



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO DE FILOSOFIA E CIÊNCIAS HUMANAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOLOGIA

André Bianchi Mattos

**MODELAGEM E ANÁLISE DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO DE UM
TALUDE DE ESCAVAÇÃO DO VERTEDOIRO DA BARRAGEM MISICUNI:
ESTUDO DE CASO**

Florianópolis

2023

André Bianchi Mattos

**MODELAGEM E ANÁLISE DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO DE UM
TALUDE DE ESCAVAÇÃO DO VERTEDOIRO DA BARRAGEM MISICUNI:
ESTUDO DE CASO**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-
Graduação em Geologia da Universidade
Federal de Santa Catarina para a obtenção do
título de Mestre em Geologia

Orientador: Prof. Murilo da Silva Espíndola,
Dr.

Florianópolis

2023

Mattos, André Bianchi
MODELAGEM E ANÁLISE DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO DE UM
TALUDE DE ESCAVAÇÃO DO VERTEDEIRO DA BARRAGEM MISICUNI:
ESTUDO DE CASO / André Bianchi Mattos ; orientador, Murilo
da Silva Espíndola, 2023.
111 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Catarina, Centro de Filosofia e Ciências Humanas, Programa
de Pós-Graduação em Geologia, Florianópolis, 2023.

Inclui referências.

1. Geologia. 2. Maciço Rochoso. Estabilidade de Talude.
Instrumentação. MEF. I. Espíndola, Murilo da Silva. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-
Graduação em Geologia. III. Título.

André Bianchi Mattos

**Modelagem e análise dos dados de instrumentação de um talude de escavação do
vertedouro da Barragem Misicuni: estudo de caso**

O presente trabalho em nível de Mestrado foi avaliado e aprovado no dia 15 de dezembro de 2023, pela banca examinadora composta pelos seguintes membros:

Dr. Ing. Stephanie Thiesen
Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Vinícius Roberto de Aguiar
Tractebel Engineering

Coordenação do Programa de Pós-Graduação

Prof. Murilo da Silva Espíndola, Dr. Orientador
Florianópolis 2023

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por ter me dado todas as condições para poder chegar até aqui. A toda minha família por me incentivarem e guiarem nas melhores escolhas.

Agradeço também a meu orientador Prof. Murilo e aos meus colegas de trabalho da Nova Engevix Engenharia.

Aos demais amigos que contribuíram direta e indiretamente para o desenvolvimento deste trabalho.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	Objetivo Principal	12
1.2	Objetivos Específicos.....	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	Tipos de movimento de Massa e Análise de Estabilidade de Taludes.....	15
2.2	Caracterização Geológico-Geotécnica de Maciços Rochosos	17
2.3	Sistemas de Classificação Geomecânica.....	21
2.4	Estimativa de Parâmetros Aplicados em Obras de Infraestrutura.....	32
2.5	Instrumentação e Monitoramento de Taludes	36
3	MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1	Levantamento Bibliográfico.....	39
3.2	Organização dos Dados.....	40
3.3	Tratamento e Interpretação dos Dados.....	40
3.4	Retroanálise para Obtenção dos Parâmetros Deformacionais	41
4	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	43
4.1	Projeto Múltiplo de Misicuni	43
4.2	Contexto Geológico Regional	46
4.3	Geologia na Região do Vertedouro.....	52
5	RESULTADOS	59
5.1	Instrumentação e Escavação	59
5.1.1	Inclinômetro INCVA-01.....	60
5.1.2	Inclinômetros INCVA-04 e INCVA-04-A.....	62
5.1.3	Marcos Superficiais	64
6	ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	67
6.1	Análise Numérica.....	67
6.2	Estimativa de Parâmetros e Deformações Obtidas	69
7	CONCLUSÕES	75

8	ARTIGO CIENTÍFICO.....	77
1	INTRODUCTION	78
2	GEOLOGICAL SETTINGS AND PROJECT BACKGROUND.....	78
2.1	GEOLOGICAL CONTEXT	78
2.2	STUDY AREA AND GEOLOGICAL SETTING	79
3	GEOLOGY NEAR THE SPILLWAY	81
4	OBSERVATIONS DURING EXCAVATION AND ANALYSIS OF MONITORING DATA.....	86
4.1	INSTRUMENTATION AND EXCAVATION.....	86
4.1.1	Inclinometer INCVA-01.....	88
4.1.2	Inclinometer INCVA-04 and INCVA-04-A.....	90
5	STRESS-STRAIN ANALYSIS	93
5.1	NUMERICAL ANALYSIS	93
5.2	ESTIMATION OF PARAMETERS AND DEFORMATIONS.....	95
6	CONCLUSIONS.....	99
	REFERENCES	100
9.	REFERÊNCIAS	102
	ANEXO I – CONFIRMAÇÃO DE SUBMISSÃO À REVISTA <i>JOURNAL OF ROCK MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING</i>	108

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Principais tipos de ruptura com os respectivos estereogramas representativos (Hoek e Bray 1981; Traduzido de Wyllie e Mah 2004; Extraído de Pires <i>et al.</i> 2016).....	16
Figura 2.2. Esquema ilustrativo da transição de rocha intacta para um maciço rochoso extremamente fraturado, com aumento de detalhe (Traduzido e adaptado de Hoek 1983).	18
Figura 2.3. Critério para classificação das paredes das discontinuidades quanto à rugosidade (Barton e Choubey, 1977).....	21
Figura 2.4. Estimativa dos valores de GSI baseada nas condições geológicas do maciço rochoso (Hoek e Marinos, 2000).....	31
Figura 2.5. Seção geológica com a estratigrafia definida e a localização de instabilidades (Extraído de Chen <i>et al.</i> , 2017).	35
Figura 2.6. Compilação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito (Garzon, 2016; He <i>et al.</i> , 2016; Chen <i>et al.</i> , 2017; Xu <i>et al.</i> , 2017).....	36
Figura 2.7. Princípio de operação do inclinômetro. Traduzido de Wilson Mikkelsen (1978).	38
Figura 3.1. Fluxograma base para elaboração do trabalho (Elaborado pelo Autor). .	39
Figura 4.1. Localização do Projeto Múltiplo de Misicuni (Fonte: Elaborado pelo autor).	44
Figura 4.2. Croqui de localização do Projeto Múltiplo em relação ao Vale de Cochabamba, Bolívia.	44
Figura 4.3. Vista geral da Barragem Misicuni e do talude de escavação do vertedouro (Fonte: Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A).....	45
Figura 4.4. (A) Arranjo Geral da Barragem Misicuni. (B) Seção no eixo da Barragem Misicuni. (C) Seção típica do barramento.	46
Figura 4.5. Divisão geomorfológica da Bolívia. As terras altas compreendem a região oeste, incluindo a Cordilheira Ocidental, Altiplano e Cordilheira Oriental. As terras baixas estão a leste sendo dividida nas Planícies de Beni e Chaco. As terras altas e baixas são separadas por uma zona de transição conhecida como Zona Subandina (Extraído de Pilser 2020; Modificado de Murray <i>et al.</i> , 2010).	47
Figura 4.6. Evolução tectônica andina de 100 Ma até os dias atuais (Extraído de Rojas Vera <i>et al.</i> , 2019).....	48

Figura 4.7. Mapa Geológico do Projeto Múltiplo. Dados litológicos extraídos do GeoBolívia (geo.gob.bo) e geologia estrutural de Minor <i>et al.</i> , 1987.....	49
Figura 4.8. Mapa geológico do sítio da barragem (Fonte: Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A).	51
Figura 4.9. Croqui de localização do talude de escavação. Eixos 2 a 5 e arranjo geral das escavações e projeto de estabilização do talude do vertedouro da barragem Misicuni, eixos 2 a 5 e localização das sondagens.....	52
Figura 4.10. Vista geral da localização da margem esquerda. Início das escavações para implementação do vertedouro e barragem.....	53
Figura 4.11. Exemplo sondagem rotativa SR-401.	53
Figura 4.12. Seção geológico-geotécnica no eixo 3 com a compartimentação do maciço rochoso, escavação do vertedouro e sondagens executadas.	54
Figura 4.13. (A) Vista do talude provisório perpendicular ao eixo do vertedouro durante a fase de escavação e a divisão dos maciços. (B, C, D e E) Detalhe das descontinuidades contemplando fraturas subparalelas a estratificação e descontinuidades com preenchimento argiloso concordante ao acamamento.....	55
Figura 4.14. Diagrama de frequência das descontinuidades – eixo 2 a 5.....	56
Figura 4.15. Análise cinemática para ruptura planar – Eixo 2 a 5.	57
Figura 5.1. Croqui de localização dos inclinômetros com os respectivos eixos de leitura.....	60
Figura 5.2. Deslocamentos acumulados – INCVA-01.....	61
Figura 5.3. Deslocamento x tempo INCVA-01 na profundidade 20,50 m para o período construtivo e deformações residuais nos anos de 2019 e 2020.	62
Figura 5.4. Deslocamentos acumulados do INCVA-04 e INCVA-04-A.....	62
Figura 5.5. Deslocamento x tempo INCVA-04 na profundidade 12,50 m comparado com o INCVA-01 para o período construtivo.	63
Figura 5.6. Deslocamento x tempo – INCVA-04-A na profundidade 11,5 m.	64
Figura 5.7. Deslocamentos nos marcos superficiais instalados na elevação 3802.....	65
Figura 5.8. Deslocamentos nos marcos superficiais instalados na elevação 3792.....	66
Figura 6.1. Sequência construtiva do talude realizada em 10 etapas com alternâncias de escavação e aplicação do suporte projetado.	68
Figura 6.2. Modelo final com as deformações observadas nos INCVA-01 (39 mm) e INCVA-04A (21 mm).	73

Figura 6.3. Seção apresentando os vetores de deslocamento e o resultado do SRF (1.6) indicando fator de segurança superior a 1,5. 74

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Grau de Fraturamento (ABGE, 1983)	20
Tabela 2.2. Abertura das Descontinuidades (ABGE, 1983).....	21
Tabela 2.3. Persistência das Descontinuidades (ABGE 1983).....	21
Tabela 2.4. Sistemas de classificação de maciços rochosos. Extraído de Pantelidis (2009).	23
Tabela 2.5. Classes de qualidade de maciços rochosos em função do RQD	23
Tabela 2.6. Parâmetros de resistência de maciços rochosos sedimentares e dos materiais presentes nas descontinuidades (Extraído de Garzon, 2016).....	34
Tabela 2.7. Parâmetros de resistência do maciço rochoso e dos materiais presentes nas descontinuidades (Extraído de He <i>et al.</i> , 2016).....	34
Tabela 2.8. Parâmetros de resistência do maciço rochoso obtido por Chen <i>et al.</i> , (2017).	35
Tabela 4.1. Medidas estruturais coletadas em campo	56
Tabela 5.1. Marcos superficiais com deformações acumuladas.	64
Tabela 6.1. Parâmetros dos maciços rochosos e das descontinuidades adotados para o modelo.	70
Tabela 6.2. Resultado dos ensaios de compressão uniaxial.	71

RESUMO

A análise de estabilidade de taludes tem importância fundamental em obras de infraestrutura, sejam elas de pequeno ou grande porte. A ruptura de um talude, seja ele natural, de escavação ou de aterros, tem grande impacto econômico e ambiental, podendo inviabilizar empreendimentos causando danos irreparáveis ao meio ambiente e à vida. Desta forma, a análise de estabilidade de taludes visa avaliar a possibilidade de uma encosta sofrer movimentos de massa e propor soluções de estabilização. Utilizando dados deformacionais de instrumentação, esta pesquisa teve como objetivo obter os parâmetros de resistência dos materiais encontrados no talude de escavação do vertedouro da Barragem Misicuni, aplicando-se o conceito da retroanálise. A modelagem destes parâmetros pode servir de suporte para projeções futuras em termos de comportamento mecânico e segurança para a barragem de Misicuni e posteriores projetos de engenharia em maciços rochosos sedimentares deformados por influência tectônica. A Barragem de Misicuni faz parte do Projeto Múltiplo de Misicuni, localizado na Cidade de Cochabamba, centro da Bolívia, e consiste no aproveitamento da água das bacias dos rios Misicuni, Viscachas e Putucuni. Para realização deste trabalho foram utilizadas três sondagens rotativas executadas ao longo da seção de análise, leituras de 3 inclinômetros instalados nas bermas dos taludes de escavação, levantamento topográfico e 39 ensaios de compressão uniaxial em amostras coletadas dos testemunhos de sondagem. Os inclinômetros são instrumentos usualmente utilizados para monitorar taludes de solo e/ou rocha, auxiliar na determinação da superfície de ruptura, e estimar a velocidade do movimento. A utilização de leituras provenientes de inclinômetros e a modelagem geológica permitiram analisar e obter parâmetros de tensões e deformações, ocorridas durante as fases de escavações, por meio de aplicação de análise com o Método dos Elementos Finitos (MEF), sendo possível comparar os resultados previstos e observados durante a execução e conclusão da obra. Desta forma, este trabalho apresenta os parâmetros de resistência obtidos por meio de retroanálise utilizando dados deformacionais obtidos pela instrumentação de campo em um contexto de geologia estrutural complexa.

