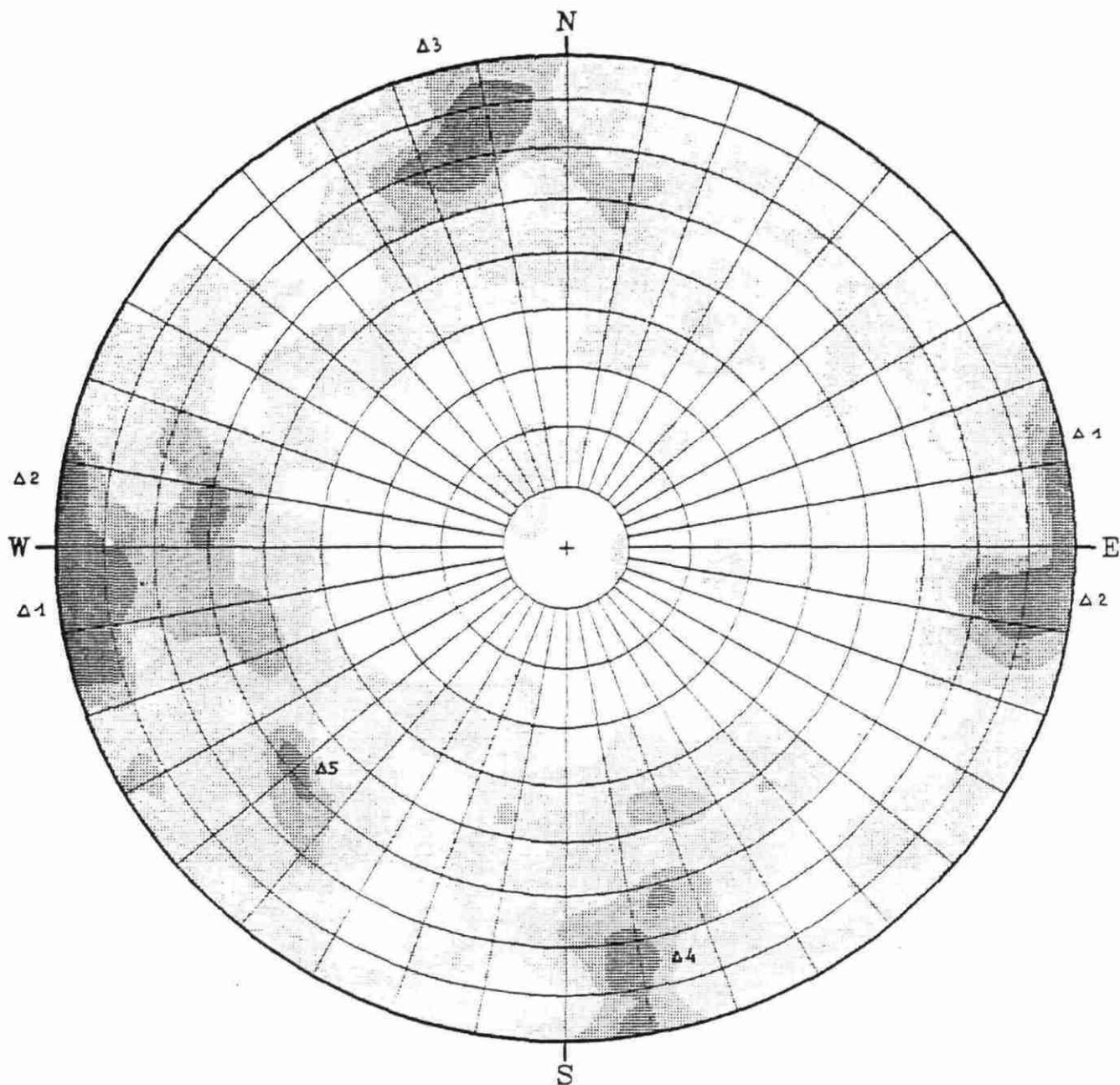
- la direction ESE-WNW (direction A), parallèle à la direction générale des fronts de taille ;
- la direction N-S (direction B).



CARRIERE DE SAINT-NABOR ZONE 6  
PROJECTION DE SCHMIDT HÉMISPHERE INFÉRIEUR

Figure 3 - Représentation des discontinuités sur diagramme de Schmidt : zone 6

# CARRIERE DE SAINT-NAËOR<sup>10</sup>



DENSITES

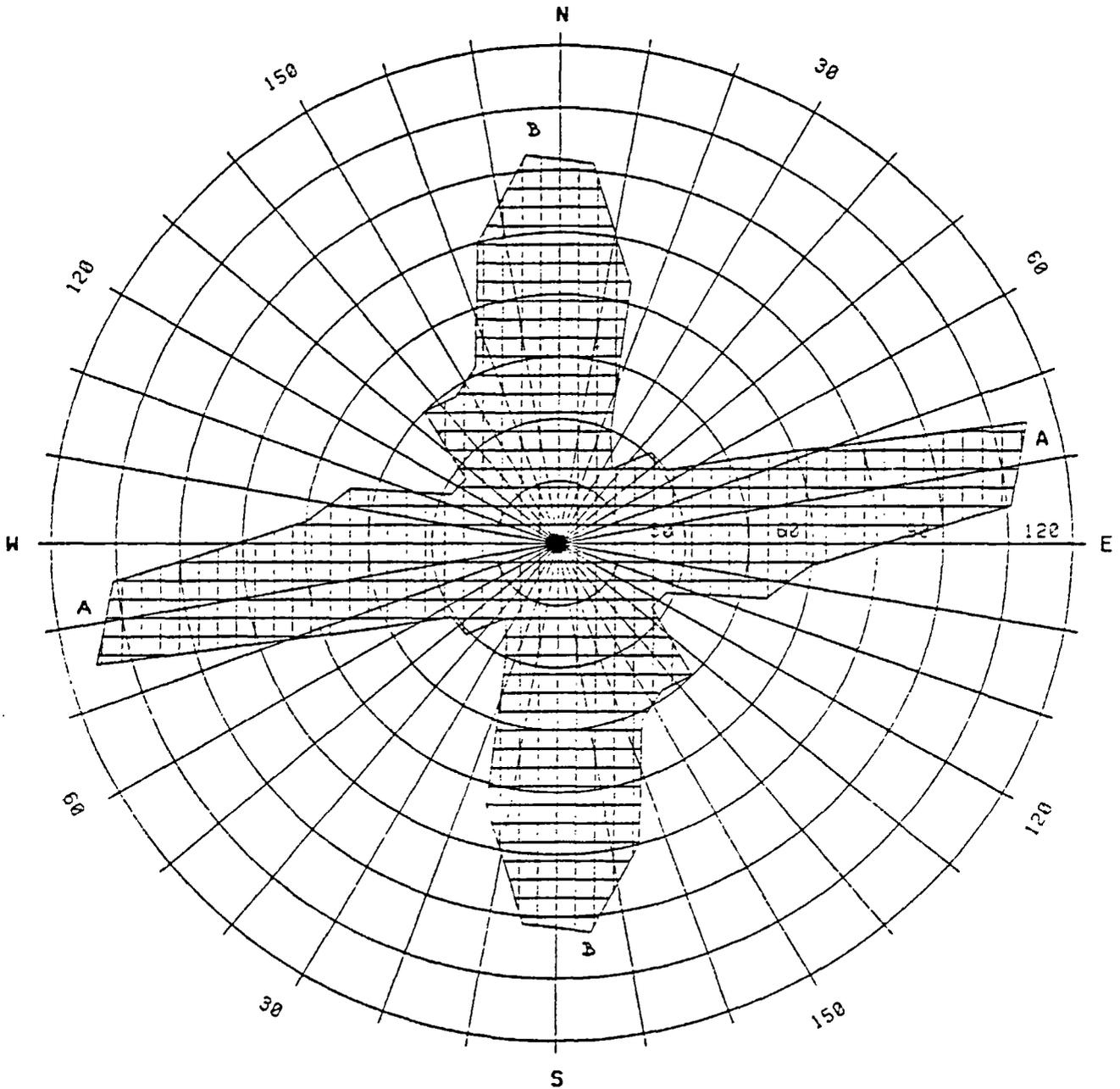
Figure 4 - Densité des discontinuités sur diagramme de Schmidt (sortie globale)

COMPTAGE NON PONDERE

COMPTAGE BRUT

PROJECTION DE SCHMIDT HEMISPHERE INFERIEUR

	ABOVE	25.0
	20.0 -	25.0
	15.0 -	20.0
	10.0 -	15.0
	5.0 -	10.0
	2.0 -	5.0
	BELOW	2.0



CARRIERE DE SAINT-NABOR

Figure 5 - Rosace des directions de discontinuités

ROSACE DES DIRECTIONS

NOMBRE DE STRUCTURES : 1009

MAXIMUM : 113

L'étude précédente a montré l'importance de la fracturation dans les formations volcano-sédimentaires de St Nabor. Lors de cette étude, seules ont été prises en considération les discontinuités (fractures et diaclases) à l'échelle du massif.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux peuvent être cependant considérablement diminuées, à l'échelle de l'échantillon, par la présence de microfissures. Les zones les plus affectées par ces microfissures sont les suivantes :

- front de taille d'Ottrott : zones 1, 2 (?), 3 (?), 4, 7, 8 (?), 10 (partie orientale) ;
- front de taille de St Nabor : zones 11, 12 (partie occidentale), 16 et 17 (partie sud).

#### 2.2.2 - Les minéraux secondaires de remplissage de fractures

Dans les formations volcano-sédimentaires de St Nabor, les fractures sont fréquemment tapissées de minéraux secondaires, dont les plus fréquents sont la calcite, les hydroxydes de fer, l'épidote et des minéraux argileux.

- L'épidote correspond à une minéralisation très précoce du massif. En général, elle remplit totalement des fissures très peu ouvertes, quelle que soit leur orientation (zones 11 à 17 et plus particulièrement zone 11). Même si la présence de filonnets d'épidote est favorable à une fragmentation suivant ces mêmes plans, elle ne constitue pas un facteur défavorable à la stabilité en raison de la cohésion importante qu'elle confère à la roche.
- La calcite correspond à une altération tardive du massif. Elle est fréquente dans les diaclases et fractures de l'ensemble des zones, quelle que soit leur orientation. Elle se présente alors en placage d'épaisseur très variable, de quelques dixièmes de mm à quelques mm, rarement plus (3 à 5 mm dans les zones 5 et 6). Elle forme assez rarement des filonnets d'un à deux+ cm d'épaisseur, d'orientation sub-méridienne et est-ouest (zone 11 et zone 17).

- Les hydroxydes de fer sont liés également à une minéralisation tardive de l'ensemble des fractures. Ils accompagnent la calcite et se présentent en placage fin, d'épaisseur généralement inférieure au mm. Ces minéraux, calcite et hydroxydes de fer, constituent les plans de glissement préférentiel dans les zones 1 à 8.
- Les minéraux argileux associés aux fractures correspondent à des altérations supergènes très tardives des zones broyées. L'épaisseur de ces zones argilifiées n'excèdent généralement pas une vingtaine de cm. Dans cette carrière, ils influent peu sur la stabilité du massif, dans la mesure où ils ne sont généralement présents que dans les failles sub-méridiennes.

La présence des minéraux secondaires dans les fractures est résumée dans le tableau 1.

### 2.3 - Hydrologie sommaire

La présence d'eau dans les fractures est très défavorable à la stabilité d'un massif dans la mesure où elle favorise le phénomène de glissement suivant les plans où elle est présente. Elle favorise également la dislocation en surface de masse rocheuse par l'action du gel.

Dans la carrière de St Nabor, l'eau n'apparaît aux fronts de taille que sous la forme de suintements et de quelques sources dans les plans de fractures.

A l'affleurement, on constate que les suintements sont presque toujours liés à des failles ou des fractures sub-méridiennes, dans lesquelles se sont développées des altérations argileuses (zones 2, 3, 4, 5 et 9 pour le front de taille d'Ottrott ; zones 12, 13 et 14 pour le front de taille de St Nabor). Cependant, dans la zone 17, les suintements apparaissent dans des fractures E-W non argilifiées (figure 6).

Les écoulements (sources) ne sont pas fréquents, malgré la présence de mares au pied des fronts de taille, aussi bien côté Ottrott que côté St Nabor. Là encore, on remarque que les sources paraissent être liées préférentiellement aux structures sub-méridiennes (zone 7 extrémité orientale et extrémité ouest, zone 10 côté oriental). Elles sont présentes également au sommet de la zone 14, où elles correspondent à l'exutoire de la nappe des grès triasiques (contact grès-formations volcano-sédimentaires). Le débit de ces sources varie de quelques cl/mn (zone 10) à quelques dcl/mn (zones 7 et 14).

En fait, il semble que bon nombre de fractures soient drainantes vis-à-vis de la nappe des grès triasiques (extrémité sud-ouest de la carrière) ou vis-à-vis des eaux superficielles ; la relation apparente entre les directions structurales et la présence d'eau à l'affleurement semble être due à l'orientation des fronts de taille par rapport à ces structures et à leur nombre, les plus nombreuses et les plus importantes étant les structures sub-méridiennes. L'exploitant confirme par ailleurs la présence d'eau quasi systématique dans les trous de mine, au bout de quelques heures ou de quelques jours.

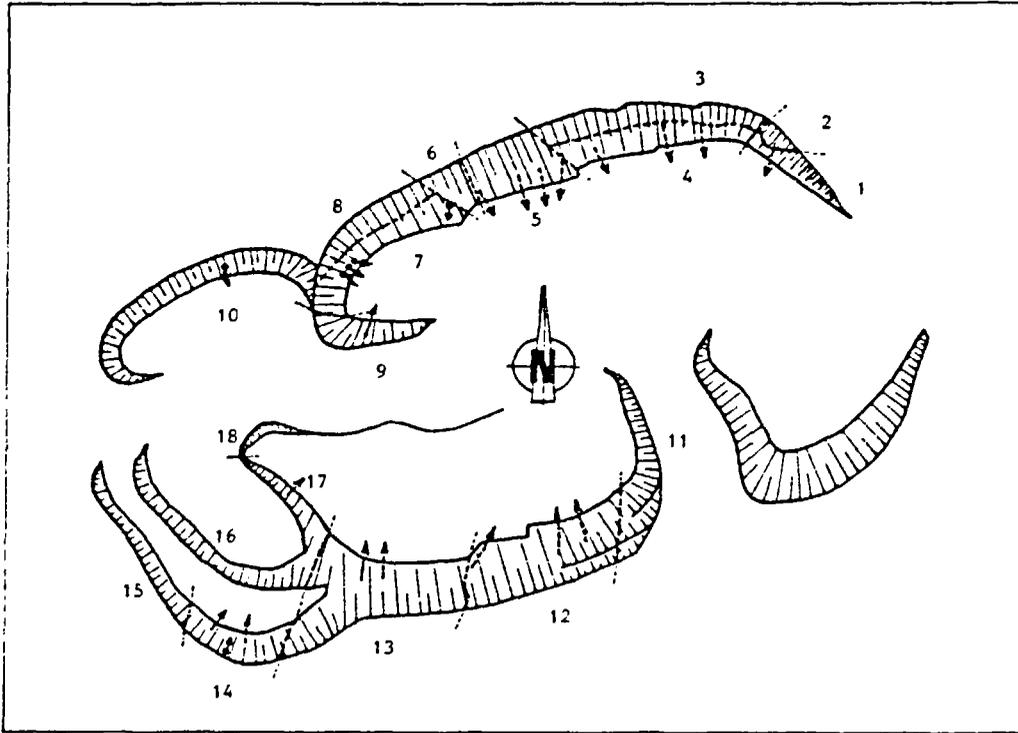
TABLEAU 1 : LES MINERAUX SECONDAIRES DANS LES FRACTURES

ZONE	EPIDOTE	CALCITE	HYDROXYDES DE FER	MINERAUX ARGILEUX
1		++		
2	pas d'observations			
3	pas d'observations			
4		++	+	++
5		++	+++	+++
6		++	++	+
7		+	+	+
8	pas d'observations			
9		+		
10		+	++	+++
11	+	++	+	
12	+	++	++	++
13		+	+	
14		+	+	
15				
16		+	+	++
17		+	+	
18			+	

minéral peu fréquent

+ minéral fréquent

++ minéral abondant



---> suintements  
-> écoulements (sources)

Figure 6 - Ecoulements et suintements d'eau dans la carrière de St Nabor

### 3 - CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DES TERRAINS

Les caractères physiques et mécaniques des terrains sont évalués à partir des observations in-situ présentées précédemment (nature pétrographique, intensité de l'altération, densité de la fracturation et de la microfissuration) et mesurés en laboratoire sur des échantillons de roche représentatifs à partir de différents essais (mesures du poids volumique, essai triaxial, essais de compression simple, essais de traction indirecte et essais de frottement).

#### 3.1 - Prélèvements

Deux types de prélèvements ont été réalisés :

- des échantillons compacts représentatifs des formations lithologiques de la carrière pour l'essai triaxial, les essais de compression simple et les essais de traction indirecte ;
- des échantillons présentant des surfaces de rupture pour les essais de frottement ; ils ont été prélevés de manière à tester tous les types de surfaces de rupture observés à l'affleurement.

L'ensemble des échantillons prélevés et les essais correspondants sont présentés dans le tableau 2 (pour leur localisation, se référer à la figure 7).

#### 3.2 - Nature des essais et conditions de mesure

Les essais ont comporté :

- 10 mesures du poids volumique apparent, exprimé en  $\text{kN/m}^3$ , réalisés sur 10 éprouvettes destinées aux essais de compression simple ;

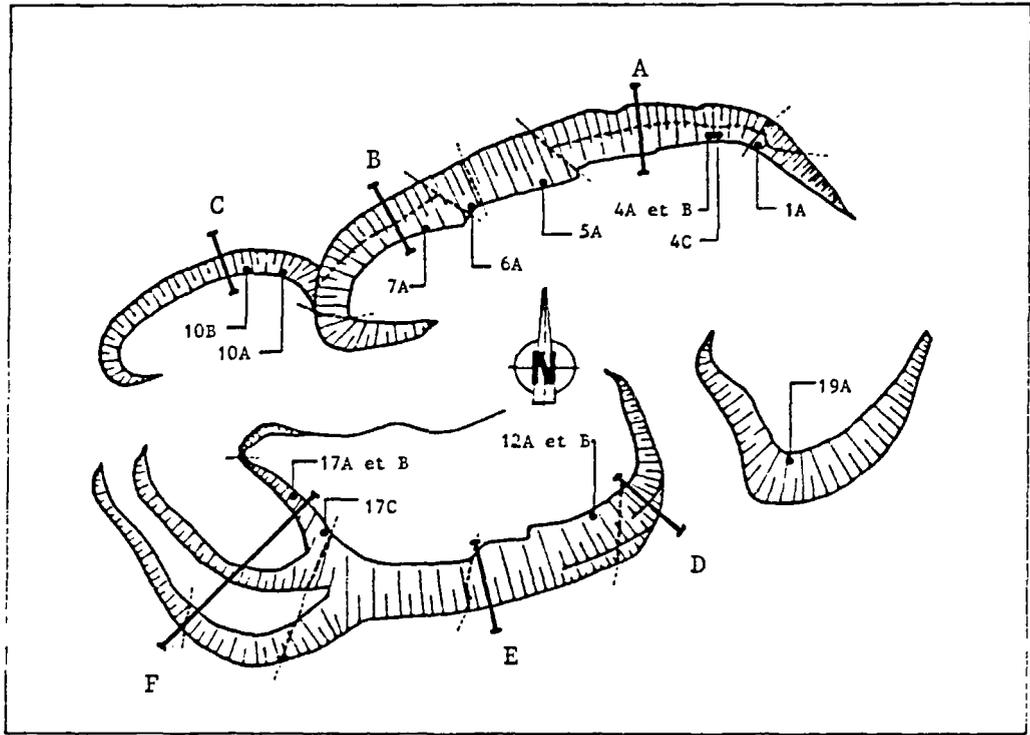


Figure 7 - Localisation des prélèvements et des profils étudiés

TABLEAU 2 - NATURE DES PRELEVEMENTS ET DES ESSAIS REALISES

(AVRIL-MAI 1988)

N° D'ECHANTILLON	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE SOMMAIRE	ESSAI REALISE
SN4A et B	Roche conglomératique, de teinte rougeâtre, à éléments millimétriques	- compression simple - traction indirecte
SN12A	Roche microlithique totalement aphyrique, de teinte gris très foncé	- compression simple - traction indirecte
SN17A et B	Roche feldspathique porphyrique à éléments millimétriques	- compression simple - traction indirecte - triaxial
SN1A	Roche conglomératique gris foncé, altérée, à éléments millimétriques	- essai de frottement
SN4C	Roche conglomératique gris verdâtre, altérée	- essai de frottement
SN5A	Roche gris foncé à petits éléments feldspathiques	- essai de frottement
SN6A	Roche dure, de teinte gris légèrement verdâtre, à petits éléments feldspathiques	- essai de frottement
SN7A	Volcanite à éléments aplatis (ignimbrite)	- essai de frottement
SN10A	Roche gris rougeâtre à matrice très fine, quelques petits éléments feldspathiques	- essai de frottement
SN10B	Roche gris verdâtre à petits éléments hétérogènes	- essai de frottement
SN12B	Roche feldspathique gris foncé d'aspect microlithique	- essai de frottement
SN17C	Roche feldspathique porphyrique à éléments millimétriques	- essai de frottement
SN19A	Roche altérée de teinte gris verdâtre à ocre, d'aspect conglomératique	- essai de frottement

- 10 essais de compression simple, réalisés sur 10 éprouvettes de diamètre 60 mm et d'élancement 2 (rapport hauteur/diamètre), permettant de déterminer la résistance à la compression ;
- 1 essai de cisaillement, réalisé à l'appareil triaxial sur 4 éprouvettes provenant d'un même échantillon de diamètre 40 mm et d'élancement 2, avec des contraintes de confinement de 0 - 5 MPa - 10 MPa - 15 MPa et 20 MPa ;
- 10 essais de traction indirecte (essais brésiliens), réalisés sur 20 éprouvettes de diamètre 60 mm et d'élancement 1, permettant de calculer la résistance à la traction exprimée en MPa, en fonction de la force appliquée ;
- 10 essais de frottement réalisés suivant des plans de discontinuités préexistantes.

### 3.3 - Résultats des essais

L'ensemble des résultats graphiques est présenté en annexe 1. Les essais ont été réalisés sur trois types de matériaux :

- une roche dure, à grain très fin, totalement aphyrique et de teinte gris-noir ; ce faciès ne présente qu'une altération à épidote présente en nids et dans les fissures ; il est fracturé à l'échelle du massif mais peu microfissuré ; il correspond principalement à la zone 12 (échantillon SN12A) ;
- une roche dure, granuleuse, de teinte grise, affectée d'une altération à épidote de même type que le faciès précédent ; cette roche est assez fracturée à l'échelle du massif ; elle est affectée de nombreuses microfissures ; ce faciès est prédominant dans les zones 13 à 17 (échantillons SN17A et B) ;

- une roche gris-verdâtre présentant une altération diffuse chloritique et argileuse ; assez fracturée à l'échelle du massif, ce faciès est prédominant dans les zones 1 à 5 et fréquent dans les zones 10 et 11 (échantillons SN4A et B).

### 3.3.1 - Essais de résistance à la compression simple

Ces essais ont été réalisés sur les trois faciès décrits précédemment :

- roche dure aphyrique de teinte gris-noir (SN12A) : 3 essais ;
- roche dure granuleuse gris claire microfissurée (SN17B) : 4 essais ;
- roche altérée gris verdâtre (SN4A et B) : 3 essais.

Les résultats de ces essais et des mesures de poids volumique apparent effectuées sur les mêmes éprouvettes sont résumés dans le tableau 3.

On remarque que les valeurs de la résistance à la compression simple sont très élevées dans le faciès à grain fin gris noir (SN12), entre 187 et 294 MPa ; à l'affleurement, on observe que les filonnets d'épidote sont distants entre eux de plusieurs dm et n'influencent que très peu la rupture suivant ces plans.

Par contre, la résistance à la compression simple est assez faible, aussi bien pour l'autre faciès sain (ne présentant qu'une altération à épidote), que pour le faciès altéré : 38 à 87 Mpa. Ceci s'explique par la présence de nombreuses microfissures dans les deux faciès ; la rupture se produit effectivement dans tous les cas suivant ces plans, fréquemment plaqués de calcite.

Les poids volumiques apparents sont tous compris entre 27 et 28 kN/m<sup>3</sup>.

TABLEAU 3 : RESULTATS DES ESSAIS DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE  
ET POIDS VOLUMIQUE APPARENT

FACIES LITHOLOGIQUE	N° ECHANTILLON	N° EPROUVETTE	POIDS VOLUMIQUE APPARENT (en kN/m <sup>3</sup> )	RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE (en MPa)	OBSERVATIONS
Roche dure aphyrique gris noir	SN12A	1	27,8	293,7	Ecaillage avant rupture ; rupture violente en esquilles
		2	27,8	187,7	idem ; présence de petites veinules de calcite
		3	28,0	207,2	idem ; présence de petites veinules de calcite
Roche dure granuleuse grise	SN17B	1	27,1	49,0	rupture suivant microfissures sub-verticales
		2	27,1	72,4	idem
		3	27,1	47,8	idem
		4	27,2	43,6	rupture suivant fissure sub-verticale à remplissage de calcite
Roche altérée gris verdâtre	SN4A	1	27,2	38,3	rupture suivant fissure à remplissage de calcite
		2	27,1	87,6	idem
	SN4B	1	27,0	64,0	ruptures suivant deux fissures inclinées à 60°

### 3.3.2 - Essai de cisaillement à l'appareil triaxial

L'essai triaxial a été réalisé sur le faciès de roche dure granuleuse microfissurée (SN17A). On obtient une cohésion matricielle  $C$  égale à 23 MPa et un angle de frottement interne  $\phi$  de 56°.

### 3.3.3 - Essais de traction indirecte (essais brésiliens)

Ils ont été réalisés sur les trois faciès lithologiques :

- roche dure aphyrique de teinte gris noir(SN12A) : 3 essais,
- roche dure granuleuse de teinte grise (SN17A) : 3 essais,
- roche altérée gris verdâtre (SN4A et B) : 4 essais.

Les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau 4 :

**TABLEAU 4 - RESULTATS DES ESSAIS DE TRACTION INDIRECTE**

FACIES LITHOLOGIQUE	N° ECHANTILLON	N° EPROUVETTE	R <sub>Tb</sub> (en MPa)
Roche dure aphyrique gris-noir	SN12A	1	9,1
		2	13,2
		3	15,4
Roche dure granuleuse grise	SN17A	1	12,0
		2	11,0
		3	13,4
Roche altérée gris-verdâtre	SN4A	1	7,7
		2	8,1
	SN4B	1	5,2
		2	6,9

Il apparaît ainsi que la résistance à la traction indirecte mesurée par ce type d'essai est principalement liée au degré d'altération de la roche et en moindre partie à l'intensité de la microfissuration :

- roche "saine" peu ou pas microfissurée (SN12A) : 9,1 à 15,4 MPa,
- roche "saine" microfissurée (SN17A) : 11,0 à 13,4 Mpa.
- roche altérée (SN4A et B) : 5,2 à 8,1 Mpa.

