

OBRAS EM ROCHA INFLUÊNCIA DA GEOLOGIA

**PROF. DR. MILTON ASSIS KANJI
PEF 2507 (2015)**



TIPOS DE OBRAS EM ROCHA

TALUDES NATURAIS OU DE ESCAVAÇÃO
TÚNEIS E CAVIDADES SUBTERRÂNEAS
FUNDAÇÕES DE BARRAGENS
FUNDAÇÕES DE OBRAS ESPECIAIS

Os engenheiros geotécnicos normalmente são preparados em Mecânica dos Solos, Fundações e Obras de Terra, para obras em solo.

Na obstante, têm a atribuição profissional de trabalhar em obras em rocha.

Na maior parte das escolas de engenharia não há cursos de graduação específicos para esses assuntos.



DIFERENÇAS ENTRE MACIÇO DE SOLO E DE ROCHA.

- **MATERIAL IDEAL:** contínuo, isotrópico, homogêneo, idealmente elástico.
- **SOLO:** contínuo (poroso), +/- homogêneo, as vezes isotrópico, afasta-se de elástico.
- **ROCHA:** meio descontínuo, geralmente heterogêneo, às vezes isotrópico, não elástico em maciço fraturado.
- **FRATURAS SÃO PLANOS DE FRAQUEZA DO MACIÇO.**

SOLO



ROCHA



MACIÇO ROCHOSO É UM MEIO DESCONTÍNUO

ROCHA INTACTA X MACIÇO ROCHOSO



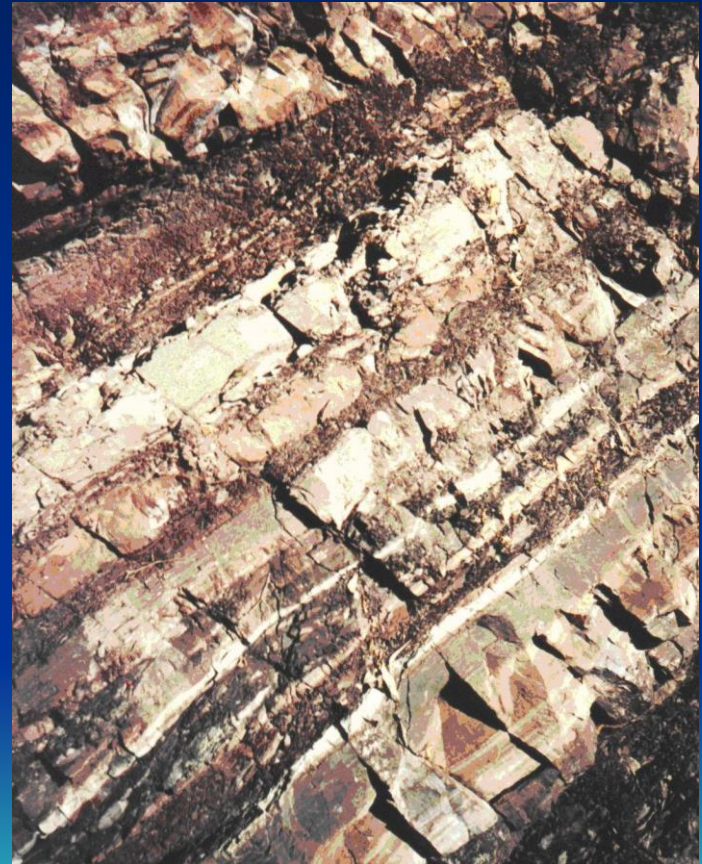
MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

HETEROGENEIDADE

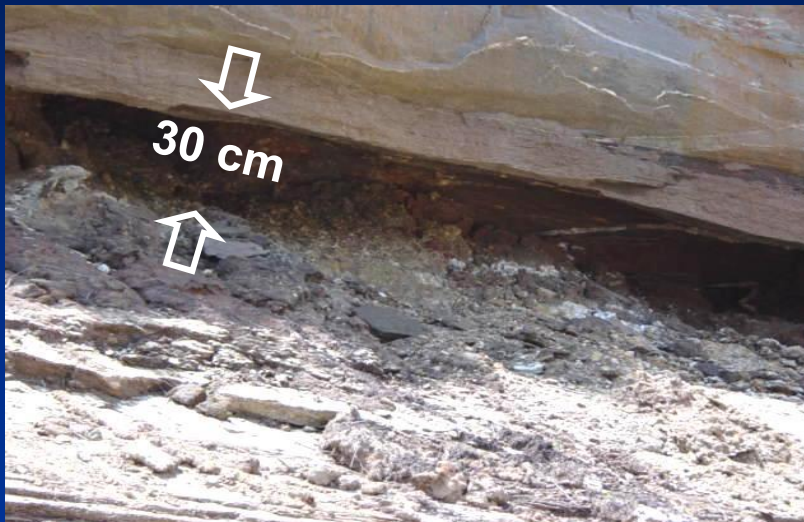


OU

ANISOTROPIA



MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER PLANOS DE FRAQUEZA PREENCHIDOS



D. Deere:

Coesão: Zero para fraturas contínuas.

Angulos de atrito:

- 8° a 15° para preenchimento argiloso
- 16° a 23° para preenchimentos intermediários
- 24° a 32° para preenchimentos arenosos

MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

CAMADAS DE SILTITO ALTERADO EM ARENITO SILICIFICADO



MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

CAMADAS DE BIOTITA XISTO NO GNAISSE



MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

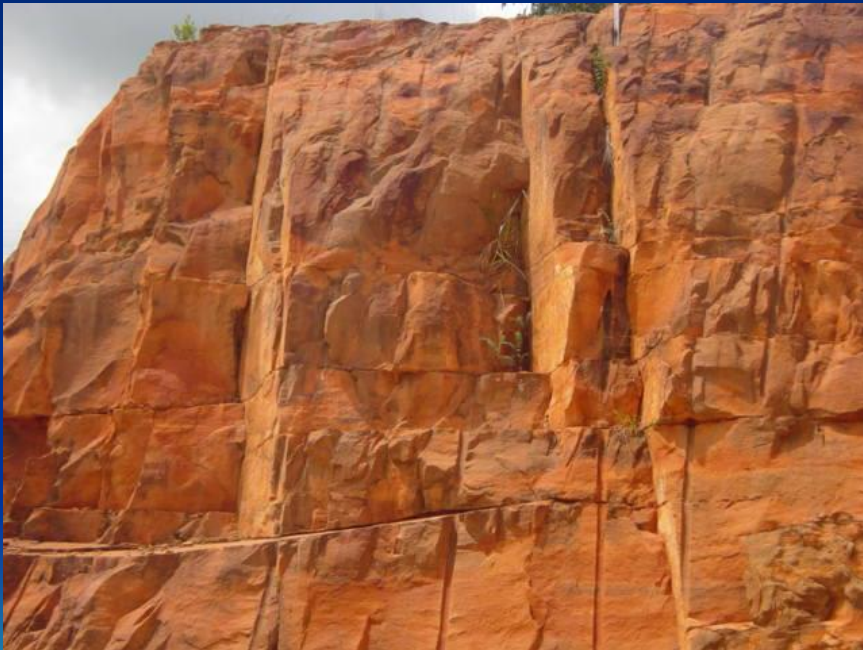
INCLUSOES MAIS FRACAS EM ROCHA DE BOA QUALIDADE

XISTO ALTERADO EM QUARTIZITO SÃO

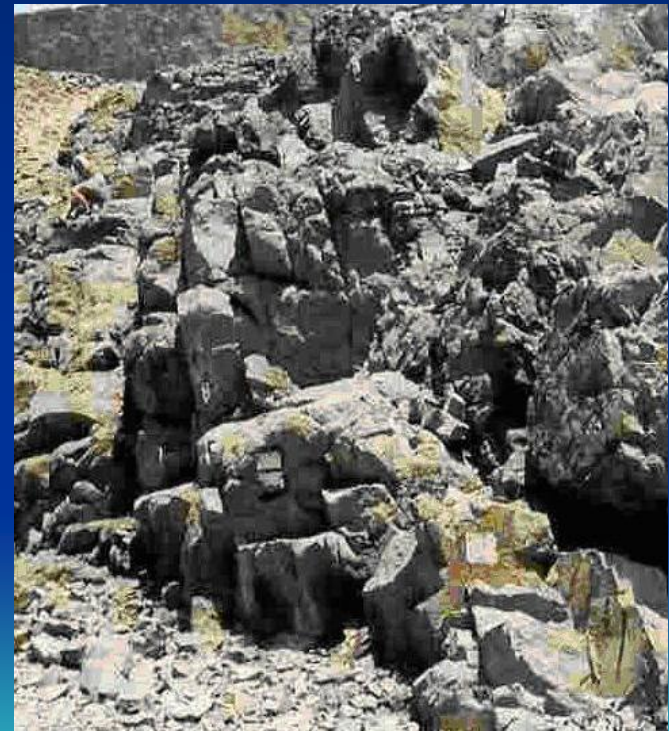
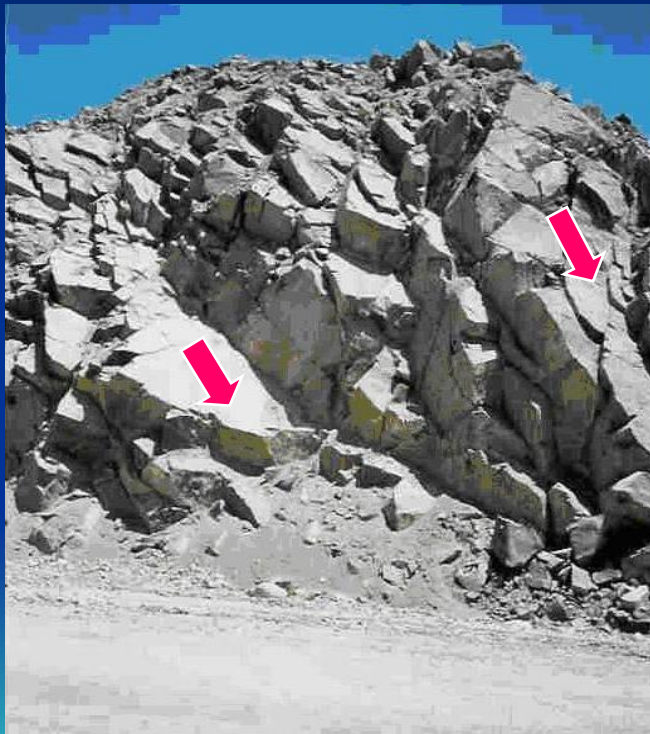


MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

SISTEMAS DE FRATURAMENTO - FAMÍLIAS DE FRATURAS
ESTABILIDADE



DESCONTINUIDADES CONDICIONANTES DA ESTABILIDADE CONFORME SUA POSICAO



MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

FALHAS



**FALHA DO GNAISSE
(BACIA DE S. PAULO)**



ESTRIAS DE ATRITO

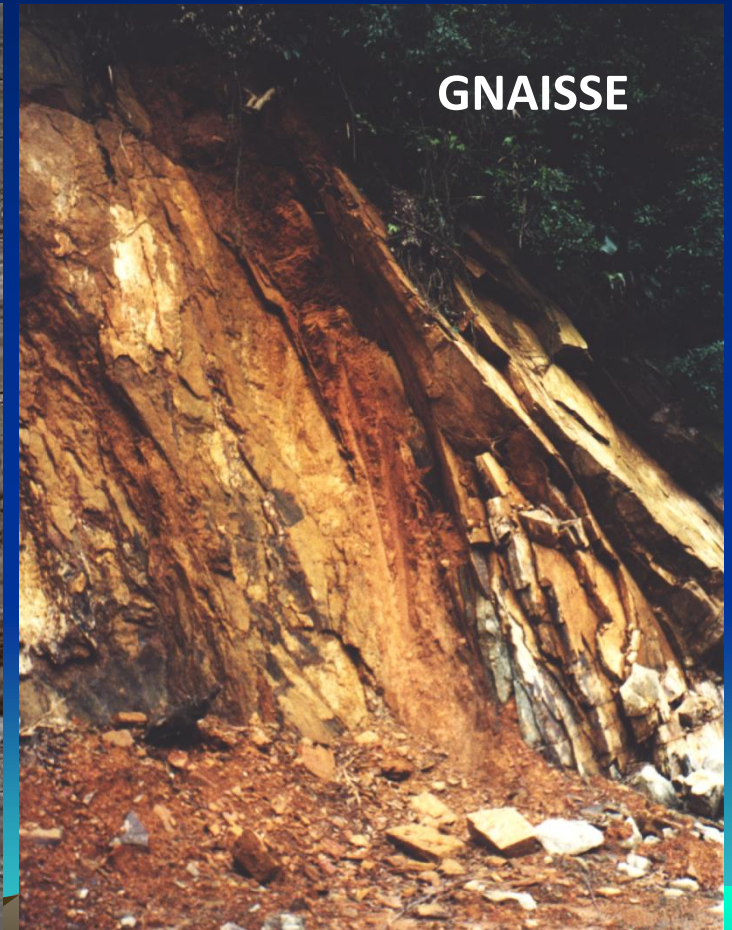
MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

PLANOS DE XISTOSIDADE OU FOLIAÇÃO

FILITO



GNAISSE



MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER



DOBROS



MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

DIACLASES DE ALIVIO DE CARGA



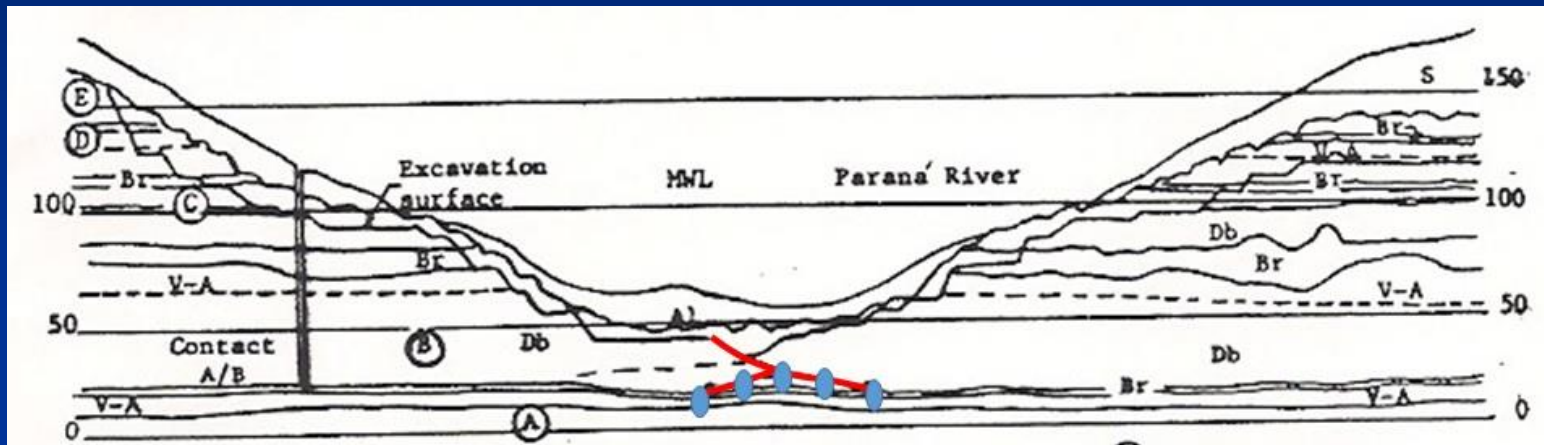
MACIÇOS ROCHOSOS PODEM CONTER

FRATURAS PARALELAS A SUPERFICIE TOPOGRAFICA
(Juntas ou Diaclases de alivio de carga)



ASPECTOS GEOLÓGICOS **TENSÕES ELEVADAS**

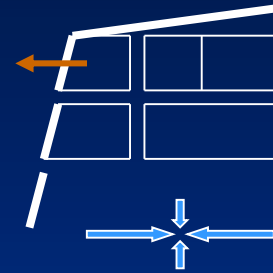
CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES E FRATURAMENTO
COMUM EM VALES EM CANYON



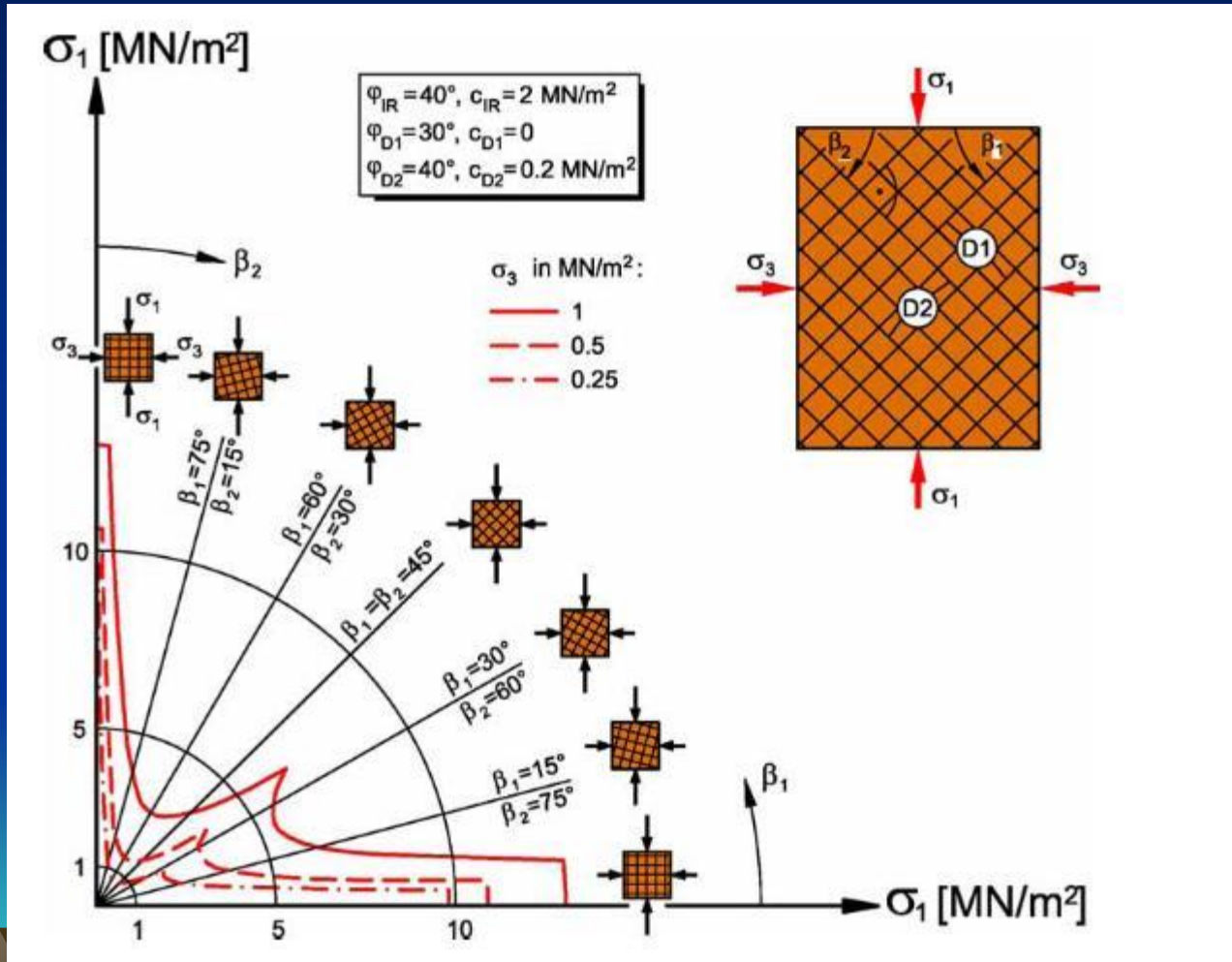
PH ITAIPU, BARRAGEM PRINCIPAL, CHAVETAS DE CONCRETO

ALIVIO DE TENSÕES HORIZONTAIS

Abertura das fraturas proximo
às superfícies de escavação



ANISOTROPIA DE RESISTÊNCIA



RESUMO DOS CONCEITOS

MACIÇO ROCHOSO É MEIO DESCONTÍNUO

APRESENTA FRATURAS, FALHAS, XISTOSIDADE, FOLIAÇÃO, DOBRAS, HETEROGENEIDADE E ANISOTROPIA FREQUENTES

ANÁLISES DE ESTABILIDADE POR SUPERFÍCIES DE FRAQUESA

NEM SEMPRE TERRENO MELHORA COM A PROFUNDIDADE

INCLUSÃO DE PLANOS DE FRAQUESA EM ROCHA BOA.

TENSÕES IN SITU COM $K_0 > 1$ FREQUENTE.