Palavras-chave: Maciço Rochoso. Estabilidade de Talude. Instrumentação. MEF. Retroanálise.

ABSTRACT

Slope stability analysis is of fundamental importance in infrastructure projects no matter its size. The failure of a slope has a major economic and environmental impact and can turn the project unfeasible, causing irreparable damage to the environment and life. Therefore, slope stability analysis aims to evaluate the possibility of a slope suffering mass movements and to propose stabilization solutions. This research focused on obtaining the resistance parameters of the materials found in the excavation slope of the Misicuni Dam spillway applying the back analysis method and using deformational instrumentation data. The parameter modeling can support future projects in terms of mechanical behavior and safety for the Misicuni Dam in addition to subsequent engineering projects in sedimentary rock masses deformed by tectonic influence. The Misicuni Dam is part of the Misicuni Multiple Project located in the Cochabamba department, central part of Bolivia. This project consists of using water from the Misicuni, Viscachas and Putucuni river basins. To carry out this paper, three drill core investigation were used along the analysis section, as well as read out data from 3 inclinometers installed on the bench slope excavation, topographic survey and 39 uniaxial compression tests on samples collected from the drill cores. Inclinometers are instruments commonly used to monitor soil or rock slopes, and help to determine the failure surface and estimate the speed of movement. The use of inclinometer data and geological modeling made it possible to analyze and obtain stress and strain parameters that occurred during the excavation phases, by applying Finite Element Method (FEM) analysis, which allowed to compare the predicted and observed results during the execution and completion of the site. Therefore, this paper presents the resistance parameters obtained through back analysis using deformation data obtained from field instrumentation in a context of complex structural geology.

Keywords: Rock Mass. Slope Stability. Instrumentation. FEM. Back Analysis.

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas que vem contribuindo para o progresso da humanidade desde a antiguidade, sendo elas as primeiras obras feitas pelo homem com o objetivo de criar reservatórios de água para abastecimento humano. Com o passar do tempo, o uso dos reservatórios se diversificou, tendo ampla utilização tais como geração de energia, navegação, recreação, controle de cheias e irrigação. Entretanto, ao longo do tempo alguns acidentes aconteceram envolvendo este tipo de obra, sendo cerca de 60% dos acidentes em barragens relacionados a problemas geotécnicos, incluindo problemas de fundação, recalques, poropressões elevadas, materiais deficientes e deslizamentos de taludes (Jansen, 1983; Pereira, 2020). Desta forma, a análise de estabilidade de taludes tem importância fundamental em grande parte de obras civis, sejam elas de pequeno ou grande porte. A ruptura dos taludes de escavação ou encostas naturais em barragens causam impacto significativo, podendo inviabilizar o empreendimento e/ou causar danos irreparáveis ao meio ambiente e a vida.

A ruptura de um talude é um fenômeno que pode ocorrer por diferentes tipos de mecanismos. Além da resistência ao cisalhamento, para os taludes naturais, fatores como estruturas reliquias herdadas da rocha fonte, bem como descontinuidades presentes no maciço como acamamentos, xistosidades, foliações, falhas e fraturas podem influenciar fortemente na estabilidade de taludes. Quando se trata de taludes rochosos, as rupturas geralmente ocorrem a partir das descontinuidades existentes no maciço, sendo divididas em: deslizamentos planares; em cunha; e tombamento de blocos. As rupturas ocorrem ao longo de uma ou mais superfícies paralelas ou subparalelas inclinadas na direção da face do talude, geralmente associadas a planos de acamamento, juntas ou xistosidades (Hoek e Bray, 1981). A avaliação da estabilidade dos taludes rochosos pode ser executada com base em análise cinemática, analítica e numérica, sendo que a definição dos parâmetros de resistência do maciço e suas descontinuidades pode ser feita com base nos sistemas de classificação geomecânica (Barton *et al.* 1974; Bieniawski 1984; Hoek 1994; Canal e Akin 2016). A importância da geologia estrutural em obras de engenharia é conhecida há muito tempo. Entretanto, ainda existem desafios na integração do mapeamento geológico estrutural e as fases dos projetos de engenharia, principalmente relacionado à análise de estabilidade de taludes e às modelagens numéricas envolvendo estruturas e processos geológicos (Stead e Wolter, 2015).

O Projeto Múltiplo de Misicuni, localizado na Província de Cochabamba (Bolívia), consiste no aproveitamento das águas das bacias dos rios Misicuni, Viscachas e Putucuni, do outro lado da Serra do Tunari, por meio do represamento e transferência de suas águas. O

objetivo final é o abastecimento de água potável às populações urbanas do Vale Central de Cochabamba, utilização na agricultura e geração de energia elétrica. É um projeto que visa a melhoria da disponibilidade de água no Vale Central de Cochabamba, trazendo desenvolvimento econômico, social e cultural para região.

A barragem para represamento das águas compreende um arranjo composto por enrocamento com face de concreto para vedação e um vertedouro do tipo soleira livre localizado na margem esquerda. A escavação do canal e taludes para implantação do vertedouro foi feita em rochas sedimentares com geologia estrutural complexa. Uma ruptura global destes taludes, principalmente após a conclusão da obra, poderia mobilizar grande parte de material em direção a jusante da barragem, comprometendo assim a segurança da estrutura.

Desta forma, o entendimento do comportamento mecânico do talude de escavação do vertedouro da Barragem Misicuni é essencial no que tange a segurança e um bom desempenho em termos de estabilidade. Neste aspecto, parâmetros deformacionais e de resistência podem contribuir com modelagens matemáticas de fatores de segurança mais confiáveis, inclusive aquelas baseadas na Teoria do Equilíbrio-Limite. A avaliação de dados de instrumentação, de tensões, de deslocamentos, além de variáveis previamente determinadas, permite a modelagem e aplicação de técnicas de retroanálise, que podem servir de suporte para projeção futura em termos de comportamento mecânico e segurança para a referida barragem.

1.1 Objetivo Principal

Esta pesquisa tem como objetivo principal estimar os parâmetros deformacionais do talude de escavação do vertedouro da Barragem Misicuni, baseando-se nos dados deformacionais de instrumentações existentes, além de variáveis previamente determinadas, aplicando-se o conceito da retroanálise de dados e comportamento, no intuito de se elaborar projeções futuras, que incidam sobre a confiabilidade estrutural da barragem mencionada.

1.2 Objetivos Específicos

- Avaliar e revisar os parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados em projeto;
- Verificar a influência da geologia estrutural na ruptura identificada e descrita no talude de escavação;
- Avaliar os dados de instrumentação do período de execução da escavação e após a conclusão da obra;
- Verificar e validar o modelo geomecânico adotado em projeto;

- Validar a proposta de estabilização do talude e verificar o coeficiente de segurança com os parâmetros obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tipos de movimento de Massa e Análise de Estabilidade de Taludes

A análise de estabilidade de taludes busca avaliar a possibilidade da encosta natural ou escavada de sofrer movimentos de massa. Para a avaliação da estabilidade é necessário ter um bom conhecimento da área de estudo em termos da reologia, geologia, características das discontinuidades e dos parâmetros geotécnicos dos materiais.

Em taludes de solo, rocha e material alterado os movimentos de massa podem ocorrer por meio de diferentes tipos de mecanismos. Augusto Filho (1992) sintetizou em quatro tipos principais de movimentos de massa que podem ser definidos com base na velocidade, planos do deslocamento, volume de material e geometria da ruptura (Quadro 2.1).

Quadro 2.1. Processos e características dos movimentos de massa (Augusto Filho, 1992).

PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO-MATERIAL-GEOMETRIA
RASTEJO (CREEP)	Vários planos de deslocamento (internos); Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescente com a profundidade; Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; Geometria indefinida.
ESCORREGAMENTOS (SLIDES)	Poucos planos de deslocamento (externos); Velocidades medidas (m/h) a altas (m/s); Pequenos a grandes volumes de material; Geometria e materiais variáveis; PLANARES: solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; CIRCULARES: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; EM CUNHA: rochas com dois planos de fraqueza.
QUEDAS (FALLS)	Sem planos de deslocamento; Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado; Velocidades muito altas (vários m/s); Material rochoso; Pequenos a médios volumes; Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão tombamento.
CORRIDAS (FLOWS)	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas, à massa em movimentação); Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; Desenvolvimento ao longo de drenagens; Velocidades médias a altas; Mobilização de solo, rocha, detritos e água; Grandes volumes de material; Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

Quando se trata de taludes rochosos, a avaliação da estabilidade pode ser executada com base em análise cinemática, analítica e numérica (Canal e Akin 2016). As rupturas geralmente ocorrem a partir das descontinuidades existente nos maciços rochosos, excluídos os maciços muito intemperizados ou fraturados que não se comportam como rocha e podem romper circularmente.

De forma geral, os deslizamentos em taludes rochosos podem ser categorizados conforme o modo de ruptura (Figura 2.1), sendo classificados em deslizamentos planares, em cunha e tombamento de blocos.

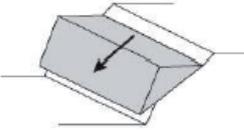
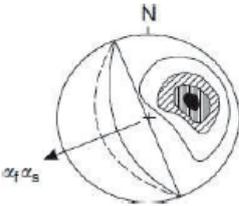
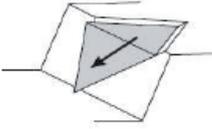
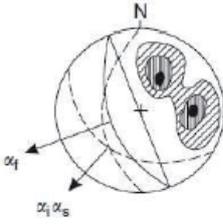
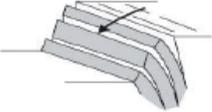
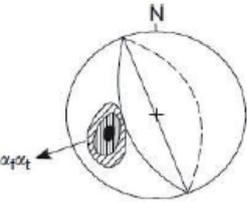
Tipo de Ruptura	Estereograma	Condições Estruturais
<p>Planar</p> 		<ul style="list-style-type: none"> - Descontinuidade apresenta ângulo de mergulho menor que o do talude e direção paralela à face do talude. - Mergulho da descontinuidade maior que o ângulo de atrito.
<p>Em Cunha</p> 		<ul style="list-style-type: none"> - Direção da intersecção dos planos de descontinuidade próxima da direção do mergulho do talude. - O mergulho da intersecção menor que o mergulho do talude e maior que o ângulo de atrito.
<p>Tombamento</p> 		<ul style="list-style-type: none"> - Rocha resistente contendo descontinuidades com mergulho alto para dentro do talude. - Normal ao plano de tombamento com mergulho menor que a inclinação do talude e menor que o ângulo de atrito
<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none">  Concentração dos polos  Grande círculo representando a face do talude  Grande círculo representando as descontinuidades. 		
		<ul style="list-style-type: none"> α_f Direção do mergulho da face do talude α_s Direção de deslizamento α_t Direção de tombamento α^i Direção do mergulho da linha de intersecção

Figura 2.1. Principais tipos de ruptura com os respectivos estereogramas representativos (Hoek e Bray 1981; Traduzido de Wyllie e Mah 2004; Extraído de Pires *et al.* 2016).

Os deslizamentos planares ocorrem ao longo de uma ou mais superfícies paralelas ou subparalelas inclinadas na direção da face do talude, geralmente associadas a planos de acamamento, juntas ou xistosidades (Hoek e Bray 1981). As rupturas em cunha ocorrem quando duas descontinuidades se intersectam frente à face do talude formando blocos em forma de cunha (Goodman 1989). O tombamento de blocos ocorre de forma diferente, geralmente quando as descontinuidades mergulham em direção oposta à da face livre do talude.