#### 3.3.4 - Essais de frottement

Les essais de frottement sur plan de discontinuité naturelle se font généralement sur des éprouvettes cylindriques, taillées de manière que la discontinuité à étudier soit perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette. Dans une boîte de cisaillement du type Casagrande, on exerce sur cette discontinuité un effort normal  $N$  et un effort tangentiel  $T$  qui, rapportés à la surface testée, permettent de calculer les contraintes normale  $\sigma_n$  et tangentielle  $\tau$  appliquées.

En cours d'essai, la charge normale  $N$  est constante et l'effort normal  $T$  croît. Si on enregistre l'effort  $T$  et le déplacement  $\Delta l$  correspondant mesuré parallèlement à  $T$ , on s'aperçoit que la contrainte tangentielle augmente rapidement avec  $\Delta l$  tant que la résultante des forces appliquées constitue avec la normale à la discontinuité un angle inférieur à l'angle de frottement de la roche sur elle-même, le long de la discontinuité considérée. Lorsque cet angle est atteint, on observe un glissement des deux parties de la roche pour un effort de cisaillement constant. Si on fait plusieurs essais avec des valeurs croissantes de l'effort normal, on peut tracer la courbe de cisaillement dont l'équation correspond à la loi de COULOMB :  $\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi_r$  dans laquelle  $\phi_r$  est l'angle de frottement résiduel (angle de frottement de la roche sur elle-même le long de la discontinuité considérée). Dans le cas d'une discontinuité présentant des irrégularités de surface et/ou une rugosité élevée, une cohésion apparente  $C_a$  due à l'interpénétration étroite des compartiments séparés par la discontinuité est alors mesurée et l'équation correspondant à la loi de Coulomb devient :  $\tau = C_a + \sigma_n \operatorname{tg} \phi_r$ .

Dans le cadre de cette étude, 10 essais de frottement ont été réalisés sur des échantillons représentant le plus large éventail de discontinuités qui sont à l'origine de glissement de blocs ou de masses rocheuses. Bon nombre de ces plans correspondent à des diaclases ou à des fractures avec remplissage partiel ou total de minéraux secondaires (le plus souvent hydroxydes de fer et calcite).

Les résultats de ces essais sont groupés dans le tableau 5 et les courbes expérimentales sont présentées en annexe 1.

Dans la plupart des cas, la cohésion apparente est nulle. L'angle de frottement résiduel varie de  $14^{\circ}$  à  $39^{\circ}$ . Les valeurs les plus faibles correspondent à la zone 17. Sur le terrain, on observe que les zones 6 et 10 sont celles où les plans de glissement sont les plus importants, les plus nombreux et présentent surtout des surfaces très régulières et planes.

La présence de calcite et d'hydroxydes de fer ne semble pas influencer l'essai d'une manière significative, les facteurs les plus importants étant la planéité et la régularité de la discontinuité.

TABLEAU 5 - RESULTATS DES ESSAIS DE FROTTEMENT

N° ECHANTILLON	TYPE LITHOLOGIQUE	MORPHOLOGIE DU PLAN DE GLISSEMENT	ANGLE DE FROTTEMENT RESIDUEL (en °)	COHESION APPARENTE (en MPa)
SN1A	Roche conglomératique altérée	Surface régulière ; placage de calcite	29-35°	0
SN4C	Roche conglomératique altérée	Surface régulière ; léger placage d'hydroxydes de fer	25°	0
SN5A	Roche gris foncé feldspathique	Surface régulière ; placage de calcite	20-23°	0
SN6A	Roche dure feldspathique	Surface irrégulière ; important placage de calcite	21°	0,1
SN7A	Ignimbrite	Surface très irrégulière ; léger placage d'hydroxydes de fer et de calcite	25-28°	0,18
SN10A	Roche fine feldspathique	Surface très régulière et lustrée, léger placage d'hydroxydes de fer	14-18°	0
SN10B	Roche à éléments hétérogènes	Surface très plane et légèrement rugueuse ; placage de calcite	26°	0
SN12B	Roche fine d'aspect microlithique	Surface irrégulière avec redan ; très léger placage d'hydroxydes de fer	36°	0
SN17C	Roche feldspathique porphyrique	Surface assez plane et rugueuse ; important placage de calcite	39°	0
SN19A	Roche conglomératique altérée	Surface irrégulière ; important placage d'hydroxydes de fer	29-32°	0

#### 4 - PROJET GEOTECHNIQUE DE CONFORTEMENT ET DE REAMENAGEMENT : SOLUTIONS TECHNIQUES ENVISAGEABLES

Le projet géotechnique de réaménagement de la carrière, en vue d'assurer au mieux la stabilité des fronts de taille définitifs, doit répondre à un certain nombre de contraintes, tant sur le plan technique (faisabilité des travaux), que sur le plan juridique et administratif (contraintes foncières notamment).

Ce chapitre présente très sommairement les différentes techniques pouvant être mises en oeuvre dans ce type de réaménagement. Pour plus de détails, on se référera à l'annexe 2.

Dans le cadre d'une ouverture au public de la carrière, et en ne tenant pas compte des méthodes de protection indirectes, qui consistent à isoler ou à interdire au public les zones dangereuses, on peut envisager différentes parades de protection :

- reprise de terrassements,
- parades mécaniques,
- purges manuelles,

##### **4.1 - Reprise de terrassement**

Il s'agit là d'une solution globale qui peut comporter plusieurs techniques :

- abattage à l'explosif de masses rocheuses en équilibre (colonne, dièdres ....) ;
- modification de la pente du front de taille ;
- création d'une ou plusieurs banquettes ;
- création d'une butée de pied constituée de matériaux abattus.

A ce niveau d'intervention, il faut envisager des revégétalisations partielles ou totales.

#### 4.2 - Parades mécaniques

Communément utilisées pour les talus routiers en montagne, ces parades sont très diverses et leur coût est généralement élevé ; elles ne doivent être utilisées dans le cadre du réaménagement que pour des confortements ponctuels après la phase de retalutage :

- écran de béton projeté pour empêcher l'altération des roches ou maintenir des zones déjà altérées, très fragmentées ou peu cohérentes ;
- pose de grillage métallique plaqué sur la paroi et lesté à la base ;
- ancrages passifs de masses rocheuses ;
- épingleage d'écailles ;
- soutènement par muret ou pilier de colonnes rocheuses ou de blocs.

#### 4.3 - Purges manuelles

Ces purges ne peuvent se faire que sur des éléments rocheux de faible volume (blocs, écailles en équilibre) ; là aussi il ne s'agit que d'une parade ponctuelle qui doit être envisagée à la fin de travaux plus lourds (retalutage) et dans le cadre d'un programme de surveillance annuel ou bi-annuel.

5 - ANALYSE DE LA STABILITE EN GRAND DES FRONTS DE TAILLE ET EVALUATION  
DES ANGLES DES FRONTS DEFINITIFS

5.1 - Principe de la méthode utilisée

L'angle de pente limite d'un talus rocheux est fonction d'un certain nombre de paramètres parmi lesquels les plus importants sont :

- la hauteur du talus ;
- l'état de fracturation du massif, et en particulier l'orientation des principales familles de discontinuités qui délimitent les volumes de roches susceptibles de se mettre en mouvement ;
- les caractéristiques mécaniques du massif rocheux et, en particulier, celles des discontinuités qui le parcourent (résistance au cisaillement) ;
- la distribution de la charge hydraulique dans le massif.

Ces diverses données peuvent être introduites dans des modèles de calcul permettant de déterminer, pour différents types de rupture possibles, un coefficient de sécurité  $F$ , rapport des forces assurant la stabilité d'une masse de roche donnée, sur celles tendant à la mettre en mouvement. Pour une pente donnée, le calcul est fait pour un grand nombre de surfaces de rupture possibles : c'est le coefficient  $F$  le plus faible calculé pour l'ensemble de ces surfaces, qui exprime l'état de stabilité de la pente. Si  $F > 1$ , la pente est stable ; si  $F < 1$ , elle est instable. Dans le cadre de cette étude, on considère que  $F$  doit être supérieur à 1,5 pour les fronts de taille définitifs.

Les calculs ont été réalisés à l'aide d'abaques et du programme Anastab qui permet de prendre en compte une résistance au cisaillement anisotrope pour les terrains fracturés et/ou à anisotropie planaire.

## 5.2 - Profils étudiés

Les profils étudiés sont au nombre de six (figure 7). Ils ont été sélectionnés en fonction des résultats de l'évaluation de la stabilité actuelle de la carrière (se référer au précédent rapport) :

- le profil A comprend les zones instables 3 et 4 ;
- le profil B comprend les zones instables 7 et 8 ;
- le profil C est affecté à la zone 10, zone instable proche de l'état d'équilibre limite ;
- le profil D est affecté à la zone 11, instable ;
- le profil E est affecté à la zone 13, proche de l'état d'équilibre limite ;
- le profil F est affecté aux zones 15, 16, 17 actuellement en cours d'exploitation.

Dans tous les cas, on suppose que le profil est perpendiculaire à la direction du front de taille. Dans le cas d'un front incurvé (zones 7, 10, 11, 15 et 16), le profil est implanté là où les conditions sont le plus défavorables à la stabilité (grande hauteur du front, présence de structures défavorables).

## 5.3 - Hypothèses générales prises en compte dans les calculs

### 5.3.1 - Géométrie du front de taille

Dans un premier temps, l'analyse de la stabilité est réalisée avec les angles de pente actuelle, afin de caler les paramètres (C et  $\phi$ ) d'après les résultats de l'évaluation de terrain. Elle est ensuite réalisée pour deux ou trois valeurs angulaires inférieures à la valeur actuelle, avec un pas de  $5^\circ$ , jusqu'à l'obtention d'un coefficient de sécurité (F) proche ou supérieur à 1,5.

### 5.3.2 - Structure du massif

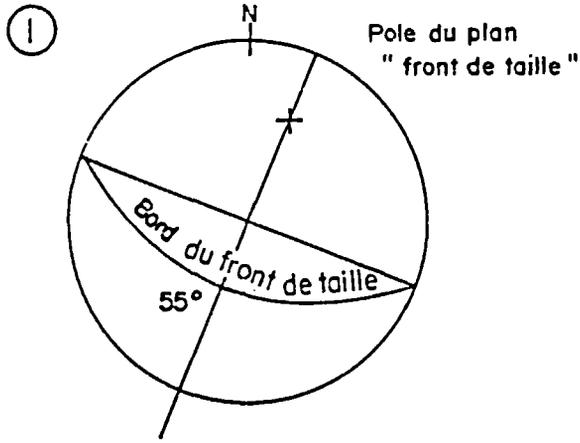
Un des points fondamentaux à prendre en compte dans une étude de stabilité de pente consiste en l'orientation des grandes familles de discontinuités recoupant le massif rocheux par rapport à la pente.

Les discontinuités qui sont sub-perpendiculaires ou du moins très obliques par rapport aux fronts de taille de la carrière, ne jouent pratiquement aucun rôle sur sa stabilité. Par contre, les familles de discontinuités dont la direction est parallèle ou sub-parallèle aux fronts de taille ont une influence défavorable si leur pendage est orienté dans le sens de la pente.

Dans cette optique, pour chaque section, on a recherché graphiquement sur diagramme de Schmidt, les familles dont la direction est sub-parallèle au bord du front de taille. Ceci a été fait en utilisant les différentes familles de fractures, définies à partir du relevé structural de chaque zone. On a ensuite déterminé les intersections des familles retenues avec le plan vertical perpendiculaire à la pente, ce plan étant celui dans lequel l'analyse de stabilité est effectuée. La recherche de ces intersections a été réalisée en tenant compte des écarts en direction et pendage des plans de chaque famille.

Cette procédure aboutit à définir dans le plan de la section étudiée, un certain nombre de secteurs angulaires correspondant à autant de familles de discontinuités. Suivant les directions situées à l'intérieur de ces secteurs, on attribue au massif rocheux des résistances au cisaillement faibles, qui sont celles des discontinuités correspondantes. Dans les autres directions, qui ne sont pas des directions de faiblesse du massif, on prend en compte des résistances au cisaillement plus élevées. La procédure décrite ci-dessus est résumée de façon graphique sur la figure 8, pour une seule famille de discontinuités. Les schémas structuraux effectivement retenus pour chacun des profils étudiés sont présentés dans le tableau 6.

Les secteurs angulaires sont définis suivant la convention de la figure 9 tracée dans le plan vertical perpendiculaire au bord du front de taille.



Plan vertical perpendiculaire au plan du front de taille  
Diagramme de Schmidt hémisphère inférieure

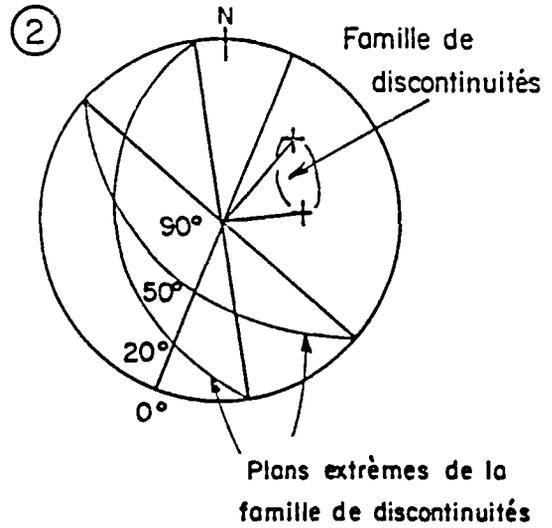
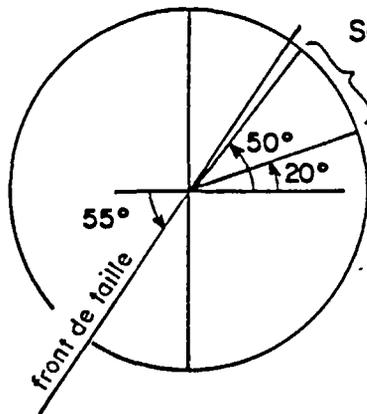


Diagramme de Schmidt hémisphère inférieure

3



Secteur à caractéristiques faibles  
correspondant à la famille  
de discontinuités

Figure dans le plan vertical  
perpendiculaire au bord du front de taille

Figure 8 : Procédure graphique de détermination de l'intersection d'une famille de discontinuités avec le plan vertical perpendiculaire au bord du front de taille (plan dans lequel est étudié le problème de la stabilité).

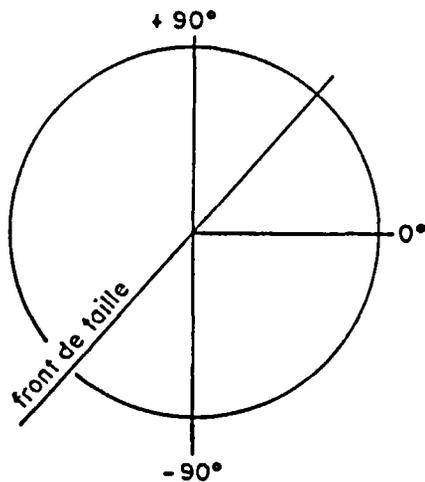


Figure 9 : Convention d'orientation des secteurs angulaires permettant de définir l'anisotropie de résistance des terrains.

TABLEAU 6 - SCHEMA STRUCTURAL RETENU POUR CHAQUE PROFIL

PROFIL	ORIENTATION ET PENTE DU FRONT AU DROIT DU PROFIL		SECTEUR ANGULAIRE	FAMILLES DE DISCONTINUITES AFFECTANT LE SECTEUR ANGULAIRE	RESISTANCE AU CISAILLEMENT AFFECTE A CHAQUE SECTEUR	
	DIRECTION	PENTE			c (MPa)	$\phi$ (en °)
A	N 65	65 SE	+ 90 à + 60	$\Delta P2$ (zone 4)	0,25	25
			+ 60 à + 50	$\Delta S$	0,70	27
			+ 50 à + 35	$\Delta S$	0,25	25
			+ 35 à - 35		10	56
			- 35 à - 50	$\Delta S$	0,25	25
			- 50 à - 65		10	56
			- 65 à - 90	$\Delta S$	0,70	27
B	N 40	60 SE	+ 90 à + 40	$\Delta P1$ ( $\Delta S$ ) (zone 7)	0,15	25
			+ 40 à - 50		10	56
			- 50 à - 60	$\Delta P3$	0,15	25
			- 60 à - 70		10	56
			- 70 à - 80	$\Delta S$	0,15	25
			- 80 à - 90	$\Delta P2$	0,70	27
			C	N 60	65 SE	+ 90 à + 80
+ 80 à + 55	0,06	20				
+ 55 à - 20	10	56				
- 20 à - 60	$\Delta S2$	0,70				27
- 60 à - 75	$\Delta S1$	0,06				20
- 75 à - 90		10				56
D	N 30	70 NW				+ 90 à + 50
			+ 50 à + 35	$\Delta P2$	0,70	27
			+ 35 à - 40		10	56
			- 40 à - 65	$\Delta P1$	0,12	25
			- 65 à - 90		0,70	27
			E	N 75	70 NW	+ 90 à + 50
+ 50 à + 40		1,80				53
+ 40 à + 30	$\Delta S2$ ( $\Delta S1$ )	0,20				35
+ 30 à + 20	$\Delta S1$	1,80				53
+ 20 à - 70		10				56
- 70 à - 90	$\Delta S$	0,20				35
F	N 145	75 NE				+ 90 à + 45
			+ 45 à + 35	0,70	43	
			+ 35 à - 45	10	56	
			- 45 à - 65		0,70	43
			- 65 à - 80	$\Delta S1$	0,10	35
			- 80 à - 90		10	56

1 MPa = 100 T/m<sup>2</sup>

### 5.3.3 - Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux introduites dans les calculs ont été choisies sur la base des résultats des essais de laboratoire. Le nombre de ces essais étant réduit, ces caractéristiques mécaniques tiennent compte également des observations in-situ et de l'expérience acquise à la faveur d'études antérieures. Le poids volumique apparent retenu est de  $25 \text{ kN/m}^3$  pour les cinq mètres les plus superficiels (zone d'altération) et de  $27 \text{ kN/m}^3$  pour l'autre partie du massif.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques affectées au massif rocheux, il est utile de revenir succinctement sur la façon de considérer les résultats des essais de laboratoire.

Dans un massif présentant de nombreuses discontinuités, la résistance au cisaillement de ce massif dans une direction donnée peut être considérée comme égale à la résistance au cisaillement mesurée en laboratoire sur des discontinuités de même orientation. En fait, les essais de laboratoire donnent plus exactement la limite inférieure de la résistance au cisaillement du massif dans la mesure où la plupart du temps il n'existe pas, dans la direction considérée, une seule discontinuité ininterrompue mais une série de discontinuités séparées par des ponts de matière dont l'effet est d'accroître la résistance au cisaillement du massif dans la direction considérée.

Il importe, en outre, de souligner que pour une discontinuité naturelle donnée, il existe en fait deux valeurs de résistance au cisaillement : une résistance dite "de pic" et une résistance résiduelle plus faible. La première est mobilisée tant que les déplacements restent faibles. Au-delà d'un certain seuil de déplacement, les irrégularités importantes du plan de la discontinuité sont rompues et la discontinuité ne peut plus mobiliser que sa résistance résiduelle. Lorsqu'une discontinuité est tapissée d'un matériau de remplissage ou de décomposition s'apparentant à un sol, c'est alors la résistance au cisaillement de ce matériau qui intervient.

Dans le cas d'un massif ne présentant aucune discontinuité ou dans les directions suivant lesquelles il n'en existe pas, la résistance au cisaillement est égale à la résistance intrinsèque de la matrice rocheuse. Comme il n'existe pas de massif rocheux sans discontinuités, la valeur de résistance retenue est située entre celle de la roche intacte et la résistance de pic des discontinuités.

Les paramètres mécaniques introduits dans le calcul doivent donc être représentatifs de l'état du massif et notamment de son état d'altération et de fracturation. Pour tenir compte de cet état, les paramètres sont calculés selon la méthode de E. HOEK et E.T. BROWN (1980), en prenant une hauteur moyenne de talus de 100 m (figure 10) :

$$\text{- secteur E + F} \quad : \tau_N = 0,525 (\sigma_N + 0,002)^{0,698}$$

$$\text{- secteur A, B, C, D} \quad : \tau_N = 0,295 (\sigma_N + 0,0003)^{0,691}$$

Sur la base de l'essai triaxial (caractéristiques matricielles ou intrinsèques) et des essais de frottement sur plans de discontinuités naturelles (caractéristiques résiduelles) réalisés, les paramètres mécaniques sont calés par calcul avec le programme Anastab pour les secteurs angulaires de faible résistance mécanique, dans l'hypothèse d'un massif avec nappe aquifère, proche de l'état d'équilibre limite. Les paramètres ainsi retenus sont présentés dans le tableau 6.

#### 5.3.4 - Charge hydraulique dans le massif

La charge hydraulique joue un rôle important dans la stabilité d'un front rocheux. Dans le cas de la carrière de St Nabor, les calculs sont effectués en prenant comme hypothèse que le massif est drainé à partir des fronts de taille, le niveau piézométrique remontant progressivement jusqu'à une dizaine de mètres au-dessous de la surface topographique, en s'éloignant vers l'intérieur du massif (figure 11) ; le tableau 7 résume les caractéristiques hydrauliques observées dans le massif.

L'hypothèse de la présence d'une surface libre va dans le sens de la sécurité car le massif n'est en fait affecté que d'une perméabilité de fractures. Un calcul dans l'hypothèse d'absence d'eau dans le massif a également été réalisé afin de vérifier l'influence de la nappe sur la stabilité.

Pour une hauteur moyenne de talus de 100 m ( $\gamma = 2,6 \text{ T/m}^3$ ):

Courbe 1 : - avec  $\sigma_c = 180 \text{ MPa}$  :  $\sigma/\sigma_c = 0,044$   
(profil E)  
 $c = 1,8 \text{ MPa}$   
 $\varphi = 53^\circ$

- avec  $\sigma_c = 60 \text{ MPa}$  :  $\sigma/\sigma_c = 0,0433$   
(profil F)  
 $c = 1,2 \text{ MPa}$   
 $\varphi = 43^\circ$

Courbe 2 : - avec  $\sigma_c = 60 \text{ MPa}$  :  $\sigma/\sigma_c = 0,053$   
(profils A, B, C)  
 $c = 780 \text{ kPa}$   
 $\varphi = 27^\circ$

- avec  $\sigma_c = 45 \text{ MPa}$  :  $\sigma/\sigma_c = 0,0578$   
(profil D)  
 $c = 540 \text{ kPa}$   
 $\varphi = 27^\circ$

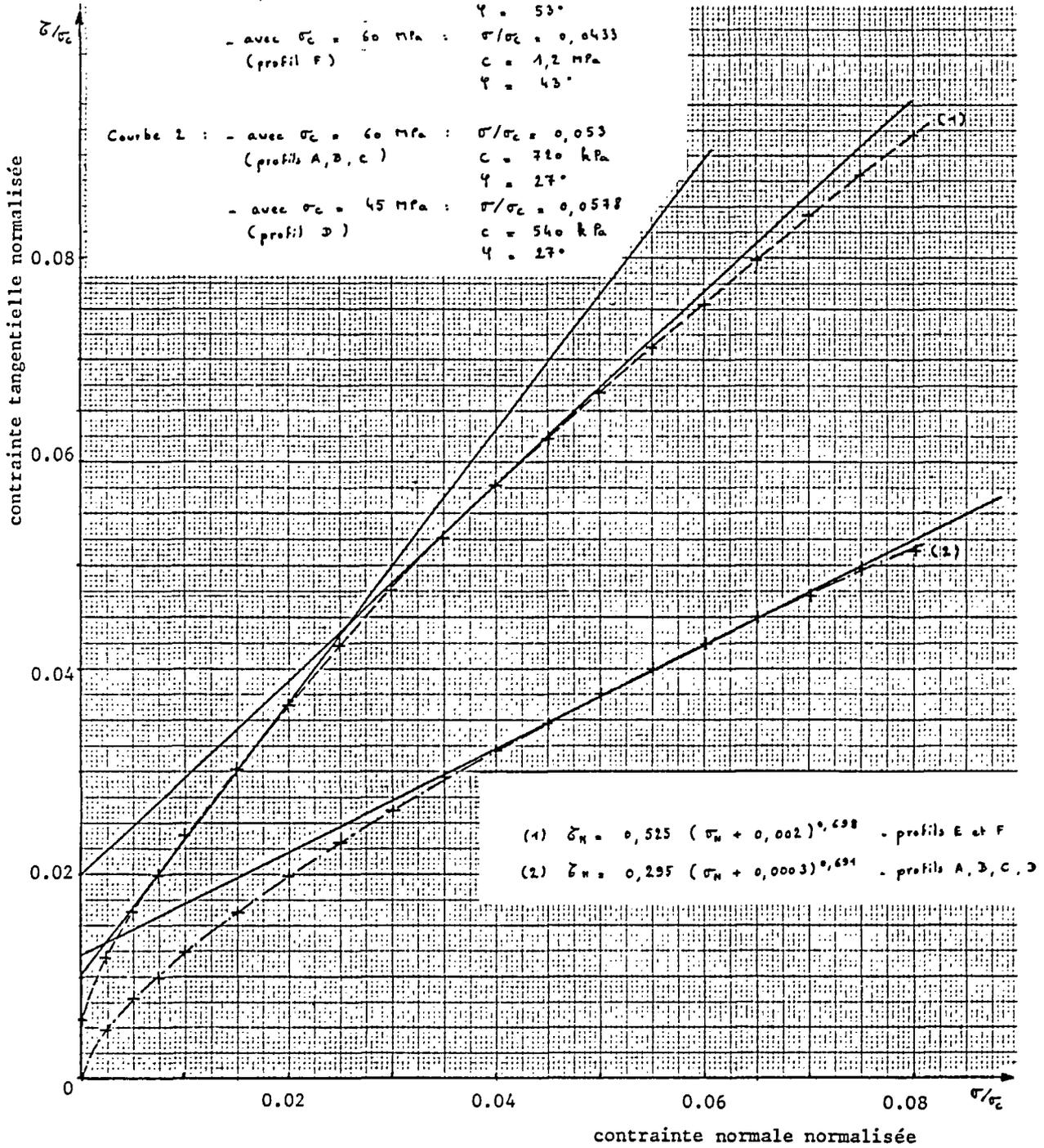


Figure 10 - Détermination de C et  $\varphi$  selon la méthode de HOEK et BROWN (1980)

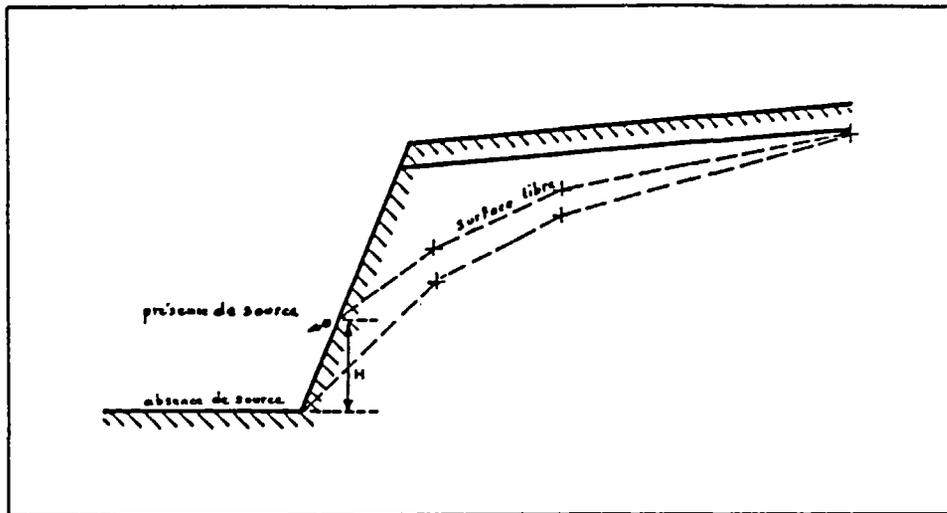


Figure 11 - Caractéristiques hydrauliques attribuées au massif pour le calcul

TABLEAU 7 - CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES RETENUES POUR CHAQUE PROFIL

PROFIL	H	OBSERVATIONS
A	0	Suintements dans les failles
B	10	Sources entre 5 et 10 m au-dessus du pied du front de taille
C	0	Suintement dans les fractures
D	0	Suintement dans les fractures
E	0	Suintement dans les fractures
F	0	Quelques écoulements dans le front de taille

## 5.4 - Résultats de l'analyse de stabilité (ruptures circulaires et planes affectant l'ensemble du front de taille)

### 5.4.1 - Analyse de la stabilité des fronts actuels

Un premier calcul est réalisé en prenant en compte les hypothèses et les données précédemment définies, les coefficients de sécurité étant voisins de 1. Dans ce calcul, des surfaces de rupture circulaires et non circulaires sont générées à partir de 6 points situés en pied de front de taille et en avant de celui-ci jusqu'à une distance de 50 m (figure 12 : exemple du profil A).