FORMULAÇÃO DE MODELO GEOTÉCNICO PARA ANÁLISE DEPENDE DA GEOLOGIA



TALUDES ROCHOSOS



ANÁLISE ESTABILIDADE TALUDE ROCHOSO

MODOS DE RUPTURA DE TALUDE



RUPTURA CIRCULAR –
ROCHA BRANDA SEM FRATURAS
CONDICIONANTES

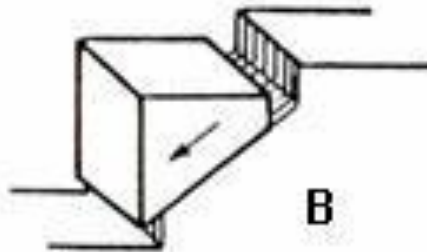
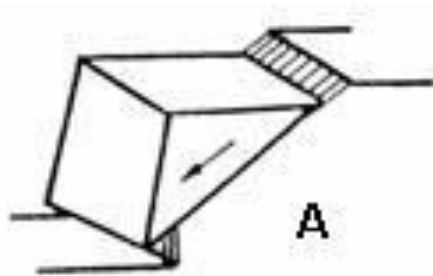
RUPTURA DE CUNHA ROCHOSA –
DUAS FRATURAS QUE SE CRUZAM

RUPTURA PLANAR–
FRATURA PARALELA AO TALUDE AFLORANDO
ACIMA DO PÉ DO TALUDE

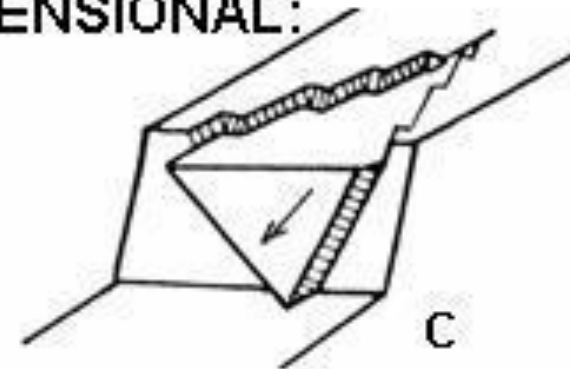
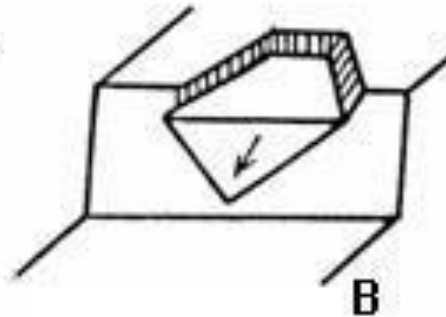
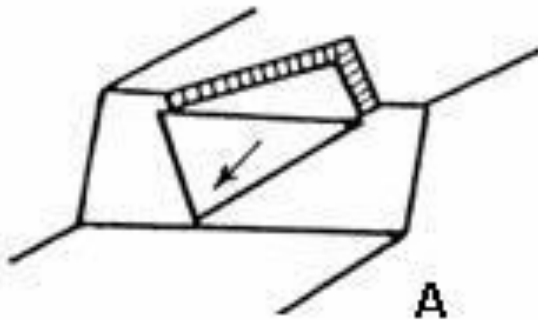
RUPTURA POR TOMBAMENTO–
FRATURAS OU XISTOSIDADE SUBVERTICAL
DESCONFINADA LATERALMENTE

ANÁLISE BI OU TRI DIMENSIONAL

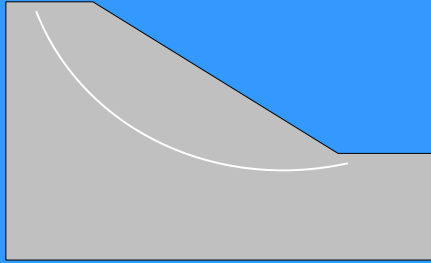
SITUAÇÕES DE ANÁLISE BIDIMENSIONAL:



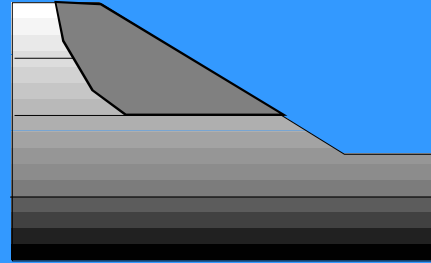
SITUAÇÕES DE ANÁLISE TRIDIMENSIONAL:



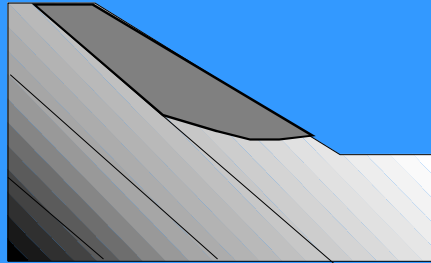
Homogeneous



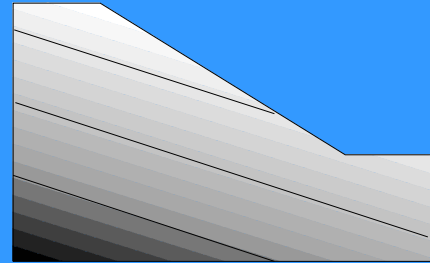
Horizontally layered



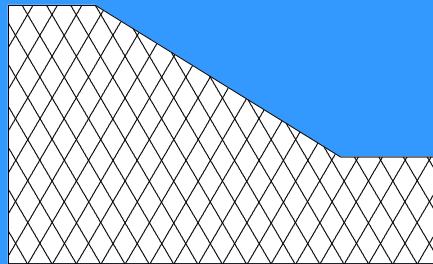
Inclined layered,
dip greater than the slope
(not daylighting)



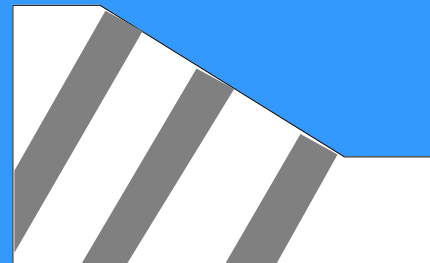
Inclined layered,
dip smaller than the slope
(daylighting feature)



Complex cases

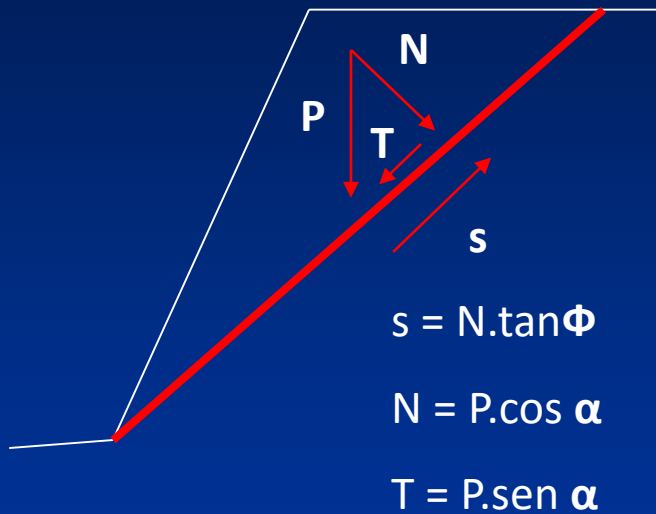


Complex case with
intrusive rock dikes



ESTABILIDADE BI DIMENSIONAL

SEM ÁGUA



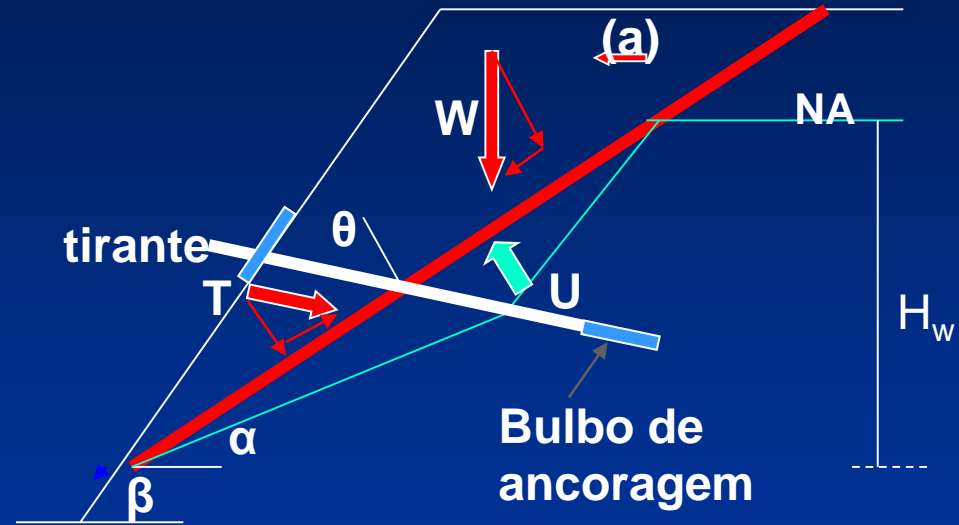
$$FS = s / T = (P \cdot \cos \alpha \cdot \tan \Phi) / P \cdot \sin \alpha$$

Para $FS = 1$: $P \cdot \sin \alpha / P \cdot \cos \alpha = N \cdot \tan \Phi$

$$\tan \Phi = \tan \alpha$$

$$FS = \tan \Phi / \tan \alpha$$

COM ÁGUA E TIRANTES

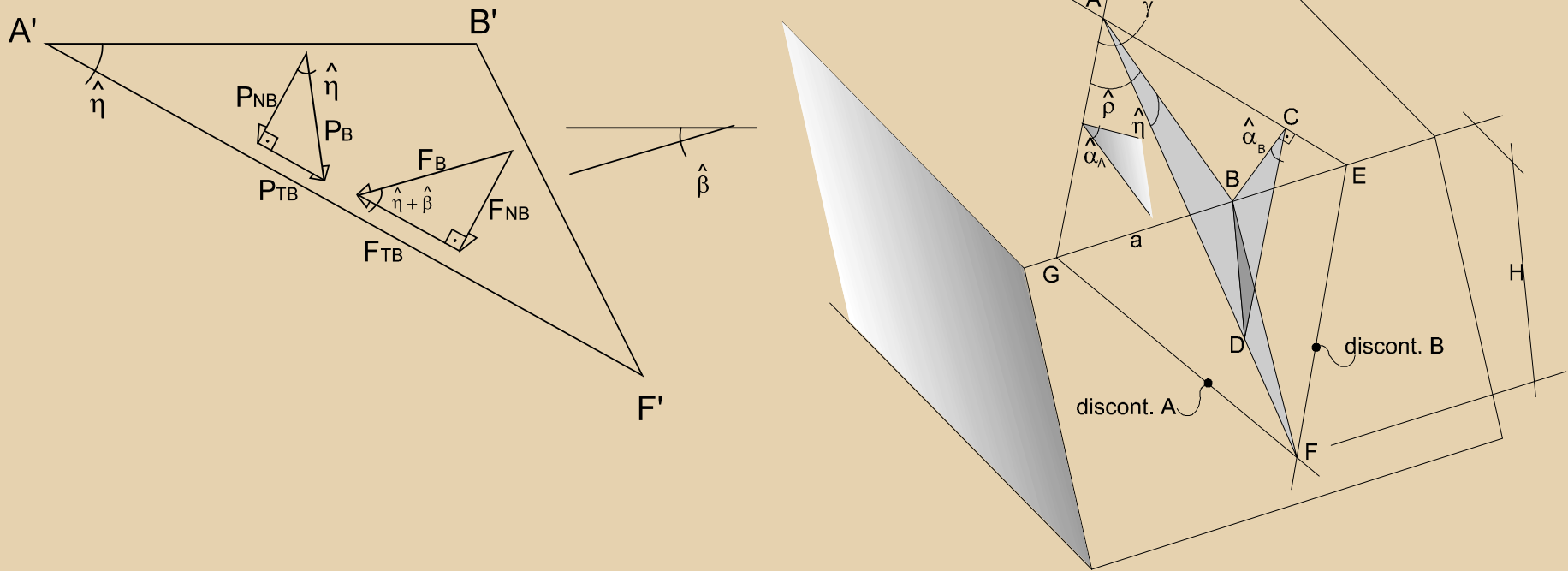


$$U = \gamma_w \cdot H_w^2 / 4 \cdot \sin \alpha$$

$$FS = (W \cos \alpha + T \cos \theta - U) \tan \Phi / W \sin \alpha - T \sin \theta$$

PROGRAMAS SLIDE - SLOPE

ANÁLISE TRI-DIMENSIONAL



PROGRAMA SWEDGE



PLANOS DE
ESTRATIFICAÇÃO NÃO
PARALELOS AO TALUDE

NA AUSENCIA DE DEFEITOS DA ROCHA:





ITAPEBI

HIDROELETRICA



APROVEITAMENTO HIDRELETRICO ITAPEBI

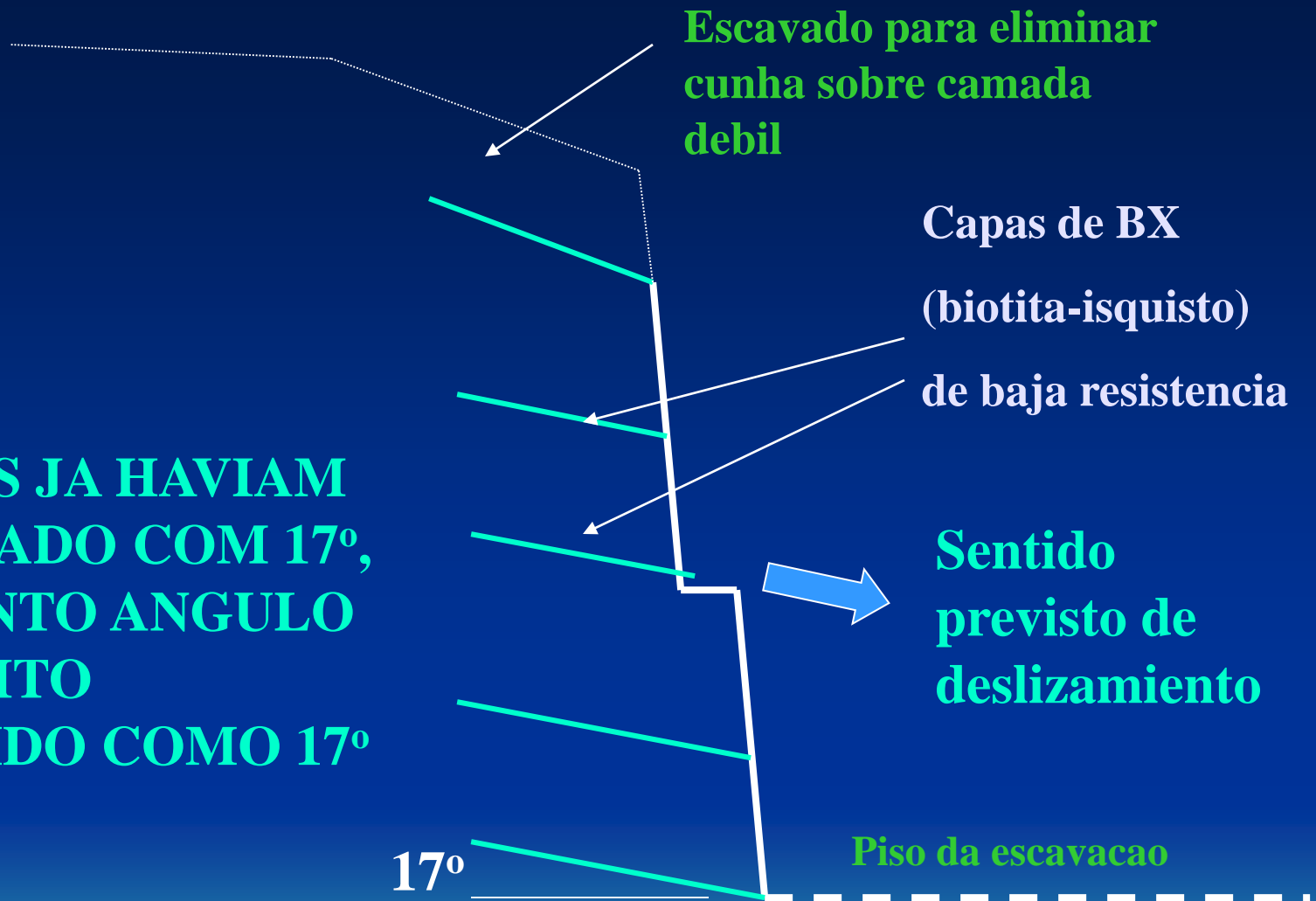
RUPTURA DA PAREDE DIREITA DA ESCAVACAO DO VERTEDOR





EXEMPLO DAS CAMADAS DE BIOTITA-XISTO

**BLOCOS JA HAVIAM
DESLIZADO COM 17°,
PORTANTO ANGULO
DE ATRITO
ADMITIDO COMO 17°**



**Escavado para eliminar
cunha sobre camada
debil**

**Capas de BX
(biotita-isquisto)
de baja resistencia**

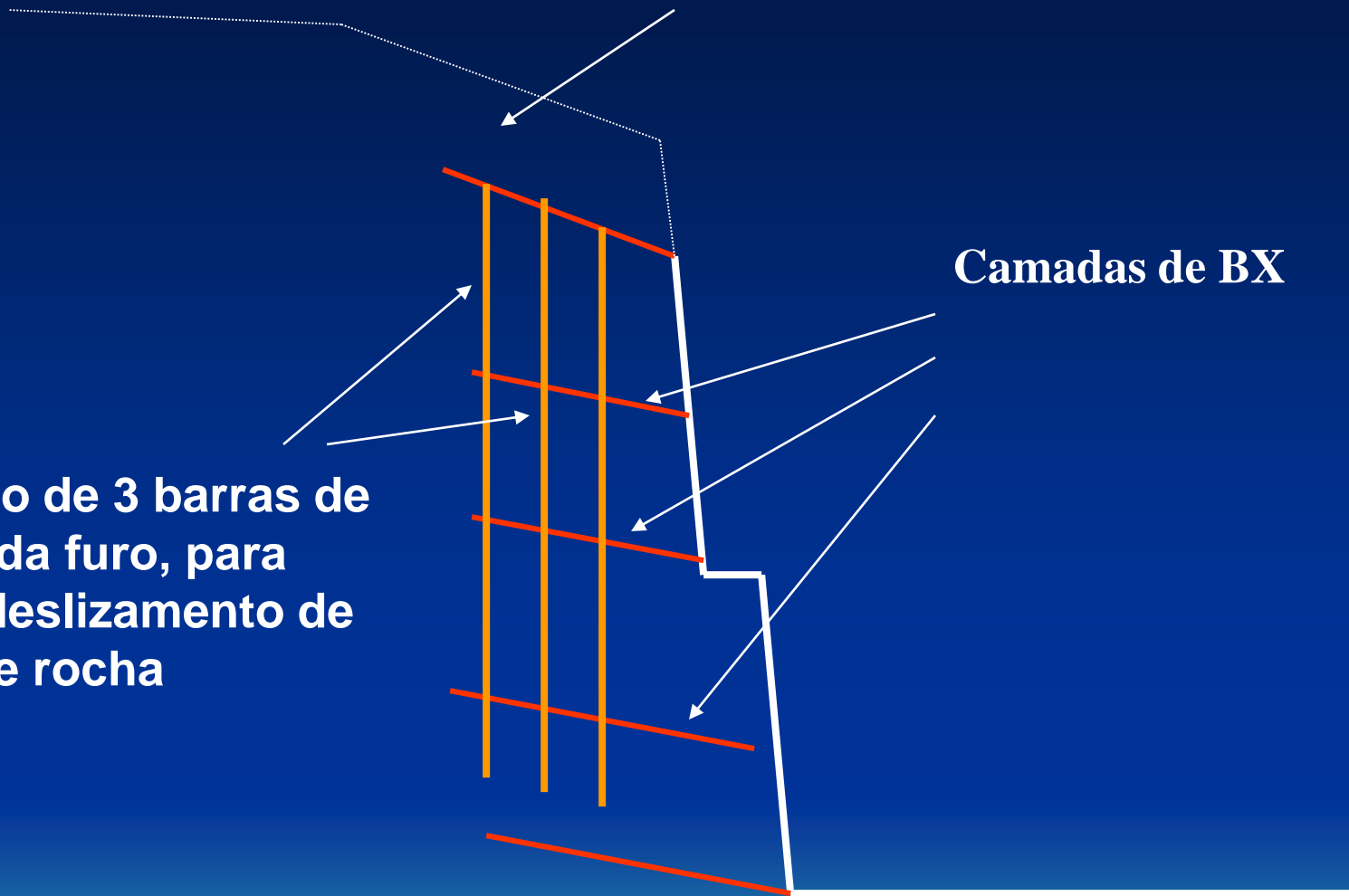
**Sentido
previsto de
deslizamiento**

Piso da escavacao

17°

Instalacao de 3 barras de 1" em cada furo, para evitar o deslizamento de blocos de rocha

Camadas de BX



SEQUENCIA DA RUPTURA DA PAREDE DIREITA









DETALHE DOS CHUMBADORES ARRANCADOS



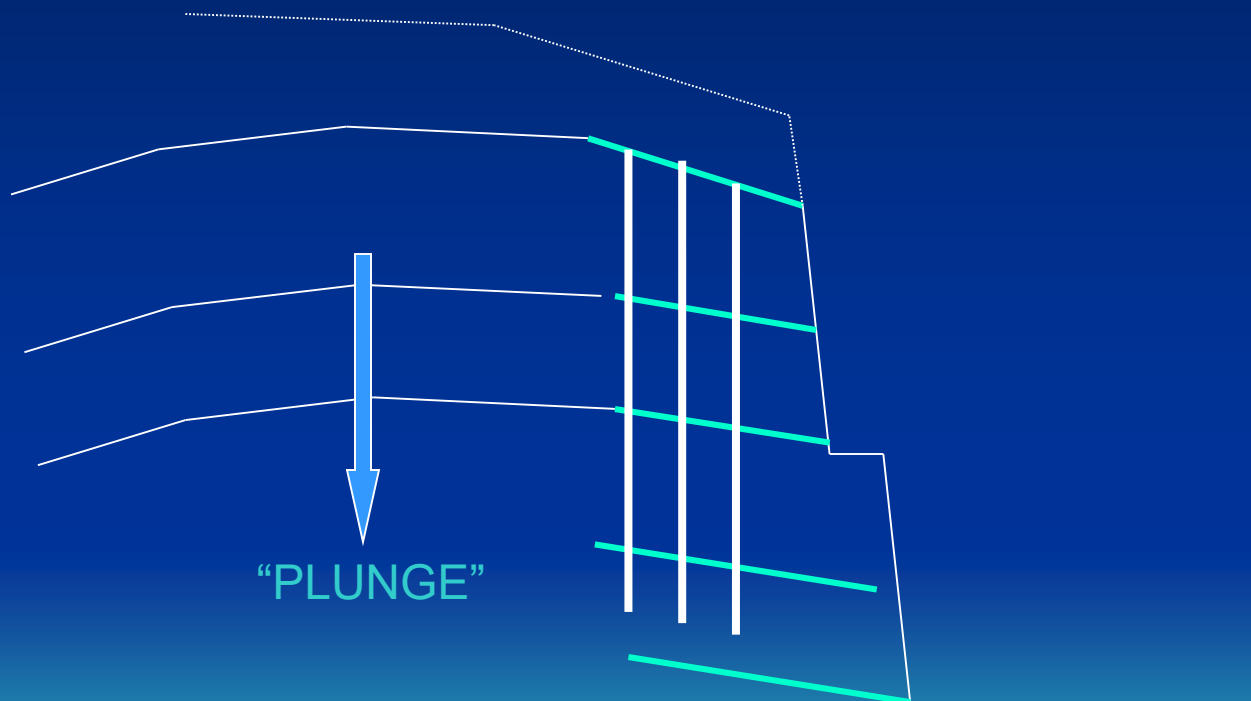
**VISTA AEREA DA
AREA DO VERTEDOR
DEPOIS DA RUPTURA,
QUE ENVOLVEU MAIS
DE 150,000 m³ DE
ROCHA**



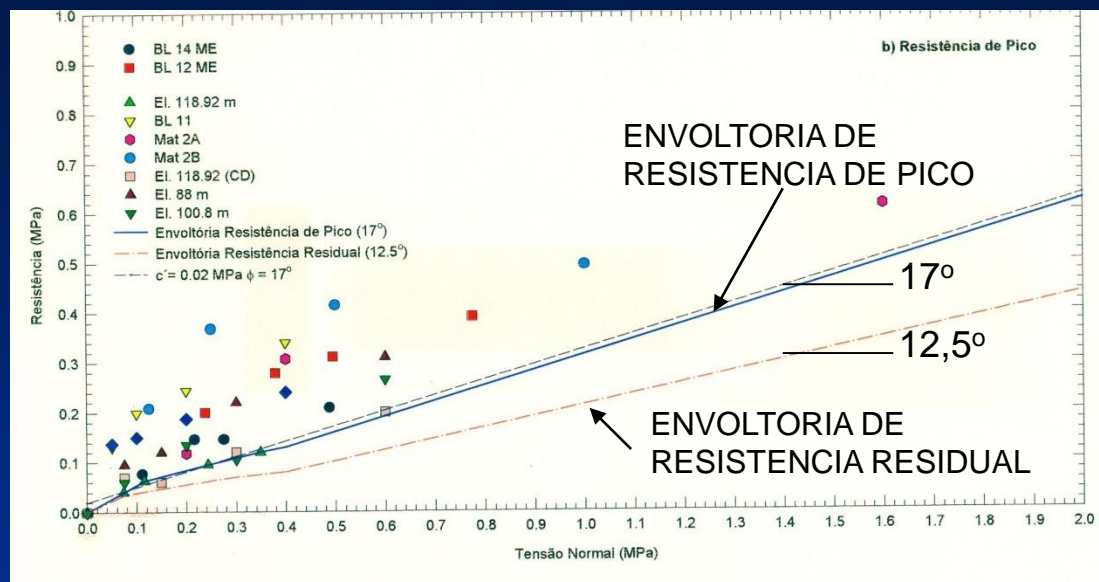
CAUSAS DA RUPTURA:

As camadas eram dobradas, com inclinacao para jusante, o que nao se detectou por falta de investigacao por sondagens.