As descontinuidades pelas quais os taludes rochosos rompem podem ser definidas como planos de fraqueza presentes em maciços rochosos, os quais apresentam resistência ao cisalhamento mais baixa em relação à rocha intacta, dependendo das características do material de preenchimento das descontinuidades (Fiori e Carmignani 2013).

Para Hack (1998) uma descontinuidade é um plano ou superfície que marca uma mudança em características físicas ou químicas do material rochoso, podendo ser dividida entre descontinuidades integrais e descontinuidades mecânicas. Fraturas, juntas, etc. são consideradas descontinuidades mecânicas, quando a resistência à tração perpendicular a elas ou a resistência ao cisalhamento ao longo delas for menor que aquela do material rochoso circundante (ISRM 1978). As integrais têm resistência semelhante ao material do entorno, podendo se tornar descontinuidades mecânicas devido à ação intempérica: reações químicas que mudam as características mecânicas (Hack 1998).

As descontinuidades podem apresentar feições isoladas ou em famílias, sendo que uma família é um grupo de descontinuidade com uma mesma orientação e espaçamento regular e com características reológicas semelhantes, por assim dizer: ângulo de atrito, rugosidade, preenchimento, persistência, etc. (Hack 1998).

Existe uma gama de tipos de descontinuidades de ocorrência natural e que podem ser encontradas em maciços, tais como juntas, falhas, planos de acamamento em rochas sedimentares, laminação, planos de foliação, zonas de cisalhamento, fendas de tração, veios e diques (Fiori e Carmignani 2013).

2.2 Caracterização Geológico-Geotécnica de Maciços Rochosos

As características e propriedades dos maciços rochosos têm suma importância no planejamento, execução e avaliação de custos e riscos em projetos de engenharia, principalmente nos casos de obras onde ocorre a alteração do estado *in situ* (tensão e deformação) dos maciços rochosos (Vieira *et al.* 2015). Desta forma, a principal função da classificação geomecânica é prever o comportamento dos maciços que sofrerão algum tipo de solicitação ou intervenção em uma obra de engenharia, e estimar as propriedades mecânicas dos mesmos (Vieira *et al.* 2015).

Vieira *et al.* (2015) separam os conceitos de caracterizar e classificar os maciços rochosos. Para os autores, caracterizar é descrever as propriedades (características) da rocha, devendo ter aplicação universal, enquanto classificar é selecionar as características específicas, agrupá-las e hierarquizá-las segundo faixas de valores pré-definidas de modo a ser possível prever o comportamento dos maciços frente a uma atividade de engenharia.

A caracterização deve ser feita em três níveis: caracterização da rocha intacta (*intact rock*), do bloco unitário (*rock block*) e do maciço propriamente dito (*rock mass*), incluindo suas descontinuidades (Figura 2.2).

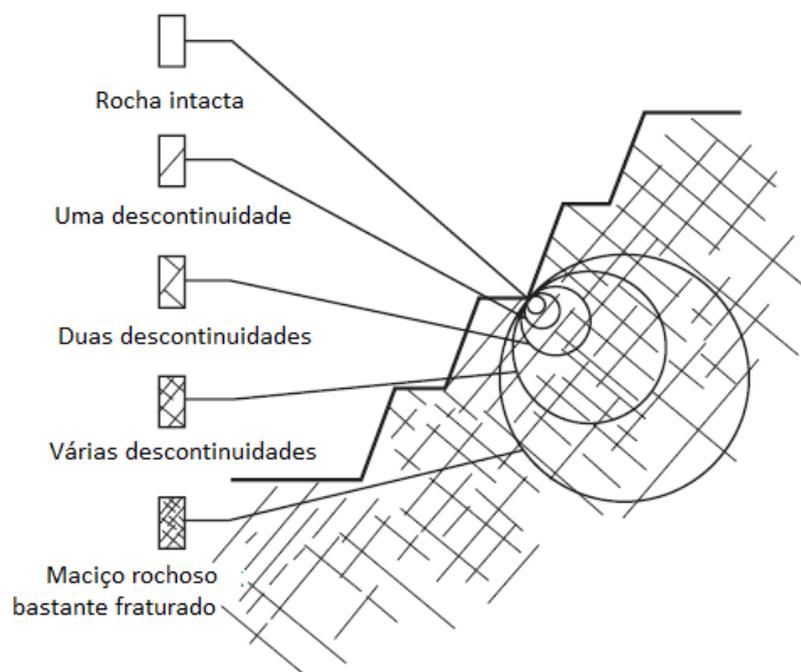


Figura 2.2. Esquema ilustrativo da transição de rocha intacta para um maciço rochoso extremamente fraturado, com aumento de detalhe (Traduzido e adaptado de Hoek 1983).

O termo “rocha intacta” define a matriz ou material rochoso. A caracterização pode ser feita pela análise petrográfica (mineralógica e textural), por exemplo, de amostras de mão. O termo “intacta” independe do grau de alteração da rocha. As principais propriedades da rocha intacta são: a porosidade, permeabilidade da matriz, o peso específico, o grau de intemperismo, a resistência mecânica (compressão simples, tração, cisalhamento e deformabilidade) e a anisotropia, conferida por estruturas como foliação, acamamento, bandamento, etc. (Vieira *et al.*, 2015).

O bloco unitário (*rock block*) é definido como o bloco de rocha que está separado pelas descontinuidades do maciço mas que ainda pode conter descontinuidades como fissuras, vênulas e clivagens (Vieira *et al.*, 2015).

Por fim, o maciço rochoso pode ser entendido como o conjunto de blocos de rocha individualizados por descontinuidades persistentes (abertas ou não), como juntas e falhas. As principais propriedades físicas dos maciços são as propriedades da rocha intacta e do bloco unitário, a porosidade e permeabilidade secundárias, a resistência e deformabilidade das descontinuidades. A partir destas propriedades é dada a resistência e deformabilidade do maciço, a anisotropia estrutural e a heterogeneidade.

Dentre os principais parâmetros dos maciços rochosos, que influenciam seu comportamento mecânico e são frequentemente utilizados em sua caracterização geológico-geotécnica, destacam-se: Grau de Alteração; Grau de Coerência/Consistência; Condições das Descontinuidades.

O Grau de Alteração corresponde ao estado de alteração/degradação da rocha, podendo ser determinado através de análise tátil-visual, sendo que sua influência nas propriedades mecânicas das rochas é tal que, quanto maior o grau de intemperismo do maciço, maior impacto negativo (Quadro 2.2).

Quadro 2.2. Graus de Alteração (ISRM, 1981)

GRAU	DENOMINAÇÃO	CARACTERIZAÇÃO
A1	ROCHA SÃ	Rocha sã ou praticamente sã, sem sinal visível de alteração, eventualmente apresenta pequena descoloração nas principais superfícies de descontinuidades
A2	ROCHA POUCO ALTERADA	A rocha apresenta descoloração mineral indicando intemperismo da superfície e ao longo dos planos de descontinuidades
A3	ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA	A rocha apresenta minerais em processo de decomposição, com fraturas muito descoloridas e eventualmente preenchidas por material desagregado
A4	ROCHA MUITO ALTERADA	A rocha apresenta minerais muito decompostos, com fraturas preenchidas por material desagregado e totalmente descoloridas
A5	ROCHA EXTREMAMENTE ALTERADA (SAPROLITO)	A rocha apresenta minerais totalmente decompostos. Pode apresentar bolsões de material desagregado. Preserva as estruturas originais da rocha

O Grau de Coerência/Consistência corresponde ao impacto do martelo e ao risco por lâmina de aço (canivete), conforme o Quadro 2.3. Também pode ser entendido como uma estimativa de campo da resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (Vieira *et al.*, 2015). Desta forma, quanto maior o grau de coerência/consistência, maior a resistência à compressão uniaxial.

Quadro 2.3. Grau de Coerência (ABGE, 1983)

GRAU	DENOMINAÇÃO	CARACTERIZAÇÃO
C1	ROCHA MUITO COERENTE	Rocha com som metálico, quebra com dificuldade ao golpe do martelo. Sua superfície dificilmente é riscada pelo aço
C2	ROCHA COERENTE	A rocha com o som fraco, quebra com relativa facilidade ao golpe do martelo. Pode ser riscada pelo aço

C3	ROCHA MEDIANAMENTE COERENTE	Rocha com som oco, quebra com relativa facilidade ao golpe do martelo com fragmentos dificilmente quebradiços à pressão dos dedos. Sulco leve ao risco do aço
C4	ROCHA POUCO COERENTE	Rocha quebra com facilidade ao golpe do martelo; a borda dos fragmentos quebra com relativa facilidade manual. Sulcos profundos ao risco do aço
C5	ROCHA SEM COERENCIA	Rocha esfarela-se ao golpe do martelo, desagregando-se com a pressão dos dedos. Pode ser cortada com o aço, sendo riscada pela unha

A descrição da Condição das Descontinuidades envolve aspectos referentes ao Grau de Fraturamento, Abertura, Persistência e Rugosidade.

O Grau de Fraturamento corresponde ao número de fraturas por metro, podendo ser determinado em testemunhos de sondagem em função dos critérios estabelecidos na Tabela 2.1 (ABGE 1983).

Tabela 2.1. Grau de Fraturamento (ABGE, 1983)

GRAU	DENOMINAÇÃO	CARACTERIZAÇÃO
F1	OCASIONALMENTE FRATURADO	< 1 fratura por metro
F2	POUCO FRATURADO	1 a 5 fraturas por metro
F3	MEDIANAMENTE FRATURADO	6 a 10 fraturas por metro
F4	MUITO FRATURADO	11 a 20 fraturas por metro
F5	EXTREMAMENTE FRATURADA	Em fragmentos

Segundo o manual da ABGE (1983), a Abertura refere-se à distância perpendicular entre as paredes adjacentes das descontinuidades do maciço. Considera-se a abertura de uma descontinuidade quando esta não está preenchida por material detrítico ou cristalino. A Abertura influencia diretamente na deformabilidade do maciço rochoso. Em geral, na caracterização do maciço, utiliza-se um valor médio como representativo das aberturas das descontinuidades (Tabela 2.2).

A persistência é definida como a extensão do traço da descontinuidade em uma superfície de observação do maciço e tem grande influência na resistência ao cisalhamento da rocha (ABGE, 1983; Tabela 2.3).

Tabela 2.2. Abertura das Descontinuidades (ABGE, 1983)

ABERTURA	DESCRIÇÃO	
<0,1 mm	MUITO APERTADA	
0,1-0,25 mm	APERTADA	FECHADA
0,25-0,5 mm	PARCIALMENTE ABERTA	
0,5-2,5 mm	ABERTA	
2,5-10 mm	MODERADAMENTE ABERTA	ABERTA
> 10 mm	LARGA	
1-10 cm	MUITO LARGA	
10-100 cm	EXTREMAMENTE LARGA	AFASTADA
> 1 m	CAVERNOSA	

Tabela 2.3. Persistência das Descontinuidades (ABGE 1983)

EXTENSÃO (m)	DESCRIÇÃO
<1	PERSISTÊNCIA MUITO BAIXA
1-3	PERSISTÊNCIA BAIXA
3-10	PERSISTÊNCIA MÉDIA
10-20	PERSISTÊNCIA ALTA
>20	PERSISTÊNCIA MUITO ALTA

A rugosidade corresponde à medida do grau de irregularidade das paredes das descontinuidades. Este parâmetro, assim como a persistência, influencia diretamente a resistência ao cisalhamento do maciço rochoso e, portanto, em sua estabilidade ao rompimento por cisalhamento (ABGE 1983). A Figura 2.3 apresenta um guia para a rápida classificação da rugosidade das descontinuidades.

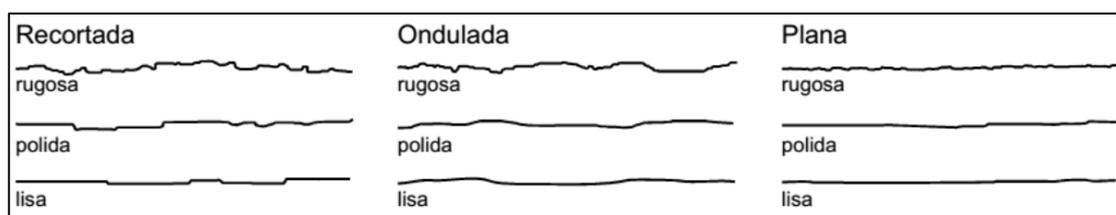


Figura 2.3. Critério para classificação das paredes das descontinuidades quanto à rugosidade (Barton e Choubey, 1977).