Les surfaces les plus défavorables sont sélectionnées par le programme de calcul, ce qui permet de déterminer les points de rupture préférentiels aval (figure 13 : exemple du profil A). Pour tous les profils, les ruptures les plus défavorables partent du pied du front de taille. Pour le profil F, les ruptures les plus défavorables sont celles qui partent du pied du front de taille le plus élevé.

Un second calcul est alors réalisé et 100 surfaces de rupture circulaires et non circulaires sont générées à partir du pied du front de taille (point le plus défavorable définit précédemment), dans l'hypothèse de la présence d'une nappe aquifère (figures 14 et 15 : exemple du profil A). Ce calcul permet d'évaluer les distances au front de taille des ruptures au sommet du massif, pour des coefficients de sécurité inférieurs à 1,5 ( tableau 8).

Un troisième calcul est réalisé afin de contrôler l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la présence ou non de la nappe aquifère et de la valeur de la cohésion attribuée aux secteurs angulaires de qualité mécanique faible (figures 16, 17 et 18). Ce calcul montre que la présence d'une nappe est défavorable pour le profil A (diminution sensible du coefficient de sécurité), légèrement défavorable pour les profils B, C et E, sans importance pour le profil D (dans l'hypothèse définie précédemment).

CARRIERE DE SAINT NABOR

ETUDE DE STABILITE ACTUELLE

PROFIL A

----- NIVEAU DE LA SURFACE LIBRE

SOL	GAMMA $10^4 \text{ N/M}^3$	C $10^4 \text{ PA}$	PHI DEG
1	2.70	1000.0	56.0
2	2.50	0.	25.0

BRGM GEOTECHNIQUE

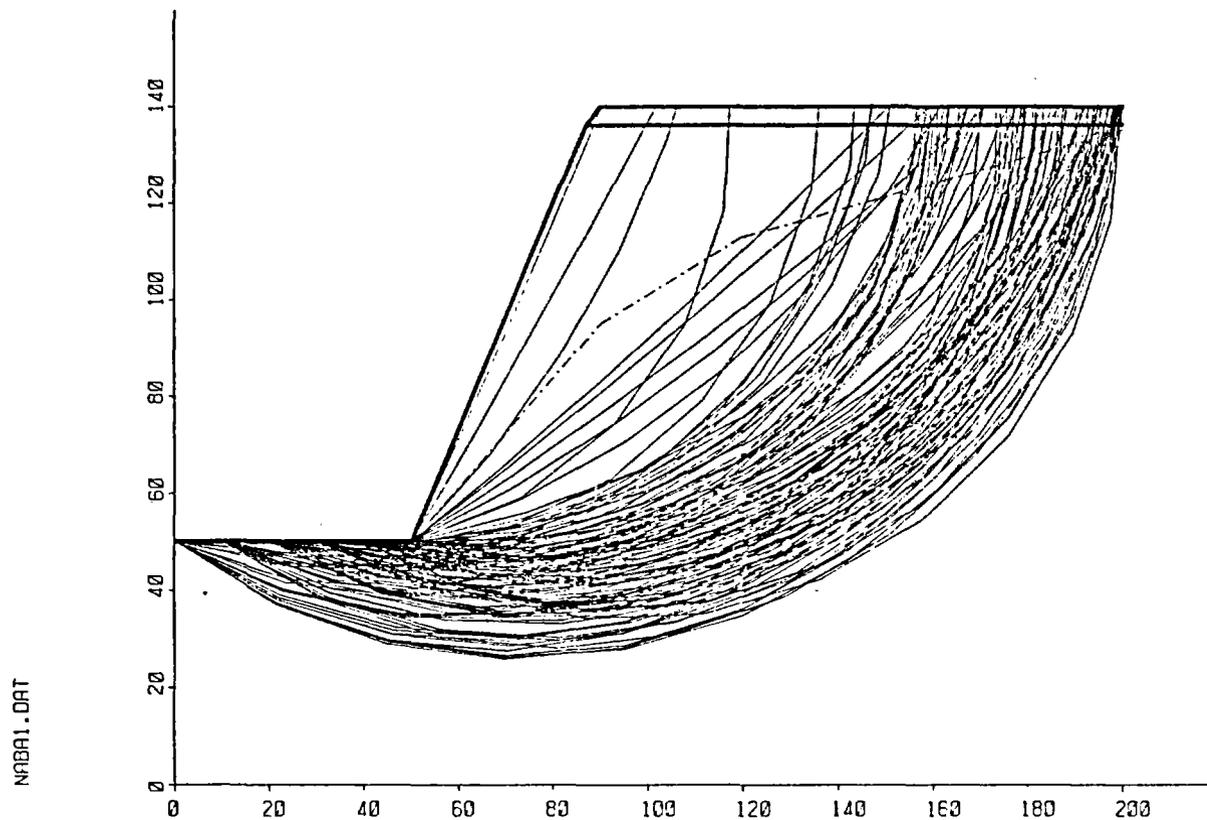


Figure 12 - 120 SURFACES CIRCULAIRES ONT ETE CALCULEES

21-JUN-88

CARRIERE DE SAINT NABOR  
 ETUDE DE STABILITE ACTUELLE  
 PROFIL A

----- NIVEAU DE LA SURFACE LIBRE

SOL	GAMMA 10 <sup>4</sup> N/M <sup>3</sup>	C 10 <sup>4</sup> PA	PHI DEG
1	2.70	1000.0	56.0
2	2.50	0.	25.0

BRGM GEOTECHNIQUE

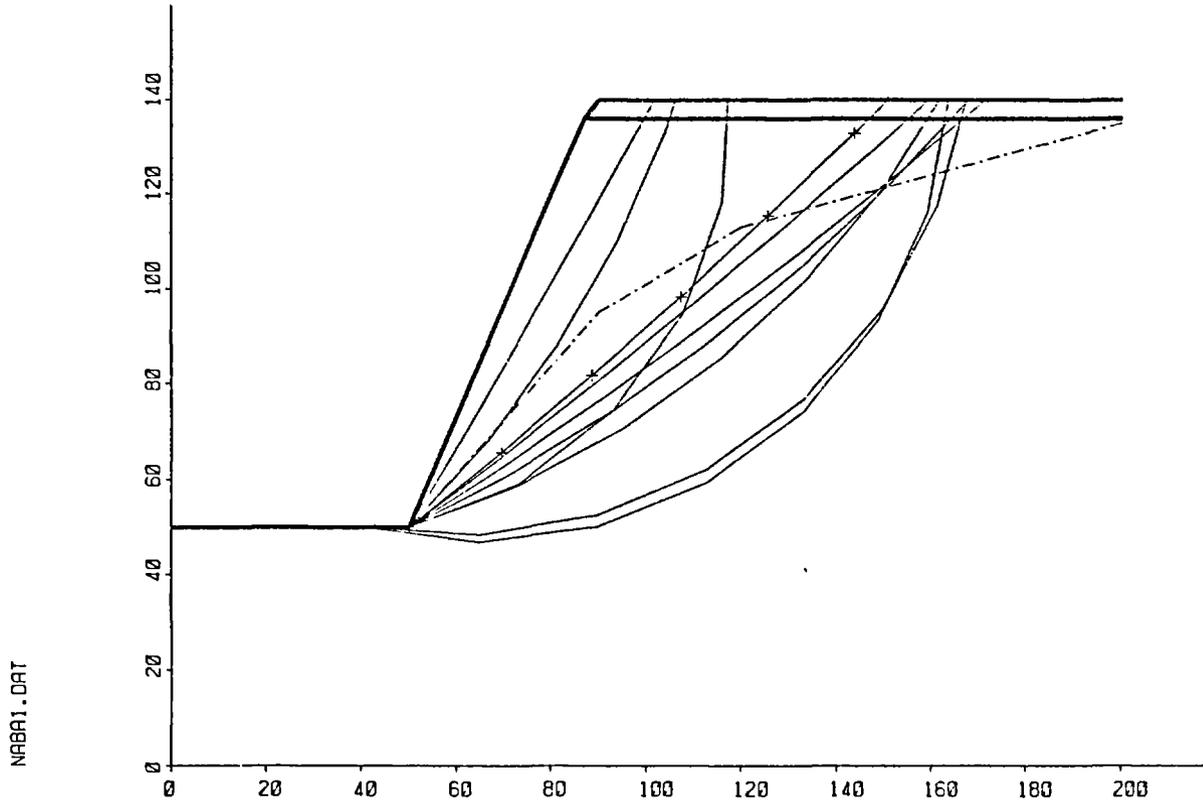


Figure 13 - REPRESENTATION DES 10 SURFACES LES PLUS CRITIQUES PARMI LES 120 SURFACES CIRCULAIRES ETUDIEES

FACTEUR DE SECURITE MINIMUM = 1.086

21-JUN-68

CARRIERE DE SAINT NABOR  
 ETUDE DE STABILITE ACTUELLE  
 PROFIL A  
 - - - - - NIVEAU DE LA SURFACE LIBRE

SOL	GAMMA $10^4 \text{ N/m}^3$	C $10^4 \text{ PA}$	PHI DEG
1	2.70	1000.0	56.0
2	2.50	0.	25.0

BRGM GEOTECHNIQUE

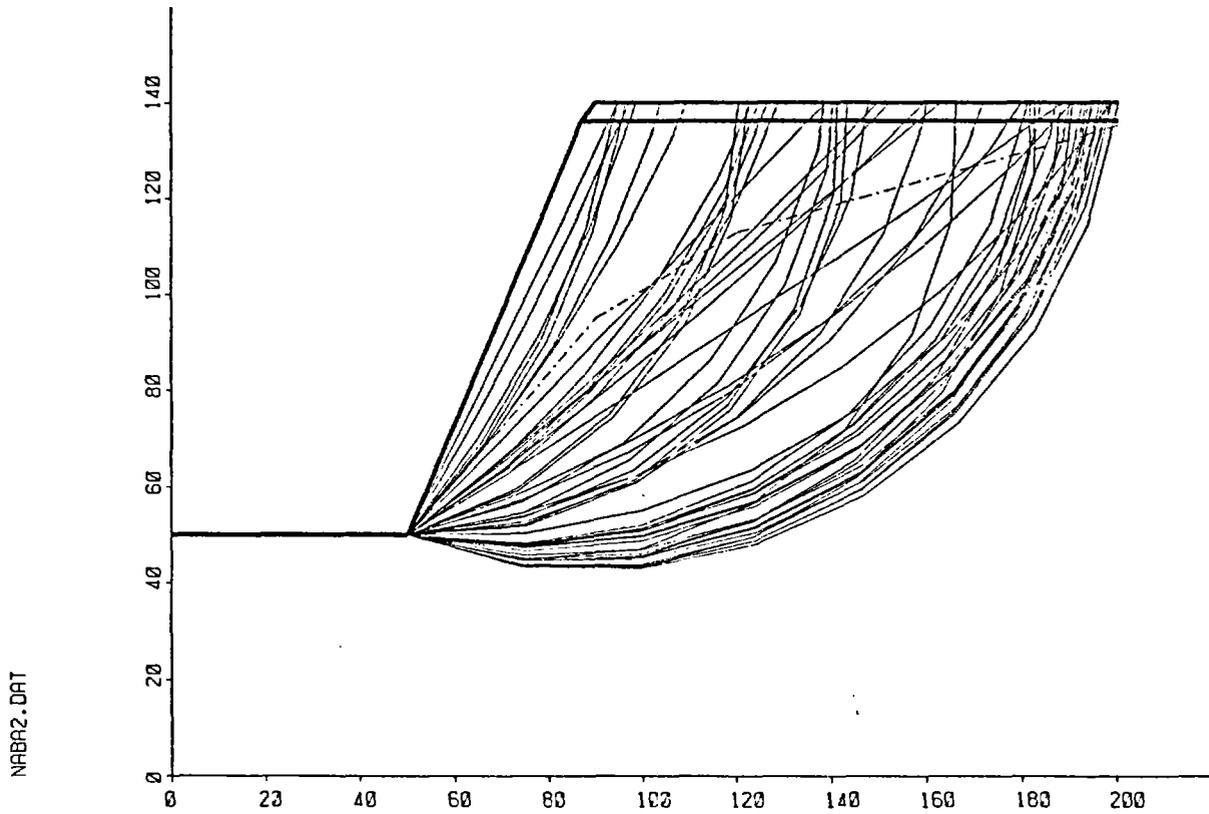


Figure 14 - 50 SURFACES CIRCULAIRES ONT ETE CALCULEES

21-JUN-88

CARRIERE DE SAINT NABOR  
 ETUDE DE STABILITE ACTUELLE  
 PROFIL A

----- NIVEAU DE LA SURFACE LIBRE

SOL	GAMMA 10 <sup>4</sup> N/M <sup>3</sup>	C 10 <sup>4</sup> PA	PHI DEG
1	2.70	1000.0	56.0
2	2.50	0.	25.0

BRGM GEOTECHNIQUE

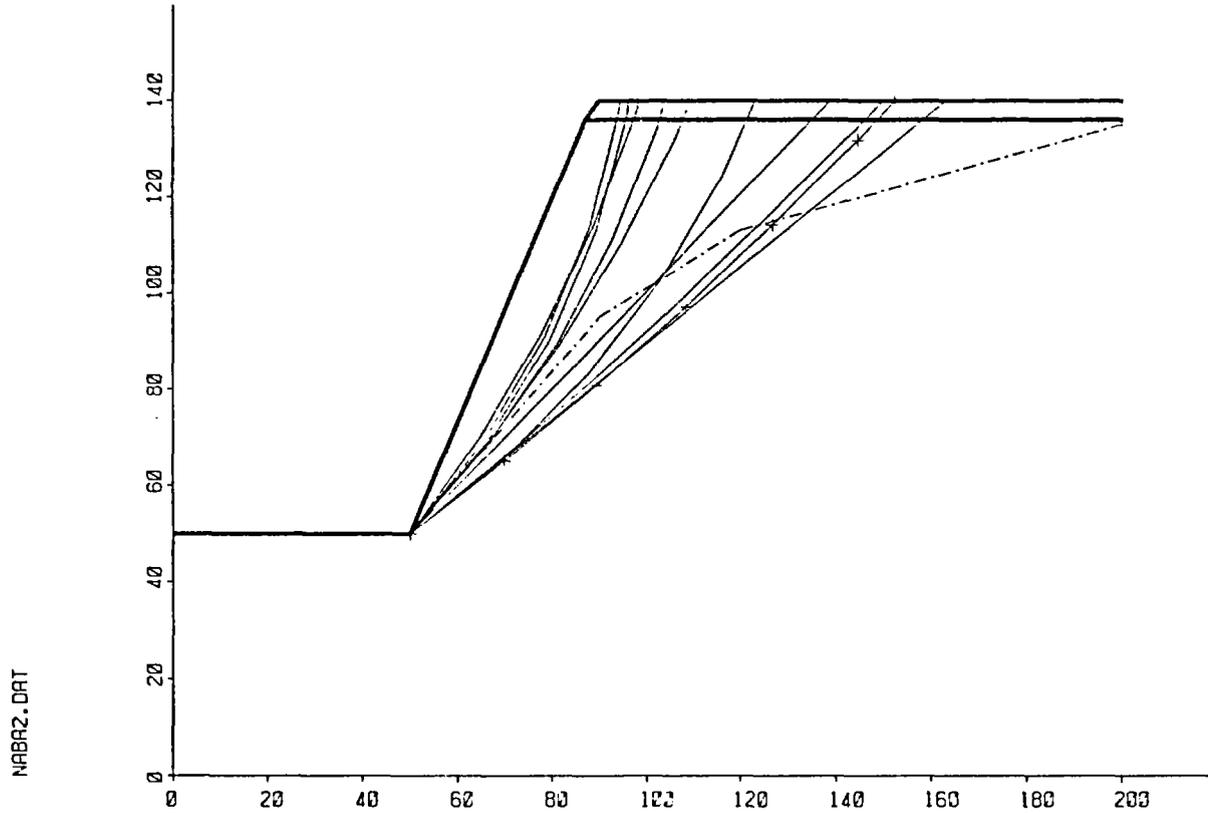


Figure 15 - REPRESENTATION DES 13 SURFACES LES PLUS CRITIQUES PARI MI LES 50 SURFACES CIRCULAIRES ETUDI EES

FACTEUR DE SECURITE MINIMUM = 1.072

21-JUN-88

**TABLEAU 8 - DISTANCE AU FRONT DE TAILLE**

**DES RUPTURES AU SOMMET DU MASSIF**

**POUR F (COEF. DE SECURITE) INFERIEUR A 1,5**

<b>PROFIL</b>	<b>DISTANCE MINIMALE</b>	<b>DISTANCE MAXIMALE</b>
A	35 m	80 m
B	5 m	20 m
C	0 m	10 m
D	0 m	30 m
E	5 m	40 m
F	0 m	30 m

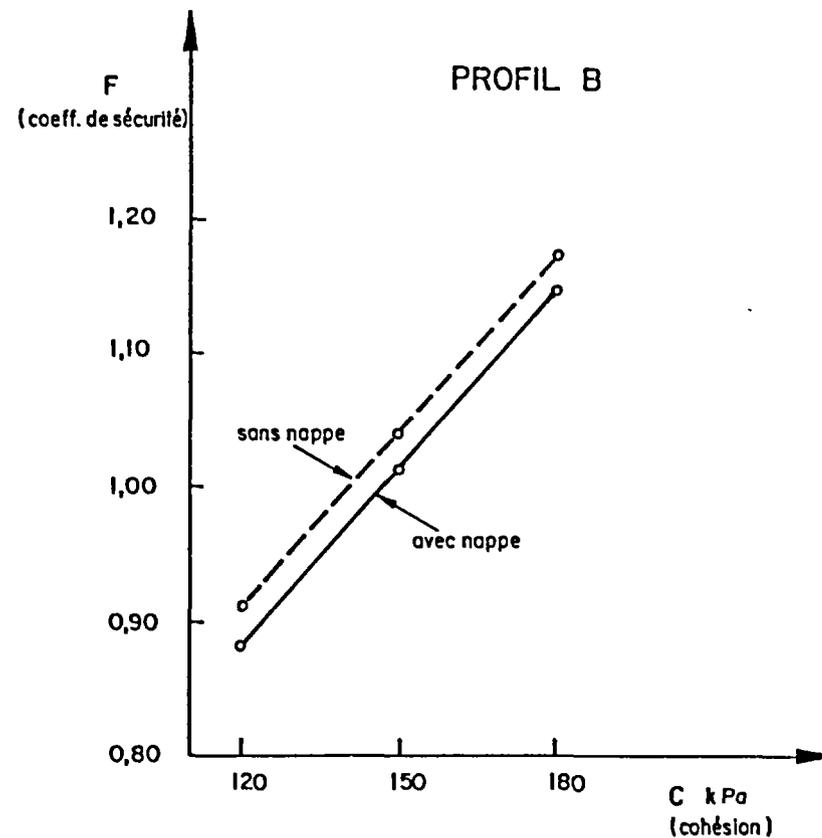
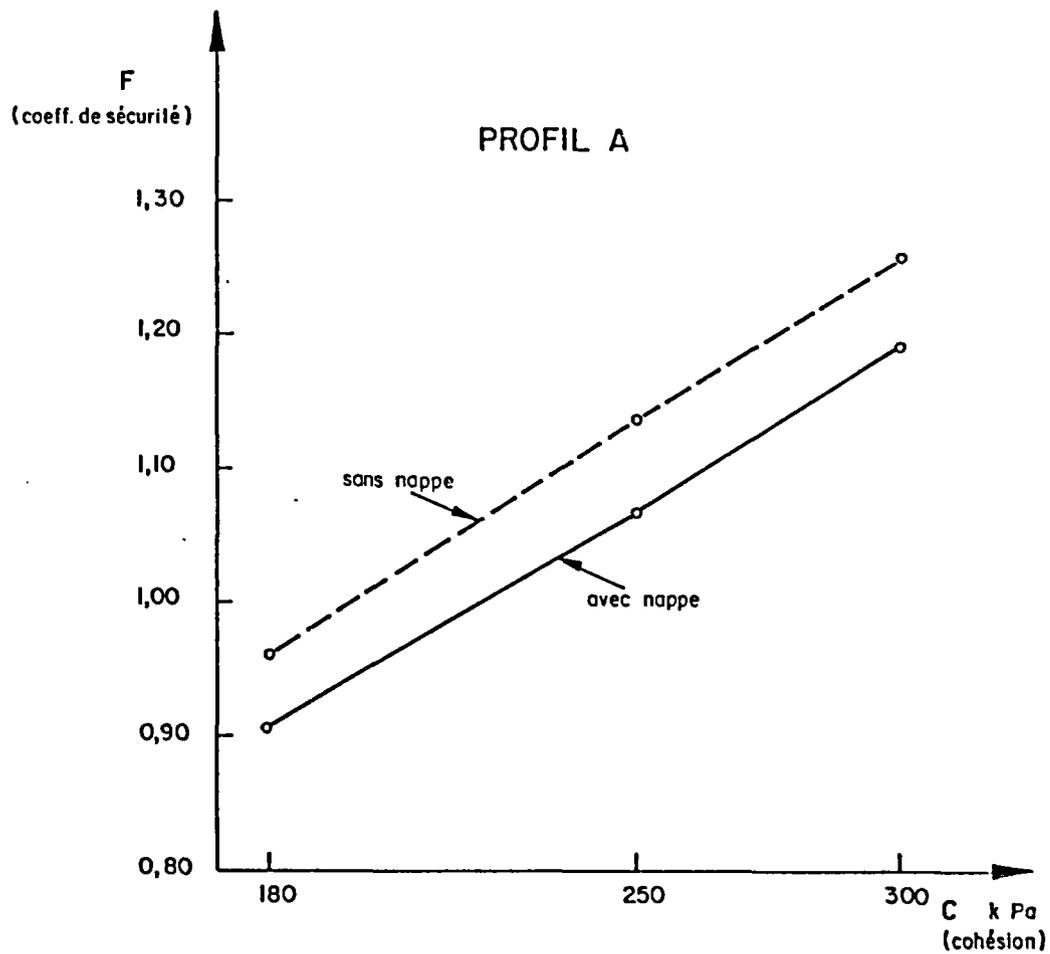


Figure 16 - Evolution du coefficient de sécurité (F) en fonction de la cohésion (C) des secteurs angulaires à résistance mécanique faible