As camadas de BX tinham estrias de friccao, com angulos residuais de $\sim 11^\circ$ a 12°



RESULTADOS DE ENSAIOS CD DE LABORATORIO EM AMOSTRAS INDEFORMADAS



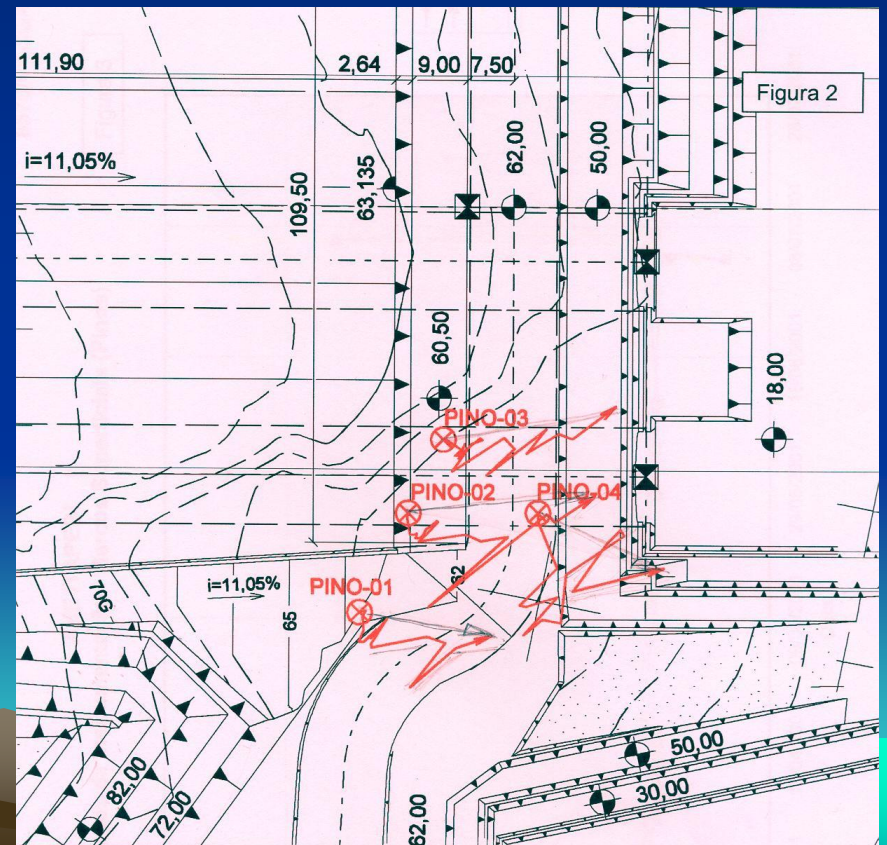
RETROANALISE DO DESLIZAMENTO INDICOU
ÂNGULO DE ATRITO SEMELHANTE AO RESIDUAL.

**PORTANTO, A CAMADA DE BIOTITA-XISTO DO
DESLIZAMENTO HAVIA SOFRIDO MOVIMENTAÇÃO
PRETERITA, BAIXANDO SEU ÂNGULO DE ATRITO.**

FORAM INSTALADOS 4 PINOS PARA MEDIDA DE DESLOCAMENTOS, ACOMPANHANDO AS ESCAVACOES:

- 1o MÊS: ~3cm , ESTABILIZANDO DEPOIS.
- 4o MÊS (INICIO): + 2 a 3cm.
- 4o MÊS (FINAL): TOTAL DE 6 A 7,5cm (FISSURAS NO CP)
- 1 SEMANA DEPOIS: +4 a 8 cm (RUPTURA DO MACICO)

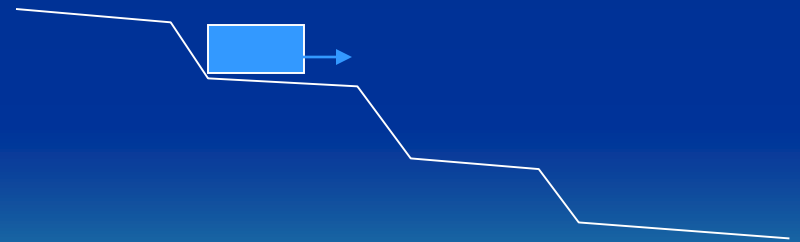
Reconstituicao
do movimento
dos pinos





PERFIL TOPOGRAFICO
ESCALONADO INDICA QUE
DURANTE A FORMACAO DA
GEOMORFOLOGIA DEVIDA A
FORMACAO DO VALE AS
CAMADAS QUE TINHAM
INCLINACAO MAIOR DE $\sim 12^\circ$
DESLIZARAM.

TRATA-SE DE UM
“ENSAIO DA NATUREZA”.



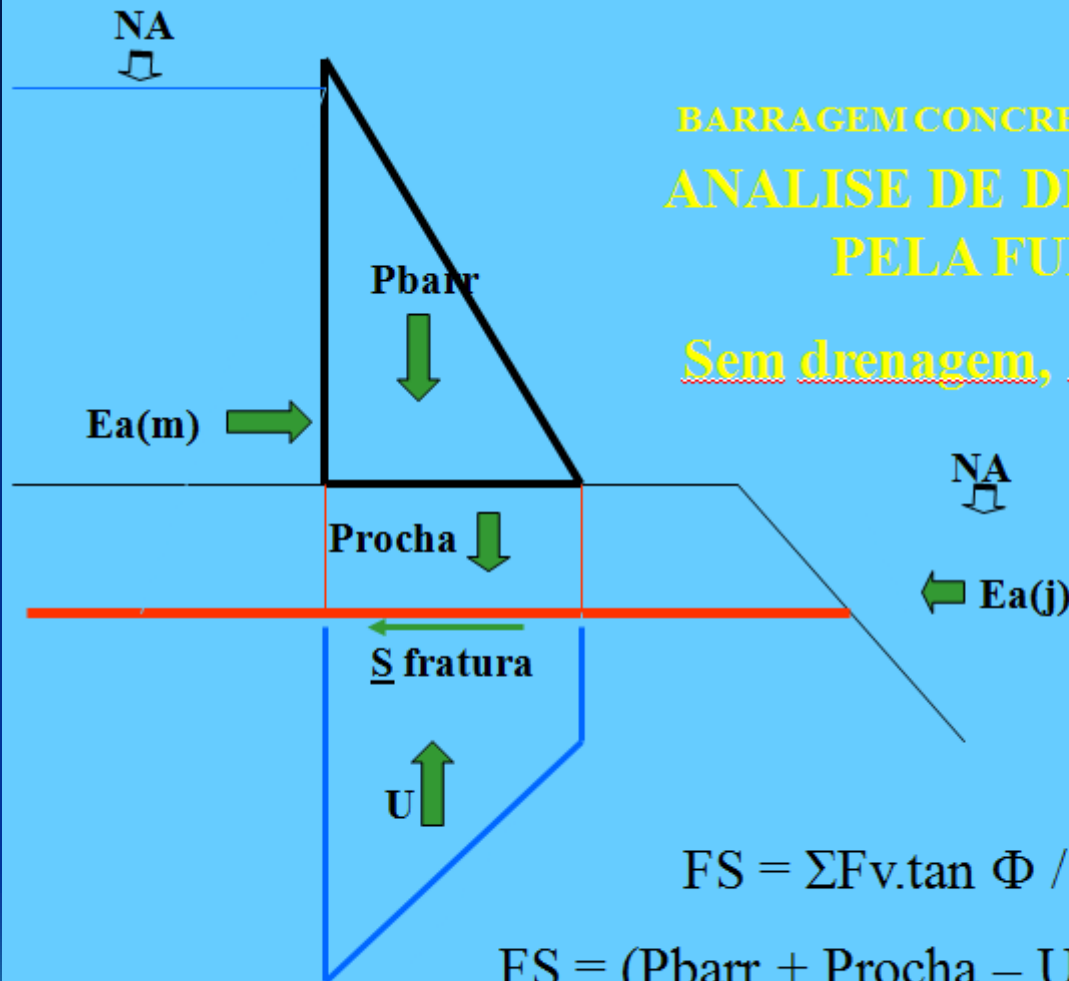
FUNDAÇÃO DE BARRAGENS

- ✓ Feições Geológicas Adversas
- ✓ Investigação do Subsolo
- ✓ Análise de Estabilidade
- ✓ Tratamentos e Melhoria das Fundações
- ✓ Avaliação de Barragens Existentes



**BARRAGEM CONCRETO-GRAVIDADE
ANALISE DE DESLIZAMENTO
PELA FUNDACAO**

Sem drenagem, subpressao total

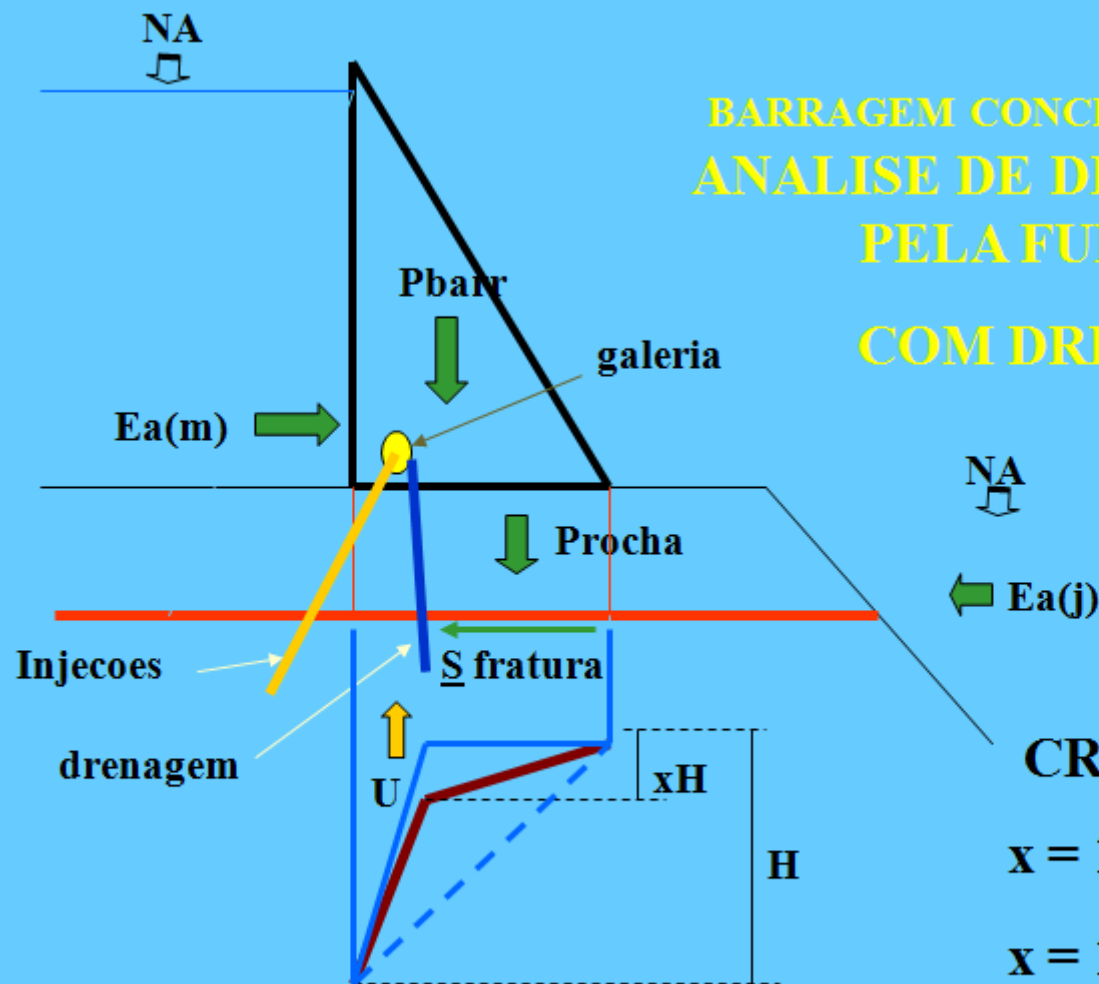


$$FS = \frac{\sum F_v \cdot \tan \Phi}{\sum F_h}$$

$$FS = \frac{(P_{barr} + Procha - U) \tan \Phi}{Ea(m) - Ea(j)}$$

$$\Phi_{necessario} > 45^\circ$$

**BARRAGEM CONCRETO-GRAVIDADE
ANALISE DE DESLIZAMENTO
PELA FUNDACAO
COM DRENAGEM**



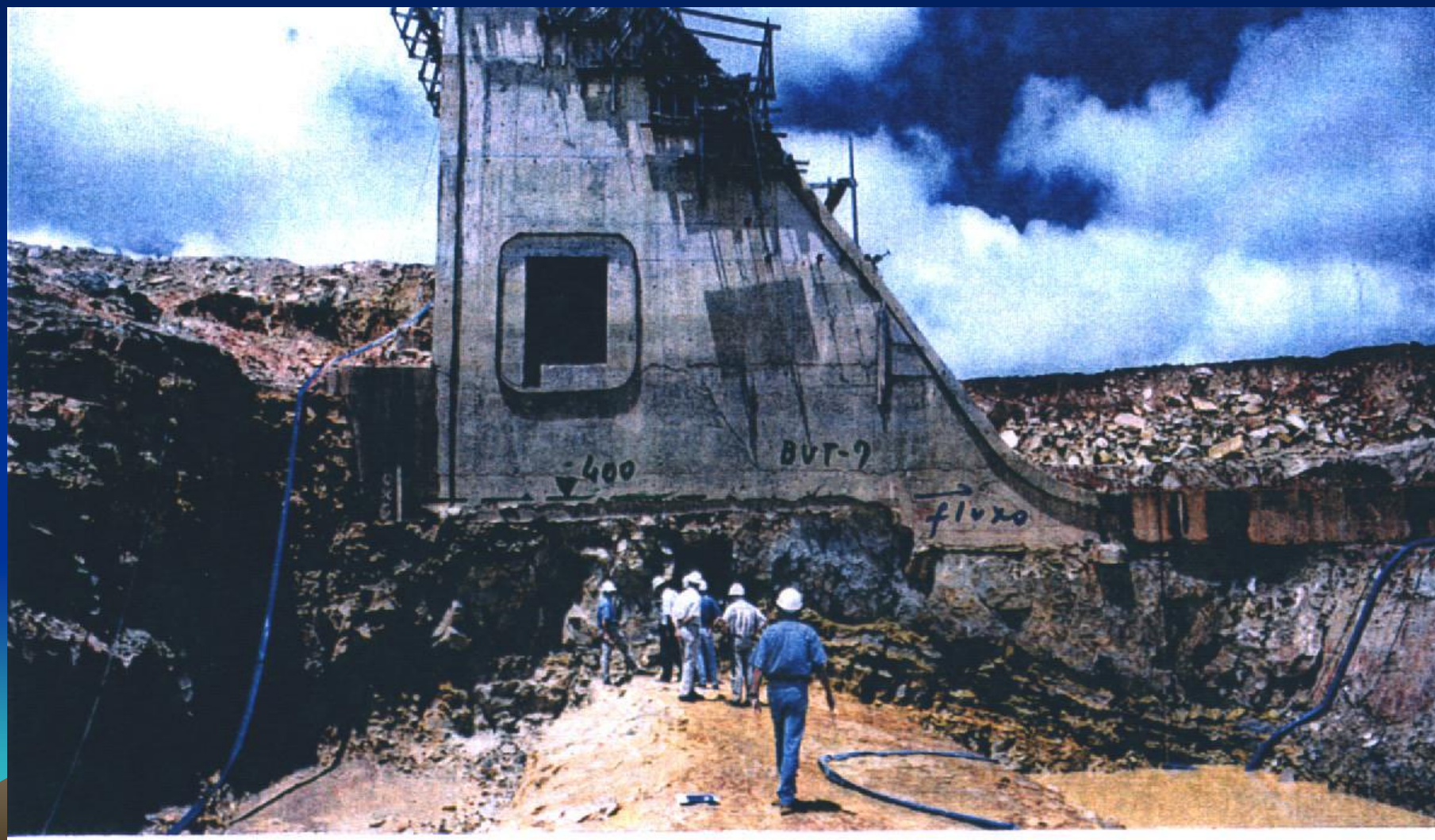
CRITERIOS:

$x = 1/3$ (USBR)

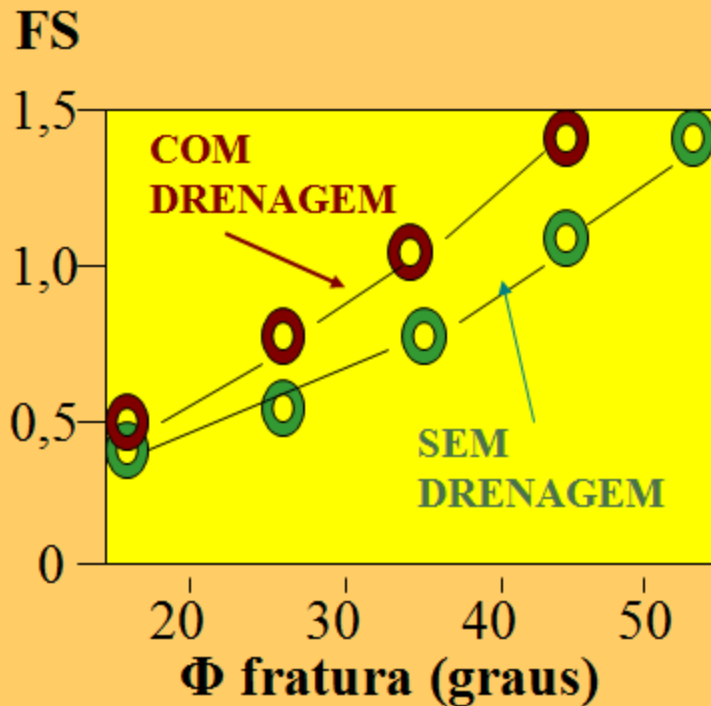
$x = 1/4$ (USCE)

$$FS = \frac{(P_{barr} + P_{rocha} - U) \tan \Phi}{Ea(m) - Ea(j)}$$

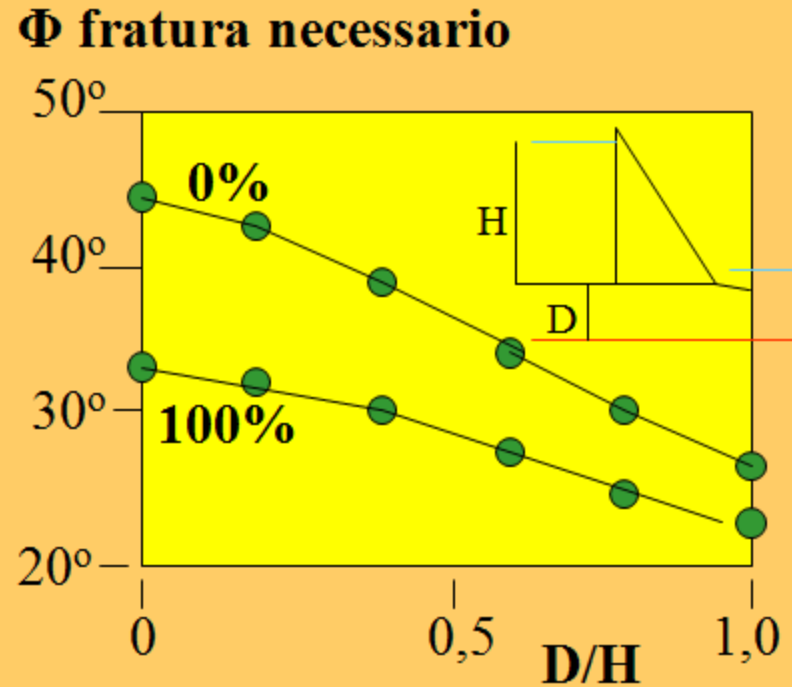
EXPOSICAO DE CAMADAS FRACAS NA FUNDACAO DE BLOCO JÁ CONSTRUÍDO DA BARRAGEM



INFLUÊNCIA DA DRENAGEM NA ESTABILIDADE



INFLUENCIA DA DRENAGEM



INFLUENCIA DA DRENAGEM E DA PROFUNDIDADE DA FRATURA

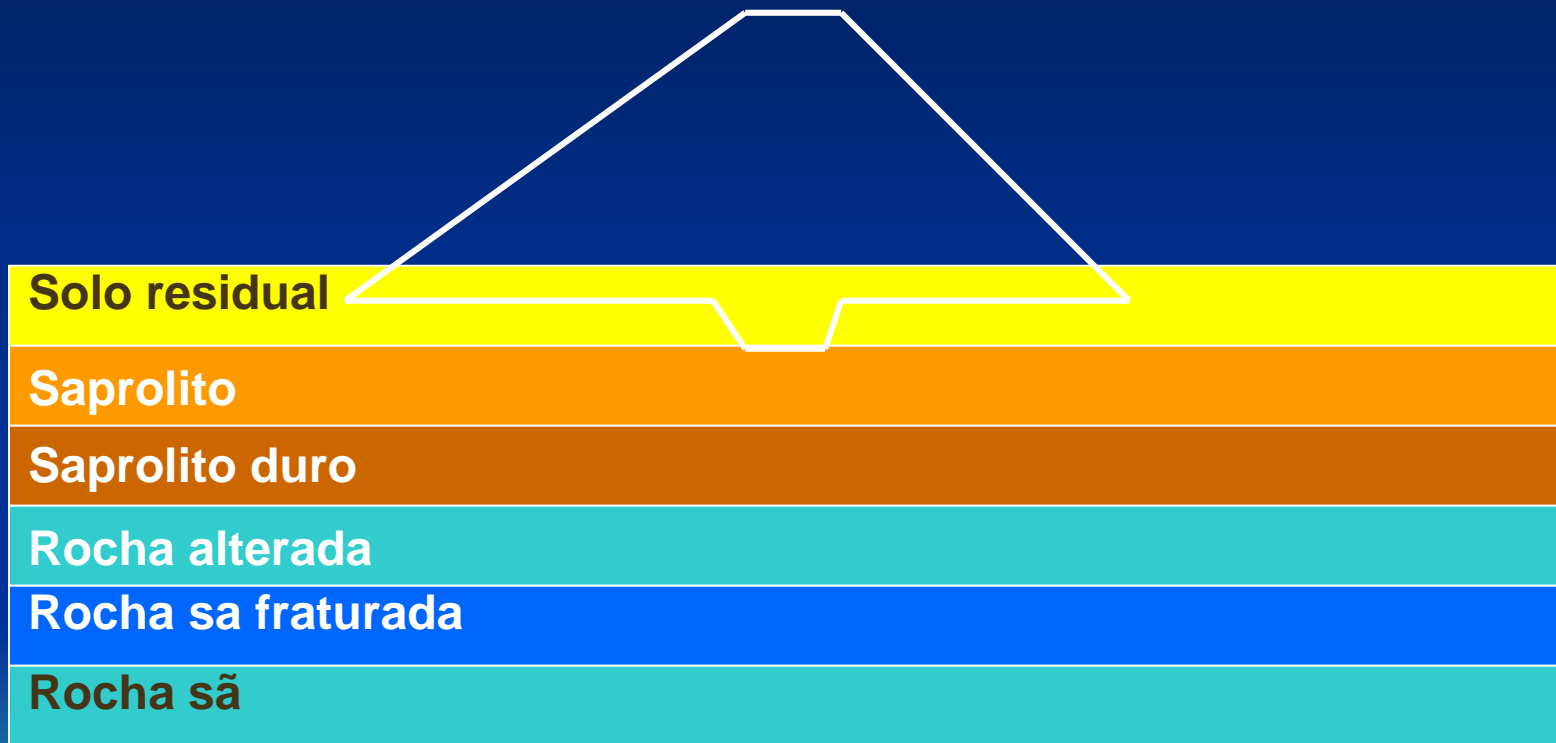
REQUERIMENTOS GEOLOGICOS PARA FUNDACOES DE BARRAGENS EM FUNCAO DO TIPO DE BARRAGEM

Ler: Kanji (1994) – Impact of geologic features in the design and construction of dam foundations.