2.3 Sistemas de Classificação Geomecânica

Para Bieniawski (1984), um sistema de classificação de maciços rochosos deve reunir as evidências observadas, a experiência adquirida e as considerações de engenharia necessárias para fornecer uma avaliação quantitativa das condições do maciço rochoso e dos esforços requisitados. Para chegar a estes objetivos, o sistema de classificação deve ser baseado em

parâmetros mensuráveis rapidamente e com baixo custo, além de possuir um sistema relativo de pesos que ponderam a importância de cada parâmetro classificatório.

Williamson e Kuhn (1988) afirmam que, para fins de engenharia, um sistema de classificação de maciços rochosos deve preencher os requisitos de objetividade, confiabilidade, validade, sensibilidade, comparabilidade e utilidade.

Para a caracterização geomecânica, de forma geral, utilizam-se os índices definidos pela ISRM (*International Society for Rock Mechanics*), e alguns autores consagrados. Atualmente estes procedimentos são universalmente aceitos, porém observa-se a necessidade de adaptações e ajustes em alguns parâmetros tendo em vista as limitações do método e as especificidades de cada local.

A maioria dos sistemas de classificação propostos fornecem uma forma consistente de descrever quantitativamente a condição do maciço rochoso. Pantelidis (2009) sintetizou (Tabela 2.4) os principais métodos empíricos de classificação de maciços rochosos desenvolvidos em todo o mundo.

Um dos primeiros métodos criados para indicar a qualidade de maciços foi o RQD (*Rock Quality Designation*), idealizado por Deere (1964), quando se tinha acesso apenas a descrição geológica e recuperação de testemunhos. O método consiste na obtenção de um índice obtido pela divisão dos fragmentos do testemunho com comprimento maior que 10 cm pelo comprimento total da manobra em furos de sondagem rotativa, conforme a expressão abaixo:

$$RQD = \frac{\sum \text{Fragmentos de testemunhos} \geq 10 \text{ cm}}{\text{Comprimento da manobra (avanço)}} \times 100\%$$

O RQD é condicionado pelo espaçamento das discontinuidades e pela presença de zonas alteradas. Para Vaz (1982), as rochas alteradas devem ter indicação de valores nulos quanto ao RQD.

O RQD também é empregado como parâmetro básico em diversos sistemas de classificação geomecânica, dentre eles o RMR (*Rock Mass Rating*), proposto por Bieniawski (1973), e o Sistema-Q (*Q-System*), proposto por Barton *et al.* (1974), sendo estes sistemas amplamente utilizados para estimar propriedades de engenharia dos maciços rochosos. A partir das faixas de valores do RQD os maciços rochosos podem ser classificados em cinco classes de qualidade (Tabela 2.5).

Tabela 2.4. Sistemas de classificação de maciços rochosos. Extraído de Pantelidis (2009).

Name of the system	Abbreviation	Authors	Application	Comments
-	-	Ritter [30]	Tunnels	The first attempt for the formalization of an empirical approach to tunnel design.
Rock load	-	Terzaghi [31]	Tunnels	The earliest reference to the use of rock mass classification for the design of tunnel support.
Stand-up time	-	Lauffer [32]	Tunnels	Related to the stand-up time of an unsupported tunnel excavation.
Rock Quality Designation	RQD	De Deer [33]	General	Component factor of many classification systems.
Rock Structure Rating	RSR	Wickham et al. [34]	Small tunnels	First rating system for rock masses.
Rock Tunneling Quality Index	Q	Barton et al. [35]	Tunnels	They are the most commonly used classification systems for tunnels. A raw rating adjustment for discontinuity orientation for application in slopes was added in the 1979 version of the RMR system.
Rock Mass Rating	RMR	Bieniawski [28,29,36,37]	Tunnels and cuttings	Based on RMR (1973).
Mining Rock Mass Rating	MRMR	Laubscher [38-40]	Mines	Based on RMR (1973).
Rock Mass Strength	RMS	Selby [41,42], Moon and Selby [43]	Cuttings	Based on natural slope database.
Slope Mass Rating	SMR	Romana [44], Romana et al. [45]	Cuttings	Based on RMR (1979). The most commonly used classification system for slopes.
Slope Rock Mass Rating	SRMR	Robertson [46]	Cuttings	Based on RMR. The classification is provided for of weak altered rock mass materials from drill-hole cores.
Chinese Slope Mass Rating	CSMR	Chen [47]	Cuttings	Adjustment factors have been applied to the SMR system for the discontinuity condition and slope height.
Geological Strength Index	GSI	Hoek et al. [48]	General	Based on RMR (1976).
Modified Rock Mass Rating	M-RMR	Unal [49]	Mines	For weak, stratified, anisotropic and clay bearing rock masses.
Geological Strength Index	GSI	Hoek et al. [50], Marinos and Hoek [51,52], Marinos et al. [53]	General	For non-structurally controlled failures.
Rockslope Deterioration Assessment	RDA	Nicholson and Hencher [54], Nicholson et al. [55], Nicholson [56-58]	Cuttings	For shallow, weathering-related breakdown of excavated rockslopes.
Slope Stability Probability Classification	SSPC	Hack [59], Hack et al. [60]	Cuttings	Probabilistic assessment of independently different failure mechanics.
Volcanic Rock Face Safety Rating	VRFSR	Singh and Connolly [61]	Cuttings (temporary excavations)	For volcanic rock slopes to determine the excavation safety on construction sites.
Falling Rock Hazard Index	FRHI ^a	Singh [62]	Cuttings (temporary excavations)	Developed for stable excavations to determine the degree of danger to workers
-	-	Mazzaccola and Hudson [63]	Natural slopes	A rock mass characterization method for the indication of natural slope instabilities

Tabela 2.5. Classes de qualidade de maciços rochosos em função do RQD

CLASSE	RQD (%)	QUALIDADE DO MACIÇO ROCHOSO
R1	91-100	EXCELENTE
R2	76-90	BOA
R3	51-75	REGULAR
R4	26-50	POBRE
R5	0-25	MUITO POBRE

O sistema RMR (*Rock Mass Rating*) proposto por Bieniawski (1973) é um método para realizar a classificação geomecânica de maciços rochosos amplamente utilizado. Inicialmente, o sistema RMR foi criado para aplicação na construção de túneis, porém a indústria da mineração e construção civil vem propondo modificações a fim de tornar a aplicação deste sistema mais relevante para cada projeto.

A metodologia proposta é baseada em seis parâmetros para classificar o maciço rochoso: 1) Resistência à compressão uniaxial; 2) RQD- Designação da qualidade da rocha; 3) Espaçamento das descontinuidades; 4) Condição das descontinuidades; 5) Condições da água subterrânea; 6) Orientação das descontinuidades.

Para aplicar este sistema de classificação, deve-se utilizar o Quadro 2.4 e Quadro 2.5, onde é apresentado para cada parâmetro observado um peso relativo. Ao final, estes valores

somados fornecem o índice básico RMR, que posteriormente deve ser ajustado conforme a aplicação (p.ex. talude, túnel, fundação).

O RMR passou por diversas atualizações, sendo aprimorado em 1989 por Bieniawski (1989), o qual foi chamado de RMR89. A última atualização aconteceu no 25º aniversário desta última modificação, em que o índice foi atualizado e incorporou uma nova estrutura, sendo chamado de RMR14, porém, por mais que existem diversas atualizações a essência do RMR original foi mantida (Celada *et al.* 2014). Estas atualizações se mostram necessárias devido às aplicações para a avaliação da escavabilidade de maciços rochosos e, especialmente, a correlação direta com a energia específica de escavação para escavações com máquinas tuneladoras (TBM – *Tunnel Boring Machine*) que pode ser usada para detectar mudanças nas condições dos maciços de solo ou rocha de túneis em tempo real ao registrar o desempenho do TBM e, servir como um alerta de condições adversas conforme se avança na execução do túnel (Celada *et al.* 2014).

O RMR é uma das classificações de maciços rochosos mais conhecidas, porém foi proposto empiricamente e sua utilização depende da experiência do profissional. Sendo assim, Kim e Yang (2004) apresentam um estudo utilizando análise fatorial e de regressão múltipla para validação da classificação RMR e reclassificação das pontuações para cada parâmetro proposto por Bieniawski (1973). Os autores observaram que a resistência da rocha intacta e o espaçamento das descontinuidades possuem maior influência na obtenção dos parâmetros do maciço rochoso, permitindo reclassificar a pontuação da seguinte forma: 25 para resistência da rocha intacta; 20 para rugosidade de descontinuidades; 25 para espaçamento de descontinuidades; 20 para RQD; e 10 para persistência de descontinuidades.

Sabendo da necessidade de se aumentar a confiabilidade em parâmetros de projeto para execução de obras de infraestruturas, Banks (2005) estudou formas de prever as pontuações da classificação RMR a partir do ângulo de inclinação de afloramentos rochosos naturais com base em dados históricos disponíveis, chegando a uma relação de $RMR_{básico} = 0.4(S) + 52$, onde S é o ângulo da encosta natural. Esta previsão é particularmente útil para projetos durante a viabilidade ou estágios iniciais de arranjo, ou até mesmo em casos de projetos de grande extensão linear ou de área em locais com menor quantidade de investigações (Banks 2005).

Em termos litológicos, Santos *et al.* (2018), buscando antecipar o comportamento do maciço rochoso ao longo de escavações subterrâneas utilizando métodos geoestatísticos, constataram que o RMR obtido para rochas em contextos metassedimentares é, em média,

idêntico ao de um maciço granítico, e concluíram que a litologia possui pouca influência na qualidade média do maciço rochoso quando caracterizada pelo índice RMR.

Quadro 2.4. Sistema de classificação geomecânica RMR (traduzido de Bieniawski 1989).

A PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO COM SEUS PESOS									
Parâmetro		Faixa de valores							
1	Resistência da rocha intacta (MPa)	Índice de carga puntiforme	>10	4-10	2-4	1-2	Para menores valores, recomenda-se ensaio (α_c)		
		Resistência a compressão uniaxial	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Peso	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Peso		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	Peso		20	15	10	8	5		
4	Padrão das descontinuidades (ver tabela E)		Superfície muito rugosa, e sem alteração, fechadas e sem persistência	Superfície pouco rugosa e levemente alteradas, abertura <1 mm	Superfície pouco rugosa e muito alteradas, abertura <1 mm	Superfície estriada ou espessura de preenchimento <5 mm ou abertura persistente de 1-5 mm	Espessura de preenchimento com material argiloso >5 mm ou abertura persistente >5 mm.		
	Peso		30	25	20	10	0		
5	Ação da água subterrânea	Vazão de infiltração por 10 m de túnel (l/m)	nulo	<10	10-25	25-125	>125		
		(pressão de água na junta)/ α_1	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais no maciço	Completamente seco	úmido	molhado	gotejamento	fluxo abundante		
	Peso		15	10	7	4	0		

Quadro 2.5. Correções e guias auxiliares para o sistema de classificação RMR (Traduzido de Bieniawski 1989).