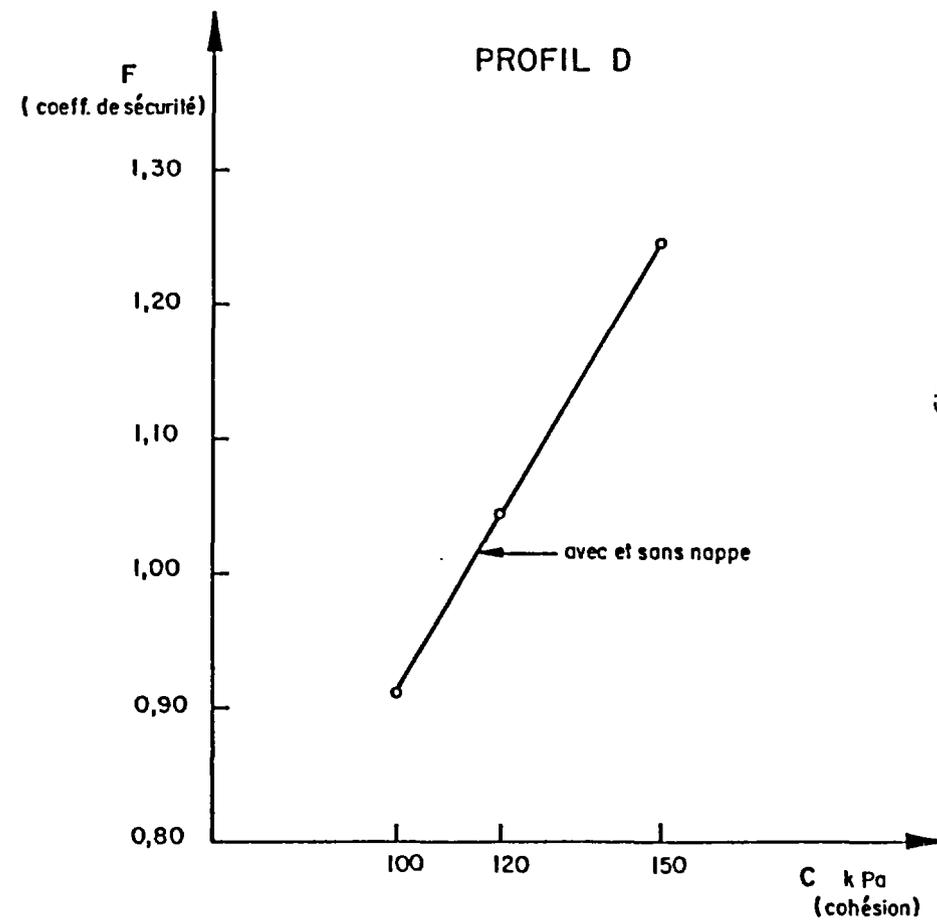
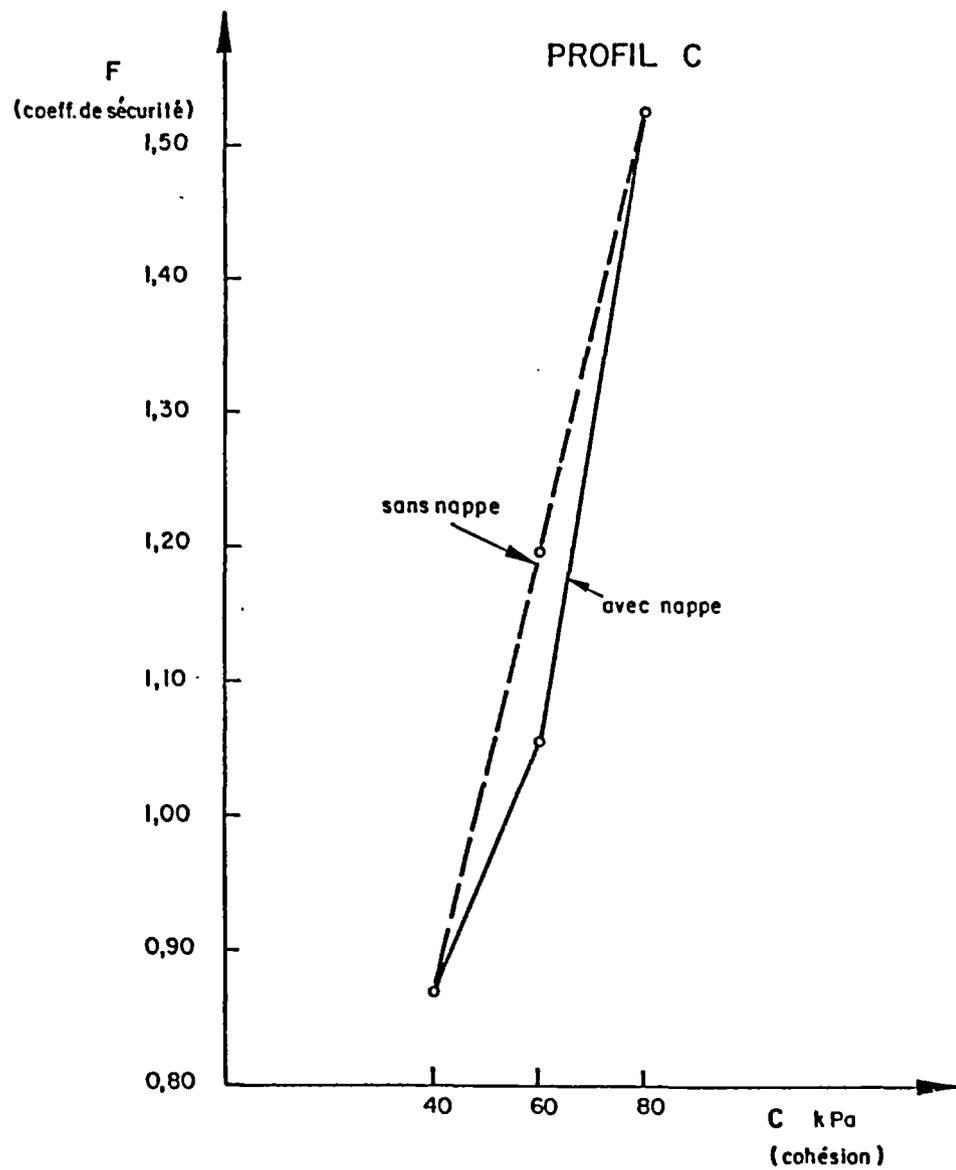
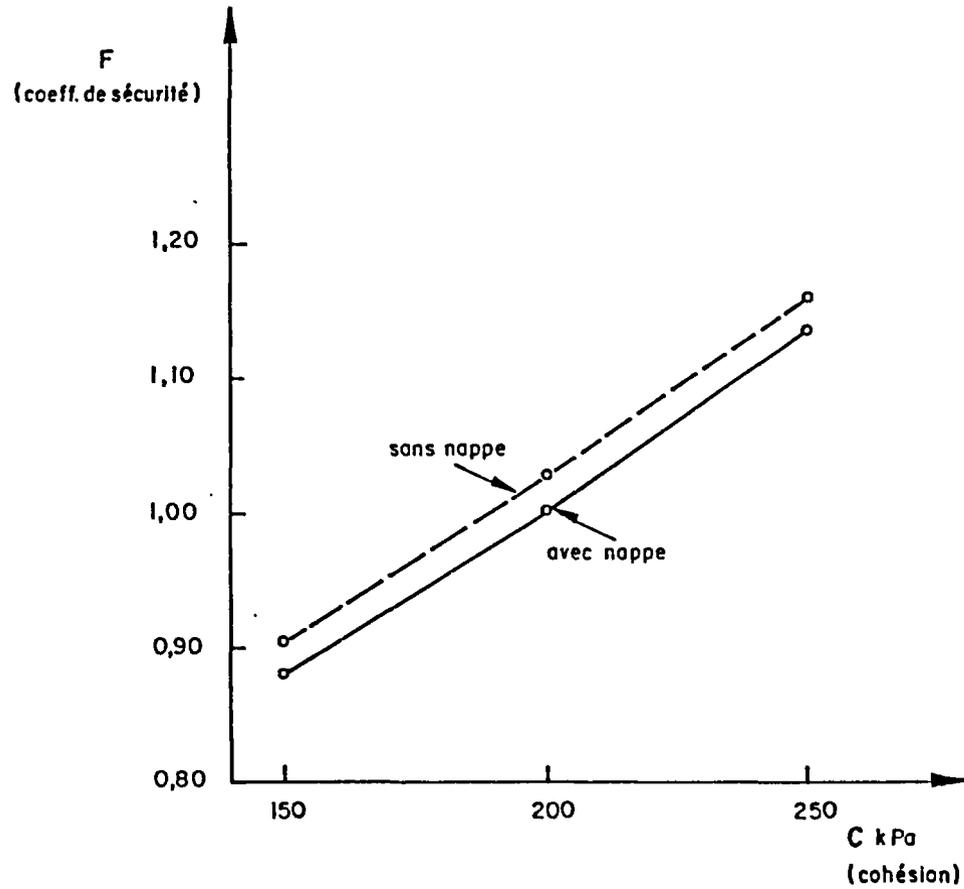


Figure 17 - Evolution du coefficient de sécurité (F) en fonction de la cohésion (C) des secteurs angulaires à résistance mécanique faible

PROFIL E



PROFIL F

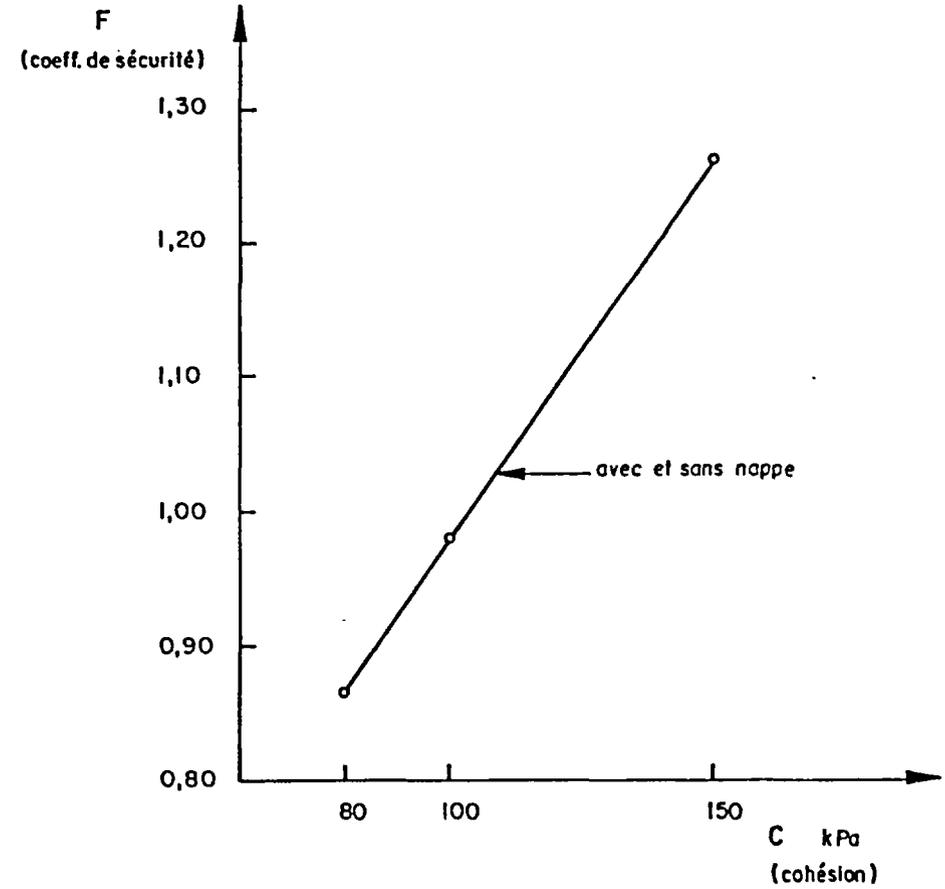


Figure 18 - Evolution du coefficient de sécurité (F) en fonction de la cohésion (C) des secteurs angulaires à résistance mécanique faible

5.4.2 - Analyse de la stabilité avec différents angles de pente

Un quatrième calcul est réalisé afin de définir les angles de talus tels que le coefficient de sécurité soit proche ou supérieur à 1,5. Le calcul est fait dans l'hypothèse la plus défavorable, c'est-à-dire avec présence d'une nappe aquifère. Le tableau 9 regroupe l'ensemble des résultats.

Les angles de pente globale des talus pour chaque profil devront donc être les suivants :

Profil A : entre 50° et 55°, avec drainage à la base,

Profil B : 50°,

Profil C : 60°,

Profil D : entre 60° et 65°,

Profil E : entre 55° et 60°,

Profil F : 60°.

TABLEAU 9 - VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE F

EN FONCTION DE L'ANGLE DES TALUS

PROFIL	ANGLE DE TALUS ( $\alpha$ ) ET COEF. DE SECURITE (F) CORRESPONDANT (avec nappe aquifère)					
	$\alpha$ (°)	F	$\alpha$ (°)	F	$\alpha$ (°)	F
A	65	1,07	55	1,32	50	2,24
B	60	1,01	55	1,07	50	2,09
C	65	1,06	60	2,36		
D	70	1,04	65	1,32	60	2,20
E	70	1,00	65	1,15	60	1,41
F	75	0,98	65	1,26	60	1,62

## 6 - ANALYSE DE LA STABILITE DES FLANCS DE LA CARRIERE VIS-A-VIS DES RISQUES DE RUPTURE EN COIN

Dans l'étude de stabilité de pentes de grande hauteur, il n'est pas toujours possible de fixer a priori la surface suivant laquelle une rupture a le plus de chances de se produire. Ceci nous a conduit a effectué la précédente analyse, avec la génération automatique de surfaces de rupture potentielles, ce qui nous a permis de préciser la forme et la position exacte de la surface de rupture la plus critique. Celle-ci est le plus souvent de forme circulaire, à grand rayon de courbure, ce qui permet de l'assimiler à une surface de rupture plane.

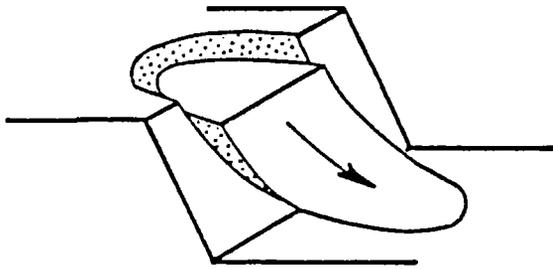
Ceci dit, on peut également admettre que les ruptures possibles sont celles qui emprunteront des surfaces définies par un petit nombre de discontinuités du massif. En pratique, les types de rupture les plus fréquents sont schématisés sur la figure 19.

Dans le cadre de cette étude, une recherche graphique de tous les types de rupture géométriquement possible a été effectuée pour les différentes orientations des flancs de la carrière et en tenant compte des familles de discontinuités qui affectent le massif rocheux, définies pour chacune des zones de la carrière dans l'étude de l'état de stabilité actuelle. Cette recherche a montré qu'en plus des risques de rupture plane déjà identifiés, les ruptures en coin dues à l'intersection de deux discontinuités d'orientations différentes sont également possibles.

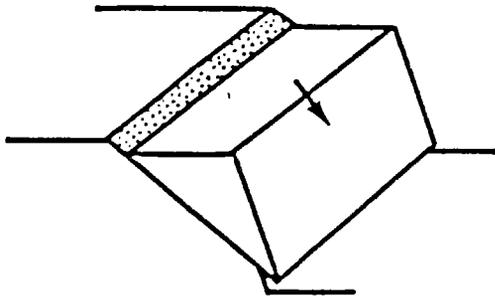
A l'aide d'abaques(1), proposés par E. HOEK et J.W. BRAY, le coefficient de sécurité vis-à-vis des risques de rupture en coin a été déterminé pour chacun des profils distingués.

---

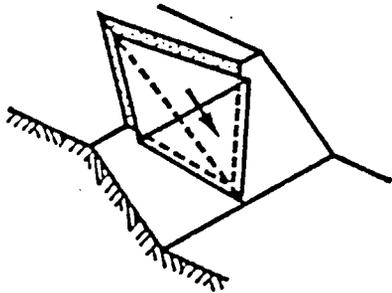
(1) "Rock slope engineering" par E. HOEK et J.W. BRAY -The Institution of Mining and Metallurgy - London - 1981 - 3ème édition.



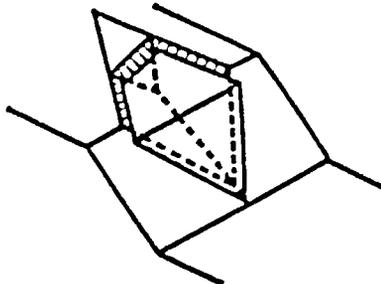
Rupture circulaire dans un massif peu cohérent (type sol) ou rocheux très fracturé



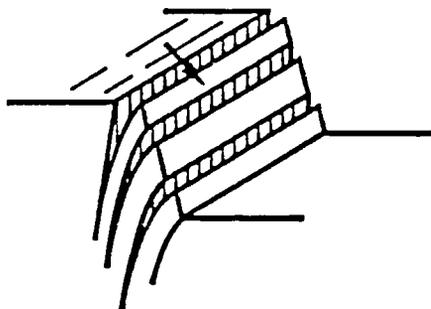
Rupture plane suivant une discontinuité de direction subparallèle au bord de fosse et de pendage orienté vers la fosse



Rupture en coin suivant deux plans de discontinuité dont la ligne d'intersection plonge vers la fosse



Rupture en coin suivant trois plans de discontinuité (même cas de figure que précédemment avec la présence d'une troisième famille de discontinuités ou de fissures de tension de direction subparallèle au bord de fosse)



Rupture par basculement ou fauchage (cas d'un massif stratifié ou schisteux à pendage subvertical)

Figure 19 - Cas de ruptures simples suivant des plans de discontinuités préexistants au sein d'un massif rocheux.

Le tableau n° 10 présente l'ensemble des résultats obtenus au cours de l'analyse de la stabilité des blocs rocheux individualisés par deux plans de discontinuités. Les hypothèses de calcul prises en compte dans cette analyse sont les suivantes :

- cohésion résiduelle nulle le long des plans de discontinuité ;
- angle de frottement résiduel  $\phi_r = 25^\circ$  ;
- conditions hydrauliques : absence totale d'eau dans les plans de discontinuité.

Notons que si l'hypothèse d'une cohésion résiduelle nulle dans les plans de fracture peut être considérée comme pessimiste, l'absence de pression interstitielle s'exerçant dans ces plans peut en contre-partie être jugée comme très optimiste. C'est pourquoi, il importe de ne pas attacher une trop grande importance à la valeur des coefficients de sécurité ainsi déterminés, mais plutôt de prêter attention aux tendances générales qu'ils permettent de dégager.

Des résultats obtenus, il ressort que les secteurs où les risques de rupture en coin sont les plus importants correspondent aux profils B, D et F. Au niveau du profil E, les coefficients de sécurité sont également très nettement inférieurs à 1, mais ils correspondent à des coins rocheux délimités par des familles de diaclases secondaires (notées  $\Delta S$ ), ce qui réduit la probabilité de formation de tels coins. Dans les secteurs A et C, les risques de rupture en coin sont très limités, voire quasi inexistantes, hormis bien sûr dans le cas de situations géologiques et structurales particulièrement défavorables.

TABLEAU N° 10 - COEFFICIENT DE SECURITE

VIS-A-VIS DES RISQUES DE RUPTURE EN SOIN

POUR CHACUN DES PROFILS ETUDIES

PROFIL	ZONE PRISE EN COMPTE	FAMILLES DE DISCONTINUITES INDIVIDUALISANT LE COIN ROCHEUX	COEFFICIENT DE SECURITE
A	4	$\Delta S_1$ et $\Delta S$	0,9
		failles F1 et F4	1,6
B	7	$\Delta P_1$ et $\Delta P_2$	0,6
		$\Delta P_1$ et $\Delta S$	0,7
		$\Delta P_2$ et $\Delta S$	0,7
C	10	pas de ruptures en coin possibles	
D	11	$\Delta P_2$ et $\Delta P_3$	0,5
		$\Delta P_2$ et ensemble de diaclases	0,9
			0,5
E	12	$\Delta S_1$ et $\Delta S_2$	1,6
		$\Delta P_2$ et $\Delta S_1$	0,3
		$\Delta P_1$ et $\Delta S_1$	0,7
		$\Delta P_1$ et $\Delta S_2$	0,5
F	15	$\Delta P_1$ et $\Delta S_2$	0,5
	17	$\Delta P_1$ et $\Delta P_4$	0,5

## 7 - STABILITE DE GRADINS - CONCEPTION DES BANQUETTES

### 7.1 - Stabilité de gradins

L'analyse des conditions de stabilité à long terme des flancs définitifs de la carrière de Saint Nabor a été conduite à partir d'un angle de pente global, c'est-à-dire constant sur toute la hauteur du flanc pour chacun des secteurs de la carrière considérés.

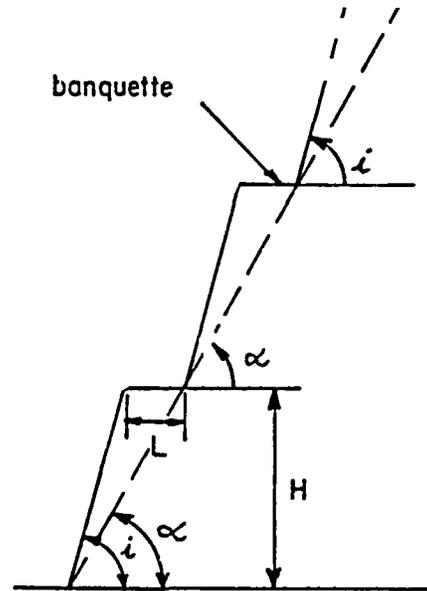
En fonction de la méthode d'exploitation envisagée et pour des raisons de sécurité évidentes, on pourra être amené à introduire des banquettes intermédiaires dans le profil final des flancs de la carrière.

En effet, les angles de pente globaux préconisés pour certains secteurs restent élevés et ne garantissent pas des risques liés à la chute de petits blocs qu'il importera de prévenir par de fréquentes purges des parements. Ceci nécessite de prévoir la réalisation de deux ou trois banquettes intermédiaires, de largeur suffisante pour permettre la purge mécanisée des fronts de taille et éventuellement la réalisation de travaux de confortement et de drainage des talus.

A partir des valeurs d'angles de pente globaux  $\alpha$  et des gradins  $i$  (figure 20) déterminées dans le cadre de cette étude, il est possible de calculer la **largeur optimale**  $L$  des banquettes entre gradins de hauteur  $H$  à partir de la formule suivante, dont les paramètres sont explicités sur la figure 20 ;

$$L = H (\cot\alpha - \cot i).$$

Cette largeur optimale des banquettes correspond à l'emprise au sol minimale de la carrière pour les différents angles de pente globaux déterminés précédemment.



$$L = H(\cotg \alpha - \cotg i)$$

Figure 20 - Paramètres pris en compte dans le calcul de la largeur optimale des banquettes intermédiaires

Le tableau n° 11 ci-après donne la largeur optimale des banquettes, à emprise au sol égale, pour différents angles et hauteurs de gradins et en fonction des angles de pente globaux.

Il ressort des résultats de ce tableau que pour obtenir une largeur raisonnable de banquettes (compatible avec la circulation de véhicules légers), à savoir supérieure à 10 mètres, la différence entre l'angle de pente du gradin et l'angle de pente global doit être supérieure à 15° pour des gradins de 20 mètres de hauteur, de 10° à 15° pour des gradins de 30 à 40 mètres de hauteur et de 10° seulement pour des gradins d'au moins 50 mètres de hauteur. Ceci dit, il paraît raisonnable de limiter également la hauteur des gradins autant que faire se peut pour faciliter toute intervention ultérieure au niveau des talus. Dans les secteurs de la carrière où l'angle de pente des gradins ne peut pas être supérieur à l'angle de pente global pour des raisons de sécurité, l'introduction de banquettes augmentera d'autant l'emprise au sol de la carrière.

## 7.2 - Conception des banquettes (se reporter au plan en pochette)

### 7.2.1 - Dispositions générales

Le retalutage des fronts de taille impose la création d'une banquette au minimum pour le front de taille d'Ottrott dans sa partie centrale et nord-est, et de une ou plusieurs banquettes pour le front de taille de St Nabor.

Quel que soit le secteur de la carrière considéré, l'angle de pente des talus dans les formations superficielles et/ou très altérées et fracturées est limité à 45° sur une hauteur moyenne de l'ordre de 5 mètres.

TABLEAU N° 11 - VARIATIONS DE LA LARGEUR OPTIMALE DES BANQUETTES

EN FONCTION DE LA HAUTEUR H ET DE L'ANGLE DE PENTE  $i$  DES GRADINS

AINSI QUE DE L'ANGLE DE PENTE GLOBAL  $\alpha$  (cf. figure 20)

Les valeurs soulignées correspondent aux largeurs de banquettes jugées raisonnables et suffisantes.

GRADIN		ANGLE DE PENTE GLOBAL $\alpha$		
		50°	55°	60°
H = 20 m	$i = 55^\circ$	2,8	0	-
	$i = 60^\circ$	5,2	2,5	0
	$i = 65^\circ$	7,5	4,7	2,2
H = 30 m	$i = 55^\circ$	4,2	0	-
	$i = 60^\circ$	7,8	3,7	0
	$i = 65^\circ$	<u>11,2</u>	7,0	3,3
H = 40 m	$i = 55^\circ$	5,6	0	-
	$i = 60^\circ$	<u>10,5</u>	4,9	0
	$i = 65^\circ$	<u>14,9</u>	<u>9,4</u>	4,4
H = 50 m	$i = 55^\circ$	6,9	0	-
	$i = 60^\circ$	<u>13,0</u>	6,2	0
	$i = 65^\circ$	<u>18,6</u>	<u>11,7</u>	5,5

7.2.2 - Dispositions particulières à chaque front de taille

\* Front de taille d'Ottrott, partie centrale et nord-est (plancher de la carrière entre 361 et 365 m) :

- purge à l'explosif de la partie instable de la zone 2, avec un angle n'excédant pas 60° ;

- retalutage :

\* la solution de base (figure 21) présente la géométrie définie à partir des analyses précédentes mais, en raison de l'importance du volume de matériaux à mobiliser, une solution variante moins contraignante doit être envisagée ; cette dernière est décrite ci-après et présentée sur la figure 22 ;

\* retalutage avec une banquette de largeur 10 ou 15 m à la cote moyenne de 410 m entre la zone 2 et l'extrémité nord-est de la zone 10 ; l'angle de pente des deux talus sera de 55°. Avec cette géométrie, l'emprise sur les terrains sera de 75 m pour une hauteur totale de 90 m. Les matériaux impropres à l'exploitation abattus lors du retalutage seront laissés au pied du talus inférieur, constituant en même temps une butée de pied et une zone favorable à la révégétalisation ;

\* le volume en place de matériaux à abattre pour obtenir le profil défini sur la figure 22 a été sommairement évalué à 600 000 m<sup>3</sup> ou à 750 000 m<sup>3</sup> pour une banquette respectivement de 10 ou 15 m de largeur ;

- un drainage par forages sub-horizontaux à la base du front de taille pourra localement s'avérer nécessaire ;

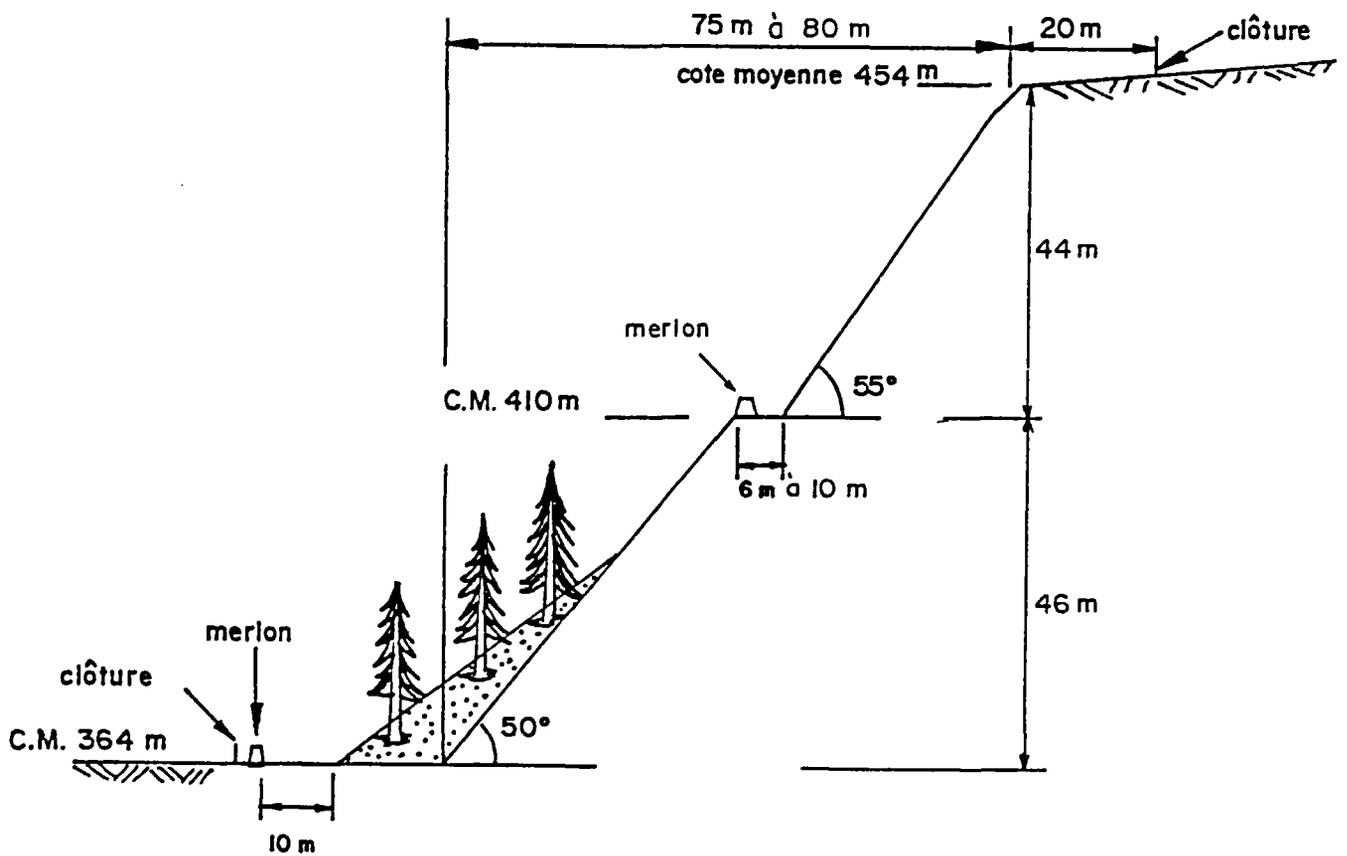


Figure 21 - Schéma de principe du réaménagement du front de taille d'Ottrott, partie centrale et orientale (profils A et B) : solution de base

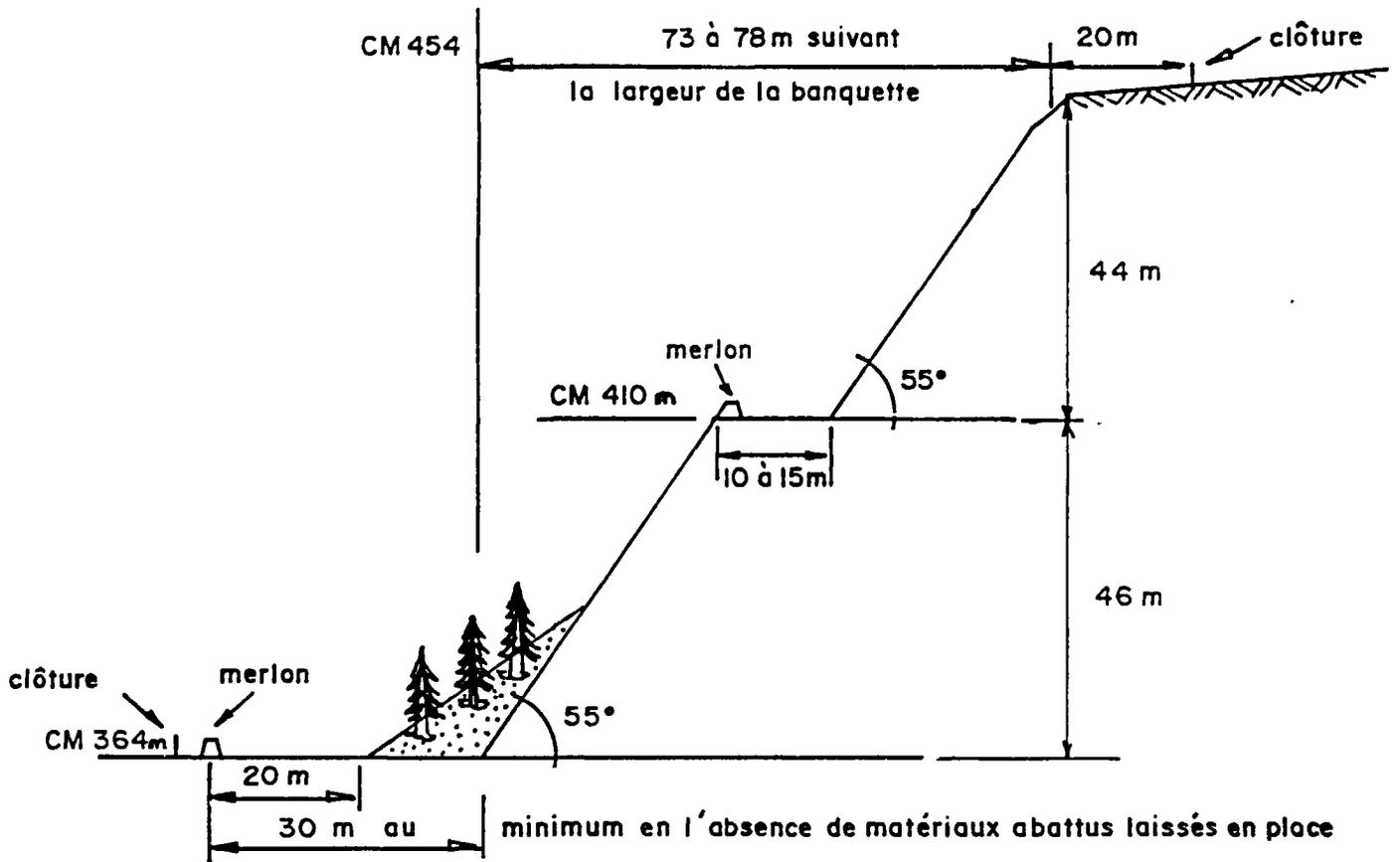


Figure 22

Schéma de principe de réaménagement du front de taille d'Ottrott, partie centrale et orientale (profils A et B : solution variante.