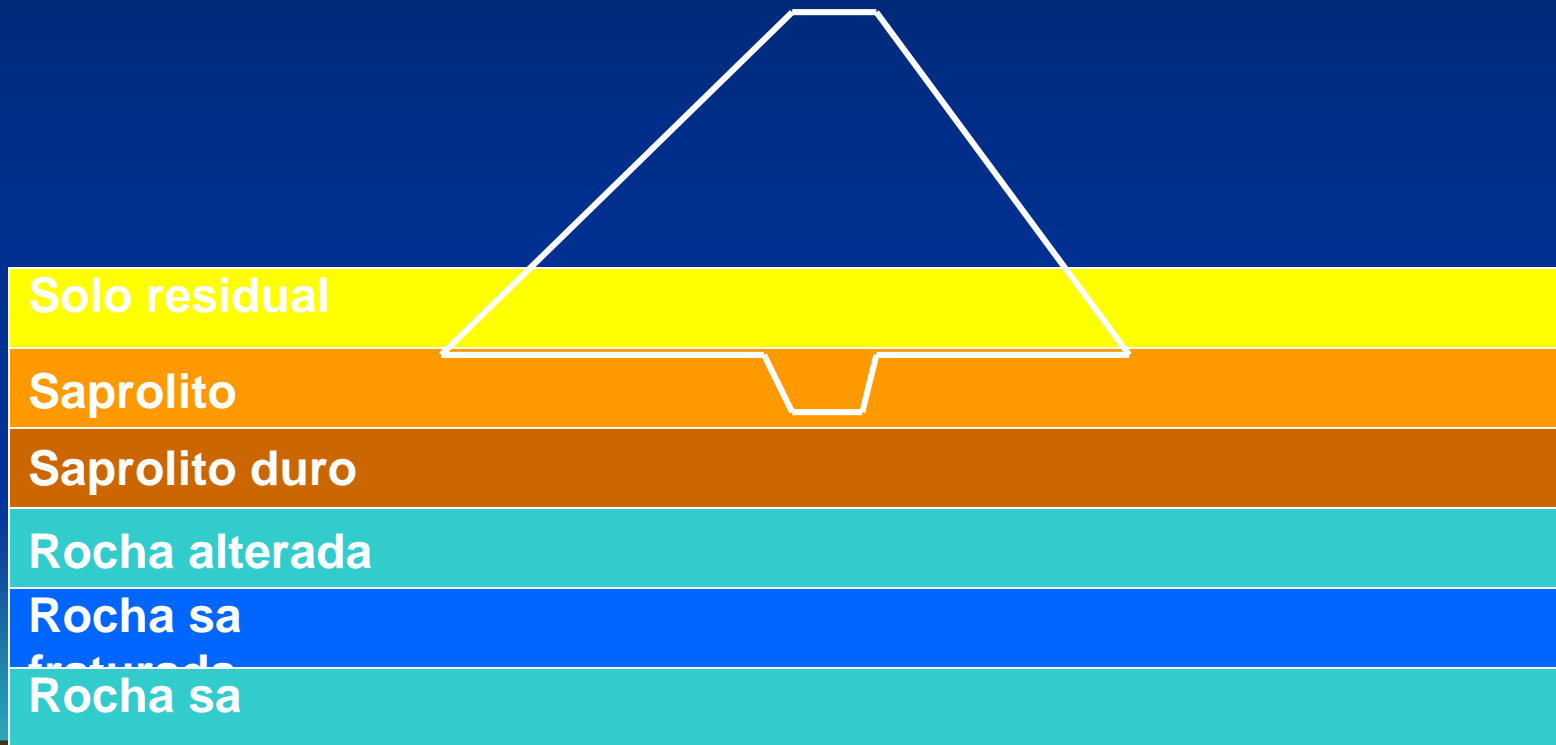
BARRAGEM DE TERRA

A camada de apoio deve ter resistencia minima igual a da primeira camada do aterro da barragem



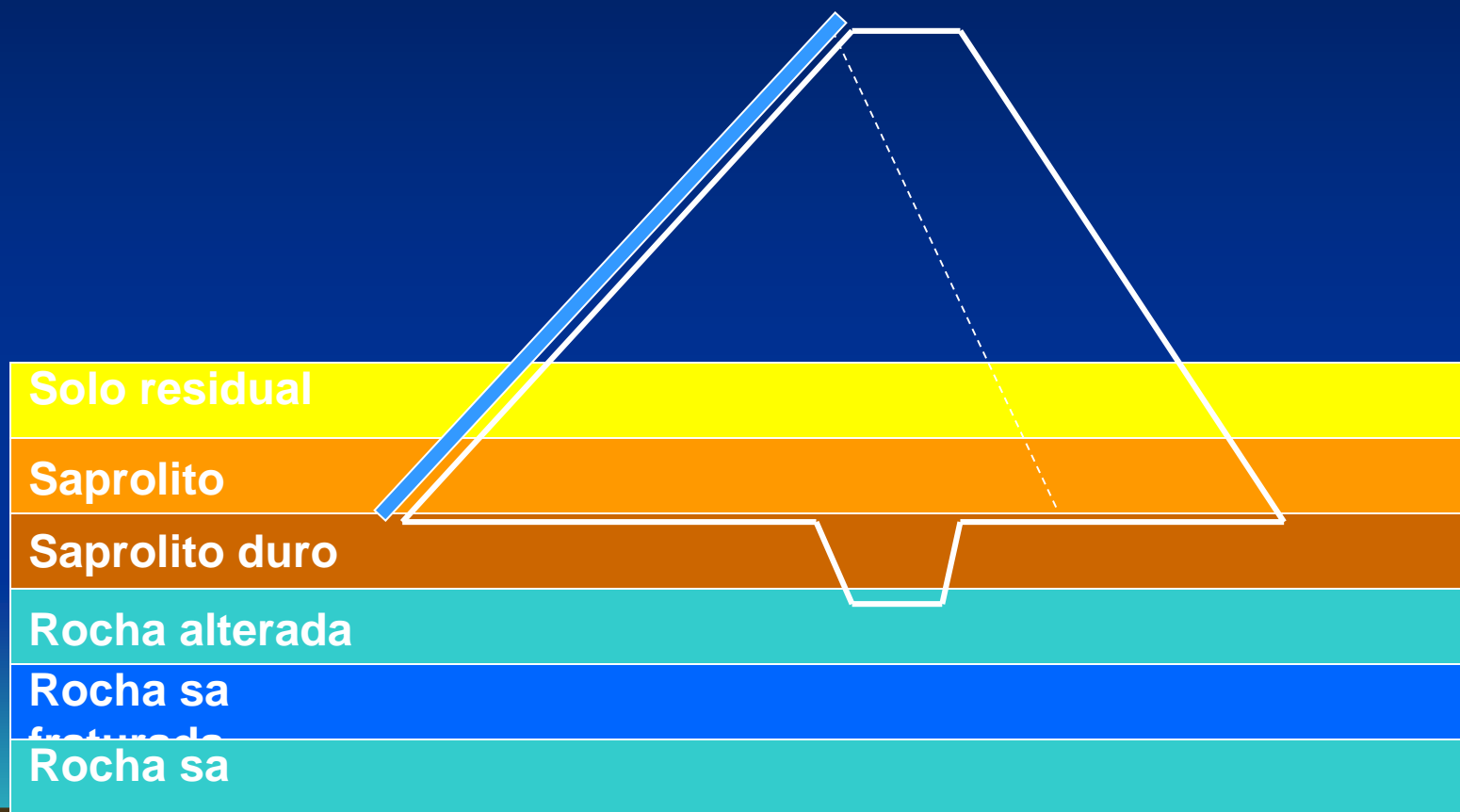
BARRAGEM DE ENROCAMENTO:

Devido a maior inclinacao dos taludes, as tensoes cisalhantes na fundacao são mais elevadas que para barragem de terra, exigindo fundacao mais resistente, como saprolito.



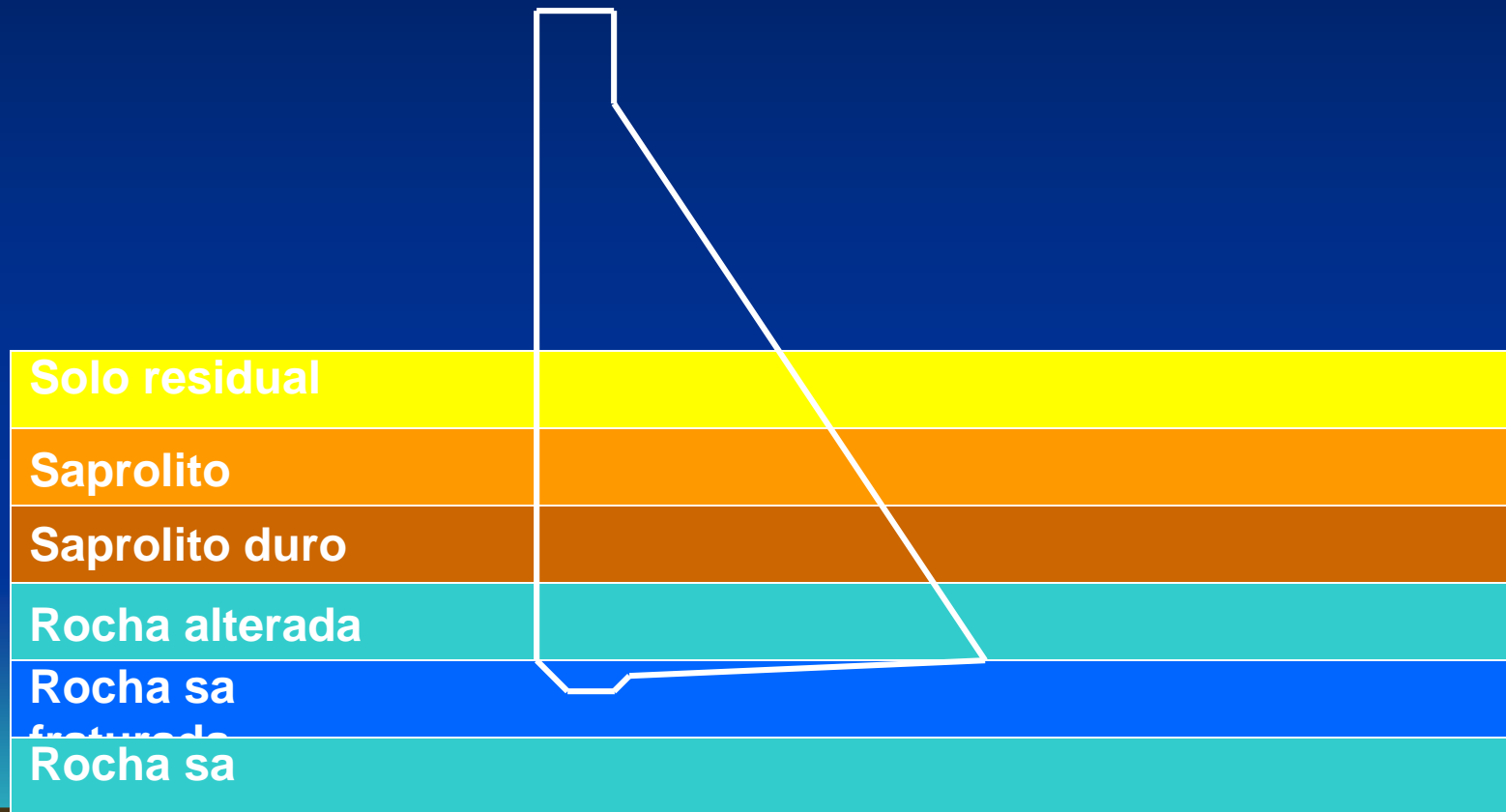
BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO:

A face de concreto exige pouca deformabilidade do enrocamento e da fundacao, idealmente em saprolito duro.

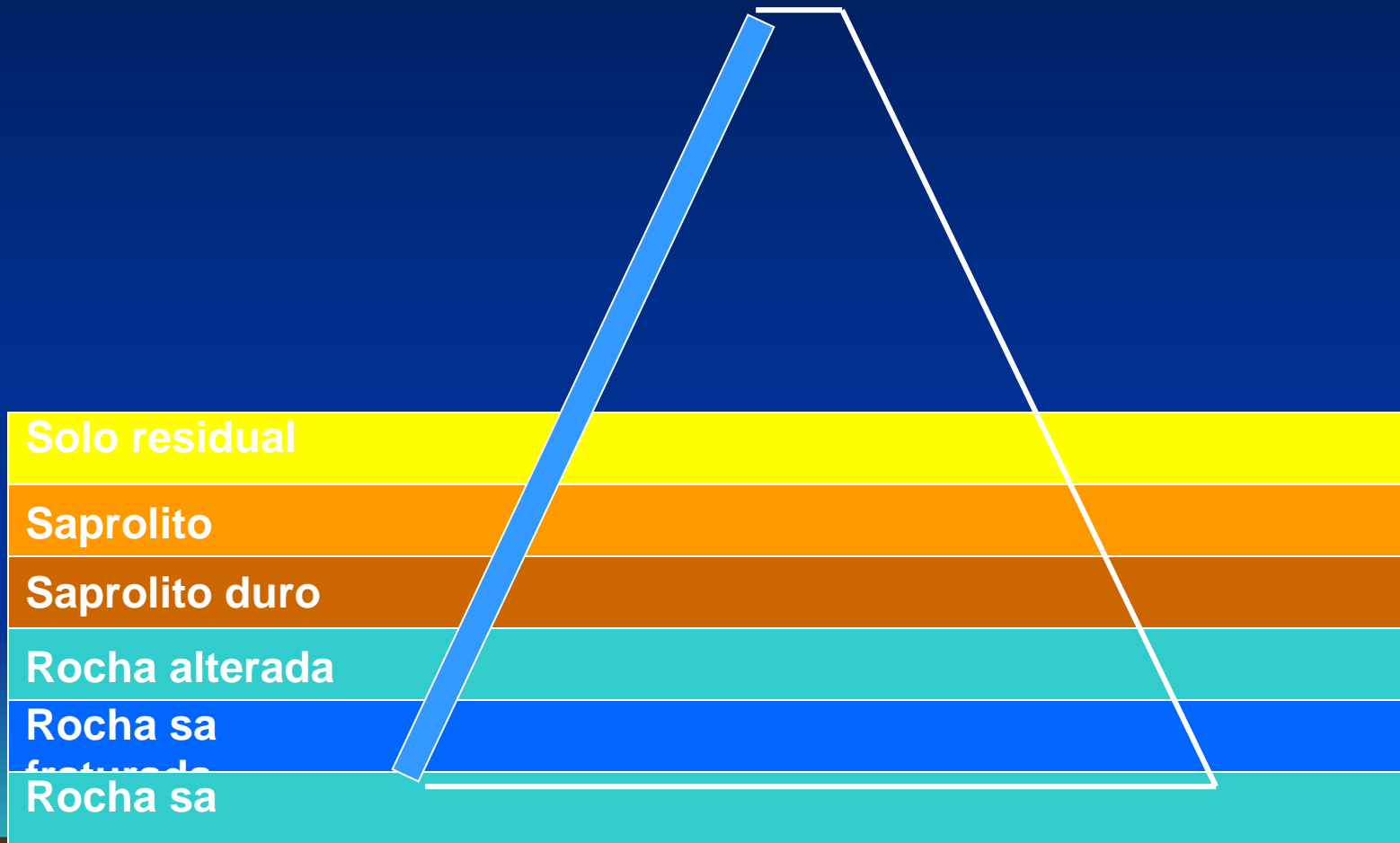


BARRAGEM DE CONCRETO GRAVIDADE:

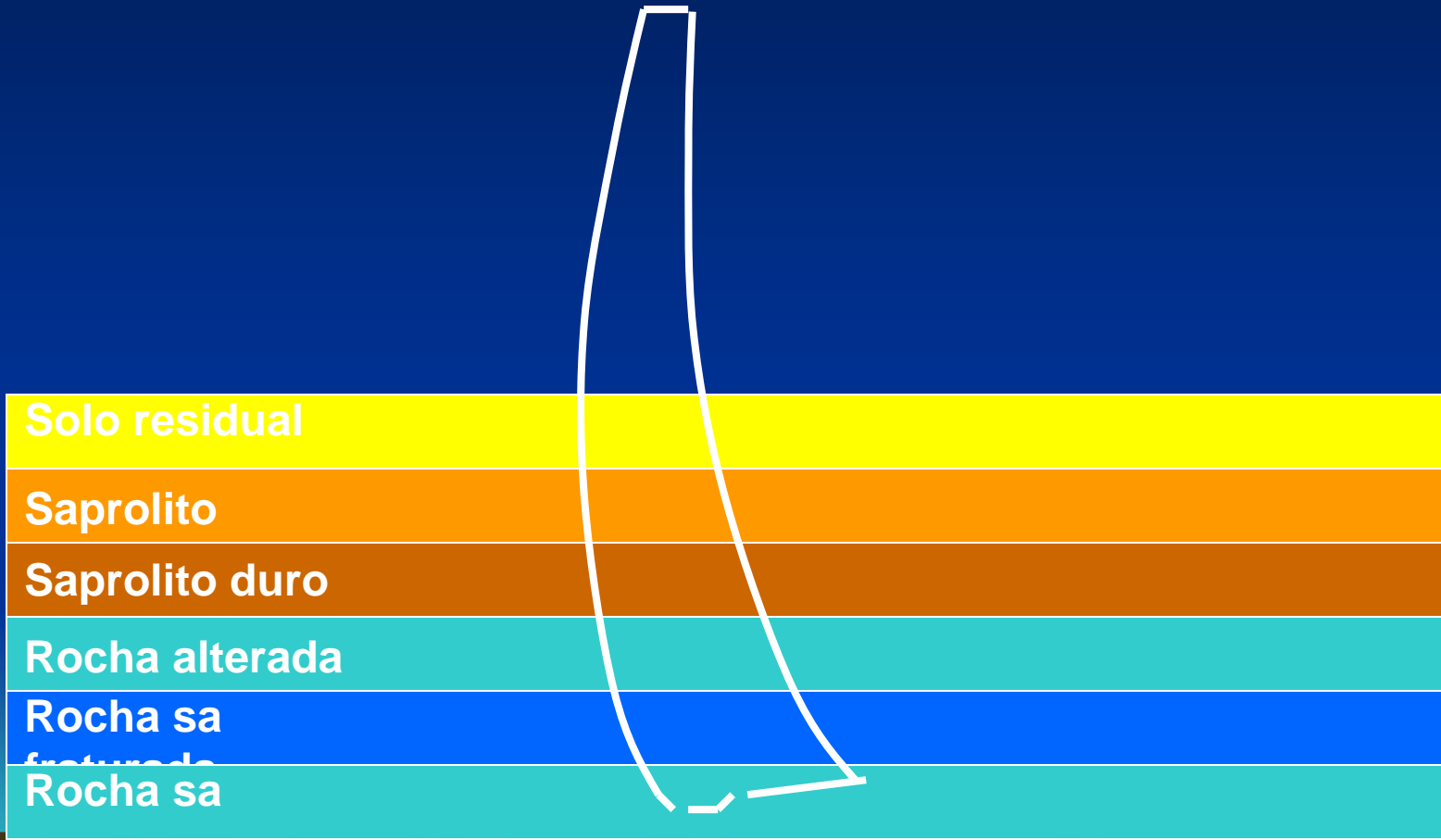
Exige fundacao de boa qualidade. Não pode ocorrer fratura horizontal com ângulo de atrito menor que 35° (com drenagem).



BARRAGEM DE CONCRETO EM CONTRAFORTES: Exige fundacao de muito boa qualidade, melhor que a de concreto gravidade, para que os contrafortes não sofram recalque, o que poderia trincar a lage da face.



BARRAGEM DE CONCRETO EM ARCO OU ABOBODA: Exige fundacao de excepcional qualidade, pois deformacoes da fundacao causa tensoes de tracao na estrutura em casca, que pode romper.



CAMARÁ

BARRAGEM



BARRAGEM BARRA DO CAMARA, PARAIBA, BRASIL

H = 55m, FINAL DE CONSTRUCAO EM FEVEREIRO 2002

2002 e 2003 anos secos, não encheu; chuvas comecaram em janeiro 2004



RUPTURA DA BARRAGEM EM JUNHO 2004 (1º ENCHIMENTO)



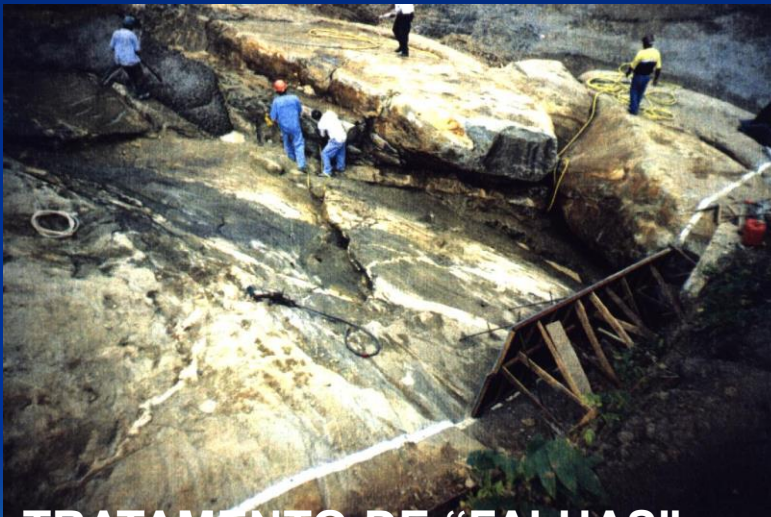
4 dias depois da ruptura

18 6 2004





CONSEQUENCIAS DA RUPTURA



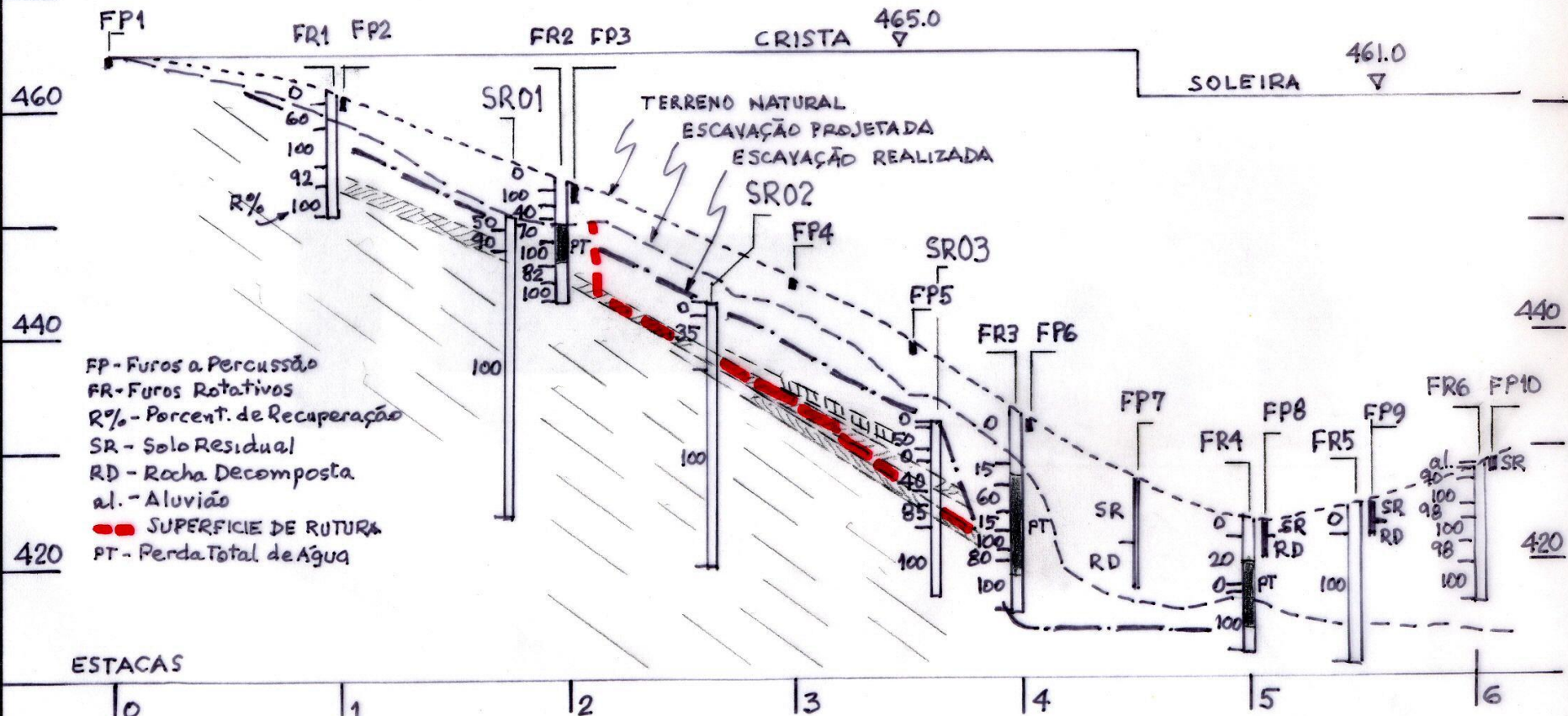
**TRATAMENTO DE “FALHAS”
NA ROCHA DE FUNDACAO
DURANTE CONSTRUCAO**