B CORREÇÃO POR DIREÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES (ver Tabela F)						
Direção e orientação do mergulho		Muito Favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito Desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
C DETERMINAÇÃO DAS CLASSES DO MACIÇO ROCHOSO EM FUNÇÃO DO PESO TOTAL						
Peso		100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	<21
Número da classe		I	II	III	IV	V
Descrição		Excelente	Bom	Regular	Ruim	Péssimo
D COMPORTAMENTO DO MACIÇO ROCHOSO POR CLASSE						
Número da classe		I	II	III	IV	V
Tempo médio de auto-sustentação / tamanho do vão		20 anos / 15 m	1 ano / 10 m	1 semana / 5 m	10 h / 2,5 m	30 min / 1 m
Coesão do maciço rochoso (kPa)		>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)		>45	35-45	25-35	15-25	<15
E GUIA PARA A CLASSIFICAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES						
Persistência / Comprimento (m)		<1	1-3	3-10	10-20	>20
Peso		6	4	2	1	0
Abertura / Espessura (mm)		Nula	<0,1	0,1-1,0	1-5	>5
Peso		6	5	4	1	0
Rugosidade		Muito rugosa	Rugosa	Pouco rugosa	Lisa	Superfície estriada
Peso		6	5	3	1	0
Preenchimento (característica) / Espessura (mm)		Nulo	duro / <5	duro / >5	mole / <5	mole / >5
Peso		6	4	2	2	0
Grau de Alteração (Intemperismo)		Inalterada	Levemente alterada	Moderada. alterada	Fortemente alterada	Decomposta
Peso		6	5	3	1	0
F EFEITOS DA DIREÇÃO E ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES, EM TÚNEIS*						
Direção Perpendicular ao eixo do Túnel			Direção Paralela ao eixo do Túnel			
Ângulo de mergulho 45-90°	Ângulo de mergulho 20-45°		Mergulho 45-90°		Mergulho 20-45°	
Muito Favorável	Favorável		Muito Favorável		Desfavorável	
Ângulo de mergulho contrário 45-90°	Ângulo de mergulho contrário 20-45°		Mergulho de 0-20° sem relação a direção			
Desfavorável	Muito Desfavorável		Desfavorável			

Como alternativa ao RMR, pode-se utilizar o sistema GSI (*Geological Strength Index*; Hoek 1994; Figura 2.4), que é um método estritamente qualitativo e tem por finalidade estimar a qualidade do maciço de maneira rápida e econômica. A determinação do GSI é feita visualmente e utiliza basicamente a estrutura e a qualidade da superfície da rocha para fazer previsões quanto a resistência e deformabilidade de maciços rochosos.

O GSI foi desenvolvido para atender a necessidade de confiabilidade nos dados relacionados a propriedade dos maciços rochosos na análise numérica ou soluções para projetos de túneis, taludes ou fundações em maciços rochosos (Marinos *et al.* 2007).

O GSI teve uma atualização mais recente em 2013, a qual uniformizou e quantificou o ábaco de classificação já existente com base no RQD e as condições das descontinuidades. A proposta de Hoek *et al.* (2013) para obtenção do GSI é dada pela equação abaixo:

$$GSI = 1.5 JCond89 + \frac{RQD}{2}$$

Santa *et al.* (2016) aplicaram esta atualização do GSI em frentes de escavação de maciços rochosos heterogeneos e constataram que o método permite uma avaliação do maciço rochoso mais rigorosa e objetiva, de forma a obter um valor exato ao contrário do que foi apresentado em versões anteriores onde era recomendado um intervalo de valores. Neste estudo os autores observaram que comparando os valores obtidos entre os ábacos, este último tende ser mais conservador em condições geológico-geotécnicas adversas. Além disto, o grau de incerteza é reduzido o que torna maior a confiabilidade nos parametros adquiros e apresenta mais valia ao ser usada em conjunto com outras classificações geomecânicas de maciços rochosos como por exemplo o RMR ou o Q-System (Santa *et al.* 2016).

Rock Type: <input type="text" value="General"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
GSI Selection: <input type="text" value="10"/>		DECREASING SURFACE QUALITY →				
STRUCTURE		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					10
		N/A	N/A			

Figura 2.4. Estimativa dos valores de GSI baseada nas condições geológicas do maciço rochoso (Hoek e Marinos, 2000).

Além destes sistemas de classificação, pode-se analisar os parâmetros do Sistema Q (Barton *et al.* 1974), que mesmo desenvolvido para escavações subterrâneas, vem sendo utilizado para adquirir parâmetros de maciços rochosos para escavações a céu aberto.

Para esta avaliação são considerados: 1) RQD- Designação da qualidade da rocha. 2) Número de famílias de descontinuidades (J_n). 3) Rugosidade (J_r). 4) Alteração das descontinuidades ou preenchimento (J_a). 5) Influência de água (J_w). 6) Fator de redução de tensões (SRF).

O valor do índice de qualidade (Q -System) é determinado a partir do produto de três quocientes:

- RQD/J_n : representa a estrutura do maciço rochoso e é relativa ao tamanho de blocos;

- J_r/J_a : é um indicador da resistência ao cisalhamento entre os blocos ou das descontinuidades;
- J_w/SRF : indica o estado de tensão no maciço rochoso (esforços ativos).

A classificação final do Sistema Q é dada por:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

O cálculo do ângulo de atrito (φ_r) das descontinuidades é determinado pela relação entre o índice de rugosidade (J_r) e o índice de alteração (J_a):

$$\varphi_r = \tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} \right)$$

Pode-se dizer que sistemas RMR (Bieniawski 1989) e Q (Barton *et al.* 1974) possuem alguma semelhança, pois os parâmetros utilizados para o cálculo da qualidade do maciço são muito parecidos, diferenciando os pesos atribuídos e também o uso de parâmetros para avaliar uma mesma característica. A grande diferença entre os sistemas é que o sistema RMR não possui um parâmetro de tensões e o sistema Q não leva em consideração a orientação das descontinuidades. O RMR, por mais que inclua a orientação das descontinuidades para classificar o maciço, não apresenta referência aos tipos de ruptura (planar, cunha ou tombamento), e não diferencia os parâmetros do maciço e das descontinuidades, como é o caso do Q-System.

2.4 Estimativa de Parâmetros Aplicados em Obras de Infraestrutura

A ruptura de talude em maciços rochosos está invariavelmente ligada à presença de grandes falhas tectônicas ou descontinuidades em menor escala. A orientação das descontinuidades em relação à face do talude escavado, controla, em grande parte, a possibilidade de desenvolvimento de condições instáveis ou deformações excessivas (Brown, 1981). Desta forma, o controle estrutural e os parâmetros de resistência das descontinuidades possuem suma importância na definição do modelo geológico-geotécnico para definição de solução para estabilização de taludes.

Além das condições reológicas do maciço rochosos e suas descontinuidades, quando os taludes são escavados com o método de perfuração e detonação, os efeitos de perturbação da detonação e alívio de tensão devido à remoção dos materiais detonados resultam em danos no entorno do maciço rochoso (Yang *et al.*, 2020). Estas intervenções reduzem os parâmetros de

resistência do maciço rochoso, e para representar esta redução e ajustar os parâmetros, Hoek-Brown (2002) introduziram o fator de perturbação ‘D’ para responder a este efeito.

Em obras de infraestrutura, por se tratar de detonação em pequena escala e controlada, utiliza-se um fator de perturbação reduzido pois o alívio de tensão ainda resulta em alguns danos ao maciço. Para detonações não controladas, são atribuídos fatores de perturbação maiores, ou como é o caso para taludes de minas a céu aberto em que geralmente os taludes são muito altos e o alívio de tensão é elevado. Para maciços rochosos de baixa qualidade sob condições de escavação mecânica podem ser utilizados fatores de distúrbio reduzidos (Yang *et al.*, 2020).

A análise de estabilidade em maciços rochosos estratificados compreende, em grande parte, o entendimento estrutural e a condição das descontinuidades que favorecem a ruptura. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das descontinuidades são baseados na resistência à compressão da parede da junta (JCS), ângulo de atrito (θ) e o coeficiente de rugosidade da junta (JCR), sendo que todos estes parâmetros podem ser medidos em laboratório. Barton (1974) de forma empírica, sugere que a resistência ao cisalhamento das juntas seja definido pela equação abaixo:

$$\tau = \sigma \tan \left[\text{JCR} \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma} \right) + \theta \right]$$

Sanei *et al.* (2015), utilizando dados do projeto da barragem de Bakhtiary, localizado na província de Lorestan, a sudoeste do Irã, desenvolveram uma nova equação para estimar a resistência ao cisalhamento de descontinuidades de maciços rochosos sedimentares. Os diversos ensaios executados pelos autores tiveram o intuito de estabelecer uma relação empírica possibilitando vincular a resistência ao cisalhamento das descontinuidades da escala laboratorial para a escala *in situ*. Os resultados dos modelos experimental e numérico confirmaram que a resistência ao cisalhamento das descontinuidades diminui em função do comprimento, sendo expresso pela seguinte equação:

$$\tau_n = \tau_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,16\tau_0}$$

Onde τ_n é a resistência ao cisalhamento da descontinuidade *in situ* com o comprimento de L_n e τ_0 é a resistência ao cisalhamento da descontinuidade medida em laboratório com o comprimento L_0 .

De modo geral, os parâmetros obtidos para as descontinuidades são muito inferiores aos adotados para o maciço rochosos e para a rocha intacta. Garzon (2016) estudando taludes

escavados em rochas sedimentares apresenta na Tabela 2.6 parâmetros de descontinuidade com coesão zero e ângulo de atrito máximo de 25°.

Tabela 2.6. Parâmetros de resistência de maciços rochosos sedimentares e dos materiais presentes nas descontinuidades (Extraído de Garzon, 2016).

#	Case		Rock mass			α (°)	Failure surface				
	Name	Kind of slope	Type	σ_{ci} (MPa)	E (GPa)		γ (kN/m ³)	Material	d (m)	θ (°)	C (kPa)
1	Westfield	Coal mine footwall	Mudstone	42	11	20.5	35	Thin clay band	3.5	22	0
2	Malvern Hills		Mudstone/Siltstone	25	0.61	22	42	Thin coal seam	2	3	0
3	Quintette		Sandstone	50	30	27	44	Carbonaceous parting	1.5	25	0
4	Bawang	Natural	Limestone	80	50	27	40	Marlite layer	10	17	40
5	Lavini di Marco		Limestone	55	30	27	22	Clayey-marly interbed	2.7	18	0
6					20				5.5	15	
7	Grand-Baume	Physical model (friction table)	Sandstone/Siltstone	51.5	30	25	40	Planar clean contact	0.5	25	0
8									1		
9									1.5		

He *et al.*, (2008) avaliando as deformações e estabilidade do talude da mina de carvão Antaibao na China, dividiram o maciço aplicando a classificação RMR sem considerar as descontinuidades e obtiveram parâmetros de resistência elevados para os maciços rochosos, conforme Tabela 2.7.

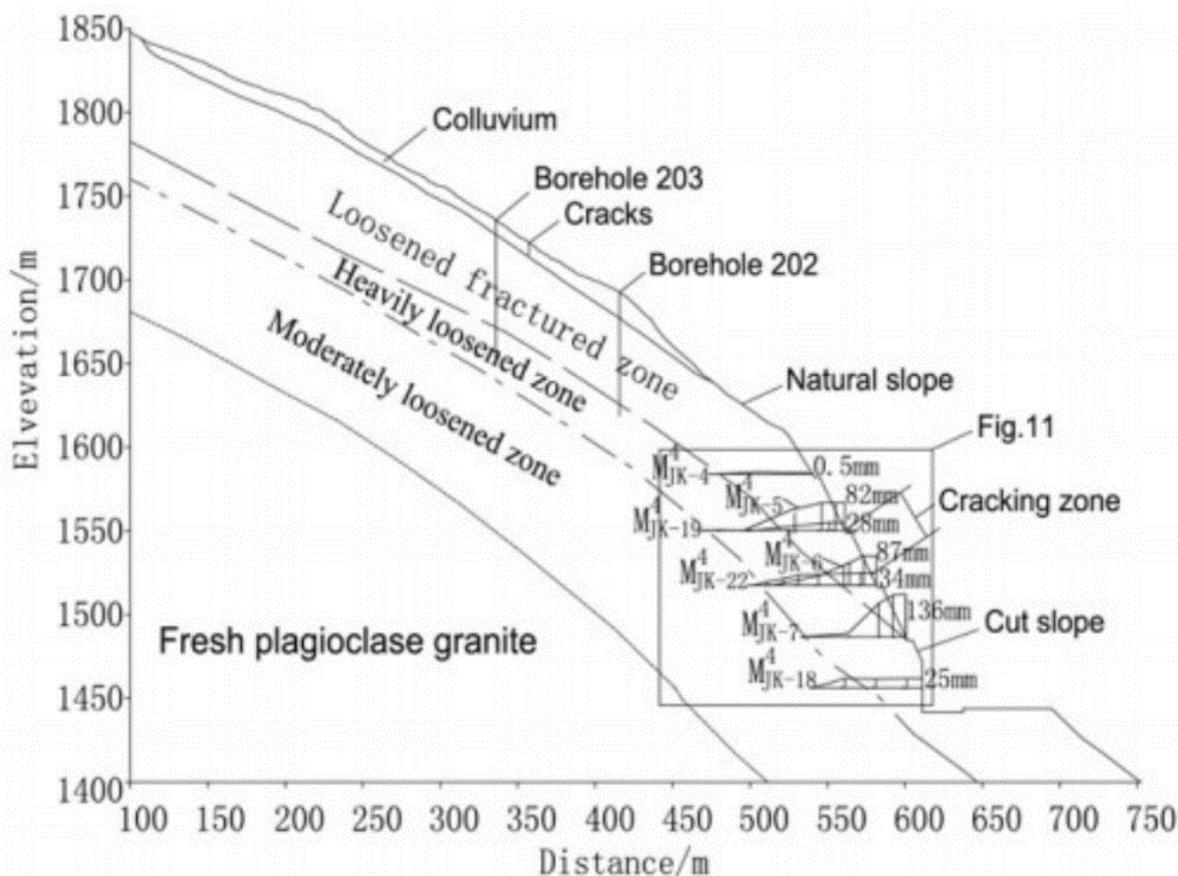
Tabela 2.7. Parâmetros de resistência do maciço rochoso e dos materiais presentes nas descontinuidades (Extraído de He *et al.*, 2016).