- après les travaux de retalutage, il faudra envisager des travaux de confortement localisés (purgés, épingleage, boulonnage, pose de grillages) ; ces travaux ne pourront être définis qu'après le retalutage définitif de l'ensemble du front de taille et en fonction de l'utilisation future de la carrière ;
- un merlon de protection contre les chutes de pierres et de blocs devra être mis en place à 20 m du pied du talus inférieur ; un deuxième merlon sera constitué sur la banquette à la cote 410 m ;
- des clôtures interdisant l'accès aux fronts seront mis en place en pied (à proximité du merlon) et en tête (20 m en arrière du bord du nouveau front de taille) ;
- une revégétalisation du talus inférieur pourra être envisagée.

\* Front de taille d'Ottrott, extrémité ouest (plancher de la carrière entre 398 et 405 m) (schéma de principe, figure 23) :

- retalutage de l'ensemble du front actuel avec un angle de pente ramené à  $60^\circ$  (l'emprise sur les terrains sera de 22 m pour une hauteur de 45 m) ; les matériaux abattus pourront être laissés en place s'ils sont impropres à l'exploitation, afin de permettre une revégétalisation de cette partie de la carrière ; le volume en place de matériaux à abattre pour obtenir l'angle de pente préconisé ci-avant est estimé à 30 000 m<sup>3</sup> ;
- un drainage par forages sub-horizontaux à la base du front de taille pourra être envisagé ;
- purges et confortements locaux à envisager et à définir après les travaux de retalutage définitifs ;
- édification d'un merlon de protection, à définir en fonction des risques résiduels de chutes de pierres et de blocs ;
- pose de clôtures interdisant l'accès au front (en sommet, à 10 m en arrière du bord du front de taille définitif).

\* Front de taille de St Nabor :

a) Solution de base : schéma de principe figure 24 :

- l'angle de pente des fronts de taille variera de  $60^\circ$  à  $65^\circ$  ; les matériaux impropres à l'exploitation pourront être laissés en place au pied du front de taille inférieur ;



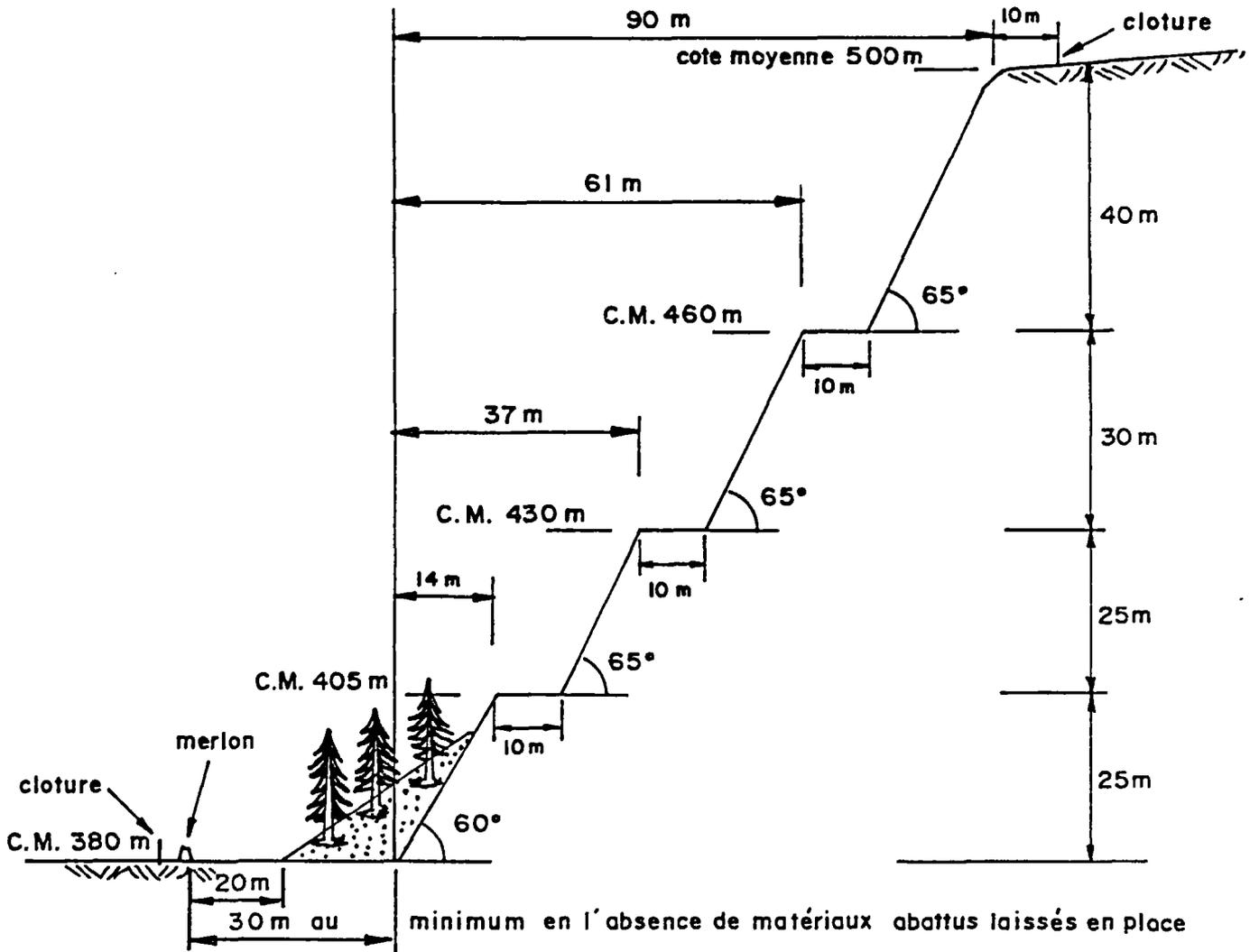


Figure 24 - Schéma de principe du réaménagement du front de taille de St Nabor : solution de base

- les deux banquettes existantes dans la partie actuellement exploitée (zones 11 à 18) devront être maintenues et poursuivies jusqu'à l'extrémité orientale du front actuel ; les banquettes devront avoir une largeur minimale de 10 m à la fin de l'exploitation. Une troisième banquette doit être envisagée entre les cotes 455 et 460 m, afin de réduire la hauteur du front de taille supérieur. L'emprise sur les terrains sera de 90 m pour une hauteur totale de 120 m.

Le volume de matériaux à extraire pour obtenir ce type de profil est évalué à 1 200 000 m<sup>3</sup> ;

- un drainage par forages sub-horizontaux à la base du front de taille pourra être envisagé ;
- de même que pour les autres zones, des travaux de confortements localisés devront être définis à la fin du retalutage définitif ;
- un merlon de protection contre les chutes résiduelles de pierres et de blocs devra être mis en place ;
- des clôtures interdisant l'accès aux fronts seront mises en place en pied et en tête (à 10 m en arrière du bord de la carrière dans sa configuration définitive).

b) Solution variante n° 1 : schéma de principe figure n° 25

- seule la banquette située à la cote 430 m est maintenue au niveau du front de taille définitif. Sa largeur sera comprise entre 20 et 25 m et elle comportera un merlon édifié en crête du premier gradin de 50 m de hauteur (cotes 380 m à 430 m). Cette banquette et ce merlon sont destinés à piéger les blocs susceptibles de se détacher du front de taille supérieur de 70 mètres de hauteur ;

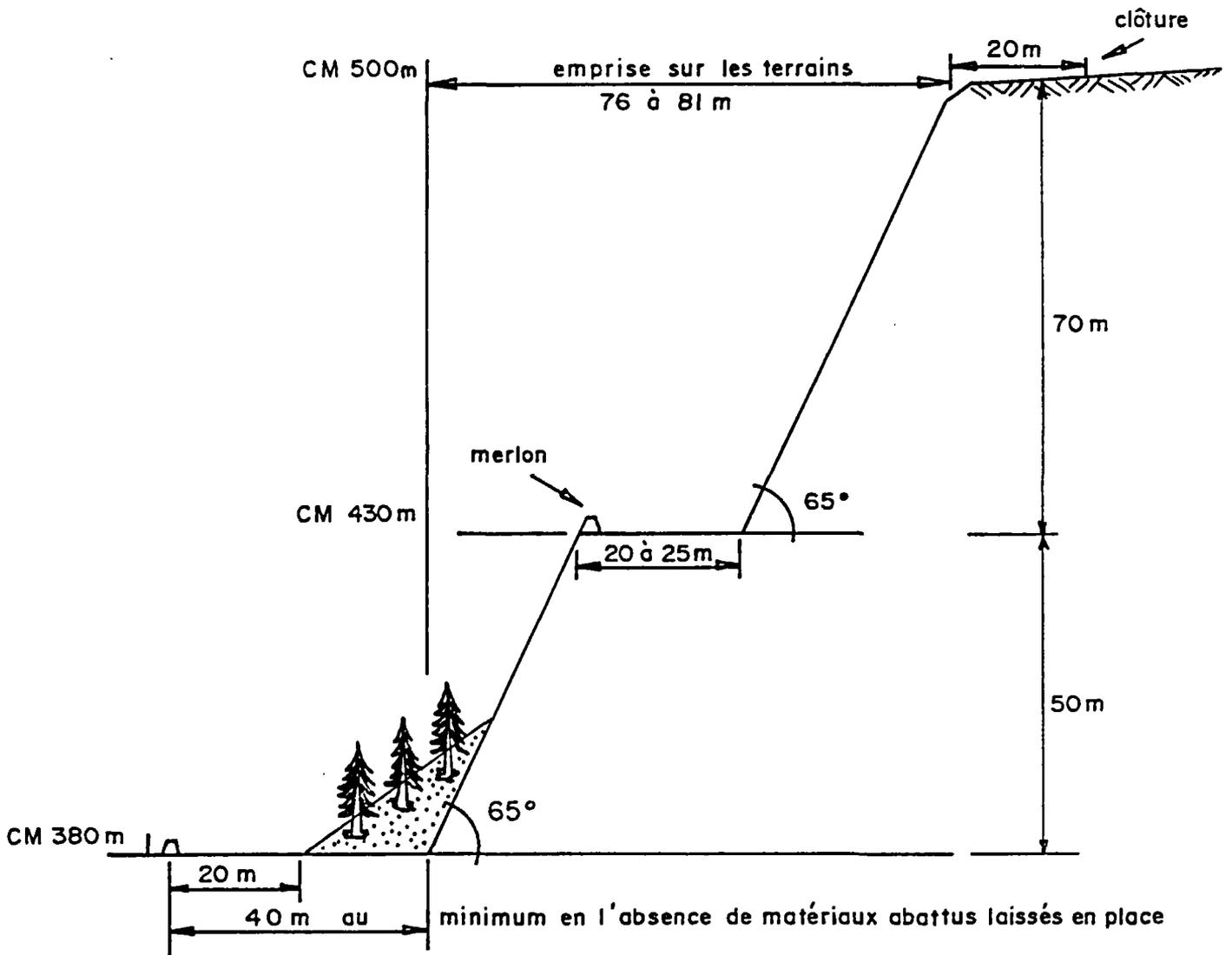


Figure 25 - Schéma de principe du réaménagement du front de taille de St Nabor : solution variante n° 1

- l'angle de pente des deux gradins définitifs est limité à 65° ;
- à la cote 380, c'est-à-dire en fond de carrière, un deuxième merlon de protection sera constitué à une quarantaine de mètres en avant du pied du gradin inférieur en absence de matériaux abattus laissés en place, ou dans le cas contraire à une vingtaine de mètres du pied du talus de matériaux foisonnés ;
- l'emprise sur les terrains sera respectivement de 76 m ou 81 m suivant que la banquette aura 20 ou 25 mètres de largeur. Les volumes de matériaux à extraire correspondants sont compris entre 850 000 m<sup>3</sup> et 1 000 000 m<sup>3</sup>.

c) Solution variante n° 2 : schéma de principe figure n° 26

- elle dérive de la première solution variante puisqu'elle conserve le premier gradin de 50 mètres de hauteur (cotes 380 m à 430 m). A la cote 430 m, la largeur de la banquette est réduite à 10 mètres. Deux autres gradins, d'une hauteur respective de 40 mètres et de 30 mètres sont réalisés entre les cotes 430 m et 500 m. Ils sont séparés, à la cote 470 m, par une deuxième banquette de 10 mètres de largeur comportant également un merlon de protection ;
- l'angle de pente des 3 gradins définitifs est limité à 65° ;
- l'emprise sur les terrains sera de 75 m. Les volumes de matériaux à extraire correspondant à cette deuxième solution variante sont estimés à 700 000 m<sup>3</sup>.

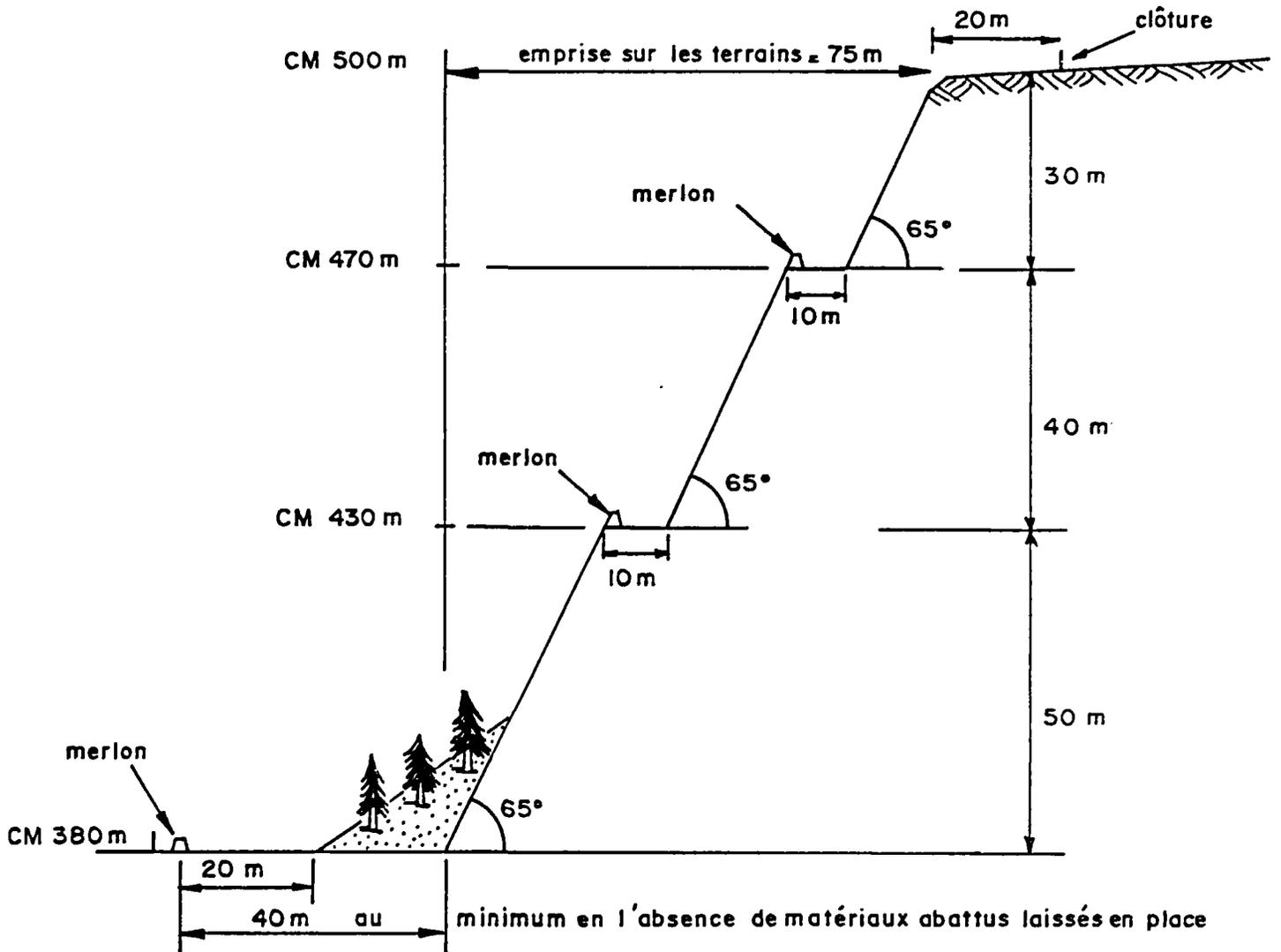


Figure n° 26 - Schéma de principe du réaménagement du front de taille de St Nabor : solution variante n° 2.

### 7.3 - Remarques relatives à la géométrie des talus en phase d'exploitation

Les éléments géométriques définis dans le paragraphe précédent ne concernent bien évidemment que les fronts de taille définitifs c'est-à-dire tels qu'ils seront talutés en phase finale d'exploitation. Pendant l'exploitation, la hauteur des gradins et la largeur des banquettes provisoires sont généralement très différentes de celles imposées pour assurer une stabilité à long terme des talus. D'autre part, la géométrie des fronts d'abattage est également définie en tenant compte d'un certain nombre de contraintes techniques liées à la méthode d'exploitation choisie et du matériel utilisé pour la foration des trous de mine, le chargement et le transport des matériaux abattus. Compte-tenu de ces différentes contraintes et du fait que seule la stabilité à court terme des talus est à assurer en phase d'exploitation, des angles de pente atteignant 75° voire 80° peuvent être acceptés pour des talus d'une hauteur maximale de 50 m voire 70 m localement. Ceci dit, si avec de tels angles la stabilité globale de la carrière n'est pas remise en cause à court terme, les risques d'instabilité locale (chutes de blocs et d'écailles rocheuses) sont nettement plus importants. La surveillance visuelle des talus après chaque tir d'abattage doit être en conséquence notablement accrue et associée, si nécessaire, à la purge mécanique systématique ou à la demande des parements. Ces opérations sont bien sûr à effectuer avant d'autoriser le chargement des matériaux abattus et l'accès aux fronts d'abattage.

## CONCLUSION

L'aménagement définitif de la carrière de St Nabor-Ottrot dépend essentiellement de son utilisation future après la fin de l'exploitation. Néanmoins, il est possible dès à présent de déterminer la géométrie des fronts de taille définitifs, afin d'assurer au mieux la sécurité contre les chutes de masses rocheuses.

Les analyses de stabilité réalisées dans le cadre de cette étude permettent de définir cette géométrie en tenant compte notamment de la structure du massif, de son état (fracturation, altération) et de la présence d'eau.

Les modifications essentielles à apporter à la configuration actuelle de la carrière sont les suivantes :

- abaissement général de la pente des fronts de taille (50° à 60° pour le front d'Ottrott et 65° pour le front de taille de St Nabor) ;
- création d'une banquette de 10 ou 15 m de large à la cote 410 m pour le front de taille d'Ottrott dans sa partie centrale et orientale ;
- pour le front de taille de St Nabor 3 solutions ont été envisagées :
  - \* création de trois banquettes de 10 m de largeur séparant des gradins d'une hauteur comprise entre 25 et 40 m et inclinés de 60 à 65° sur l'horizontale.
  - \* conservation d'une seule banquette de 20 à 25 m de largeur à la cote 430 m séparant deux gradins d'une hauteur respective de 50 m et 70 m et inclinés de 65° sur l'horizontale.

\* création de deux banquettes de 10 m de largeur (la première à la cote 430 m et la seconde à la cote 470 m) séparant trois gradins d'une hauteur respective de 50 m (cotes 380 m à 430 m), 40 m (cotes 430 m à 470 m) et enfin 30 m (cotes 470 m à 500 m) et inclinés de 65° sur l'horizontale.

Les matériaux impropres à l'exploitation (notamment côté Ottrot) seront laissés en place en pied de talus, afin de permettre une révégétalisation partielle de la carrière.

Au niveau des fronts de taille définitifs, la réalisation de drains horizontaux en pied de talus doit être envisagée au cas par cas, en fonction des conditions hydrauliques rencontrées localement, et en particulier dans les zones où des suintements d'eau seront observés.

Les travaux annexes tels que confortement local, édification de merlons et pose de clôtures doivent être envisagés ; ils ne pourront être parfaitement définis qu'après les travaux de retalutage et en fonction du devenir de la carrière.

Suivant la solution de réaménagement qui sera définitivement retenue, les cubatures de matériaux en place qu'il sera nécessaire d'abattre à l'explosif ont été grossièrement évaluées et s'élèvent entre 600 000 et 750 000 m<sup>3</sup> pour les parties centrale et orientale de la carrière d'Ottrot, à 30 000 m<sup>3</sup> pour sa partie occidentale, et enfin, suivant la solution envisagée, entre 700 000 m<sup>3</sup> et 1 200 000 m<sup>3</sup> pour la carrière de St Nabor. Ces volumes à excaver sont considérables et nécessiteront vraisemblablement le choix d'une nouvelle méthode d'exploitation et de nouveaux équipements en matériel d'abattage et d'extraction, ainsi qu'une prolongation, au-delà de la fin de l'année 1990, de la durée de l'exploitation.

A N N E X E S

-----

A N N E X E 1

-----

RESULTATS GRAPHIQUES

DES ESSAIS DE LABORATOIRE :

- essais de frottement,
- essai triaxial.



GEOTECHNIQUE

Opérateur : E.S.

Vérifié par : M.M.  
F.W.