**ETAPA CONSTRUTIVA:
FUNDACAO CONSIDERADA PRONTA**



ELEV.
(m)



- FP - Furos a Percussão
- FR - Furos Rotativos
- R% - Percent. de Recuperação
- SR - Solo Residual
- RD - Rocha Decomposta
- al. - Aluvião
- - SUPERFICIE DE RUTURA
- PT - Perda Total de Água

BARRAGEM CAMARÁ - PB
 Parecer Técnico Dr. Milton Kanji
 Novembro 2004

SONDAGENS ORIGINAIS
 E ADICIONAIS (SR)

ESC. H=V=1:500

ENSAIOS DE LABORATORIO NO SOLO DA FALHA DA OE:

ϕ pico (amolg) = 34° ϕ resid = 21°

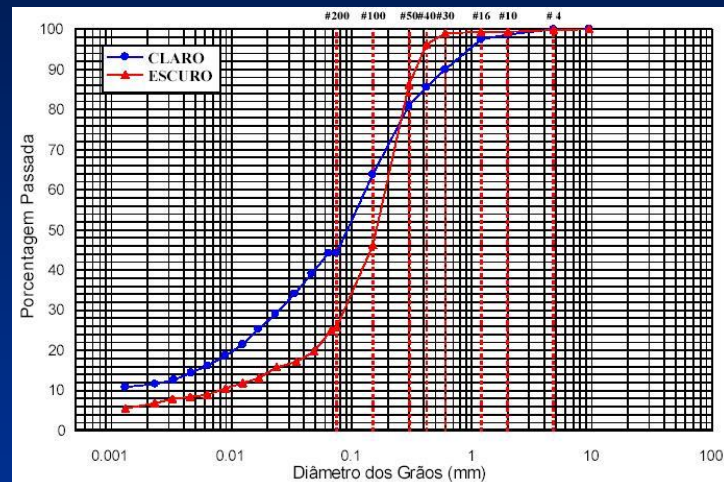
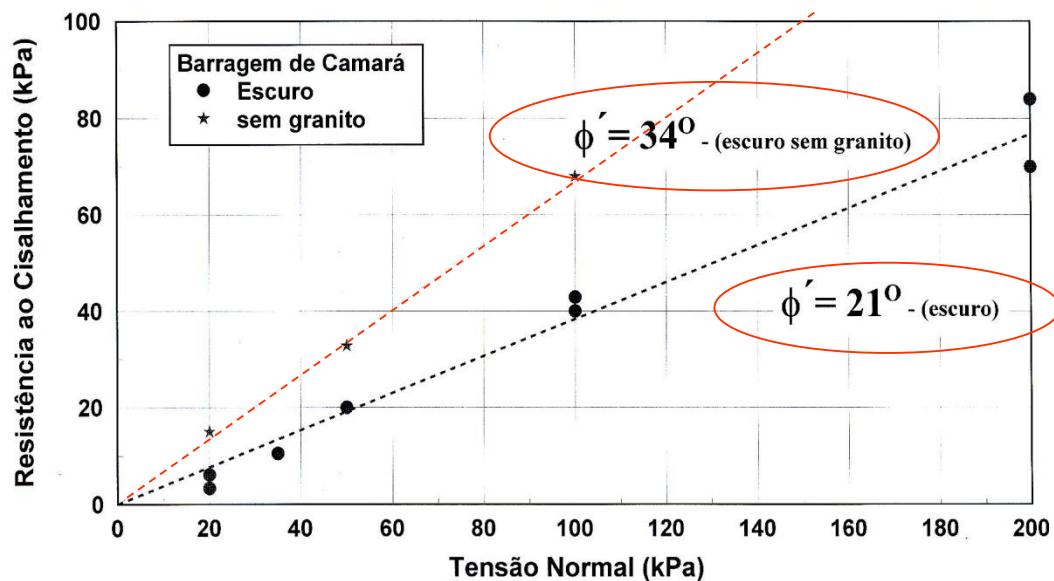
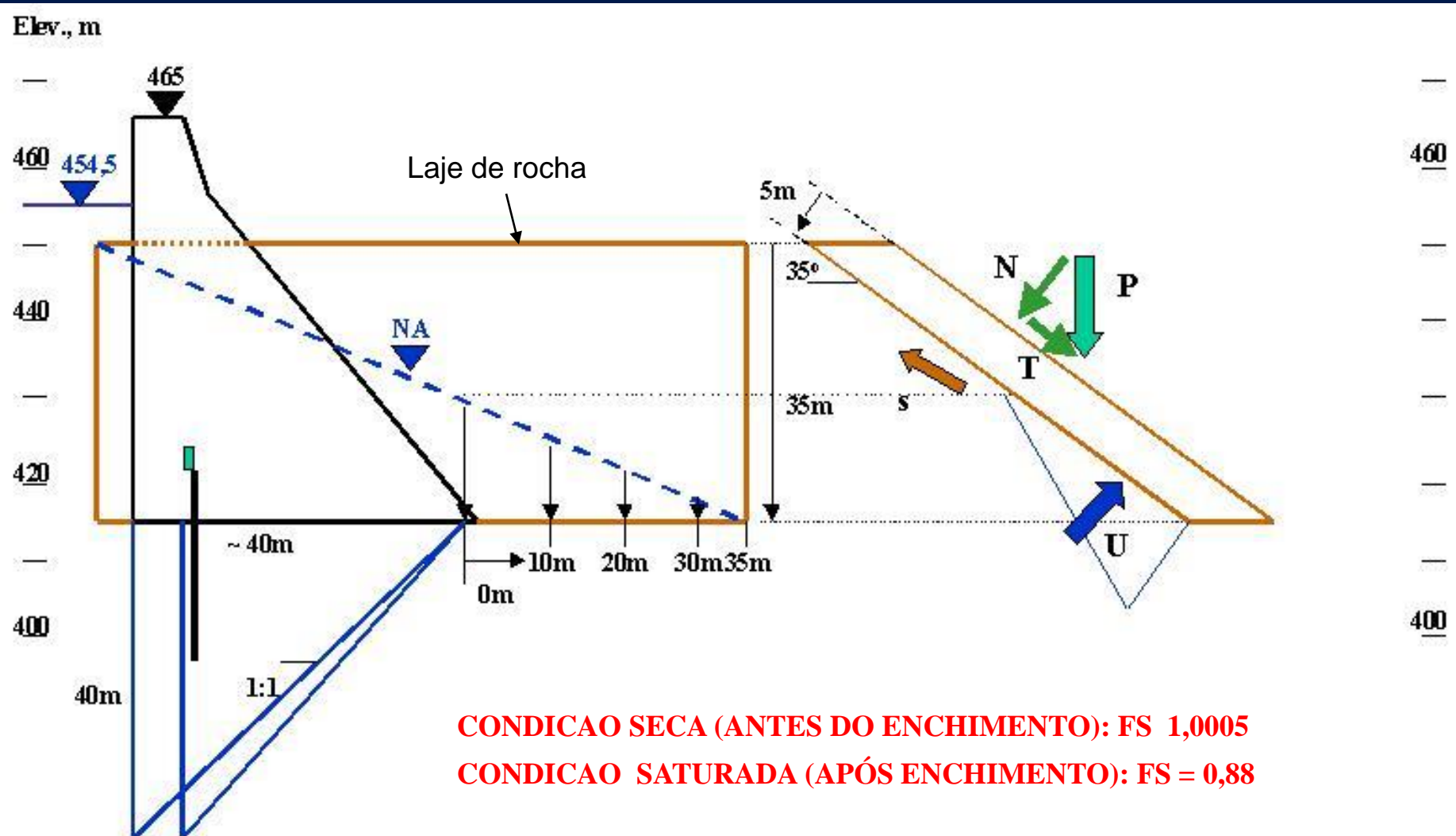


Foto 5 – Detalhe da saída do material coloidal durante a moldagem do solo “claro”.





Concreto da barragem

Laje de rocha superior da falha

Galeria drenagem

Falha lavada por piping

CAMADAS FRACAS MERGULHANDO PARA JUSANTE

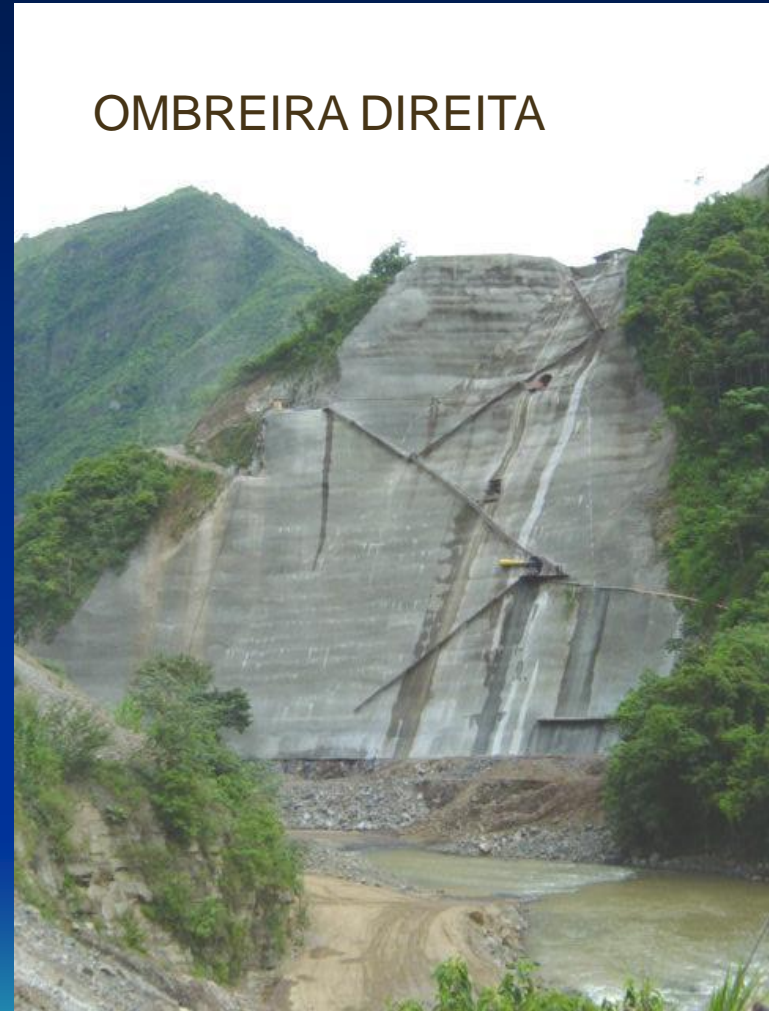


HIDRELETRICA (COSTA RICA) - H = 115m, CCR

OMBREIRA ESQUERDA

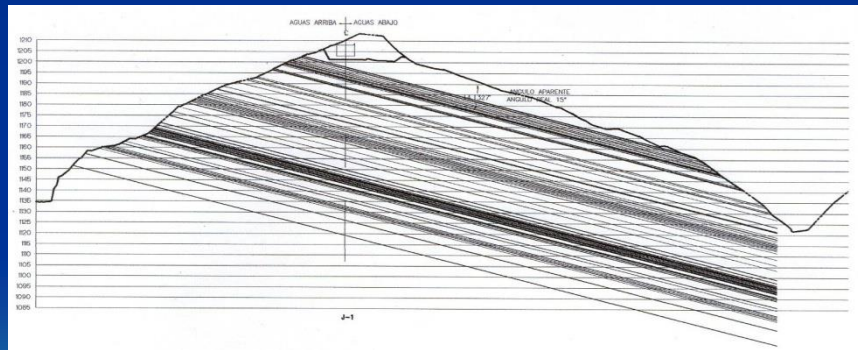


OMBREIRA DIREITA





FEICOES DA ROCHA DE FUNDACAO



PLANOS DE FRAQUEZA INTERCEPTAM A SUPERFICIE A JUSANTE

ANALISES DE ESTABILIDADE DEMONSTRARAM QUE A OMBREIRA SERIA ESTAVEL DURANTE A CONSTRUCAO, MAS QUE DESLIZARIA APOS ENCHIMENTO DA REPRESA, DEVIDO `A SUBPRESSAO NOS PLANOS DE FRAQUEZA.

SOLUCAO: CONSTRUCAO DE MURO DE CONCRETO RESISTENTE AO CISALHAMENTO (“CHAVETA”)

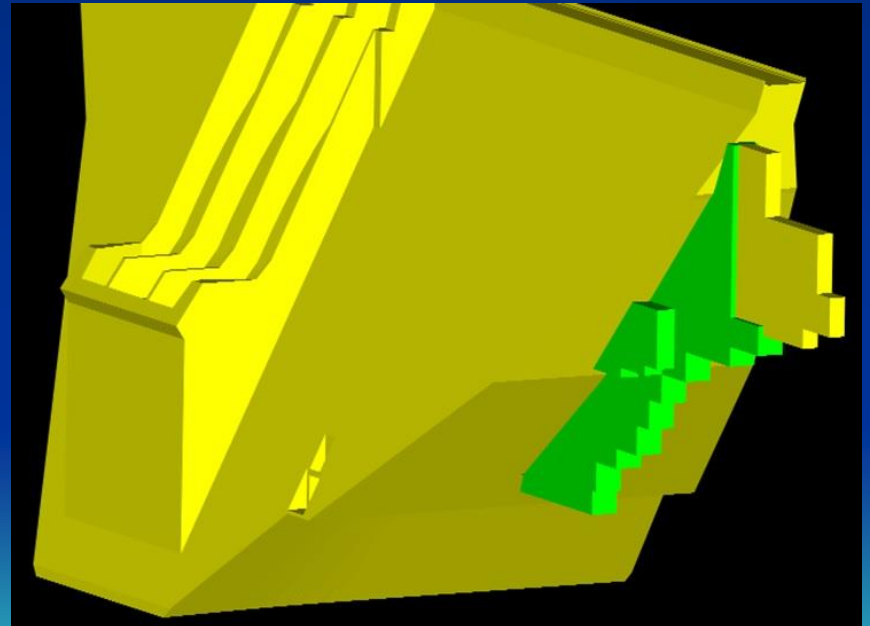
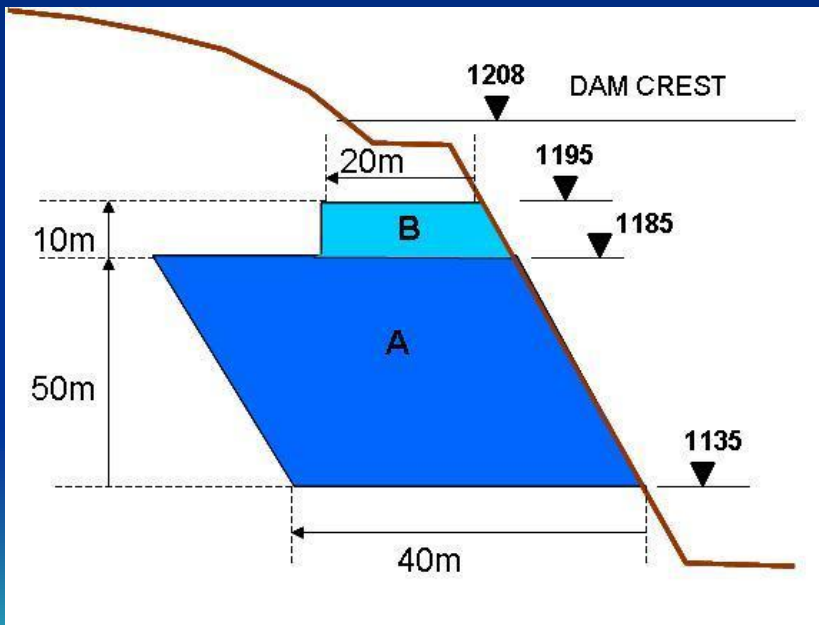
MURO COM DRENAGEM TRANSPASSANTE PARA EVITAR SUBPRESSAO ATRAS DO MURO.



ANÁLISES DE ESTABILIDADE:

OMBREIRA ESQUERDA SERIA ESTÁVEL COM A CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM. ENTRETANTO ROMPERIA COM O ENCHIMENTO DA REPRESA (POR SUBPRESSÃO NOS PLANOS DE FRAQUESA)

SOLUÇÃO: CONSTRUÇÃO DE CHAVETA (MURO DE CONCRETO) NA OMBREIRA, COM DRENAGEM PARA EVITAR SUBPRESSÕES ATRÁS



PRESA PIRRIS

MURO CORTANTE EN EL ESTRIBO IZQUIERDO



PRESA PIRRIS



PCH PARAIISO

PCH



PCH EM BASALTO SOBREJACENTE A ARENITO EXCAVACAO EM ARENITO BRANDO ALTERADO E ALUVIAO PARA INSTALACAO DE CASA DE FORCA

ANTES



DEPOIS





ALUVIAO

ARENITO



PROBLEMA:

FORMACAO DE “PIPING” DEVIDO AO ALTO GRADIENTE HIDRAULICO E ERODIBILIDADE DO ARENITO





OS ENGENHEIROS DA OBRA TENTARAM INTERROMPER O PROCESSO DE PIPING COLOCANDO FILTRO INVERTIDO NA BOCA DOS TUNEIS I.E., NÃO ENTENDERAM O PROCESSO

FATORES DA INVESTIGACAO:

- **NAO HOUE RECUPERACAO DE TESTEMUNHOS NO ARENITO**
- **NAO FORAM EXECUTADOS POCOS DE INVESTIGACAO PARA CONHECER O ARENITO**

TÚNEIS

VIÁRIOS – FERROVIÁRIOS

HIDRÁULICOS LIVRES (ADUTORES DE ÁGUA, IRRIGAÇÃO, ETC.)

HIDRÁULICOS A PRESSÃO (HIDROELÉTRICAS)

CASAS DE FORÇA SUBTERRÂNEAS

CAVIDADES ARMAZENAMENTO PETRÓLEO E OUTROS PRODUTOS.

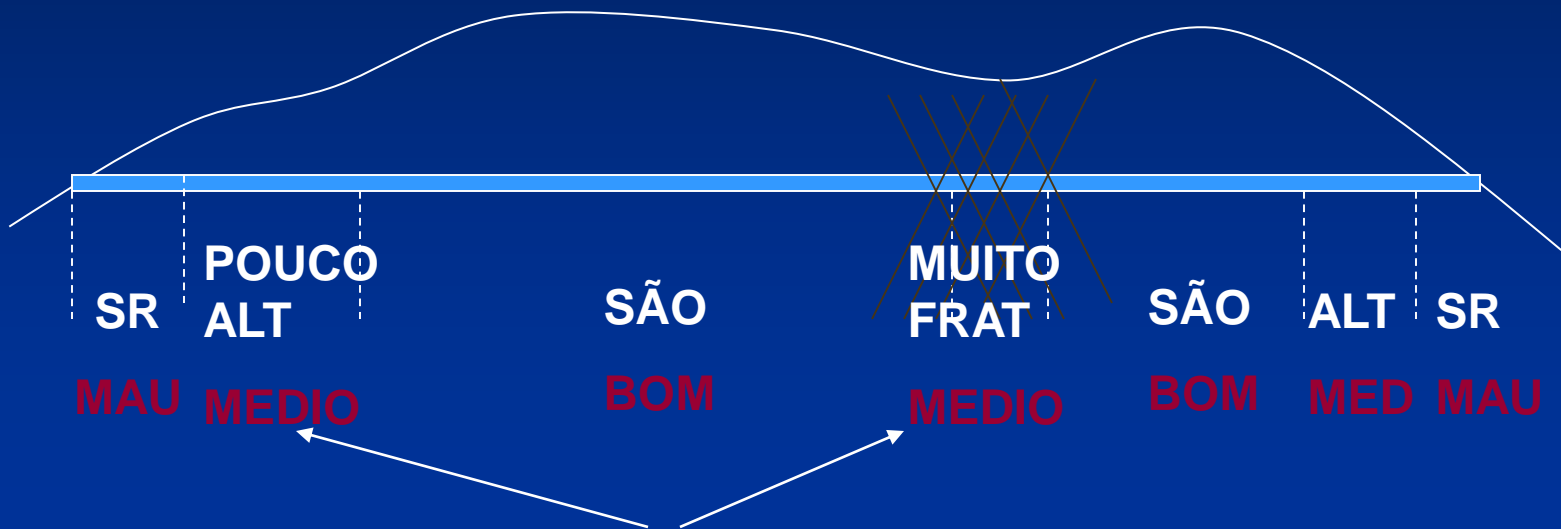


CLASSIFICAÇÕES GEOMECANICAS



CONDICOES DO MACICO ROCHOSO EM UM TUNEL

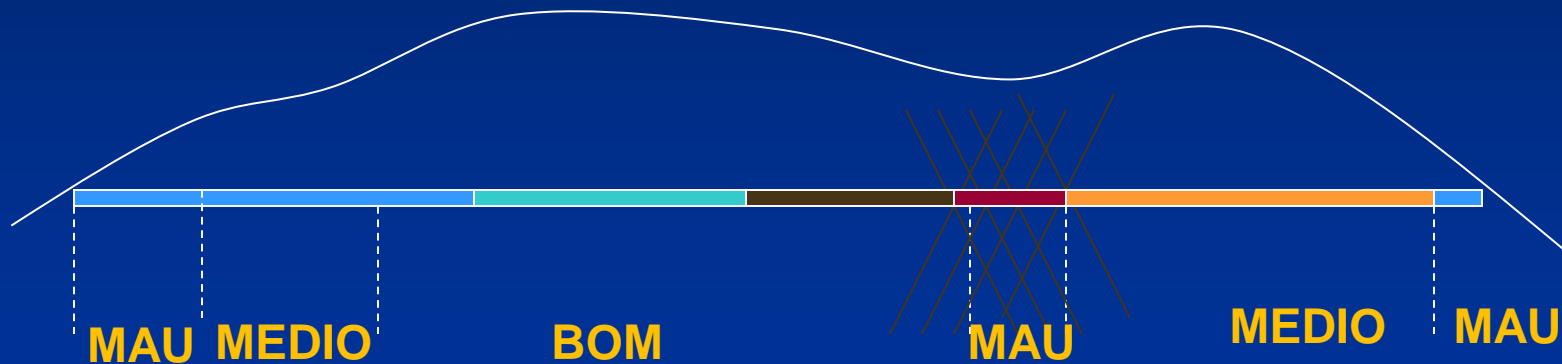
MESMO TIPO DE ROCHA, MAS VARIACAO DE CONDICOES



DIFERENTES CONDIÇÕES PORÉM MESMO TIPO DE COMPORTAMENTO

CONDICOES DO MACICO ROCHOSO EM UM TUNEL

DIFERENTES TIPOS DE ROCHA, MAS COMPORTAMENTO SIMILAR



FORMULAÇÃO DE CLASSES DE MACIO ROCHOSO

CLASSIFICACAO GEOMECANICA

Procura classificar tipos de comportamento do macico rochoso.

Mesmo tipo de rocha pode mudar de condicoes ao longo do tracado, exigindo diferentes tipos de suporte da escavacao.

Tipos diferentes de rocha podem apresentar mesma necessidade de suporte.