Rock definition	Density (kg/m ³)	Bulk modulus (Pa)	Shear modulus (Pa)	Tensile strength (Pa)	Cohesion (Pa)	Frictional angle (deg)
Loess	1960	1.5e8	7.8e7	1.0e3	5.0e4	23
Weathering sandstone No. 2	2380	8.0e8	5.0e8	1.2e5	8.0e5	30
Coal No. 4	1440	5.0e8	3.0e8	7.0e4	3.0e5	26
Shale No. 1	2550	1.3e9	8.0e8	1.6e5	1.0e6	32
Coal No. 9	1330	6.0e8	3.5e8	9.0e4	3.0e5	27
Shale No. 2	2560	8.0e8	6.0e8	1.4e5	6.0e5	30
Sandstone	1320	6.0e8	4.0e8	1.2e5	3.0e5	29
Fine sandstone	2600	2.5e9	2.1e9	1.2e6	3.5e6	39
Backfilling material	2000	3.5e8	1.6e8	0.0	2.0e5	25

Chen *et al.*, (2017) estudaram taludes rochosos muito fraturado para implantação de uma usina hidroelétrica na China e utilizaram dados de sondagens e instrumentação para monitoramento do talude para averiguar as movimentações causadas durante a escavação e os tratamentos do talude. Os parâmetros estimados são apresentados na Tabela 2.8 e indicam um ganho de resistência conforme aumenta a profundidade das camadas, mostrando a influência do intemperismo na perda de resistência ao cisalhamento de camadas mais superficiais (Figura 2.5).

Tabela 2.8. Parâmetros de resistência do maciço rochoso obtido por Chen *et al.*, (2017).

Material	Constitutive relation	Yield criterion	Density/g/cm ³	Young's modulus/GPa	Poisson's ratio	Tensile strength/MPa	Shearing strength	
							$\phi/^\circ$	c'/MPa
Colluvium	Perfect-plasticity	Mohr-Coulomb	2.00	0.8	0.40	0	30	0.03
Loosened and fractured zone	Perfect-plasticity	Mohr-Coulomb	2.50	1	0.35	0.1	32	0.20
Heavily loosened zone	Perfect-plasticity	Mohr-Coulomb	2.60	3	0.30	0.5	34	0.40
Moderately loosened zone	Perfect-plasticity	Mohr-Coulomb	2.60	6	0.29	1.0	39	0.70
Fresh plagioclase granite	Linear elasticity	-	2.60	12	0.24	1.5	47	1.10

Figura 2.5. Seção geológica com a estratigrafia definida e a localização de instabilidades (Extraído de Chen *et al.*, 2017).

Xu *et al.*, (2017) publicaram um estudo sobre a estabilidade do talude da margem esquerda da hidrelétrica de Baihetan, localizada no sudoeste da China, apresentando parâmetros de resistência para maciços rochosos compostos por rochas básicas e suas descontinuidades. As falhas presentes no maciço escavado condicionam a estabilidade do talude e apresentam ângulo de atrito variando entre 19 e 22° e a coesão de 40 a 150 kPa.

Sobrinho *et al.*, (1999) realizaram ensaios em arenitos e siltitos para caracterizar a fundação da UHE Dona Francisca no Rio Grande do Sul. Os parâmetros obtidos para coesão variam substancialmente, sendo 670 kPa de coesão para siltito e 250 kPa para os arenitos. O

ângulo de atrito para ambas litologias se mantém próximo, sendo $46,5^\circ$ e 58° para o siltito e o arenito, respectivamente.

Compilando os dados apresentados pelos autores supracitados, obtém-se o gráfico da Figura 2.6, em que é possível distinguir bem as diferenças entre os parâmetros adotados para as discontinuidades e os maciços rochosos, onde nota-se um ganho sistemático de resistência ao cisalhamento, principalmente em termos de coesão.

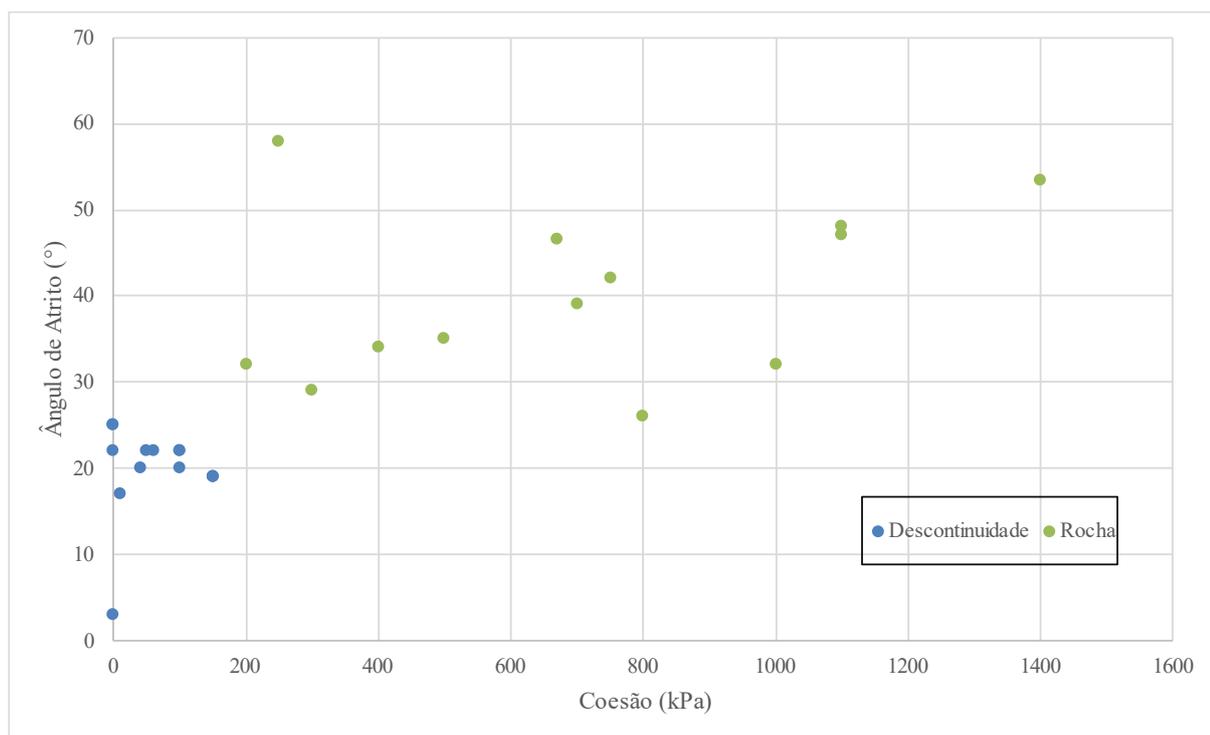


Figura 2.6. Compilação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito (Garzon, 2016; He *et al.*, 2016; Chen *et al.*, 2017; Xu *et al.*, 2017).

2.5 Instrumentação e Monitoramento de Taludes

A instrumentação e monitoramento de taludes buscam agregar informações e sanar dúvidas a respeito do comportamento dos taludes, permitindo avaliar, com base nas leituras dos instrumentos, as deformações ocorridas durante as fases de escavação e tratamento. A avaliação das leituras dos instrumentos, conforme mencionado por Pinheiro (2000), são tipicamente utilizados para: a) determinar a forma da superfície de ruptura e sua profundidade; b) determinar os movimentos verticais e horizontais da massa instável; c) estimar a velocidade do movimento, d) monitoramento da estabilidade de taludes naturais e escavados devido a atividades de construção ou precipitação, e) monitoramento das poro pressões e níveis d'água, f)

monitoramento da eficácia de medidas de controle (contenção, drenagem, etc) e g) fornecer um sistema de alerta remoto contra possíveis desastres.

De modo geral, os casos de instabilidade de taludes ocorrem de forma gradativa, apresentando indícios de movimento, tais como trincas de tração, fendas e rastejo, sendo este último, movimentos superficiais observados na vegetação. Guidicini e Nieble (1984) citam que os movimentos de massa instável geralmente ocorrem de forma gradativamente acelerada até chegar ao ponto de ruptura, justificando assim a utilização de instrumentos e as leituras periódicas na previsão de deslizamentos.

Wilson e Mikkelsen (1978) apresentam quatro etapas para um planejamento adequado para instrumentar e monitorar um talude, sendo eles: a) determinar que tipos de medidas são necessários, b) selecionar os tipos de instrumentos que melhor se enquadram nas medidas exigidas, c) plano de locação, número e profundidade da instrumentação, e d) desenvolvimento de técnicas de registro.

Um dos instrumentos mais utilizados no monitoramento de taludes são os inclinômetros, os quais geralmente são instalados em furos de sondagem executados previamente para reconhecimento dos materiais. Os inclinômetros permitem a identificação dos planos de cisalhamento em taludes e a identificação das superfícies de ruptura, tendo em vista que seu funcionamento é baseado na medida de variação da inclinação de um tubo flexível posicionado dentro de um furo de sondagem ao longo de sua altura. O inclinômetro permite a determinação da distribuição do movimento lateral em função da profundidade e do tempo. É um instrumento composto por: a) tubo guia flexível instalado permanentemente em um furo de sondagem; b) unidade de leitura portátil; c) torpedo portátil contendo um transdutor sensível à inclinação em relação a vertical e d) um cabo elétrico graduado que conecta o torpedo à unidade de leitura (Figura 2.7).

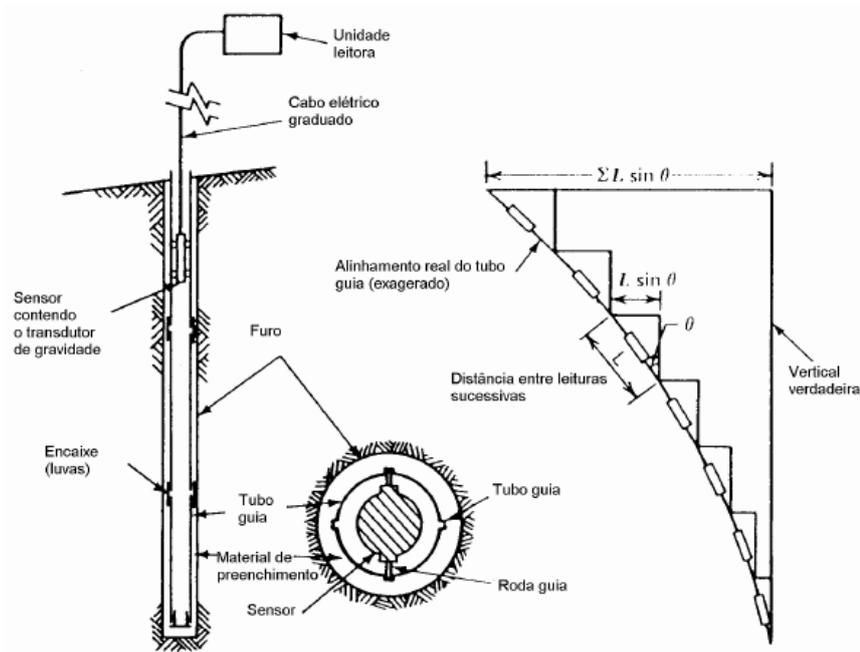


Figura 2.7. Princípio de operação do inclinômetro. Traduzido de Wilson Mikkelsen (1978).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho foi dividido em três etapas principais, sendo a primeira a organização de dados prévios, seguido pelo tratamento e interpretação dos dados e por fim, a retroanálise para obtenção dos parâmetros de resistência (Figura 3.1). O levantamento bibliográfico fez parte do início dos trabalhos e se estendeu até a conclusão dos mesmos. Cada uma destas etapas têm o escopo principal definido conforme a necessidade do trabalho, as quais são descritas a seguir.