Date 3/6/88  
page /

# ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR

Date : MAI 88

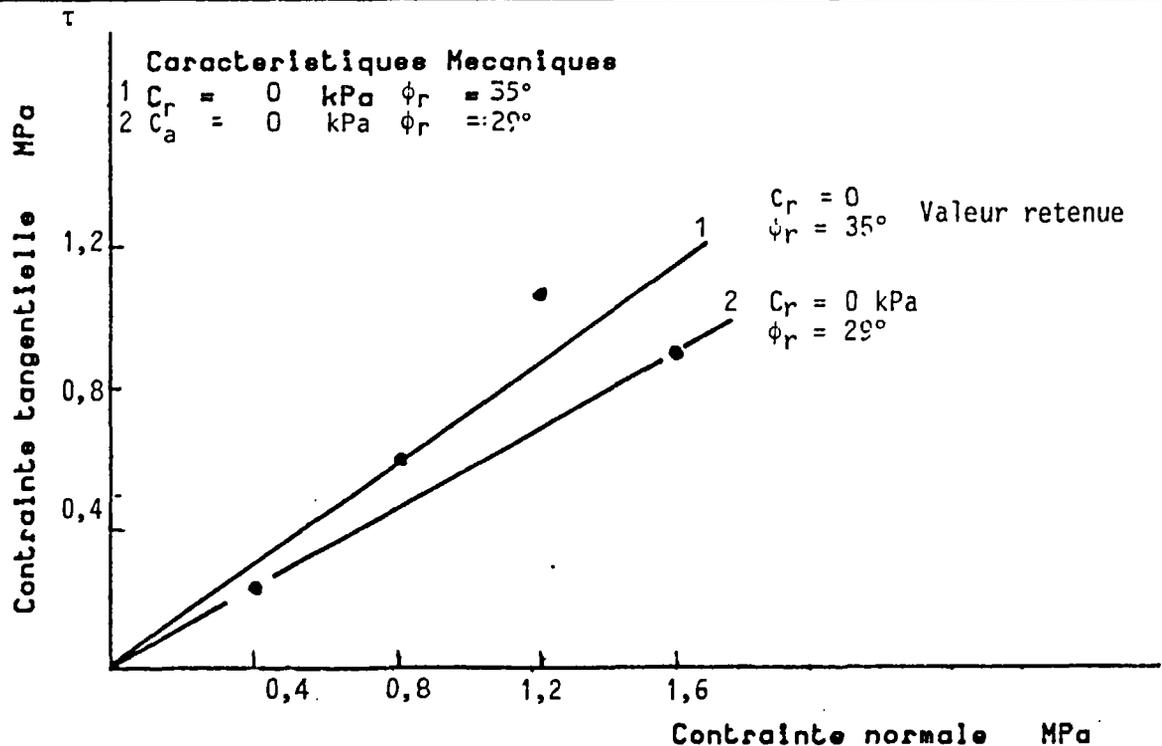
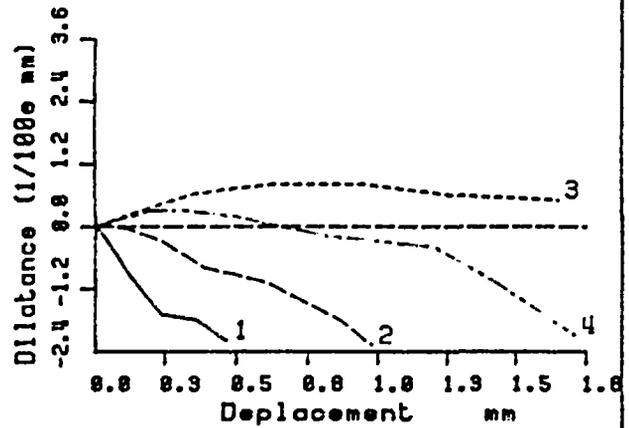
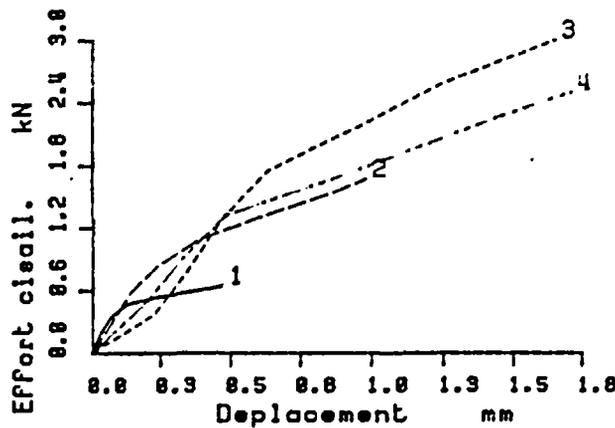
Prelevement : 1A

Prof. :

Nature :

Etat : INTACT

Observation : Surface assez plane avec un décrochement du à une diaclase oblique. Placage de calcite



## ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR

Date : MAI 88

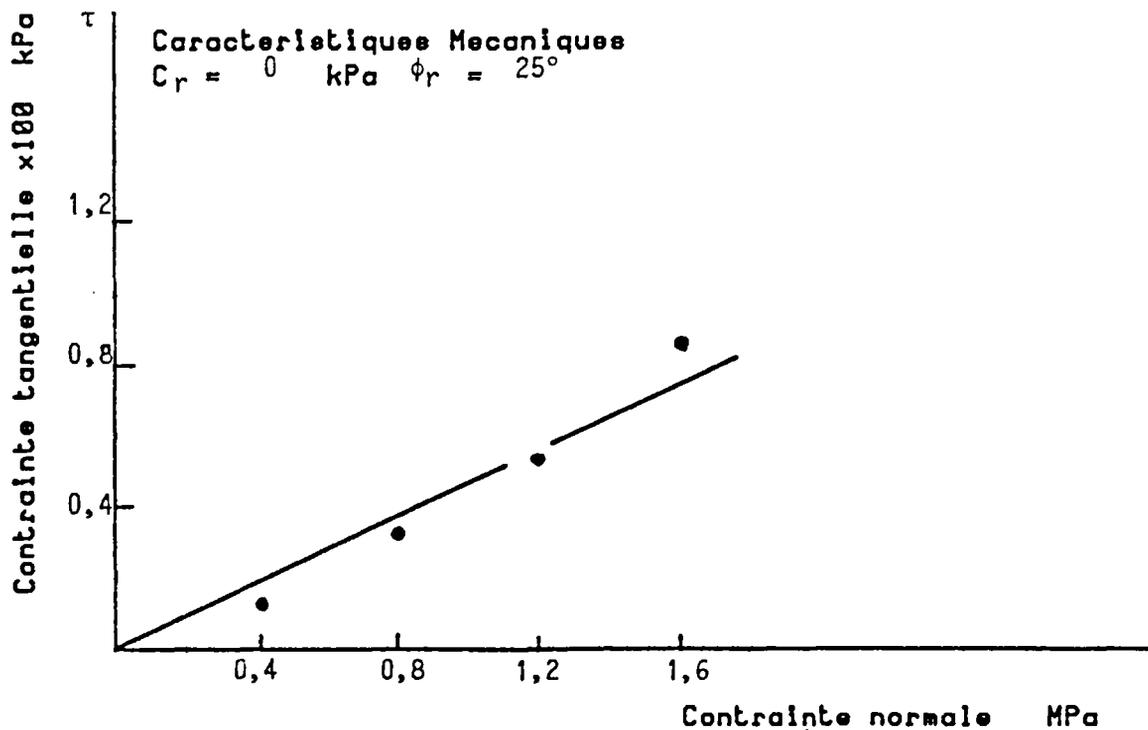
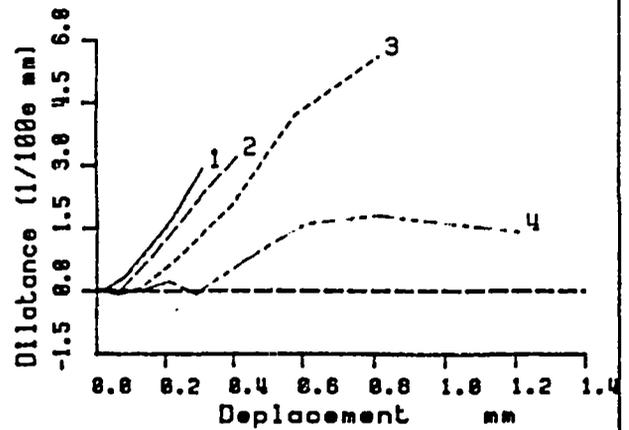
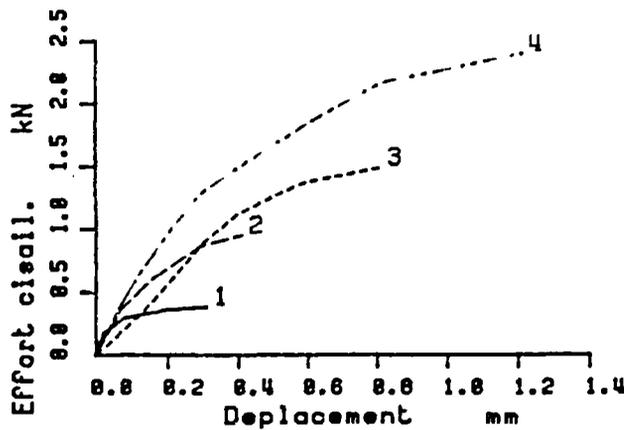
Prelevement : 4C

Prof. :

Nature :

Etat : INTACT

Observation : Surface assez plane régulière, léger placage d'hydroxydes de fer

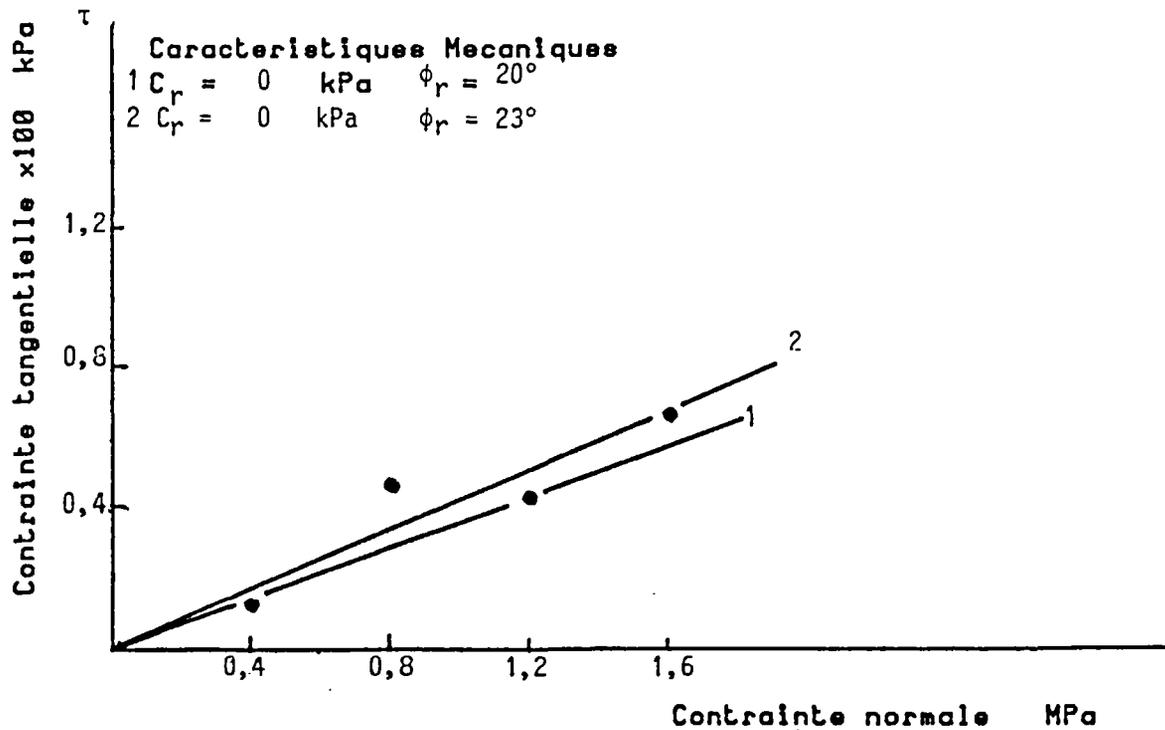
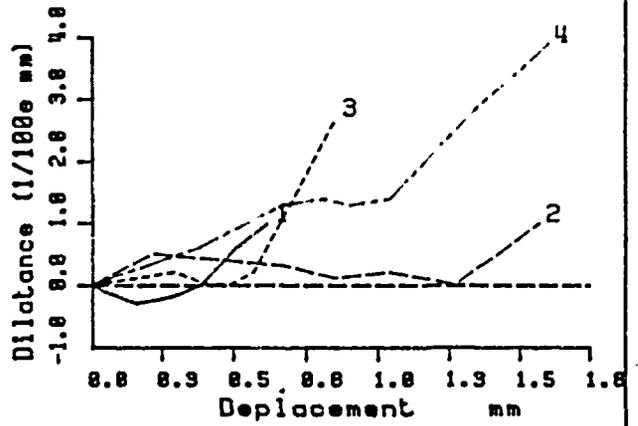
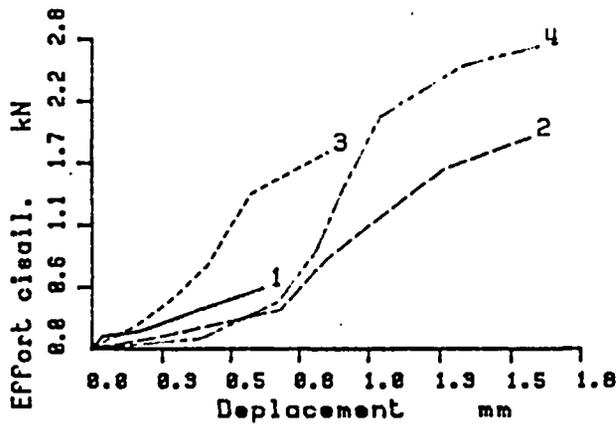




## ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR Date : MAI 99  
 Prélèvement : 5A Prof. :  
 Nature : Etat : INTACT

Observation : Surface assez plane, quelques irrégularités de faible amplitude  
 Placage très fin total de calcite



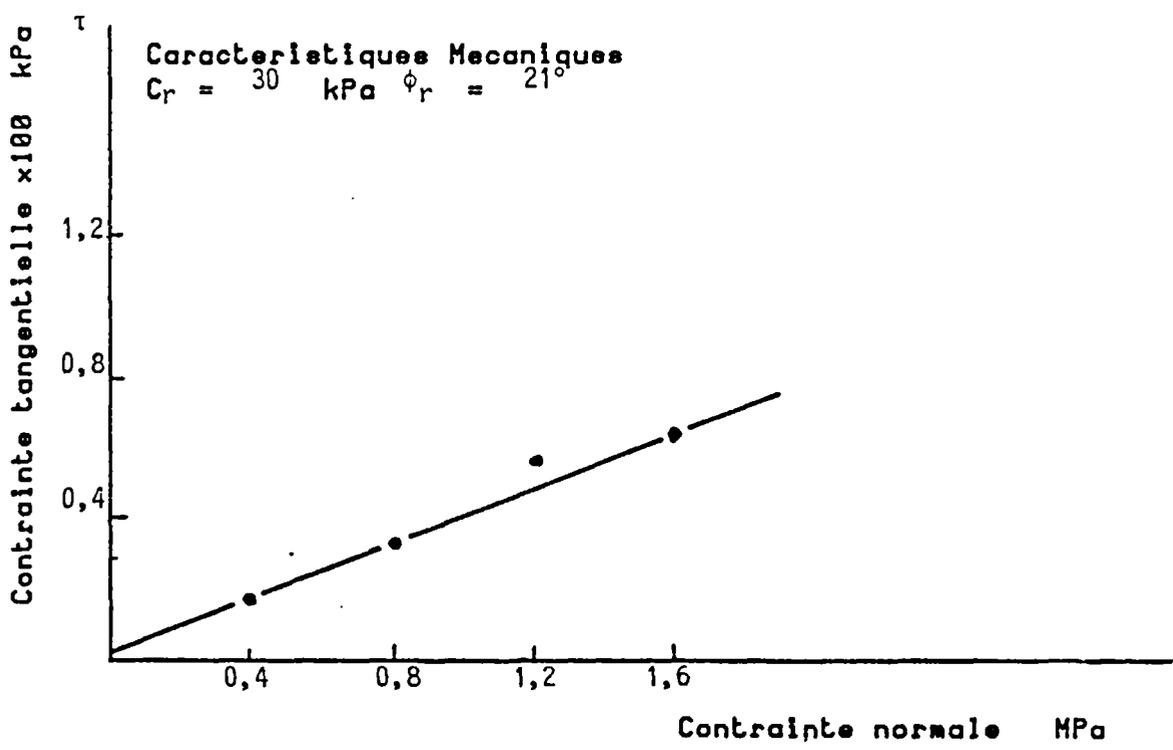
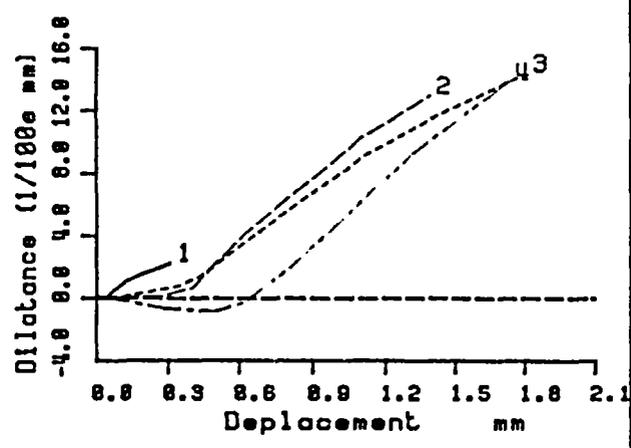
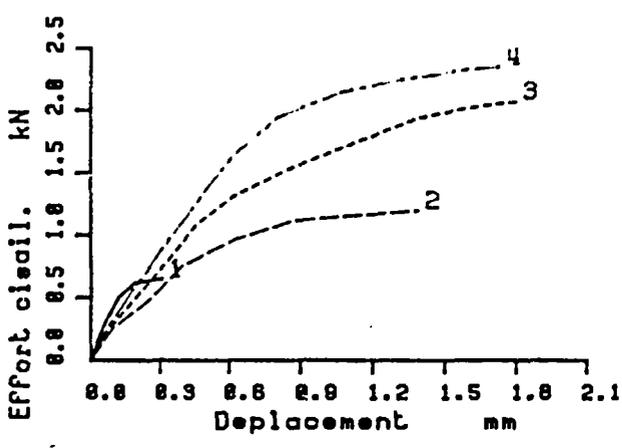


AFFAIRE St Nabor (Bas-Rhin)		- 76 -	
Opérateur : E.S.	Vérifié par : M.M. F.W.	Date 3/6/88	page /

## ESSAI DE FROTTEMENT

**Chantier** : ST NABOR                      **Date** : MAI 88  
**Prélevement** : 6A                            **Prof.** :  
**Nature** :                                        **Etat** : INTACT

**Observation** : Surface assez plane, assez irrégulière ; important placage total de calcite (= 1 mm)





GÉOTECHNIQUE

AFFAIRE St Nabor (Bas-Rhin)

- 77 -

Opérateur : E.S.

Vérifié par : M.H.  
F.W.

Date 2/6/88  
page /

## ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR

Date : MAI 88

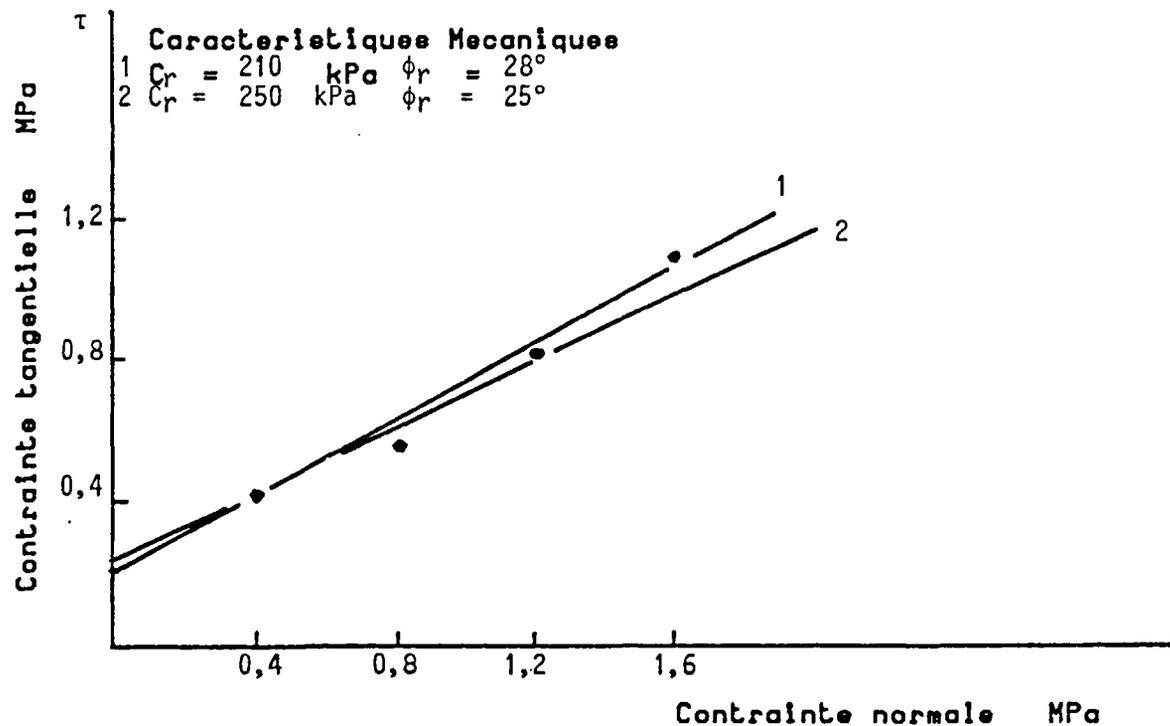
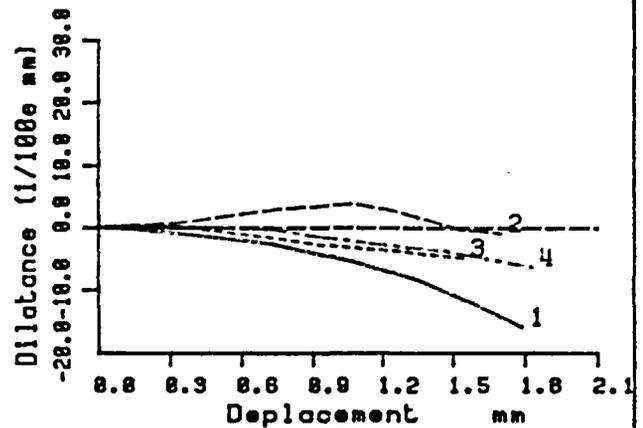
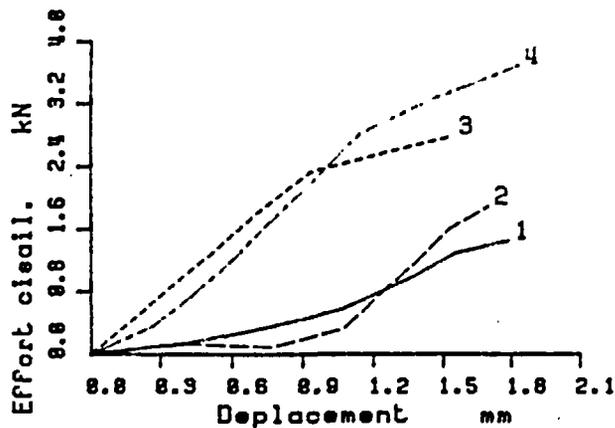
Prélevement : 7A

Prof. :

Nature :

Etat : INTACT

Observation : Surface très irrégulière, bosselée, placages fins d'hydroxydes de fer et de calcite





B.R.G.M.  
GÉOTECHNIQUE

AFFAIRE St Nabor (Bas-Rhin)

- 78 -

Opérateur : E.S.

Vérifié par : M.H.  
F.W.

Date 2/6/88  
page /

## ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR

Date : MAI 88

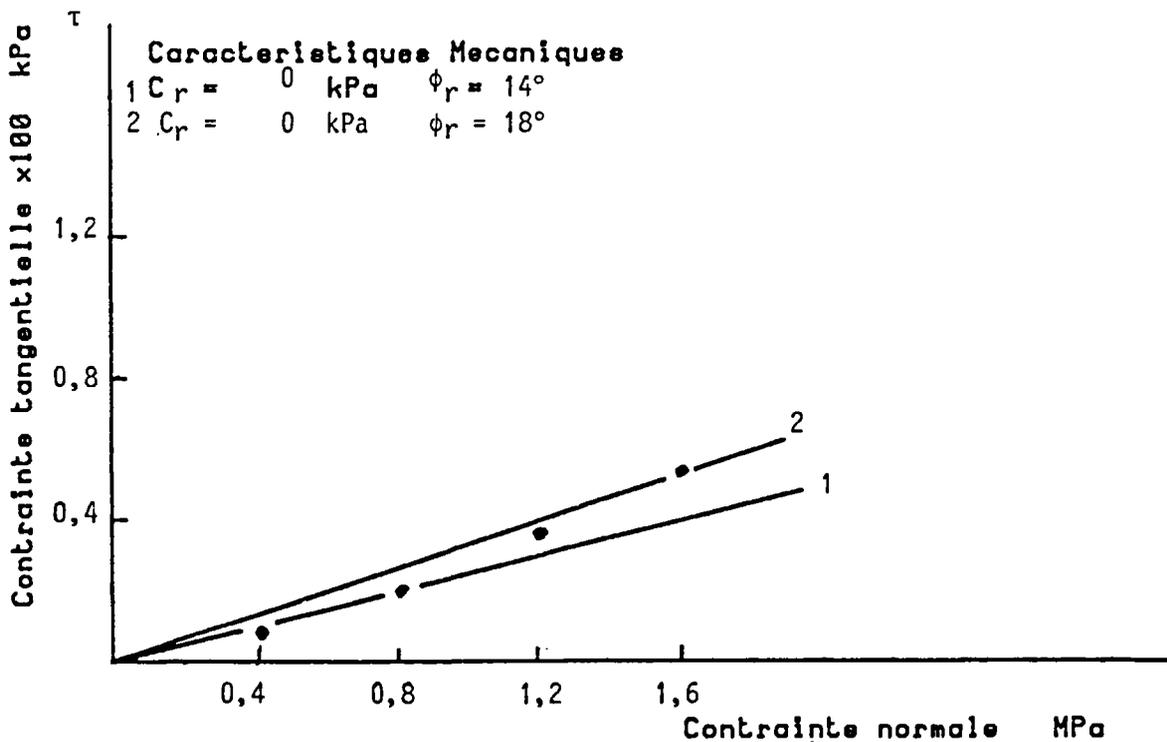
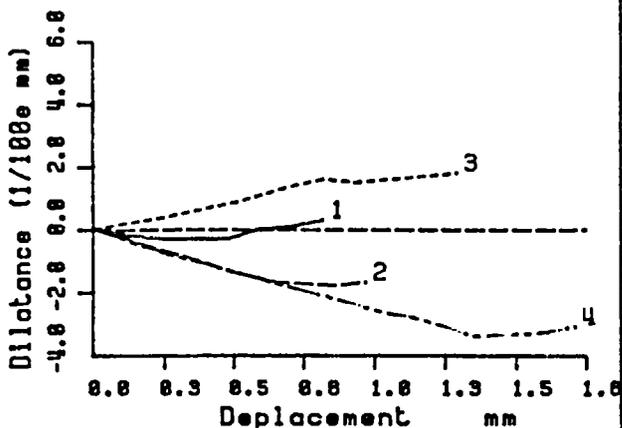
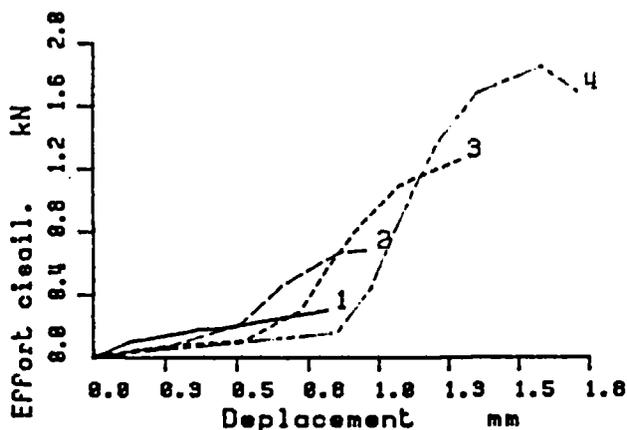
Prelevement : 10 A

Prof. :

Nature :

Etat : INTACT

Observation : Surface très plane, d'aspect lustré, placage total et fin d'hydroxydes de fer



## ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR

Date : MAI 88

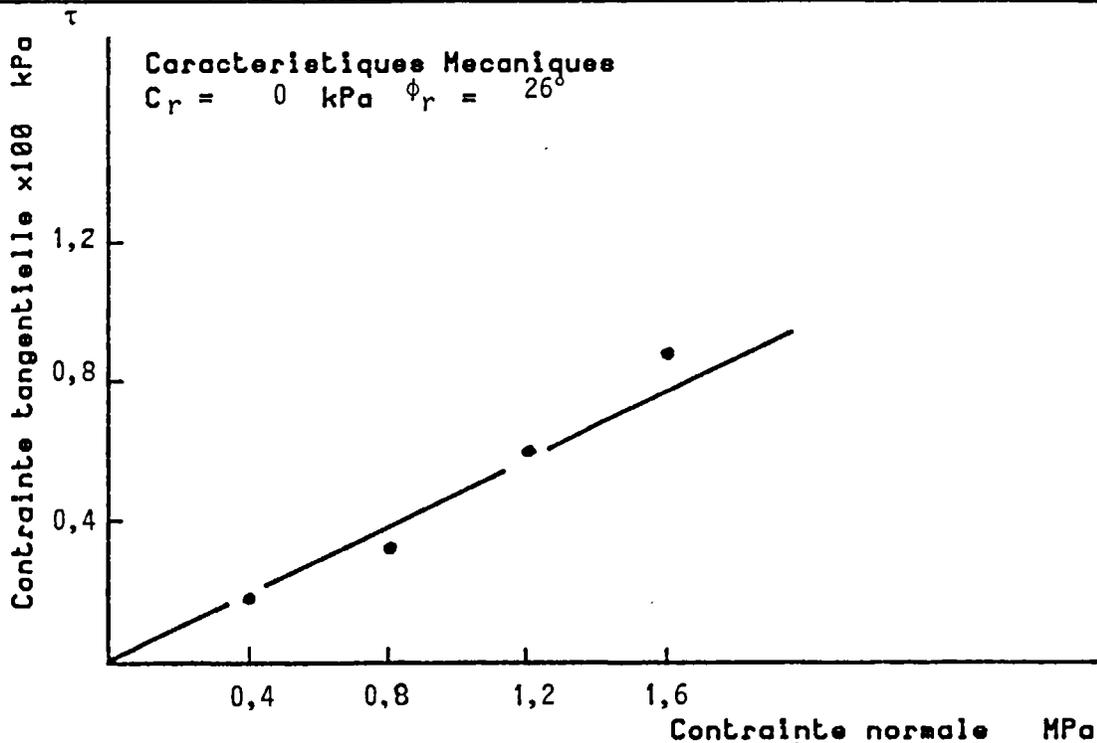
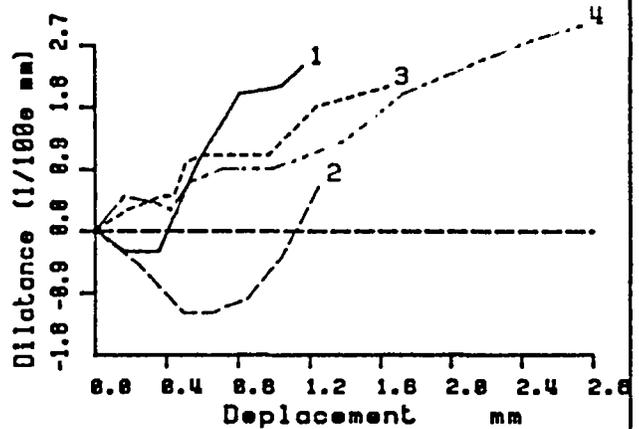
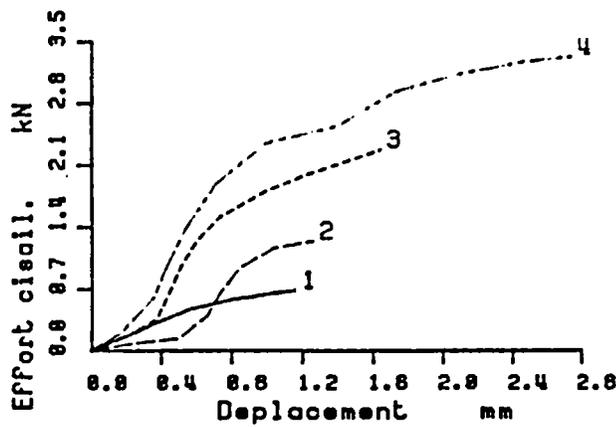
Prelevement : 10B

Prof. :

Nature :

Etat : INTACT

Observation : Surface très plane, rugueuse, placage de 0,5 mm de calcite



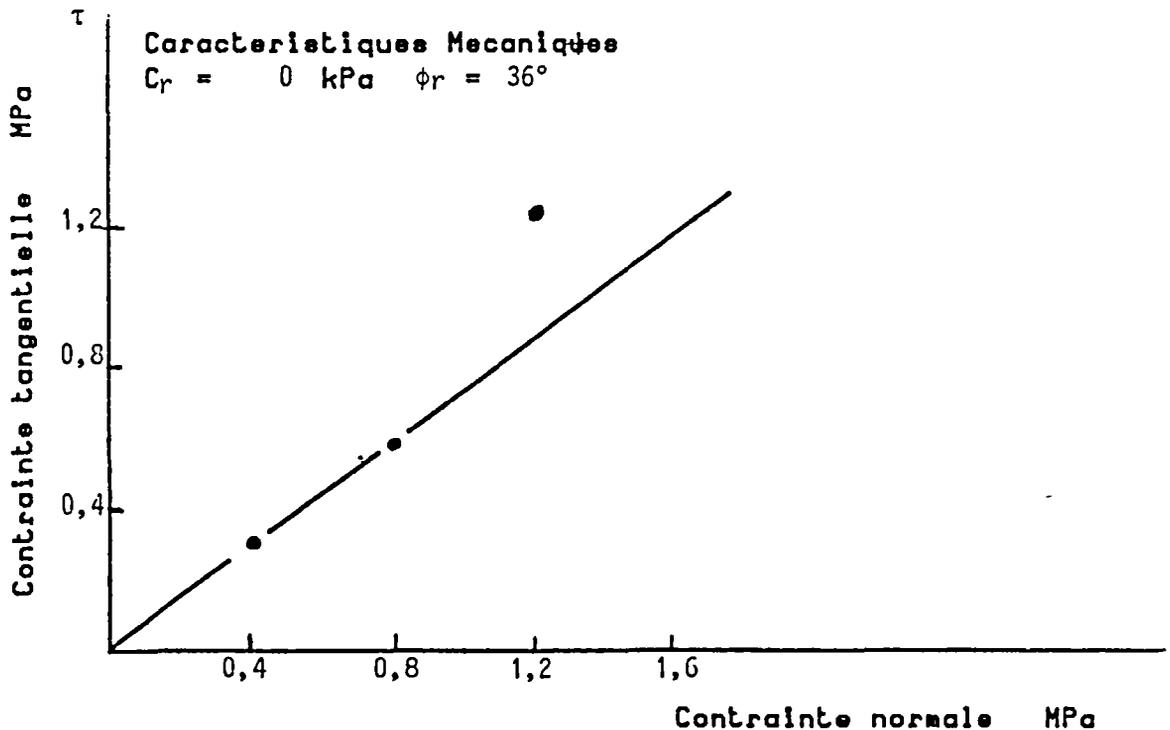
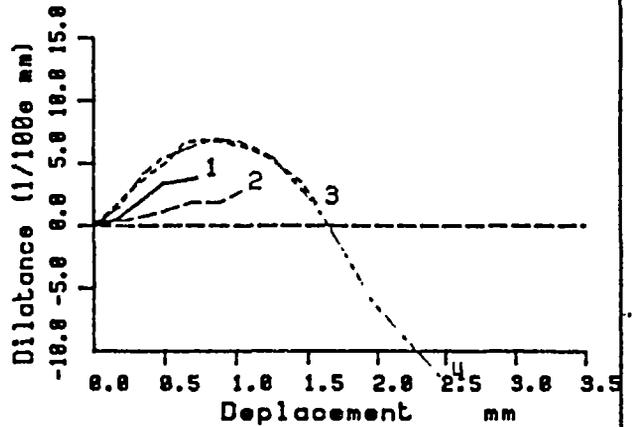
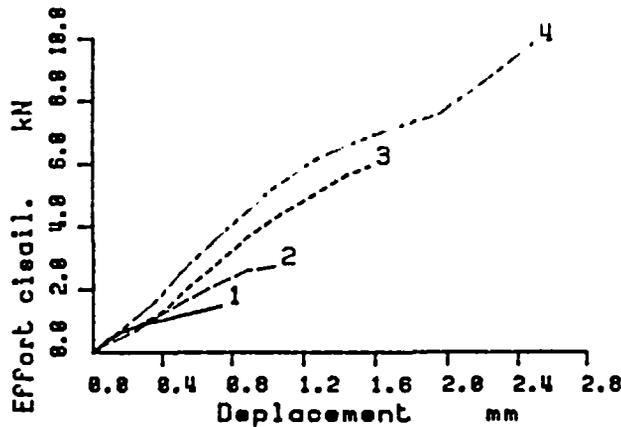


AFFAIRE St Nabor (Bas-Rhin)		- 80 -
Opérateur : E.S.	Vérifié par : M.H. F.W.	Date 31/5 /88 page /

## ESSAI DE FROTTEMENT

**Chantier** : ST NABOR                      **Date** : MAI 88  
**Prelevement** : 12B                         **Prof.** :  
**Nature** :                                        **Etat** : INTACT

**Observation** : Surface assez irrégulière avec un fragment cisailé recoupée par 2 diaclases obliques. Très léger placage partiel d'hydroxydes de fer



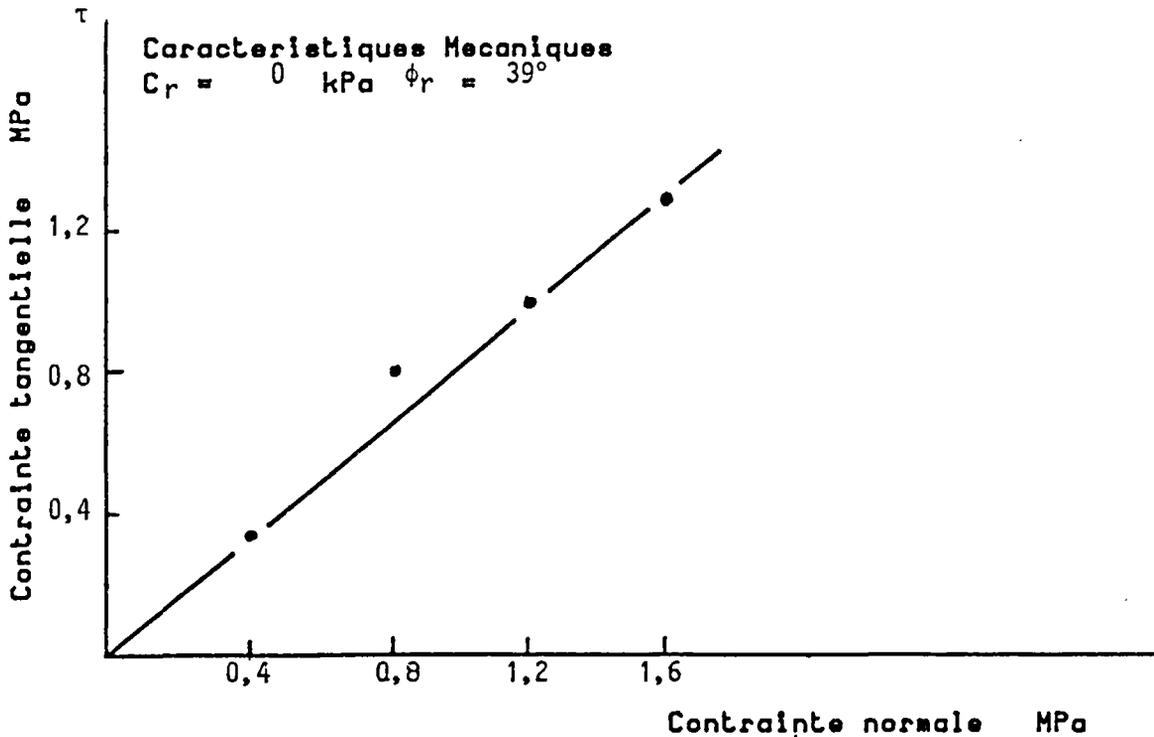
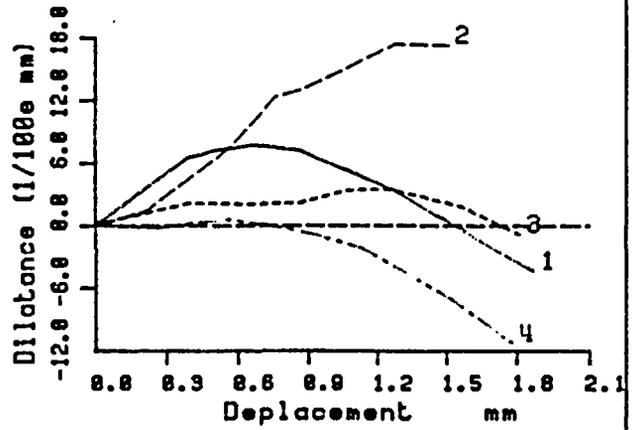
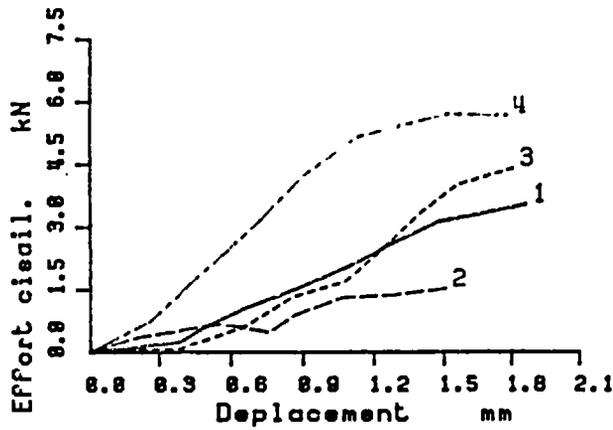


AFFAIRE St Nabor (Bas-Rhin)		- 81 -
Opérateur : E.S.	Vérifié par : M.M. F.W.	Date 31/5/88 page /

## ESSAI DE FROTTEMENT

**Chantier** : ST NABOR                      **Date** : MAI 88  
**Prelevement** : 17C                            **Prof.** :  
**Nature** :                                        **Etat** : INTACT

**Observation** : Surface assez plane, irrégulière, recoupée par 2 diaclases obliques avec important placage de calcite ( $\approx 1$  mm)



## ESSAI DE FROTTEMENT

Chantier : ST NABOR

Date : MAI 88

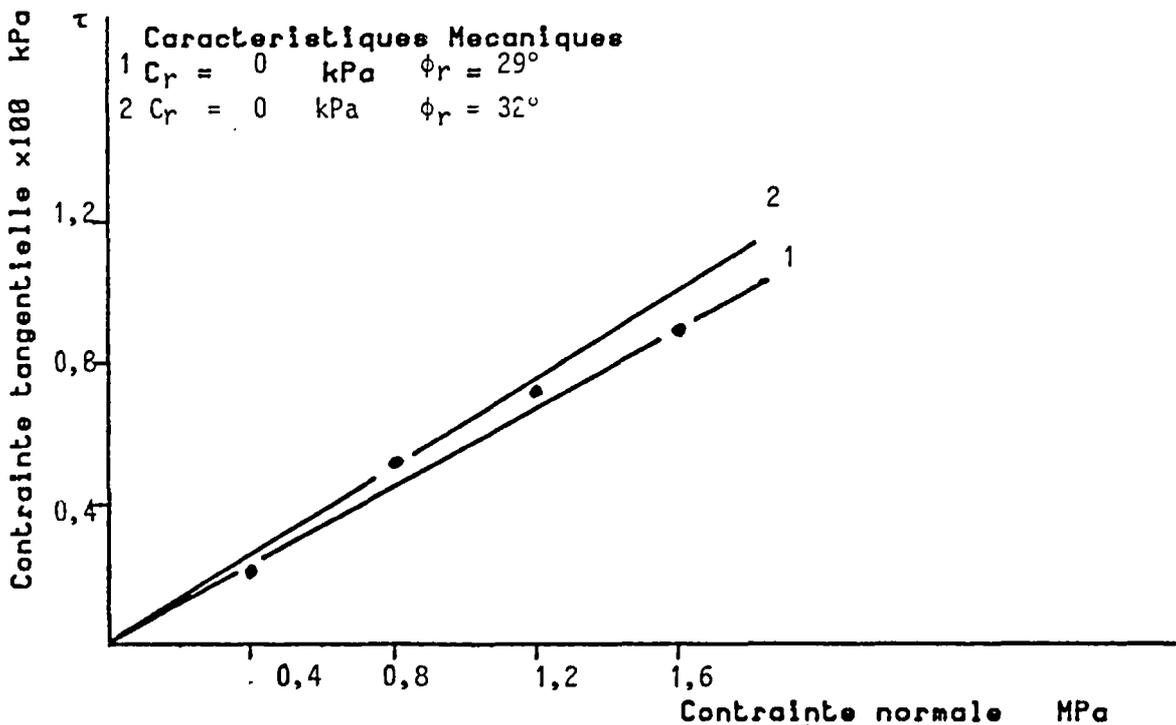
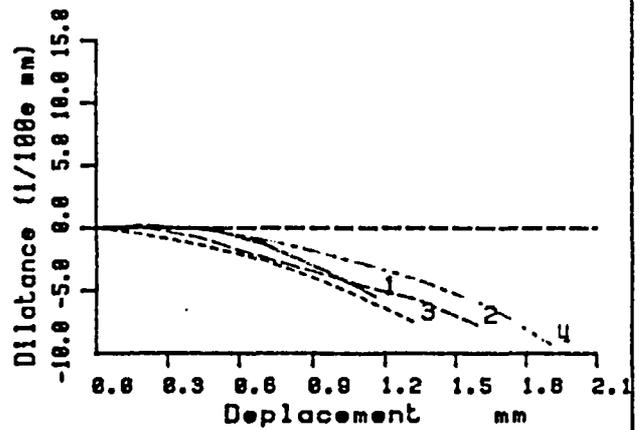
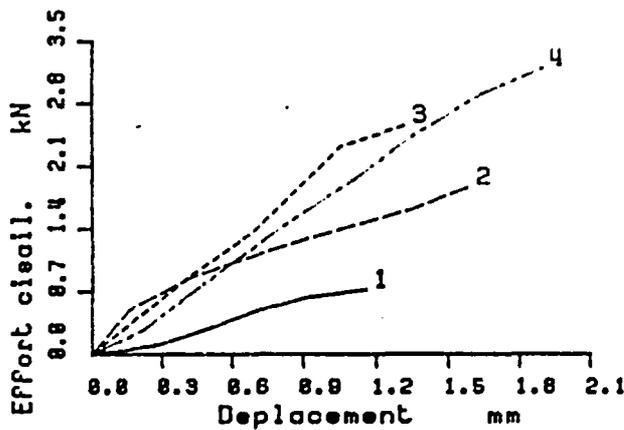
Prélevement : 19A

Prof. :

Nature :

Etat : INTACT

Observation : Surface irrégulière, bosselée, placage important et total d'hydroxydes de fer



DEPARTEMENT GENIE GEOLOGIQUE

Laboratoire de géotechnique

# ESSAI TRIAXIAL



## COURBES CONTRAINTE DEFORMATION

Provenance de l'échantillon : St NABOR (Bas-Rhin)

Référence de l'échantillon : 17A

Lithologie : Roche granuleuse homogène

Densité : 27,3 KN/m<sup>3</sup>

Vitesse de déformation :

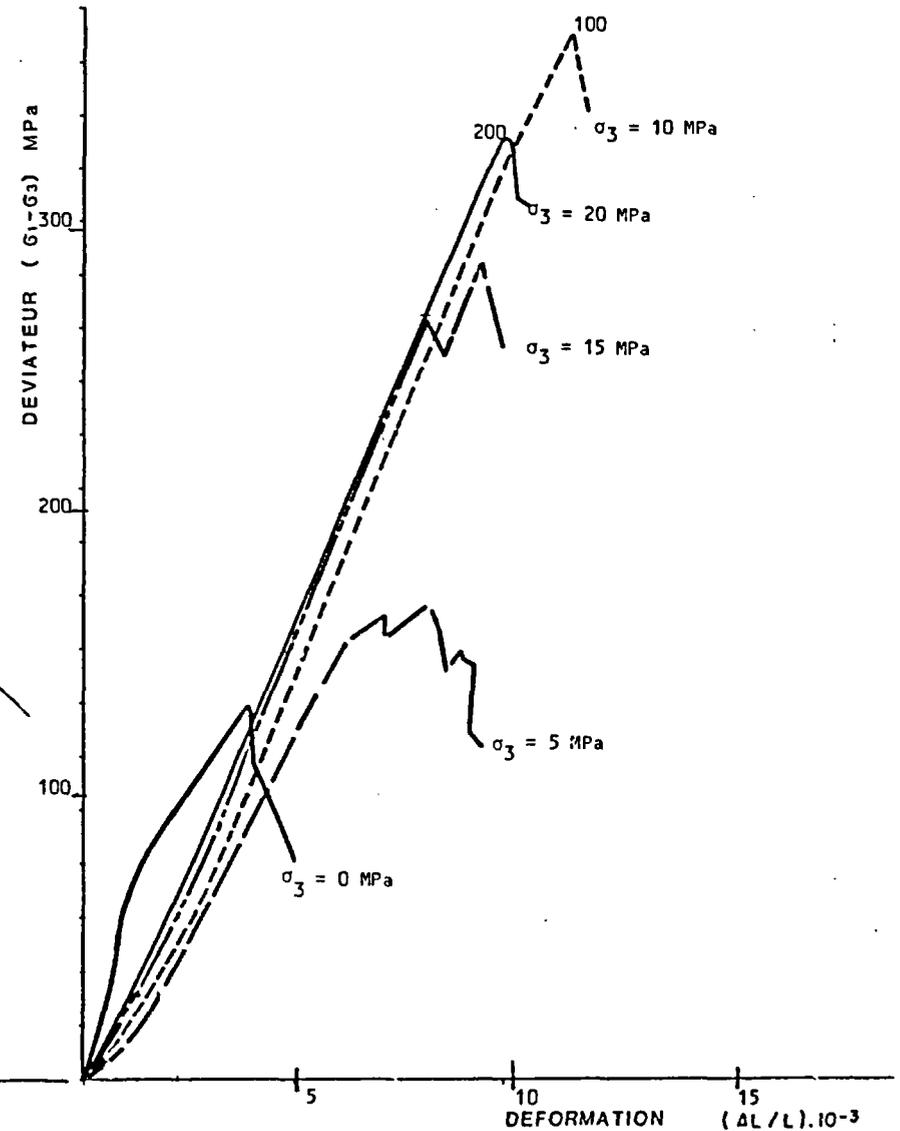
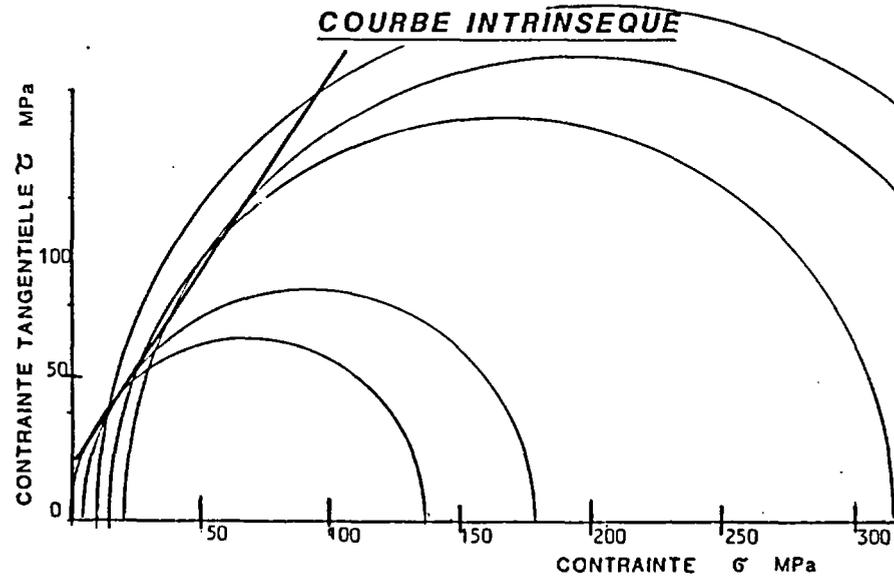
Diamètre des éprouvettes : 40 mm (éclatement moyen 2)

Observations :

$c = 23$  MPa

Valeur matricielle

$\phi = 56^\circ$



A N N E X E 2

-----

SPECIFICATIONS TECHNIQUES  
CONCERNANT LES TRAVAUX  
DE PROTECTION  
ET DE CONFORTEMENT  
A ENVISAGER EN FONCTION  
DU OU DES PROJETS RETENUS  
DE REAMENAGEMENT  
DE LA CARRIERE

A N N E X E 2

SPECIFICATIONS TECHNIQUES CONCERNANT LES TRAVAUX DE PROTECTION

ET LES TRAVAUX DE CONFORTEMENT

A ENVISAGER EN FONCTION DU OU DES PROJETS RETENUS

DE REAMENAGEMENT DE LA CARRIERE

1 - TRAVAUX DE PROTECTION

1.1 - Travaux de protection active

Purge légère

Définition

Elle s'effectue soit à la main, soit à la barre à mine et consiste à faire tomber les blocs instables et désolidarisés de la masse rocheuse.

Exécution

Elle doit être réalisée par une équipe spécialisée, sous la direction d'un chef d'équipe expérimenté dirigeant la purge avec suffisamment de recul et orientant l'ouvrier "purgeur".

Purge mécanique

Définition

Elle consiste à faire tomber une masse rocheuse importante (de 1 à plusieurs m<sup>3</sup>) sise sur une discontinuité majeure.

### Exécution

Elle est réalisée à la pelle mécanique ou éventuellement au brise-roche hydraulique, sous la direction d'un chef d'équipe expérimenté dirigeant le pellicier. Si la masse rocheuse est inaccessible avec ce type de moyen, la purge se fait à l'explosif, soit en réalisant des "anglaises" sur les blocs, soit en perforant avec précaution la zone à purger, puis en chargeant les perforations. La charge ne devra pas excéder 200 g au m<sup>3</sup> (anglaise : charge que l'on colle à l'aide d'argile à la surface de la partie à faire sauter).

### Elagage

#### Définition

Ce travail consiste à couper les arbres ou arbustes menaçant la stabilité de blocs ou de masses rocheuses à cause de leurs racines ou de la surcharge qu'ils entraînent, ou même simplement parce qu'ils risquent de tomber.

#### Exécution

Ce travail doit être réalisé avant la purge, la coupe pouvant être manuelle ou mécanisée.

## 1.2 - Travaux de protection passive

### Remblai et merlon

#### Définition

Levée de terre destinée à arrêter les blocs, à les freiner, ou même à répartir l'énergie de l'impact sur un ouvrage rigide.

#### Exécution

Ce travail peut se faire avec des moyens manuels ou mécaniques. Il est réalisé à l'aide de matériaux suffisamment fins ( $\phi$  max. des grains 50 mm), susceptibles de se compacter dans le temps.

## Grillage d'arrêt

### Définition

Il est destiné à arrêter des blocs rocheux, mais s'applique à des éléments de petite granulométrie, type éboulis de pente. Il se présente sous forme de poteaux verticaux galvanisés et de grillage (fil  $\phi$  1,5, triple torsion, maille de 51 mm), galvanisé également.