Os varios tipos de condicao do macico frente ao comportamento na escavacao e a necessidade de suporte conduzem a adoacao de

CLASSES DE MACICO ROCHOSO (CLASSE DE ROCHA)



CLASSIFICACOES GEOMECHANICAS

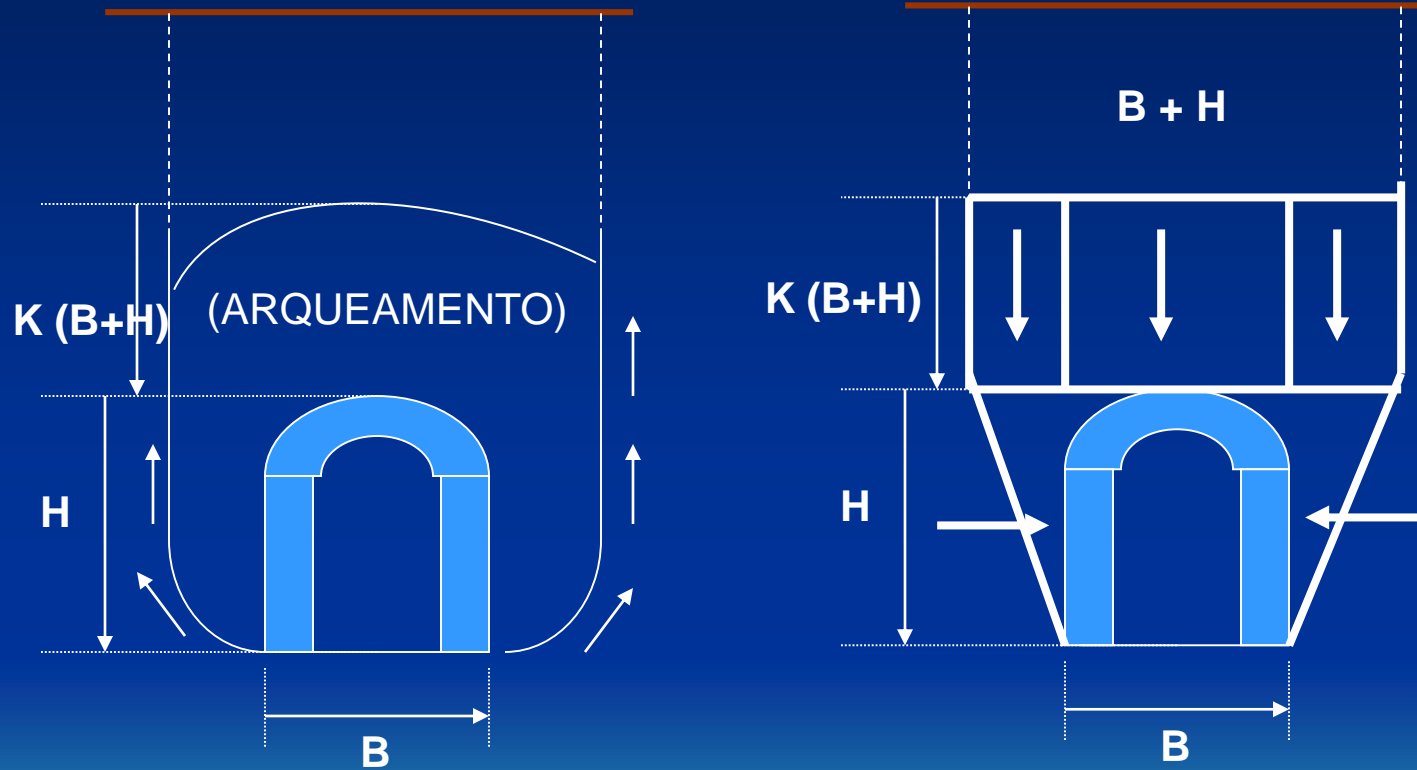
EXISTEM VARIOS TIPOS DE CLASSIFICACOES.

AS MAIS IMPORTANTES:

- Terzaghi (1948)
- Deere (1968)
- Bieniawsky (1970)
- Barton (1974)



CLASSIFICACAO DE TERZAGHI




CLASSIFICACAO DE TERZAGHI

CARGA DE ROCHA NO TETO DO TUNEL

A UMA PROFUNDIDADE MAIOR QUE 1,5 (B + H)

Very blocky and seamy Median. fraturada e com veios fracos	0,25B a 0,35(B+H)
Very blocky and seamy Muito fraturada e com veios fracos	0,35 a 1,1 (B+H)
Completely crushed but chemically intact Totalmente fragmentada porem sa	1,1 (B+H)
Squeezing rock, moderate depth (B+H) Rocha plastica, profundidade media	1,1 a 2,1
Squeezing Rock, great depth Rocha plastica, grande profundidade	2,1 a 4,5 (B+H)
Swelling rock Rocha expansiva	Ate 250 pes (80m)



CLASSIFICACAO DE DEERE BASEADO NO RQD.

RQD (Rock Quality Designation)

Porcentagem de recuperação de testemunhos desconsiderando peças <10cm

RQD	CHUMBADORES	SHOTCRETE
90 – 100	nada (esporadico)	nenhum;local (3–5cm)
75 – 90	cd 2m	3-5cm no teto
50 – 75	cd 1,7m	0cm teto e paredes
25 – 50	cd 1,5m	15cm com malha
< 25		25cm (shotcrete / moldado)



CLASSIFICACAO DE BIENIAWSKY

Atribui notas parciais a cada fator:

- Resistencia da rocha intacta
- RQD
- Espacamento das descontinuidades
- Condicao das descontinuidades
- Agua subterranea
- Orientacao das descontinuidades

A soma das notas parciais resulta em uma nota geral, que classifica a qualidade do macico

(RMR – Rock Mass Rating):

81 – 100:	Muito bom
61 – 80:	Bom
41 – 60:	Satisfatório
21 – 40:	Mau
< 20:	Muito mau

Sistema RMR

Rock Mass Rating

(Bieniawski)

Fonte: Rock Engineering

E. Hoek, Cap.3, Ed.
CBMR/ABMS

Vendido na ABMS e na ABGE

Table 3.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski 1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS							
Parameter		Range of values					
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index >10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred	
	Rating	15	12	7	4		
2	Drill core Quality <i>RQD</i>	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa 1 - 5 MPa < 1 MPa	
	Rating	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	2 1 0	
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	Rating	20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities (See E)	Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous	
	Rating	30	25	20	10	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
		(Joint water press/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
	General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	
	Rating	15	10	7	4	0	
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)							
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable	
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12	
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25	
	Slopes	0	-5	-25	-50		
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS							
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number	I	II	III	IV	V		
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES							
Class number	I	II	III	IV	V		
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions							
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating	6	4	2	1	0		
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating	6	5	4	1	0		
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating	6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating	6	4	2	2	0		
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Ratings	6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**							
Strike perpendicular to tunnel axis			Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°			
Very favourable	Favourable		Very favourable	Fair			
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°	Dip 0-20 - Irrespective of strike°					
Fair	Unfavourable	Fair					

* Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Sistema RMR

Rock Mass Rating

(Bieniawsky)

Table 3.5: Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the RMR system (After Bieniawski 1989).

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock RMR: 61-80	Full face, 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V - Very poor rock RMR: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face. forepoling if	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and required. Close invert.

Fonte: Rock Engineering

E. Hoek, Cap.3, Ed.
CBMR/ABMS

Vendido na ABMS e na ABGE

CLASSIFICACAO DE BARTON

Baseia-se nos seguintes parametros:

- RQD
- Jn - Joint set number (grau de fraturamento do macico)
- Jr - Joint roughness number (depende da rugosidade da fratura)
- Ja – Joint alteration number (depende da superficie da fratura)
- Jw – Joint water reduction (depende das pressoes hidrostáticas)
- SRF – Stress reduction factor (depende das tensoes no macico)

INDICE DE QUALIDADE DO MACICO (Q):

$$Q = (RQD/Jn).(Jr/Ja).(Jw/SRF)$$



CLASSIFICACAO DE BARTON (1)

Fonte: Rock Engineering

E. Hoek, Cap.3, Ed.
CBMR/ABMS

Vendido na ABMS e na ABGE

Table 3.6: Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION		
RQD		
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q .
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
D. Good	75 - 90	
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER		
J_n		
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$ 2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER		
J_r		
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER		
J_a		
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening,	0.75	1. Values of ϕ_r , the residual friction angle, impermeable filling are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	
		ϕ_r degrees (approx.)
		25 - 35
		25 - 30

CLASSIFICACAO DE BARTON (2)

Fonte: Rock Engineering

E. Hoek, Cap.3, Ed.
CBMR/ABMS

Vendido na ABMS e na ABGE

Table 3.6: (cont'd.) Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ degrees (approx.)	
a. Rock wall contact			
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0		
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0		
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24	
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm ²)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. $y < 5$ l/m locall	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation	

CLASSIFICACAO DE BARTON (3)

Fonte: Rock Engineering

E. Hoek, Cap.3, Ed.
CBMR/ABMS

Vendido na ABMS e na ABGE

Table 3.6: (cont'd.) Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
6. STRESS REDUCTION FACTOR			
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0	
H. Low stress, near surface $\sigma_v / \sigma_{Tf} > 200$	> 13	2.5	
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure			
N. Mild squeezing rock pressure		5 - 10	
O. Heavy squeezing rock pressure		10 - 20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water			
P. Mild swelling rock pressure		5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure		10 - 15	

when $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and σ_t = unconfined compressive strength, and σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .
3. The parameters J_s and J_r (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J/J_s is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J/J_s should be used when evaluating Q . The value of J/J_s should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

CLASSIFICACAO DE BARTON

(4)

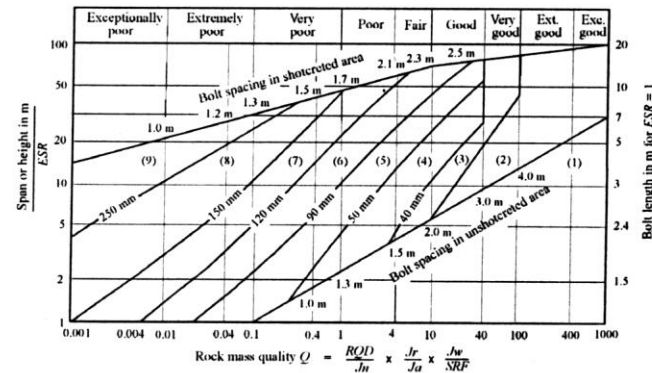
Table 3.6: (cont'd.) Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
-------------	-------	-------

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

- When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
- The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.



REINFORCEMENT CATEGORIES

- 1) Unsupported
- 2) Spot bolting
- 3) Systematic bolting
- 4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete
- 5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting
- 6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting
- 7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting
- 8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
- 9) Cast concrete lining

Figure 3.3: Estimated support categories based on the tunnelling quality index Q (After Grimstad and Barton 1993).

Fonte: Rock Engineering

E. Hoek, Cap.3, Ed.
CBMR/ABMS

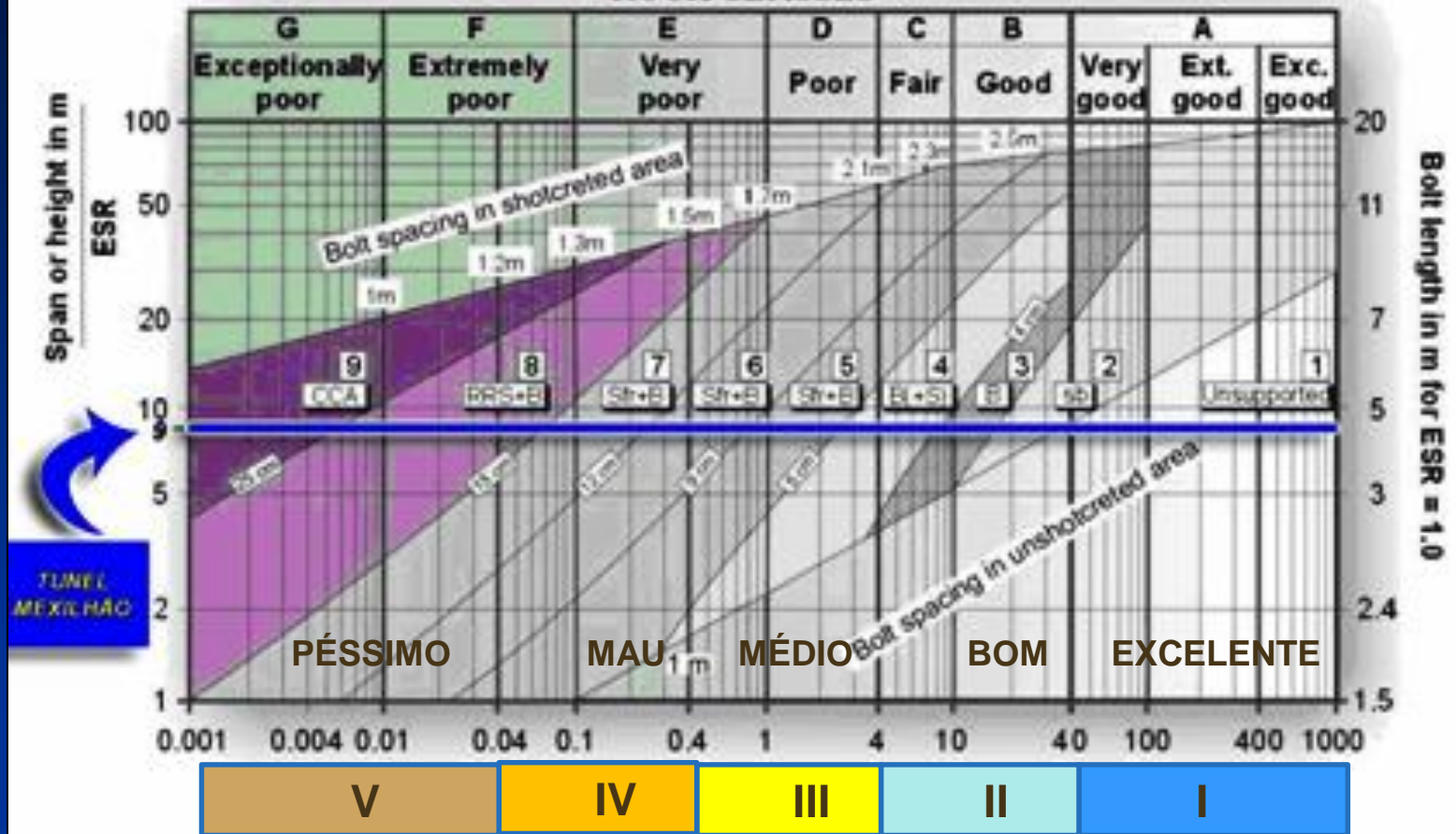
Vendido na ABMS e na ABGE

CLASSIFICACAO DE BARTON (5)

Excavation category		<i>ESR</i>
A	Temporary mine openings.	3-5
B	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations.	1.6
C	Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels.	1.3
D	Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections.	1.0
E	Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	0.8

ROCK MASS CLASSIFICATION

ROCK CLASSES



LINE 1
MEXILHAG

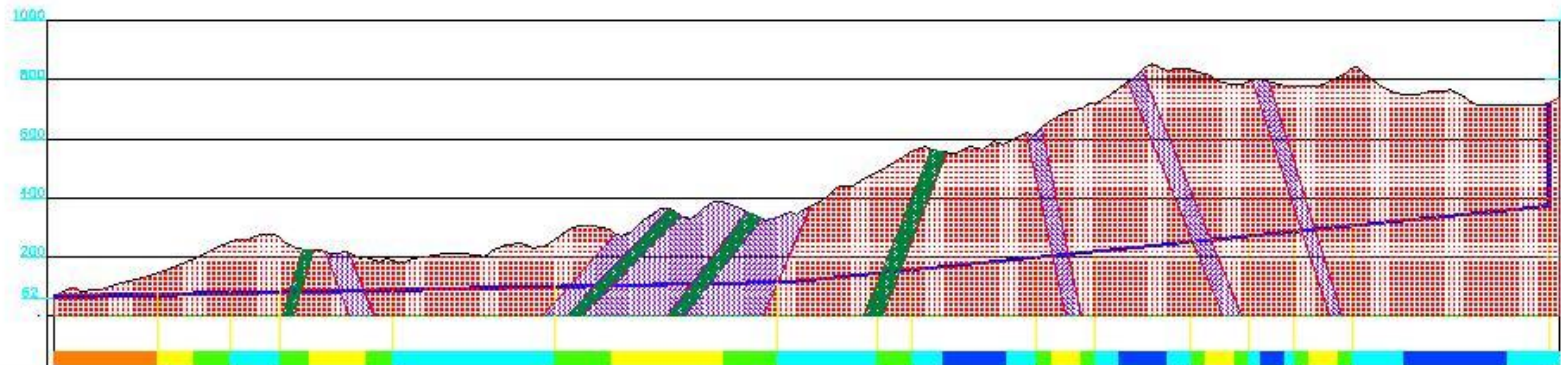
$$\text{Rock mass quality } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_f}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

REINFORCEMENT CATEGORIES

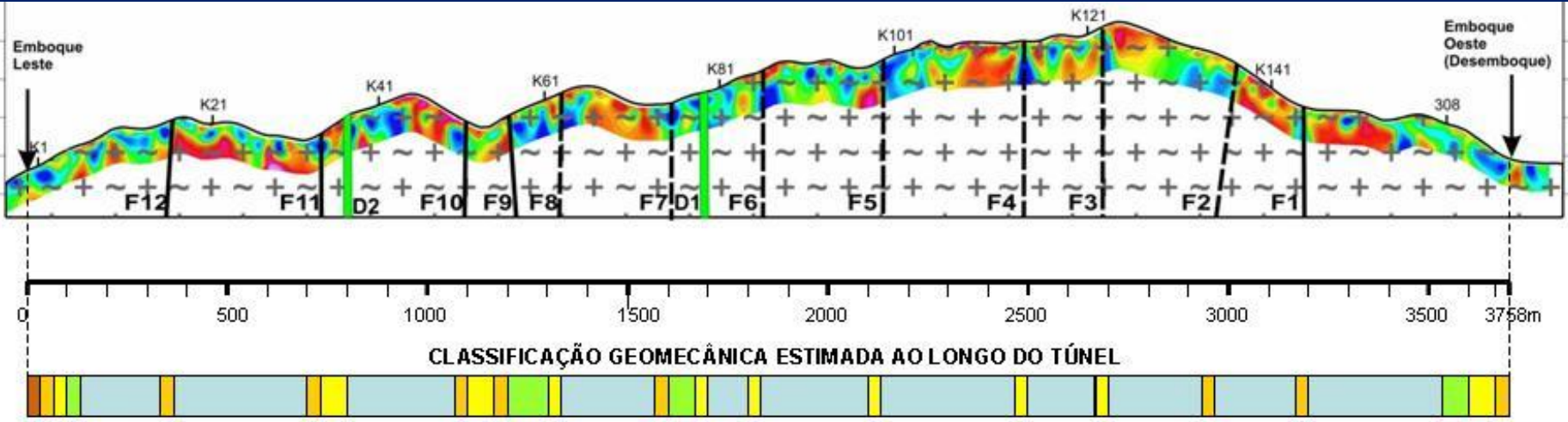
- 1) Unsupported
- 2) Spot bolting, sb
- 3) Systematic bolting, B
- 4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4-10cm), B(+S)
- 5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5-9cm, SFr + B
- 6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9-12cm, SFr + B
- 7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12-15cm, SFr + B
- 8) Fibre reinforced shotcrete and bolting, >15 cm, SFr + B
- 9) Cast concrete lining, CCA

PREVISÃO DA CONDIÇÃO DO TERRENO

CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA AO LONGO DO TRAÇADO



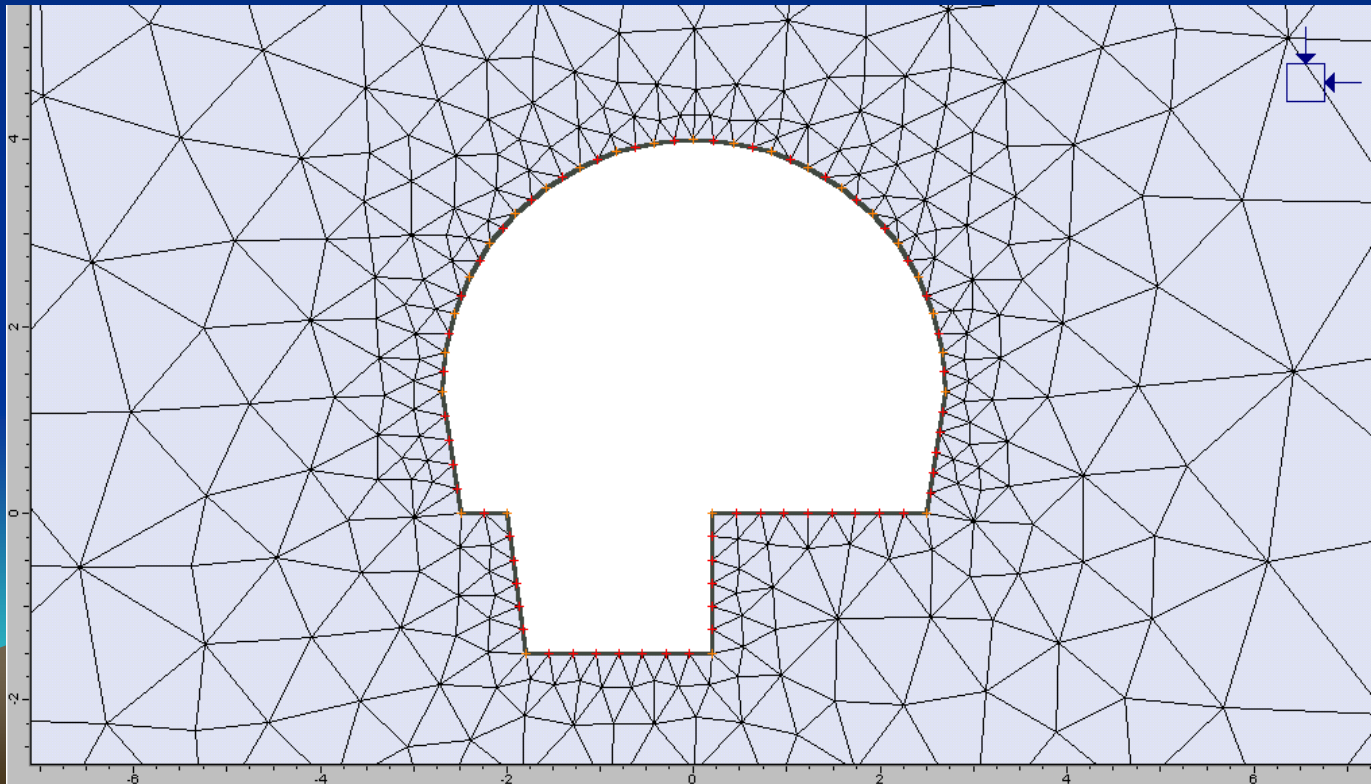
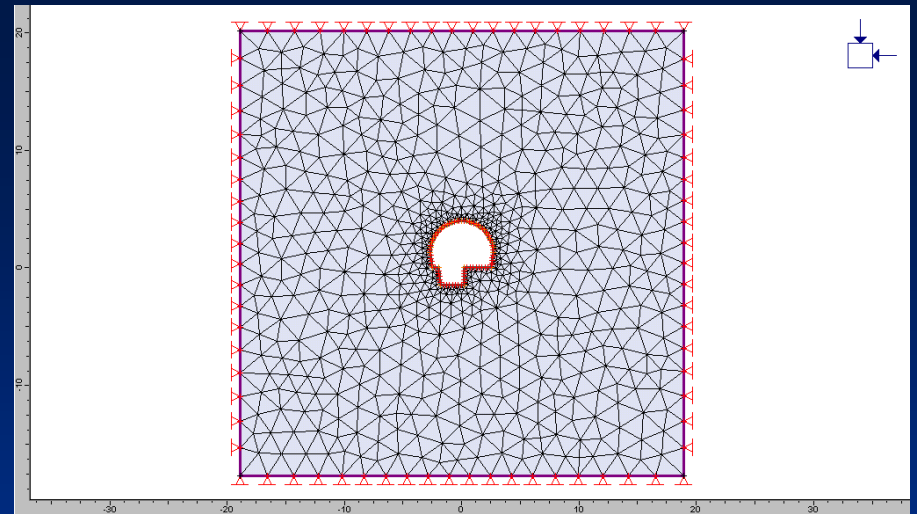
ESTACA (m)	0	350	600	770	1150	1750	2450	2780	2910	3330	3570	3850	4050	4200	4400	5067
MATERIAL	BAP/BAH GRGN	RAO/RS GRGN	RS GRGN	RAO/RS MILONITOS	RS GRGN	RAO/RS MILONITOS	RS GRGN	RS GRGN/D8	RS GRGN	rs/rs ultrabásicos	RS GRGN	rs/rs ultrabásicos	RS GRGN	rs/rs ultrabásicos	RS GRGN	RS GRGN
CLASSE DE MACIÇO	V (Q<0,1)	III/IV (Q=0,1-10)	II (Q=10-40)	III/IV (Q=0,1-10)	II (Q=10-40)	III/IV (Q=0,1-10)	II (Q=10-40)	III (Q=0,1-10)	I/II (Q>10)	III/IV (Q=0,1-10)	I/II (Q>10)	III/IV (Q=0,1-10)	I/II (Q>10)	III/IV (Q=0,1-10)	III/IV (Q=0,1-10)	I/II (Q>10)
SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA	T5	T3/T4	T2	T3/T4	T2	T3/T4	T2	T3	T1/T2	T3/T4	T1/T2	T3/T4	T1/T2	T3/T4	T3/T4	T1/T2



CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA ESTIMADA AO LONGO DO TÚNEL



ANALISE NUMERICA (PHASE2)



CASOS ANALISADOS

ROCHA	RCS*	E*	μ	\emptyset	c*
ARENITO	50	20.000	0,2	35°	10
FOLHELHO	15	3.000	0,3	30°	5

* MPa

$$K_o = 1 \quad \gamma_r = 2,5 \text{ t/m}^3$$

CASO 1: ARENITO, H=200m ($\sigma=5\text{MPa}$)

CASO 2: ARENITO, H=400m ($\sigma=10\text{MPa}$)

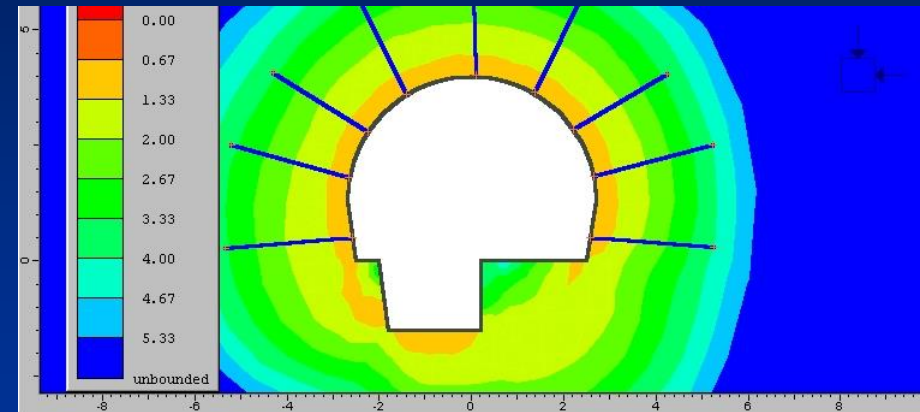
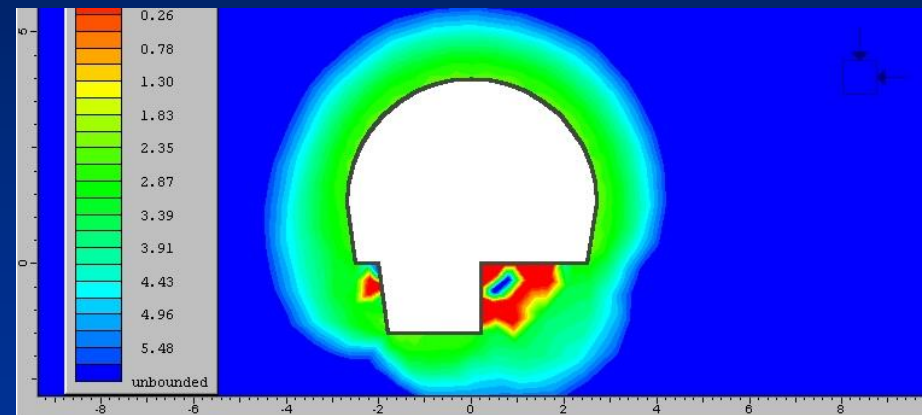
CASO 1: FOLHELHO, H=400m ($\sigma=10\text{MPa}$)



RESULTADOS DA ANALISE NUMERICA (FATORES DE SEGURANCA)

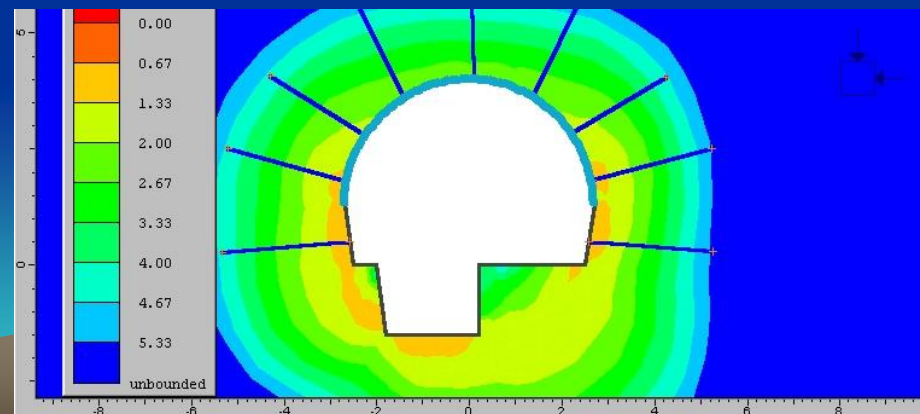
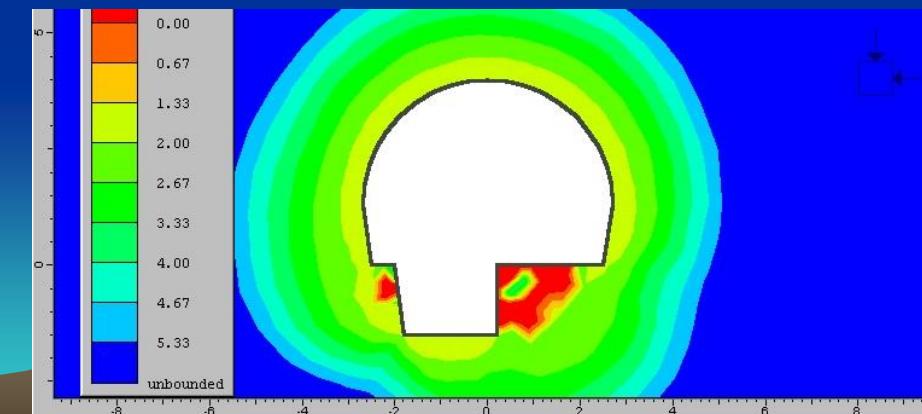
CASO 1: ARENITO, H=200m

CASO 3: FOLHELHO, 400m

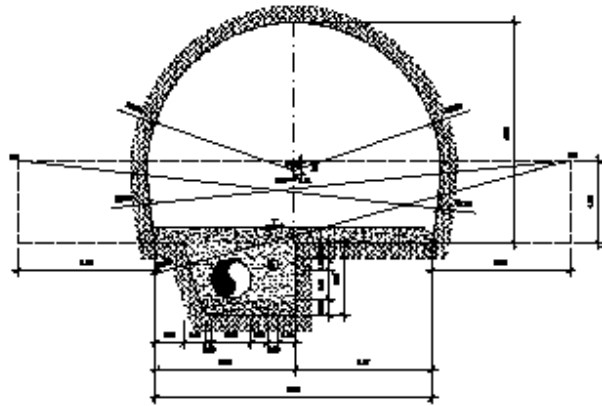


CASO 2: ARENITO, H=400m

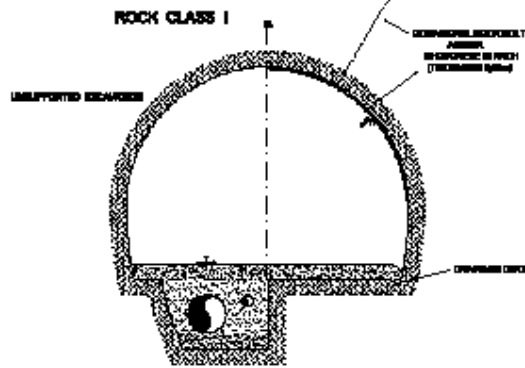
CASO 3: IDEM, COM SHOTCRETE



SECAO TRANSVERSAL E SUPORTES PARA CADA TIPO DE CLASSE DE ROCHA

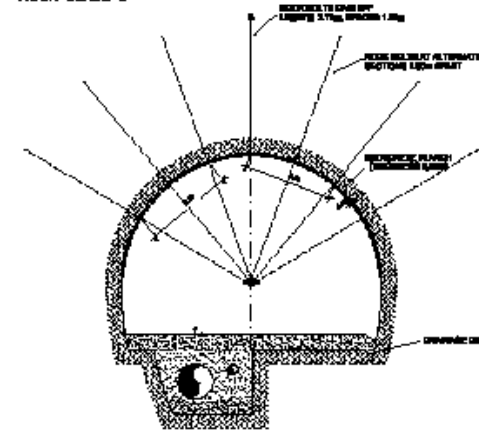


TUNNEL CROSS-SECTION

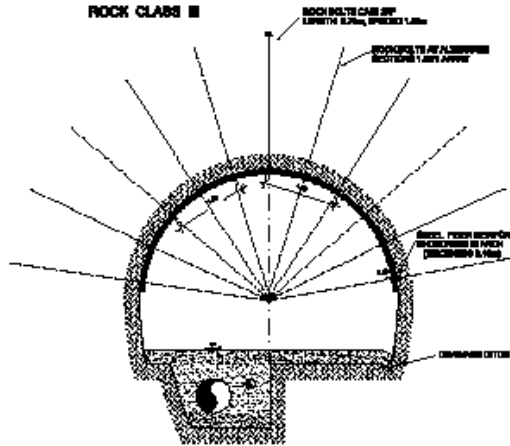


ROCK CLASS I

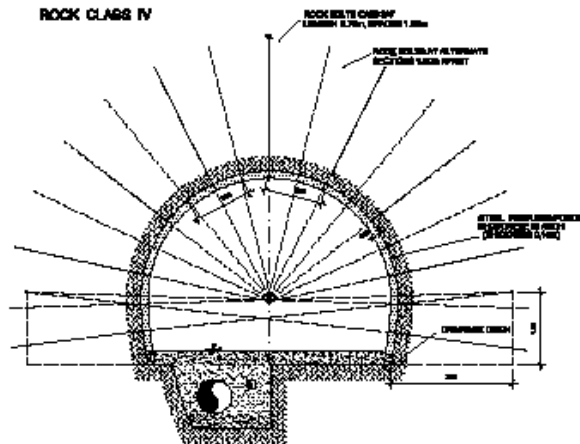
ROCK CLASS II



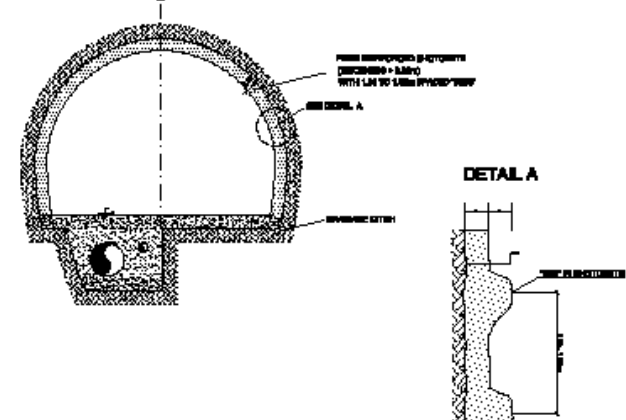
ROCK CLASS III



ROCK CLASS IV



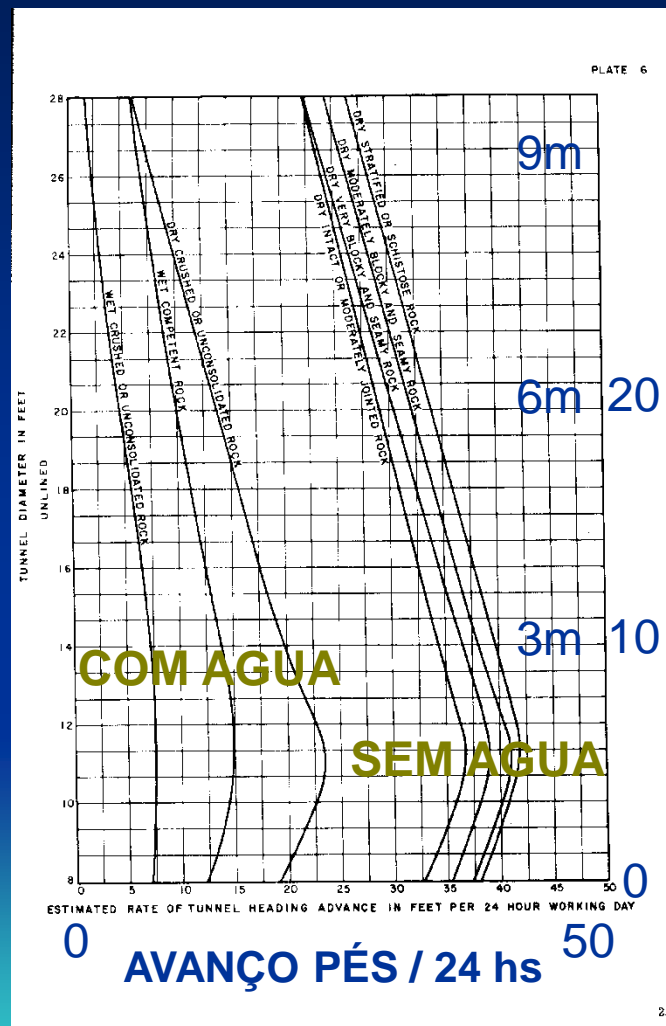
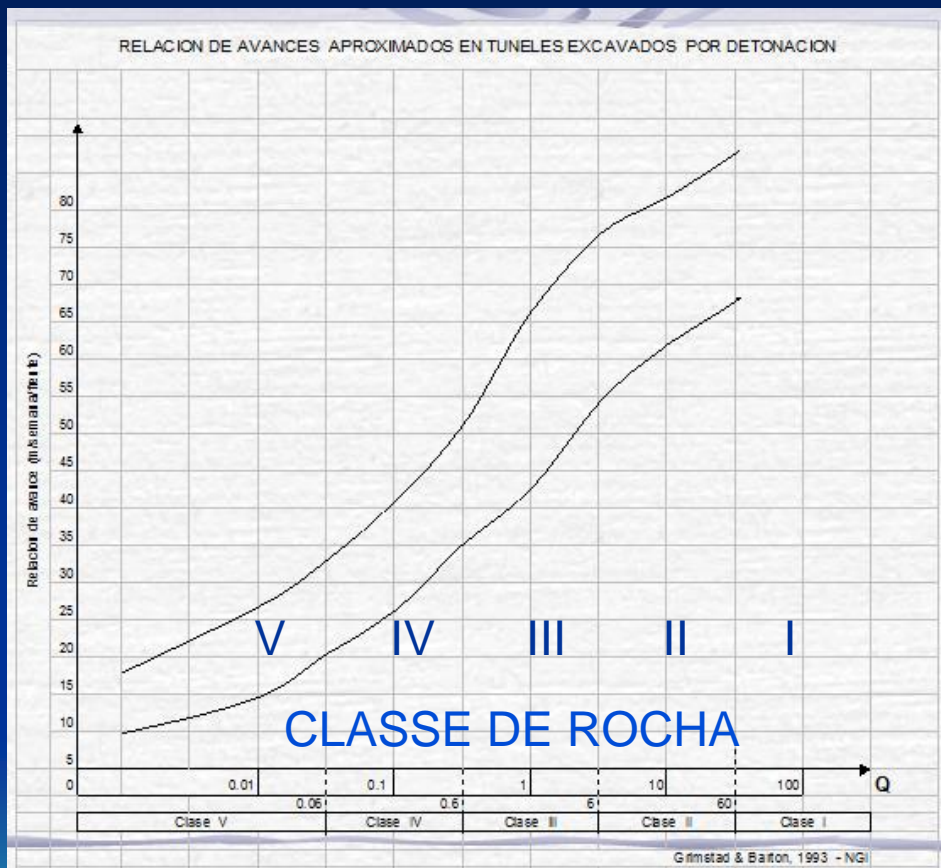
ROCK CLASS V
(EVENTUAL)



DETAIL A

RELAÇÃO ENTRE QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO E VELOCIDADE DE AVANÇO NA ESCAVACAO

METROS / SEMANA / FRENTE

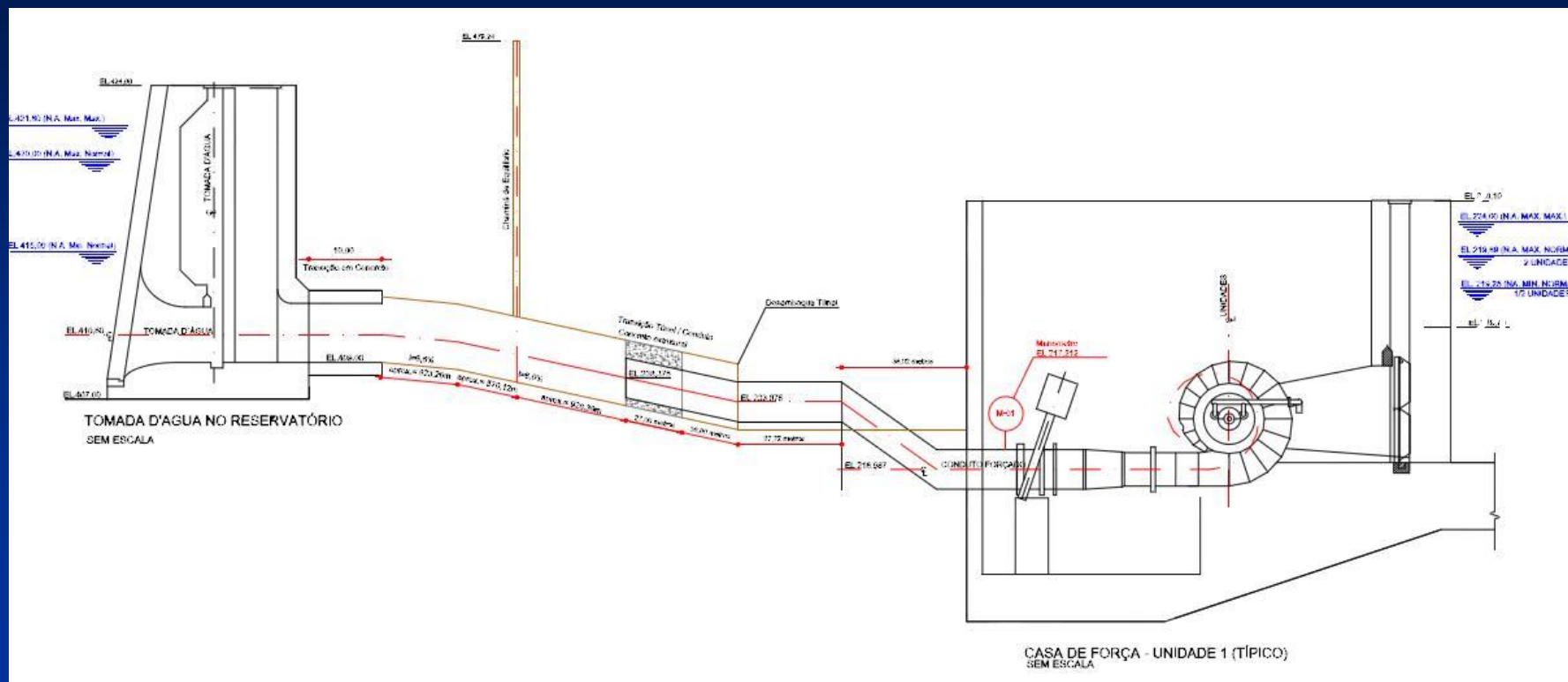


DIAMETRO, PÉS

SINISTRO EM TÚNEL DE ADUÇÃO

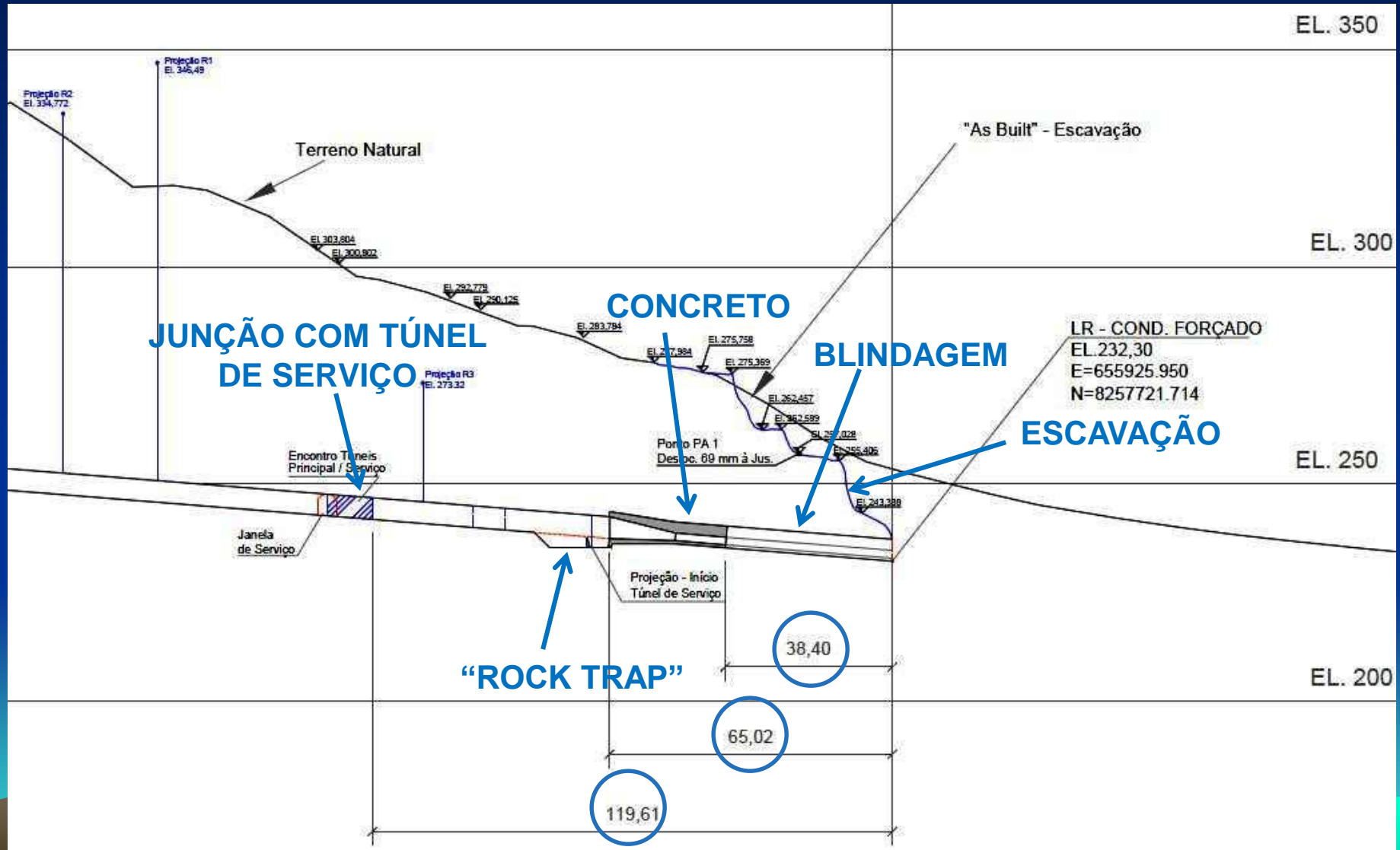


CIRCUITO HIDRÁULICO



PARA N.A.s NORMAIS: 420m – 218m = 202m
PORTANTO, Pinterna = 19 A 20 ATM

PARTE TERMINAL DO TÚNEL DE ADUÇÃO



RESUMO DO EVENTOGRAMA

PRESSÃO
HIDROSTÁTICA
(Atm)

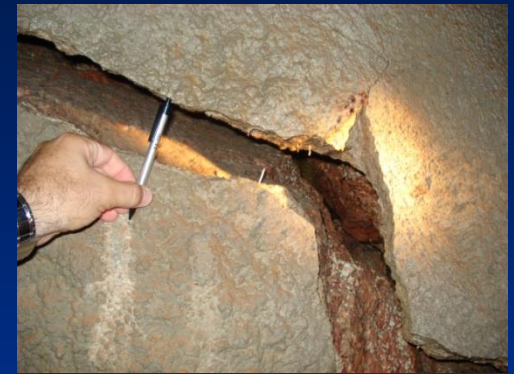


SINISTRO - OCORRÊNCIAS

➤ SOB PRESSÃO HIDROSTÁTICA DE 20 ATM HOVE RUPTURA DO MACIÇO ATRÁS DA BLINDAGEM, COM ABERTURA DAS FRATURAS

➤ ESCAPE DA ÁGUA PARA A SUPERFÍCIE DO TERRENO, ACIMA DO TÚNEL, E DESCEU A ENCOSTA CAUSANDO EROSIÃO.