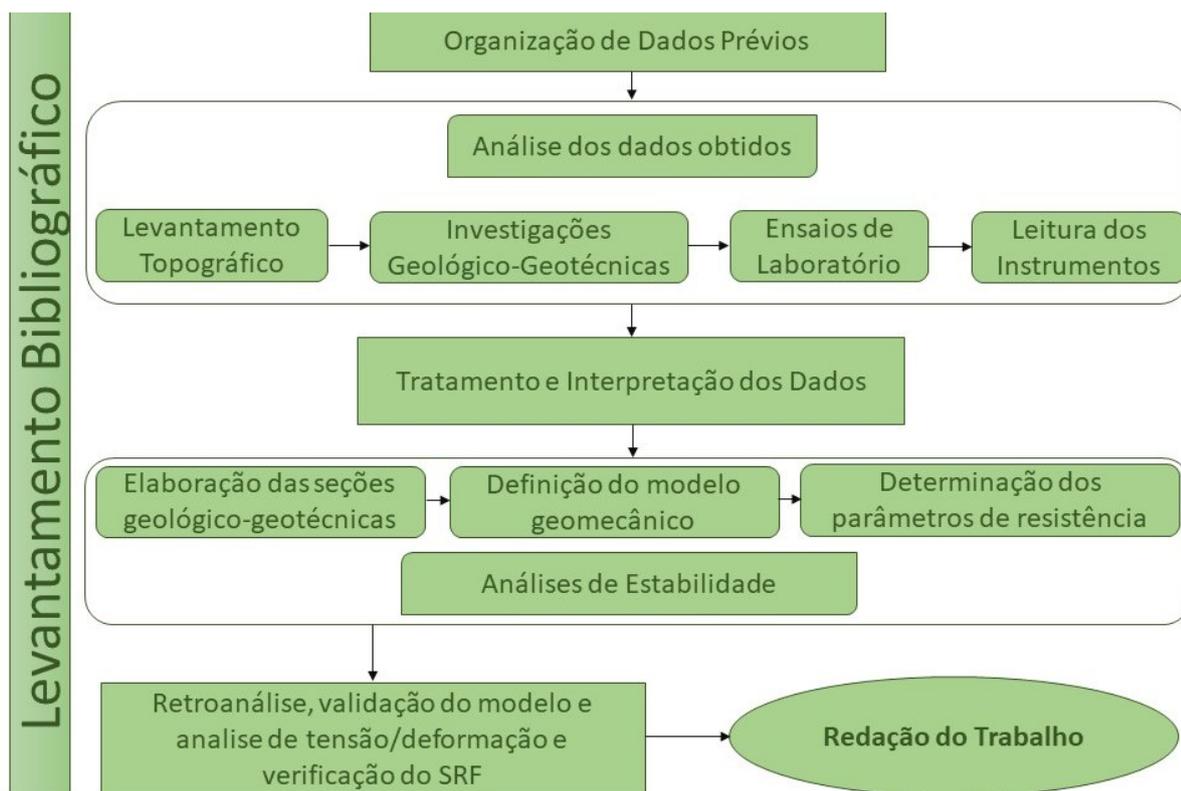


Figura 3.1. Fluxograma base para elaboração do trabalho (Elaborado pelo Autor).

3.1 Levantamento Bibliográfico

Esta etapa foi realizada de forma concomitante durante a maior parte do desenvolvimento do trabalho. Consiste em consulta de artigos científicos, livros, dissertações e teses sobre a análise de estabilidade de taludes e modelagem utilizando elementos finitos.

As grandes áreas de interesses foram: análise de estabilidade de talude, caracterização geológico-geotécnica, sistemas de classificação geomecânica e determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade.

3.2 Organização dos Dados

Esta etapa consistiu em coletar e organizar todos os dados disponíveis sobre o talude em questão, produzidos durante a fase de projeto e execução da obra, tais como: topografia, projetos de escavação e contenções, sondagens realizadas, ensaios de laboratório e leitura de instrumentos.

Foram disponibilizados dados de três sondagens rotativas, totalizando 90 m perfurados, leituras de 3 inclinômetros instalados nas bermas dos taludes de escavação, levantamentos topográficos antes, durante e depois das escavações e, 39 ensaios de compressão uniaxial em amostras coletadas de testemunhos de sondagem executados no sítio da barragem. Estes dados foram compilados e analisados durante o desenvolvimento do trabalho.

3.3 Tratamento e Interpretação dos Dados

Esta etapa consistiu na validação dos dados e elaboração das plantas de instrumentação e seções geológico-geotécnicas, bem como definição do modelo geomecânico a ser adotado e parâmetros que serão utilizados nas análises de deformação. Os dados foram organizados em planilhas utilizando o *software Excel*® e as plantas e seções serão desenhadas utilizando o *software MicroStation V8i*®. As análises foram realizadas nos softwares do pacote da *Rocscience*®, sendo os principais *Dips 6.0*® e *Phase2*®. Todas as licenças foram disponibilizadas pela Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A, a qual detém, dentro de seu acervo, todos os *softwares* que foram utilizados na elaboração deste trabalho.

O *Dips*® é um *software* utilizado para projeção estereográfica de dados obtidos das medidas estruturais, permitindo análise gráfica e estatística dos dados, baseados na orientação das medições realizadas. Na mecânica de rochas, o programa é muito utilizado para determinar o conjunto de juntas e executar análises cinemáticas de estabilidade de taludes. Tem grande aplicação em obras de infraestrutura, mineração, construção de túneis e escavações de maciços rochosos. Dentre os recursos disponíveis, destacam-se a possibilidade da realização do contorno estatístico de agrupamento de orientação, orientação média e cálculo de confiança, variabilidade de agrupamento, análise cinemática e análise qualitativa e quantitativa de atributos de recursos.

O *Phase2*® utiliza a formulação do Método dos Elementos Finitos (MEF), sendo esta uma ferramenta baseada na divisão do meio contínuo em um número discreto de menores elementos. Neste programa foi feita a análise bidimensional elasto-plástico, que considera o

MEF, para o cálculo de tensões e deformações em escavações subterrâneas ou superficiais de rocha ou de solo.

Uma das principais aplicações do *Phase2*® é a análise de estabilidade de taludes pelo método de redução da resistência ao cisalhamento (*Shear Strength Reduction - SSR*). Esta opção usa os parâmetros de Mohr-Coulomb ou os parâmetros de resistência de Hoek-Brown, permitindo calcular o fator de redução de tensão (*Stress Reduction Factor - SRF*), correspondente ao fator de segurança crítico do talude.

O *Phase2*® é um programa amplamente utilizado para verificar a viabilidade de projetos que possuam obras de escavação, permitindo estimar o suporte necessário para garantir a estabilidade das escavações. Entretanto, a confiabilidade dos resultados depende do modelo criado, o qual deve buscar se aproximar ao máximo possível da realidade e ser amparados em dados acurados e precisos. Neste sentido, é possível comparar resultados previstos e os observados durante a execução da obra, permitindo alterações no projeto quando necessárias, bem como verificar e validar os parâmetros utilizados no modelo.

3.4 Retroanálise para Obtenção dos Parâmetros Deformacionais

Nesta etapa foram feitas as análises de deformação utilizando os métodos numéricos e considerando a condição natural sem escavação, condição com escavação e sem tratamentos e análises considerando soluções de estabilização. Também foram realizadas análise de tensão deformação e verificação do Fator de Redução de Resistência (SRF) até o modelo se tornar instável.

Após execução das análises e validação do modelo, foram verificadas as soluções de estabilização adotadas pelo projeto e avaliação da instrumentação durante a execução e conclusão da obra, estimando assim, os parâmetros de resistência adotados. Com a validação dos parâmetros e o modelo devidamente calibrado, foi realizada a redação do trabalho.

4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

4.1 Projeto Múltiplo de Misicuni

O Projeto Múltiplo de Misicuni, localizado na Província de Cochabamba, centro da Bolívia, consiste no aproveitamento da água das bacias dos rios Misicuni, Viscachas e Putucuni, do outro lado da Serra do Tunari, por meio do represamento e transferência de suas águas (Figura 4.1; Figura 4.2)

A melhoria da disponibilidade de água no Vale Central de Cochabamba representa a superação do mais importante obstáculo para o desenvolvimento econômico, social e cultural da região. Os principais objetivos do Projeto Misicuni Múltiplo são o abastecimento de Água Potável às populações urbanas do Vale Central de Cochabamba, Água de Irrigação para agricultura na área de influência agrícola e geração de energia elétrica de 80 MW a 120 MW para os Interligados Sistema Nacional.

O acesso ao local da barragem é feito pela rodovia regional que começa no km 57+000 da estrada Cochabamba-Cocapata que se comunica com a cidade de Misicuni. A Barragem Misicuni é de enrocamento com face de concreto com altura de 120 m e crista com extensão de 490 m a uma elevação de 3782 m acima do nível do mar. O talude de montante tem inclinação de 1,5H:1,0V e o de jusante 1,5H:1,0V com uma berma de 6,0 m de largura que se desenvolve a partir da elevação 3675 m (Figura 4.3; Figura 4.4). O vertedouro é do tipo soleira livre e está localizado na margem esquerda, onde se localiza o canal de restituição escavado em rocha (Figura 4.3). Na margem esquerda ainda se encontram o túnel de desvio e a galeria de acesso.

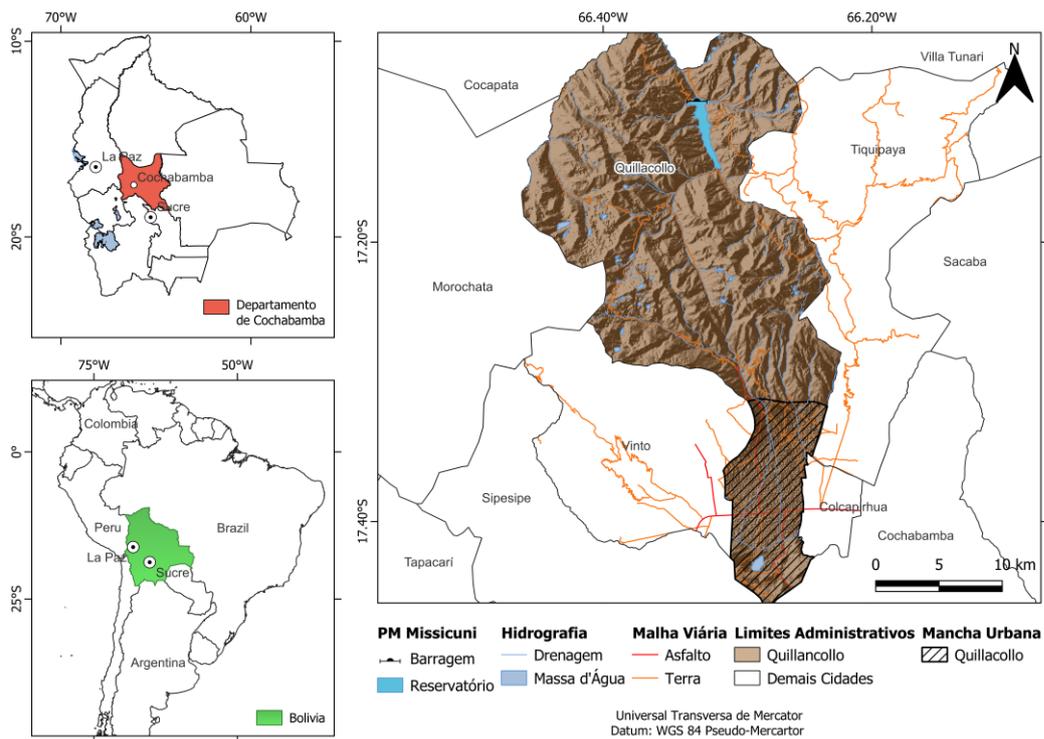


Figura 4.1. Localização do Projeto Múltiplo de Misisuni (Fonte: Elaborado pelo autor).