### Mode d'exécution

Les poteaux sont enfoncés dans le sol par battage manuel (masse) ou bétonnés dans un avant-trou fait à la tarière à main. Le grillage est relié aux poteaux par des colliers de liaison en fil de fer galvanisé  $\phi$  6 mm.

## Grillage de protection

### Définition

Il s'agit d'un grillage ancré au sommet de talus rocheux et qui pend le long du talus. Les panneaux de grillage sont élingués en pied de talus. Son objectif est de canaliser la chute de blocs. Le grillage est du même type que dans le cas du grillage d'arrêt.

### Mode d'exécution

Il est mis en place depuis le haut du talus. Les ancrages sont réalisés en premier, à l'aide de barres d'acier TOR  $\phi$  10 mm (crayons) scellés au mortier. Le grillage est déroulé à partir de ces points. Les panneaux sont ensuite élingués les uns aux autres.

## Déblai

### Définition

Il s'agit d'un fossé destiné à récupérer les blocs. En général, il est situé entre une chaussée et le rebord d'un talus rocheux.

### Exécution

Il se réalise au moyen d'une pelle mécanique adaptée au volume de déblai à extraire. Dans le cas de déblais rocheux, la dislocation est assurée au brise-roche.

## Mur en béton armé

### Définition

Il s'agit d'un mur destiné à arrêter les blocs ou à supporter un dispositif arrêtant les blocs (remblai, échelle d'arrêt ou grillage d'arrêt).

### Exécution

Il est au préalable réalisé une fouille d'une hauteur proportionnelle à la hauteur du mur (1/10 environ). Le mur est relié au terrain par deux lignes d'ancrages (boulons  $\phi$  16 mm) associées au ferrailage (150 kg d'acier pour 1 m<sup>3</sup> de béton environ). Le béton est correctement vibré lors de sa mise en place. Si la fabrication du béton est réalisée sur place, un contrôle du mélange et de ses caractéristiques est à prévoir.

## 2 - TRAVAUX DE CONFORTEMENT

### Boulonnage

#### Définition

Il consiste à insérer dans le massif rocheux une barre d'acier qui, de par sa résistance passive, en reliant les blocs rocheux séparés par des discontinuités, s'oppose à la chute de ces blocs. Pour que cet objectif soit pleinement atteint, il faut que le boulon soit bien orienté par rapport aux plans de discontinuité, que la force d'appui et la réaction au rocher soient également réparties par une plaque de répartition suffisamment grande et bien posée, que la pérennité soit assurée par un ancrage réparti au mortier de ciment ou à la résine, et ceci sur toute la longueur du boulon, et par une protection de la tête contre les agents atmosphériques (galvanisation à froid).

N.B. : Ces remarques s'appliquent également aux ancrages des murs en béton armé. Ces précautions sont obligatoires, car un boulon mal posé peut donner l'illusion de la sécurité.

#### Mode d'exécution

Le trou est foré au préalable à la longueur voulue. Il est ensuite soufflé sur toute la longueur. Le produit d'ancrage est introduit (cartouches de ciment ou de résine) en quantité en rapport avec le diamètre du trou, la longueur, le volume des cartouches de produit, le diamètre du boulon. Le boulon est ensuite introduit par rotopercussion, afin d'assurer un bon mélange du produit. Celui-ci doit légèrement suinter à l'orifice du trou. Il est ensuite boulonné une fois le temps de prise du produit d'ancrage passé.

Cette opération se réalise sous la direction d'un chef d'équipe spécialisé contrôlant la bonne exécution des opérations.

## Treillis

### Définition

Ce treillis est associé au boulonnage lorsque la surface du rocher présente de nombreuses discontinuités délimitant les masses rocheuses trop petites pour être boulonnées, mais présentant un risque en se détachant de la surface. Ce treillis est constitué de fil  $\phi$  5 mm en maille de 100 par 100 mm.

### Exécution

Il est mis en place de la même manière que le grillage de protection, à la différence près que la plaque d'appui des boulons le solidarise au rocher. Si la densité du boulonnage n'est pas assez grande pour assurer un bon placage au rocher, celui-ci sera réalisé à l'aide d'épingles, mises en place comme des boulons mais courtes (0,5 m).

## Béton projeté

### Définition

Le béton projeté est associé aux faces rocheuses boulonnées et recouvertes de treillis et pour lesquelles un risque d'altération est à craindre dans le temps. Le béton projeté est constitué d'un mélange comprenant des agrégats supérieurs à 10 mm (à ne pas confondre avec un gunitage qui est une projection de mortier efficace seulement en provisoire ou en réparation d'ouvrage), d'une épaisseur minimum de 10 cm sur pointes de rocher. Un drainage par barbacanes, ou simplement trou réalisé a posteriori, est à exécuter.

### Mode d'exécution

La solution de projection par voie sèche avec ajout de l'eau à la lance est recommandée. Cette projection se fait sur une surface saine, exempte de débris rocheux ou autres. Elle s'exécute sur une zone traitée antérieurement avec des boulons et du treillis, en deux couches, une première servant à rétablir une surface uniforme, la deuxième servant à protéger le treillis et à réaliser ainsi un voile mince armé. L'application devra se faire par un maçon spécialisé. Si le béton est produit sur place, un contrôle du mélange et de ses caractéristiques est à prévoir.

N.B. : Ces précautions sont obligatoires, car une mauvaise réalisation du béton projeté entraîne relativement souvent des désordres (chute de panneaux projetés, dégradations très rapide par suite du surdosage en adjuvant et en ciment, etc.).

### Contrefort en béton armé

#### Définition

Il consiste essentiellement à supposer un surplomb ou un dièdre instable, et à assurer un blocage de l'altération. Il est constitué d'un mur en béton armé bloqué contre le rocher.

#### Mode d'exécution

Le rocher est au préalable nettoyé de tous débris rocheux, puis un ferrailage, qui peut être avantageusement remplacé par du treillis soudé en double nappe, maintenu par des cales à béton, et un coffrage grossier sont mis en place. Le béton est ensuite coulé en place et légèrement vibré.

réalisation  
service  
reprographie  
du BRGM



2	SOLUTION DE BASE	J.P.S.	F.W.	F.W.	11 08 88
1	DOCUMENT PROVISOIRE (basé sur plan d'après SETAM Consult)	J.P.S.	F.W.	F.W.	23 06 88
N°		DESCRIPTION			
		Devis	Int	Approuv	Date
REVISIONS					

**SERVICES DU DEPARTEMENT DU BAS-RHIN**

5 Place de la République  
67000 STRASBOURG

BRGM SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE  
204 route de Schirmeck 67200 STRASBOURG Tél 88 30 12 62

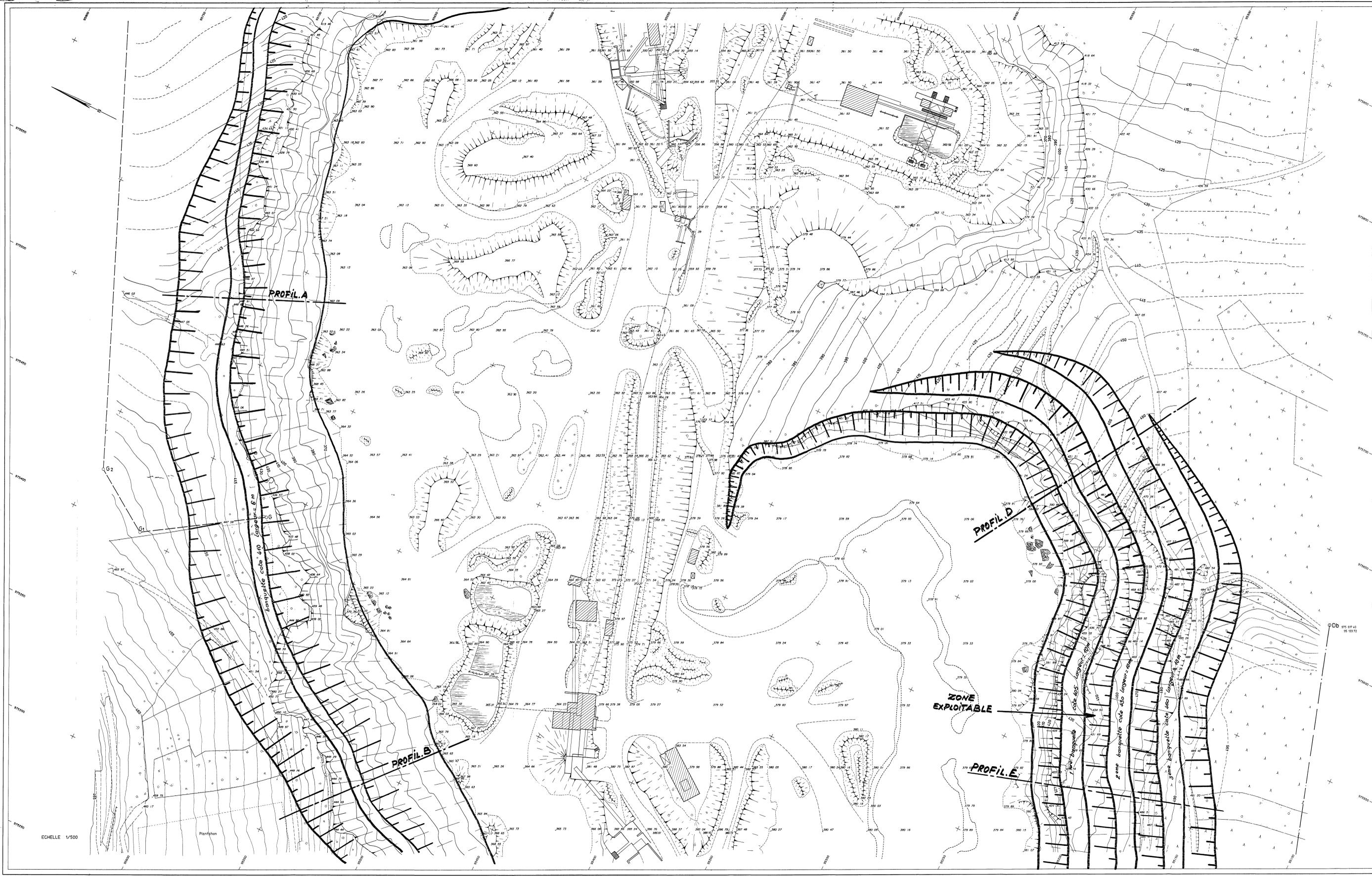
**AVANT-PROJET DE REAMENAGEMENT  
DE LA CARRIERE DE ST NABOR  
( Bas-Rhin )**

ECHELLES 1 / 500      PLANCHE .1.      88 SGN 463 ALS

**LEGENDE**

- sentier
- chemin
- fosse, depression
- roche
- arbre isolé
- talus
- broussaille
- conifères
- zone bosse
- étendue d'eau
- poteau électrique
- lampadaire
- périmètre d'exploitation borne
- périmètre d'exploitation approximatif

DRESSE ET DESINE PAR  
**SETAM-Consult**  
1 Rue des Lantilles  
67000 STRASBOURG  
14 08 22 23 40



2	SOLUTION DE BASE	J.P.S.	F.W.	F.W.	08.08.88
1	DOCUMENT PROVISOIRE (fond de plan d'archives SETAM-Consult)	J.P.S.	F.W.	F.W.	03.06.88
N°	DESCRIPTION	Dessiné	Ins.	Approuvé	Date
	REVISIONS				

**SERVICES DU DEPARTEMENT DU BAS-RHIN**

5 Place de la République  
67000 STRASBOURG

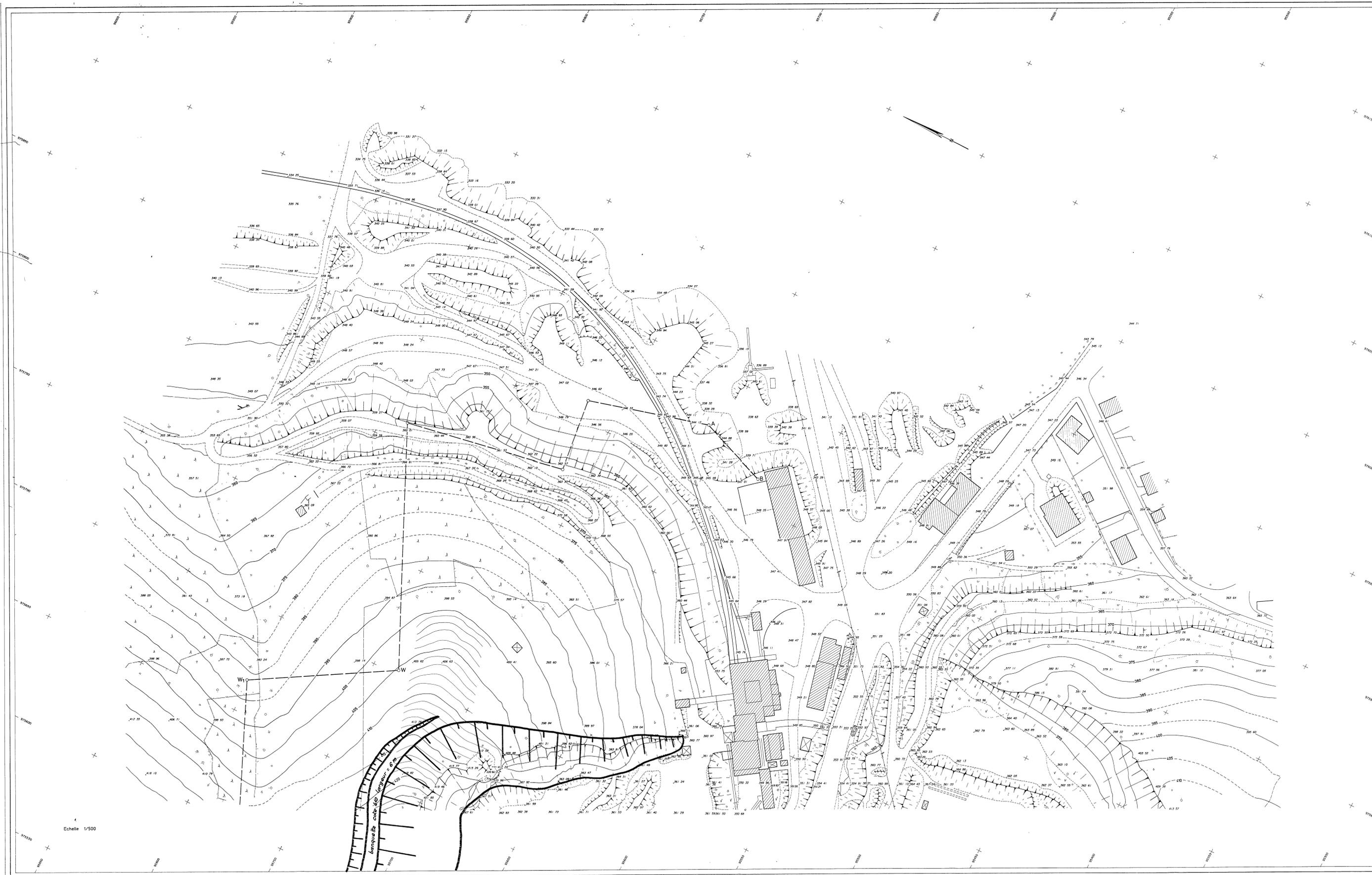
BRGM SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE  
204 route de Schirmeck 67200 STRASBOURG Tél 88 30 12 62

**AVANT-PROJET DE REAMENAGEMENT  
DE LA CARRIERE DE ST NABOR  
( Bas-Rhin )**

ECHELLES 1 / 500    PLANCHE . 2 .    88 SGN 463 ALS

ECHELLE 1/500

DRESSE ET DESINE PAR  
**SETAM-Consult**  
1 Rue des Lentilles  
67000 STRASBOURG  
Tel 88 22 23 40



2	SOLUTION DE BASE	JP S	F W	F W	19 08 88
1	DOCUMENT PROVISOIRE (fond de plan d'après SETAM Consult)	JP S	F W	F W	23 06 88
N°	DESCRIPTION	Dessiné	14e	Approuvé	Dire
	REVISIONS				

SERVICES DU DEPARTEMENT DU BAS-RHIN  
 5 Place de la République  
 67000 STRASBOURG

BRGM SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE  
 204 route de Schirmeck 67200 STRASBOURG Tél 88 30 12 82

**AVANT-PROJET DE REAMENAGEMENT  
 DE LA CARRIERE DE ST NABOR  
 ( Bas-Rhin )**

ECHELLES 1 / 500    PLANCHE \_ 3 \_    88 SGN 463 ALS

DRESSE ET DESINE PAR  
**SETAM-Consult**  
 1 Rue des Lentilles  
 67000 STRASBOURG  
 tél. 88 22 23 40

Echelle 1/500



2	SOLUTION VARIANTE	J.P.S.	F.W.	F.W.	9.08.88
1	DOCUMENT PROVISOIRE (fond de plan de Copré-SETAM Consult)	J.P.S.	F.W.	F.W.	23.04.88
N°	DESCRIPTION	Dessin	Ing.	Approb.	Date
	REVISIONS				

SERVICES DU DEPARTEMENT DU BAS-RHIN  
 5 Place de la République  
 67000 STRASBOURG

BRGM SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE  
 204 route de Schirmeck 67200 STRASBOURG Tél. 88 30 12 62

**AVANT-PROJET DE REAMENAGEMENT  
 DE LA CARRIERE DE ST NABOR  
 ( Bas-Rhin )**

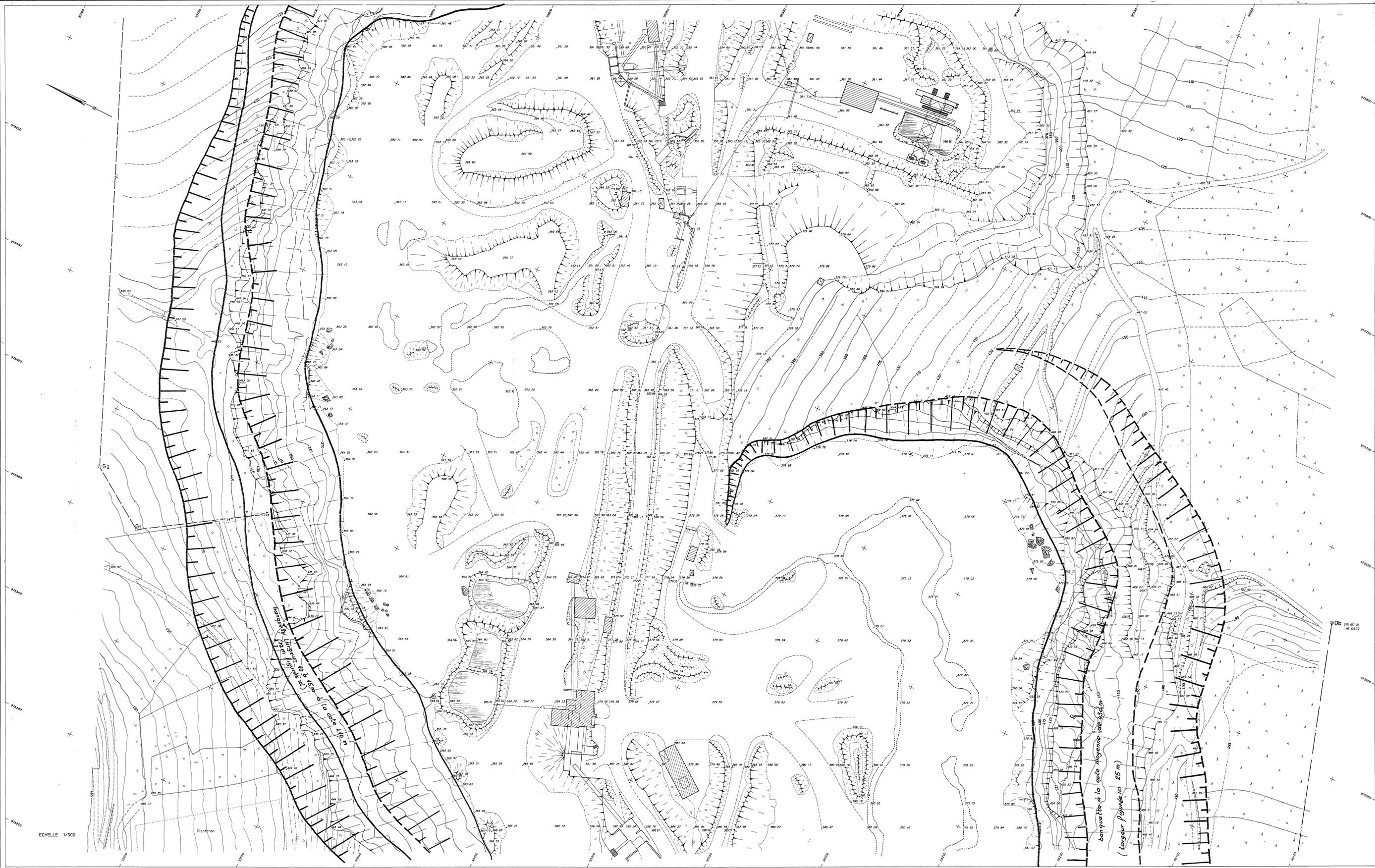
ECHELLES 1 / 500 PLANCHE 4 88 SGN 463 ALS

**LEGENDE**

- sentier
- - - - - chemin
- - - - - fosse, depression
- roche
- arbre isolé
- ▭ talus
- ▭ brousseille
- ▭ coniferes
- ▭ zone bossee
- ▭ étendue d'eau
- ⌋ poteau électrique
- ⌋ lampadaire
- périmètre d'exploitation borne
- périmètre d'exploitation approximatif

DRESSE ET DESINE PAR  
 SETAM-Consult  
 1 Rue des Lentilles  
 67000 STRASBOURG  
 RI 88 22 23 40

ECHELLE 1/500



2	SOLUTION VARIANTE	J.P.S.	F.W.	F.W.	09.08.88
1	DOCUMENT PROVISOIRE (fond de plan d'opérations SETAM Consult)	J.P.S.	F.W.	F.W.	23.06.88
N°	DESCRIPTION	Drawn	Inq	Apprs	Date
REVISIONS					

SERVICES DU DEPARTEMENT DU BAS-RHIN  
 5 Place de la République  
 67000 STRASBOURG

BRGM SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE  
 204 route de Schirmeck 67200 STRASBOURG Tél. 88 30 12 62

AVANT-PROJET DE REAMENAGEMENT  
 DE LA CARRIERE DE ST NABOR  
 ( Bas-Rhin )

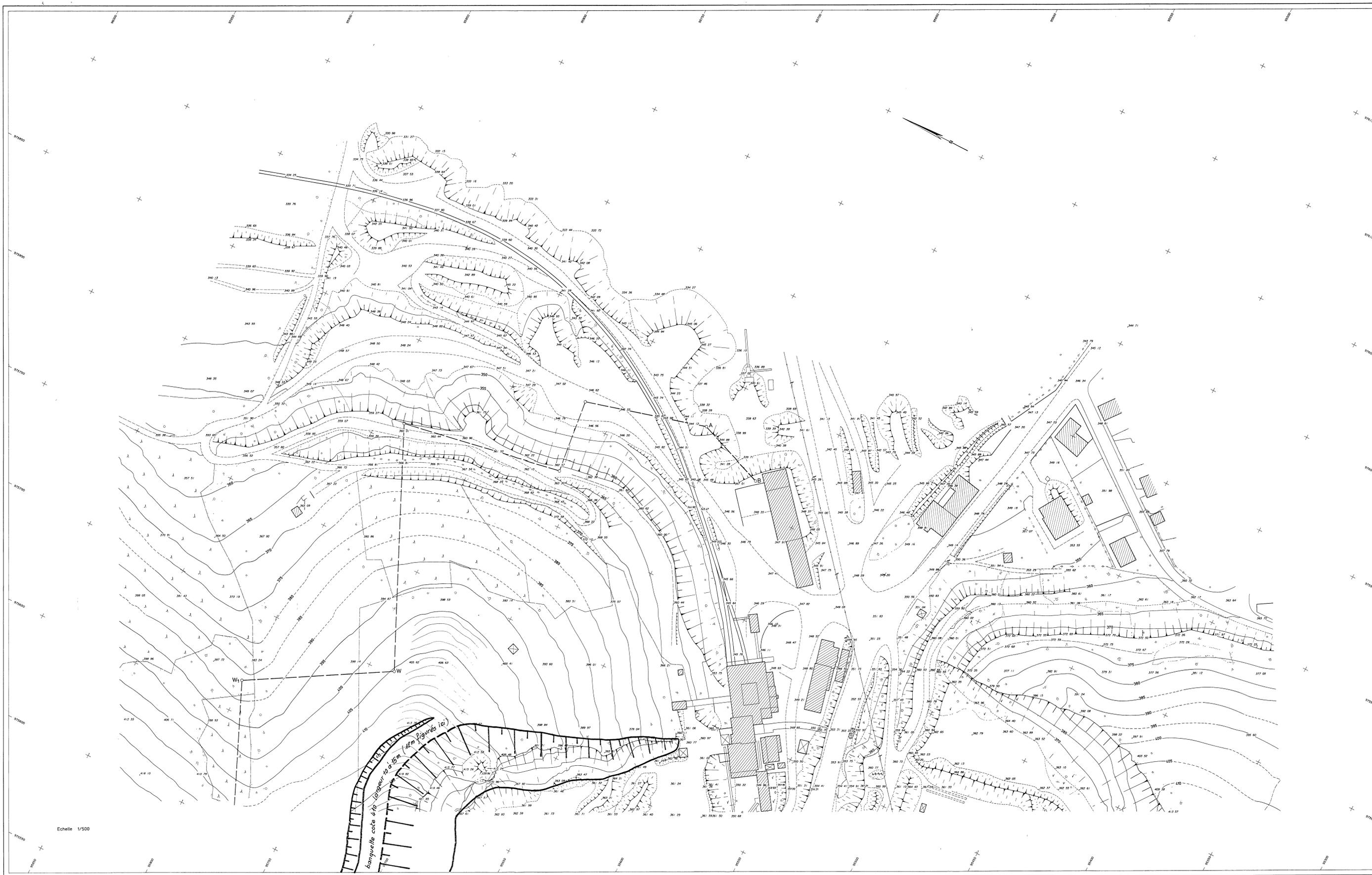
ECHELLES 1 / 500      PLANCHE - 5 -      88 SGN 463 ALS

DRESSE ET DESINE PAR

SETAM-Consult  
 1 Rue des Lentilles  
 67000 STRASBOURG

tel 88 22 23 42

ECHELLE 1/500



2	SOLUTION VARIANTE	JP 5	FW	FW	0 08 88
1	DOCUMENT PROVISOIRE (avant de plan d'après SETAM Consult)	JP 5	FW	FW	23 08 88
N°	DESCRIPTION	Dessiné	Tracé	Approuvé	Date
	REVISIONS				

**SERVICES DU DEPARTEMENT DU BAS-RHIN**

5 Place de la République  
67000 STRASBOURG


**BRGM SERVICE GEOLOGIQUE REGIONAL ALSACE**  
 204 route de Schirmeck 67200 STRASBOURG Tél 88 30 12 62

**AVANT-PROJET DE REAMENAGEMENT  
DE LA CARRIERE DE ST NABOR  
( Bas-Rhin )**

ECHELLES 1 / 500    PLANCHE   6      88 SGN 463 ALS

DRESSE ET DESINE PAR  
**SETAM-Consult**  
 1 Rue des Lentilles  
 67000 STRASBOURG  
 tel 88 22 22 40