➤ A ÁGUA INUNDOU A CASA DE FORÇA.



SINISTRO - CONSEQUENCIAS

DANOS:

- ABERTURA DE FRATURAS NO MACIÇO ROCHOSO
- RUPTURA DO CONCRETO PROJETADO NAS PAREDES DO TÚNEL E DOS TALUDES DO DESEMBOQUE
- DESMORONAMENTOS PARCIAIS NO TÚNEL
- INUNDAÇÃO DA CASA DE FORÇA

RECUPERAÇÃO:

- EXTENSÃO DA BLINDAGEM E/OU REVESTIMENTO EM CONCRETO ARMADO ATÉ 200 A 290m DE EXTENSÃO DO DESEMBOQUE.
- TRATAMENTO DE ESTABILIZAÇÃO DO TÚNEL NO TRECHO AFETADO (CHUMBADORES E CONCRETO PROJETADO)
- TRATAMENTO DE ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE NO TRECHO AFETADO (CONCRETO PROJETADO, DRENOS, ETC.)
- LIMPEZA CASA DE FORÇA (AFETOU COMPONENTES?)

FOTOS DA INSPEÇÃO

(03/12/2009)



DESEMBOQUE

BLINDAGEM
EXTERNA

CASA DE
FORÇA

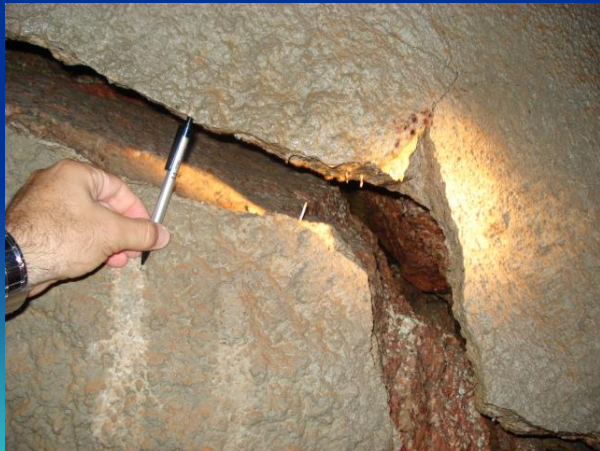


FOTOS DA INSPEÇÃO TALUDE DIREITO DO DESEMBOQUE



FOTOS DA INSPEÇÃO

VISTAS DIVERSAS: BLINDAGEM E FRATURAS ABERTAS



FOTOS DA INSPEÇÃO VISTAS GERAIS DO INTERIOR DO TÚNEL DE ADUÇÃO

REGIÃO DO
"ROCK TRAP"

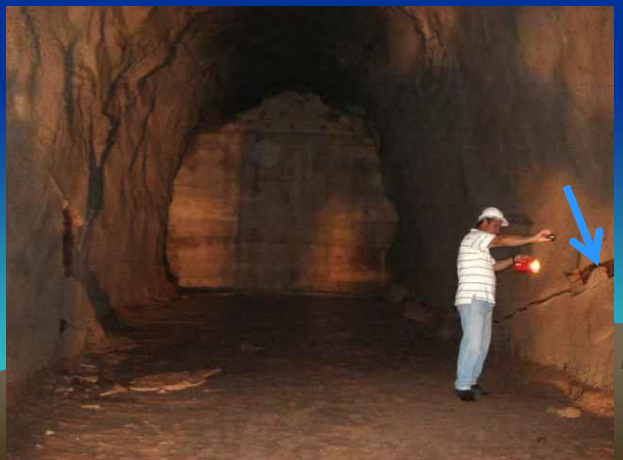


ANTES DA JUNÇÃO



APOS A JUNÇÃO

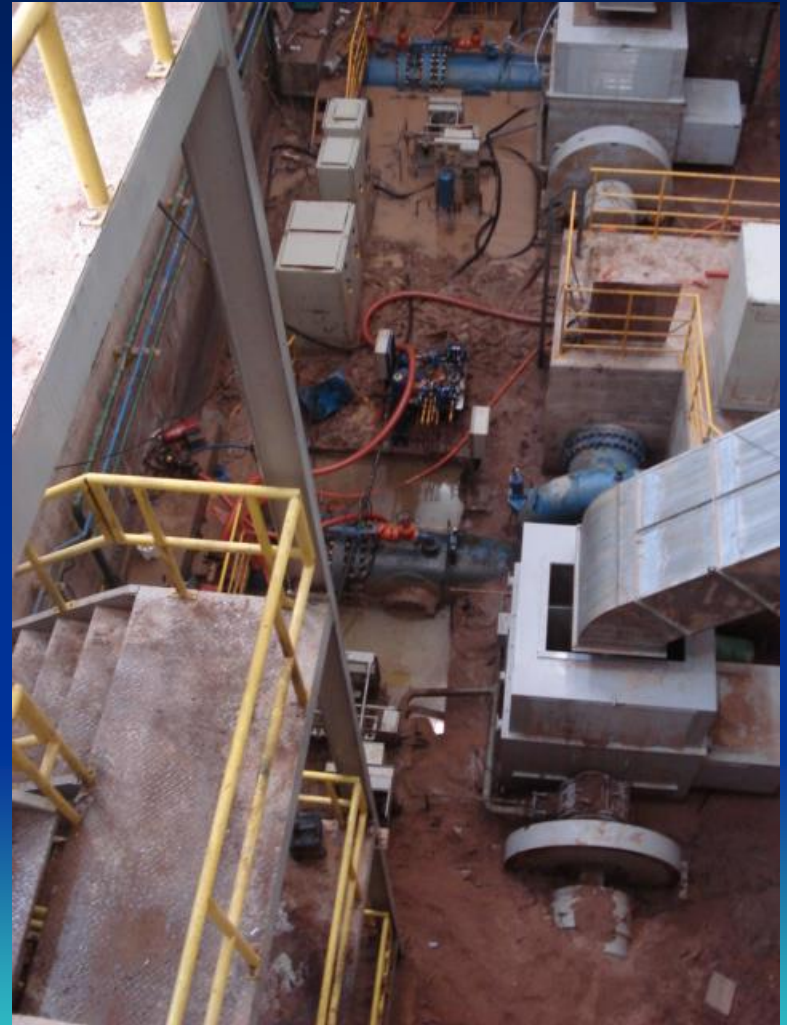
FOTOS DA INSPEÇÃO TÚNEL DE SERVIÇO



FOTOS DA INSPEÇÃO



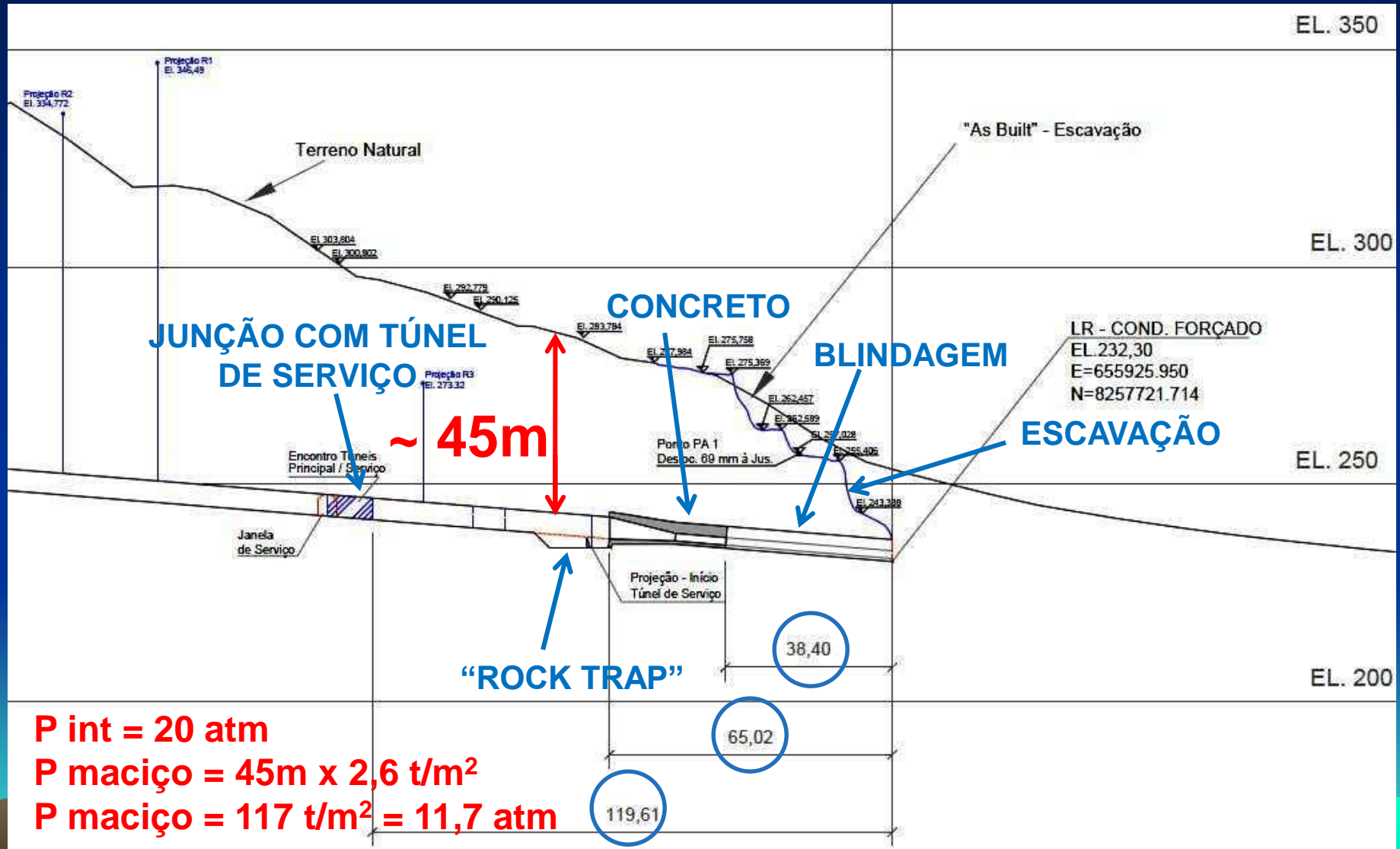
JUNÇÃO DOS TÚNEIS (DE MONTANTE)



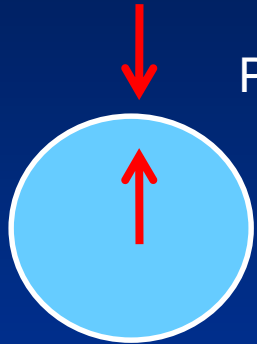
CASA DE FORÇA COM LAMA

CAUSA DO SINISTRO:

$P_{\text{interna}} > P_{\text{confinamento terreno}}$



CRITÉRIO BÁSICO PARA PROJETO



$P \text{ maciço} = Z \times D \text{ rocha}$

$P \text{ interna} = H \times D \text{ água}$

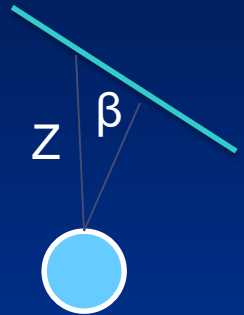
Z = Profundidade até superfície

H = Altura coluna d'água

D = Densidade

FS = Fator de Segurança (S)

B = Inclinação da encosta



$$FS = P \text{ maciço} / P \text{ interna}$$

$$FS = (Z \cdot \cos \beta \cdot D \text{ rocha}) / (H \cdot D \text{ água})$$

$$Z \text{ minimo} = (FS \cdot H \cdot D \text{ água}) / (D \text{ rocha} \cdot \cos \beta)$$

$$FS \text{ usual} = 1,3$$

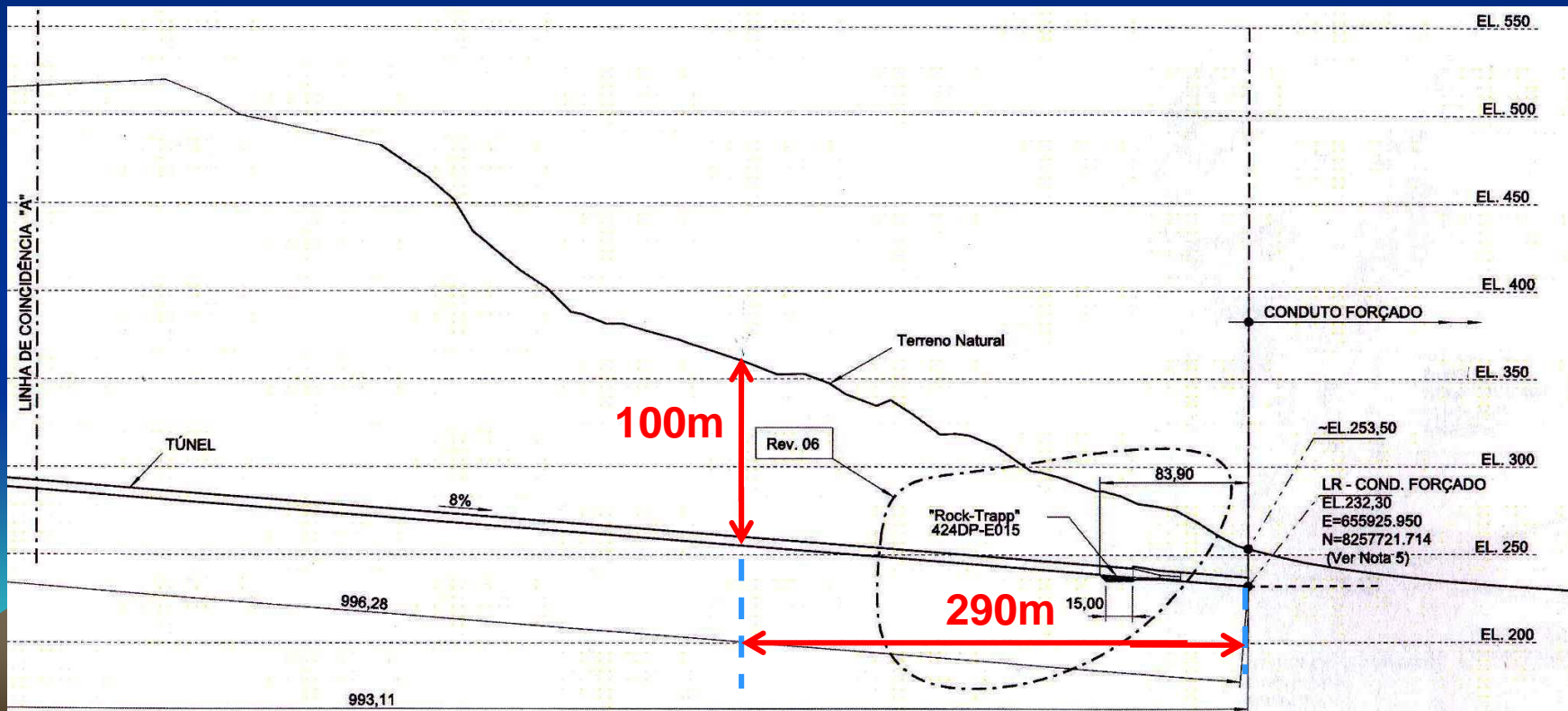
CRITÉRIO BÁSICO PARA PROJETO APLICAÇÃO AO TÚNEL SÃO TADEU

$$P_{\text{int}} = 20 \text{ atm} = 200 \text{ t/m}^2$$

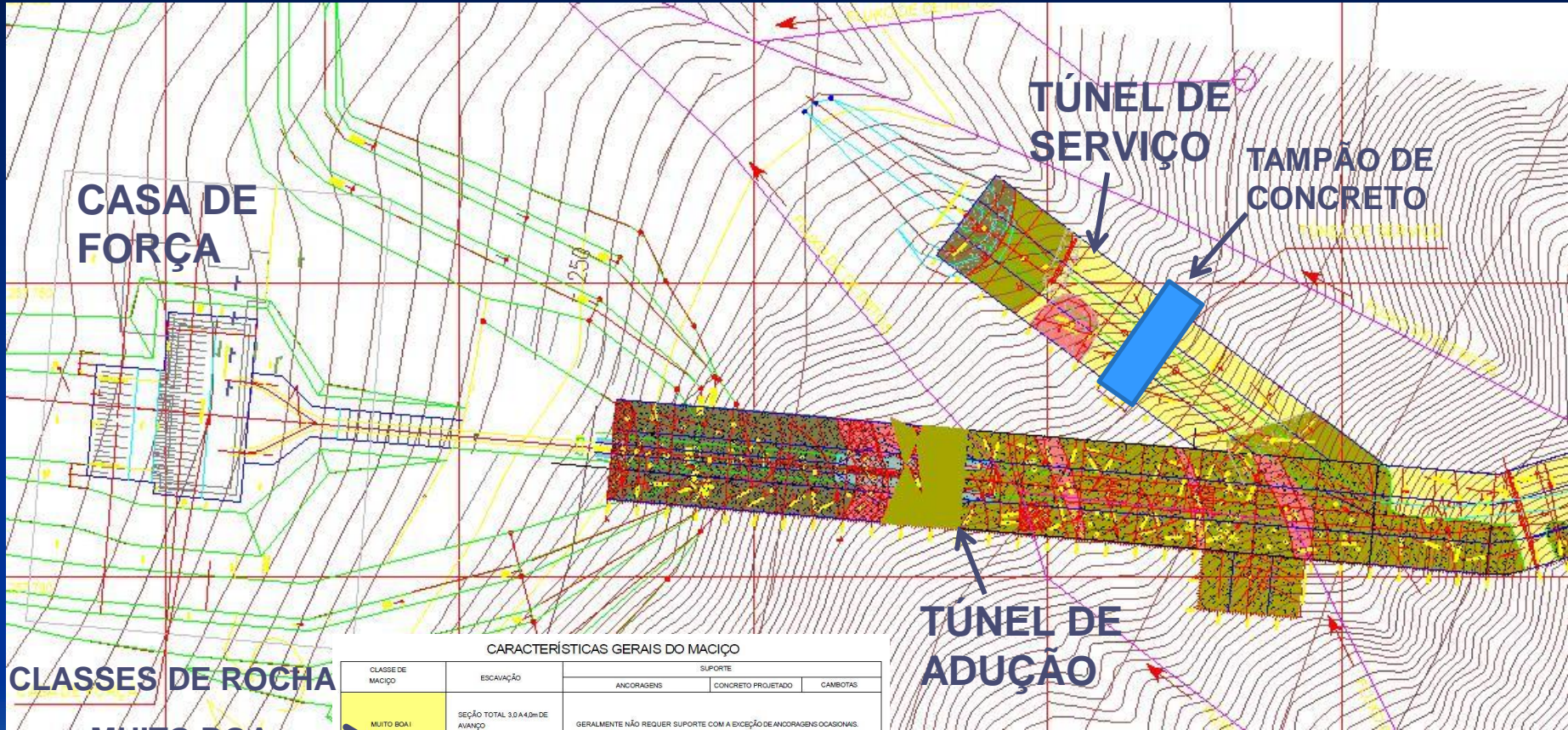
$$P_{\text{confinam}} \Rightarrow P_{\text{int}} \cdot 1,3 = 200 \text{ t/m}^2 \times 1,3 = 260 \text{ t/m}^2$$

$$Z_{\text{min}} = 260 / 2,6 \text{ t/m}^3 = 100\text{m}$$

No perfil do terreno, $L \Rightarrow 290\text{m}$



JUNÇÃO TÚNEIS DE ADUÇÃO E DE SERVIÇO MAPEAMENTO GEOMECÂNICO



CLASSES DE ROCHA

MUITO BOA

BOA

REGULAR

MUITO MA

CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MACIÇO

CLASSE DE MACIÇO	ESCAVAÇÃO	SUPPORTO		
		ANCORAGENS	CONCRETO PROJETADO	CAMBOTAS
MUITO BOA I PESO = 81-100	SEÇÃO TOTAL 3,0 A 4,0m DE AVANÇO	GERALMENTE NÃO REQUER SUPPORTO COM A EXCEÇÃO DE ANCORAGENS OCASIONAIS.		
BOA II PESO = 31-80	SEÇÃO TOTAL 3,0 A 4,0m DE AVANÇO	ANCORAGENS DE 2,5 M DE COMP. OCASIONALMENTE COM MALHA EM CERTAS ZONAS DO TETO. CONFORME CRITÉRIO GEOLÓGICO	50 mm NO TETO QUANDO NECESSÁRIO	NENHUM
REGULAR II PESO = 41-60	SEÇÃO PARCIAL (FRENTE E REBAIXO) AVANÇO 1,0 A 3,0 m. INÍCIO DO SUPPORTO APÓS CADA FOJO.	ANCORAGENS SISTEMÁTICAS COM 2,5 m DE COMP. ESPAÇADAS CONFORME CRITÉRIO GEOLÓGICO EM FUNÇÃO DA PRESENÇA DE CAIXAS DE FALHAS NAS PAREDES E TETOS, COM MALHA NO TETO E EVENTUALMENTE NAS PAREDES.	50 A 100 mm NO TETO 30 mm NAS PAREDES.	NENHUM
MÁ IV ESO = 21-40	SEÇÃO PARCIAL (FRENTE E REBAIXO) AVANÇO 1,0 A 1,5 m. INSTALAÇÃO DO SUPPORTO CONCOMITANTEMENTE COM A ESCAVAÇÃO.	ANCORAGENS SISTEMÁTICAS COM 2,5 A 3,0 m DE COMP. ESPAÇADAS DE 1 A 1,5 m COM MALHA NO TETO E PAREDES.	100 A 150 mm NO TETO 100 mm NA PAREDE.	CAMBOTAS LEVES ESPAÇADAS DE 15 cm.

GUIA PARA INSTALAÇÃO E SUPPORTO DE TÚNEIS (BIENIAWSKI - 1978) - ADAPTADO PARA PCH SÃO TADEU
SEÇÃO TIPO: ARCO-RETÂNGULO; LARGURA: 4,5m; ALTURA: 5,0m; ESCAVAÇÃO COM EXPLOSIVOS

TÚNEL DE ADUÇÃO

MAPEAMENTO GEOMECÂNICO NA CONSTRUÇÃO CONSTATA QUE MACIÇO NÃO ERA "INTACTO" COMO ADOTADO PELO CONSULTOR

QUE SE APRENDE DOS ACIDENTES?

NA MINHA OPINIAO:

- Que os geólogos de engenharia devem conhecer suficientemente a engenharia do projeto para exigir investigações onde julguem necessário e poder recomendar ações preventivas;
- Que os engenheiros do projeto (projetistas e construtores) devem conhecer mais geologia e atentar aos aspectos geológicos durante a construção;
- Que não se deve atuar em áreas que não são de sua especialidade;
- Que a tarefa de descrição de testemunhos de sondagem não é atividade de pouca importância, que normalmente é encarregada a iniciantes (os experimentados ficam no escritório);
- Que as economias em investigação podem resultar em perdas importantes; o mesmo quanto a falta de tratamento ou estabilização preventiva;
- Que se a situação poderia ser previsível, não constituindo “condição incontrolável” ou “imprevisto geológico”, o sinistro não é coberto pela seguradora.
- Que as consequências, principalmente ruptura de barragens, podem ser catastróficas. Isto exige perícia na atividade profissional.



**À DISPOSIÇÃO
PARA PERGUNTAS.**