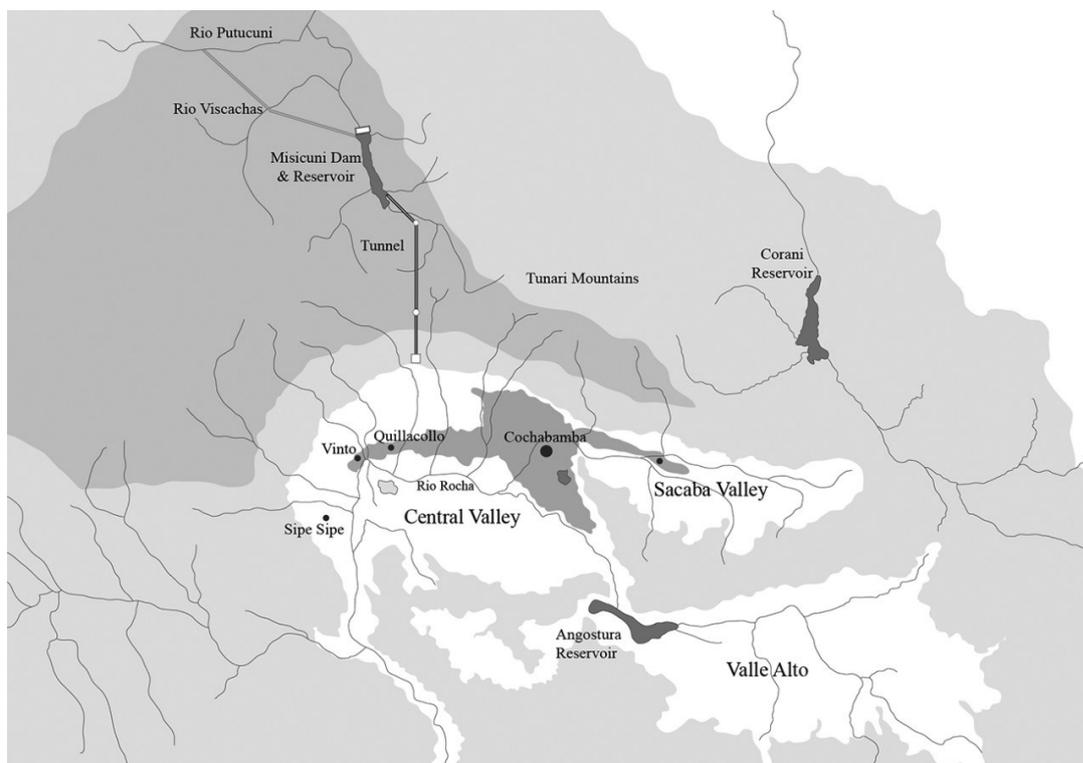


Figura 4.2. Croqui de localização do Projeto Múltiplo em relação ao Vale de Cochabamba, Bolívia.



Figura 4.3. Vista geral da Barragem Misicuni e do talude de escavação do vertedouro (Fonte: Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A).

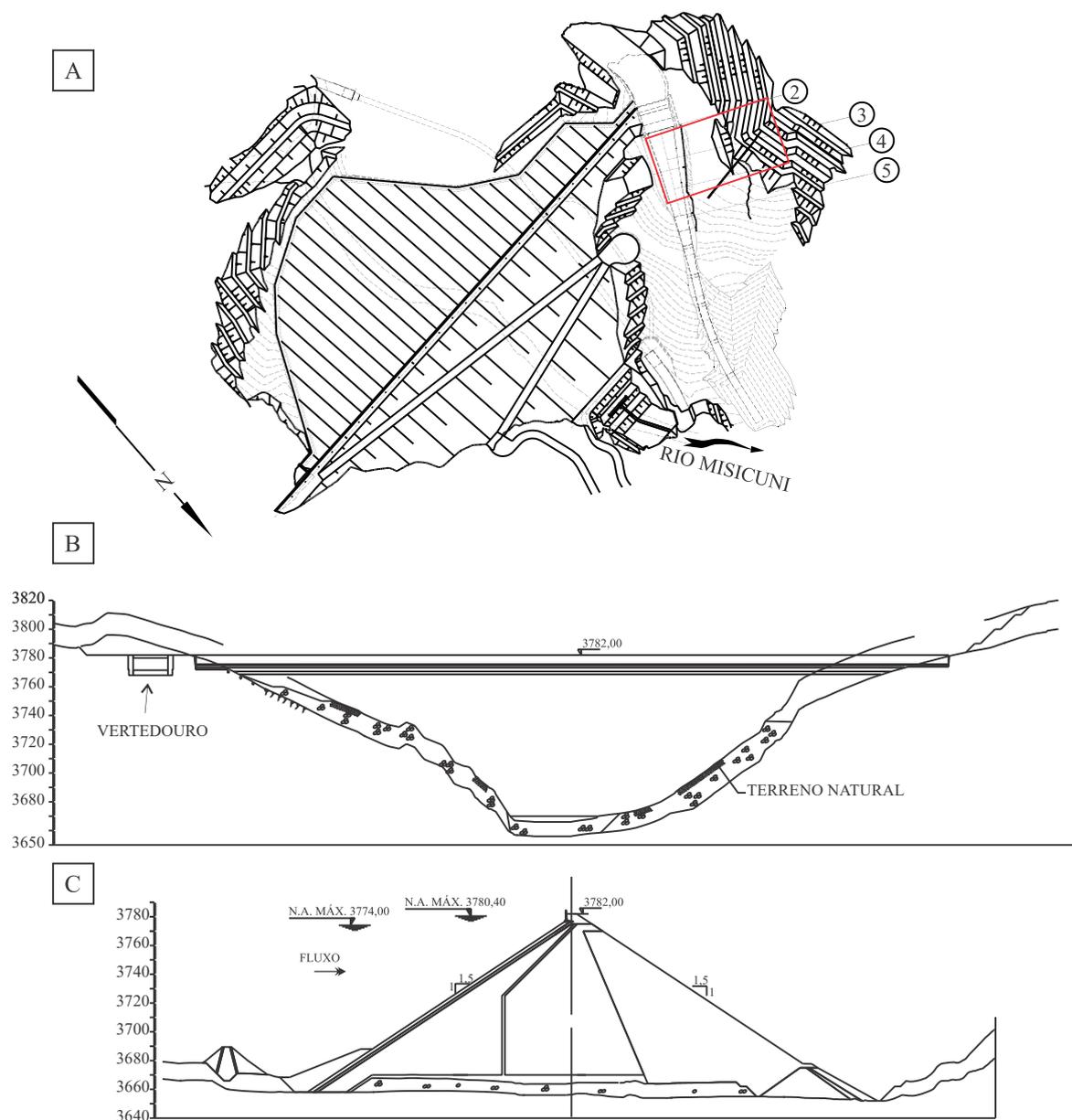


Figura 4.4. (A) Arranjo Geral da Barragem Misicuni. (B) Seção no eixo da Barragem Misicuni. (C) Seção típica do barramento.

4.2 Contexto Geológico Regional

A Bolívia é dividida, em termos geomorfológicos, em dois diferentes terrenos: terras altas; e as terras baixas. Isso resulta em um arcabouço geológico extremamente diversificado (Pilsner 2020). Nas partes altas está a cordilheira Andina, que é dividida em Cordilheira Ocidental, Altiplano e Cordilheira Oriental. As partes baixas compreendem as planícies de Beni e Chaco (Figura 4.5), estando neste território incluída a bacia hidrográfica amazônica (Argollo & Iriondo 2008).

A barragem de Misicuni encontra-se na Cordilheira Oriental, próximo ao Vale de Cochabamba, o qual possui um município de mesmo nome. O Vale de Cochabamba é dividido em três zonas morfológicas distintas: zona plana, zona de encosta e zona montanhosa, estando a barragem Misicuni nesta última. A zona montanhosa compreende as cordilheiras Tunari e Mazo Cruz ao norte e a oeste do vale e colinas no lado sul e sudeste.

A evolução tectônica da região andina é extremamente complexa, incluindo ao longo da sua história acreções de terrenos, *rift*, episódios orogênicos e o desenvolvimento de um cinturão de retroarco altamente encurtado (Rojas Vera et al., 2019).

A subducção de placas oceânicas sobre placas continentais deu origem as atividades vulcânicas e formou as cadeias de montanhas como conhecemos hoje. Os regimes tectônicos que atuaram na formação dos andes, principalmente os compressivos, alteraram significativamente a topografia e deformaram bacias sedimentares por toda a região. De acordo com Lavenu et al. (2000), a configuração atual dos andes começou a se formar durante o Cretáceo Inferior até o Eoceno (Figura 4.6).



Figura 4.5. Divisão geomorfológica da Bolívia. As terras altas compreendem a região oeste, incluindo a Cordilheira Ocidental, Altiplano e Cordilheira Oriental. As terras baixas estão a leste sendo dividida nas

Planícies de Beni e Chaco. As terras altas e baixas são separadas por uma zona de transição conhecida como Zona Subandina (Extraído de Pilser 2020; Modificado de Murray et al., 2010).

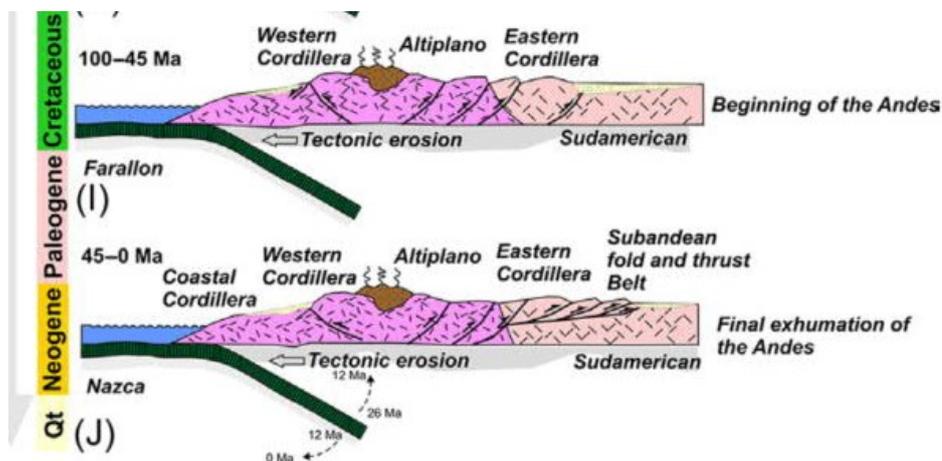


Figura 4.6. Evolução tectônica andina de 100 Ma até os dias atuais (Extraído de Rojas Vera *et al.*, 2019)

A barragem de Misicuni está localizada na cordilheira de Tunari e apresenta em sua configuração estrutural, a leste a anticlinal Misicuni e no flanco oeste a sinclinal de Uyuni (Figura 4.7). A continuidade entre a anticlinal e a sinclinal é interrompida pela falha inversa de Misicuni. A paisagem do local da barragem é resultado da ação tectônica de grandes falhas, principalmente a falha inversa de Misicuni, que quando combinada com a ação erosiva do rio, corta as estruturas geológicas formando vales com encostas íngremes em ambos os lados (Leal et al., 2012).

Na região ocorrem rochas Ordovicianas e Silurianas, além de depósitos Quaternários. As porções superiores são compostas por rochas Ordovicianas (Formação Anzaldo e San Benito), enquanto as inferiores por rochas Silurianas (Formações Uncía e Cancañiri).

As rochas Ordovicianas são de origem marinha e compostas principalmente por siltitos, arenitos e folhelhos, em um pacote com mais de 5000 m. Os pacotes sedimentares Silurianos possuem origem glácio-marinha (Figura 4.8).

Os depósitos quaternários são predominantemente Pleistoceno constituído por sedimentos flúvio-glaciais e morainas. Ocorrem também sedimentos aluvionares mais jovens formando terraços nas margens, leitos e foz dos rios.

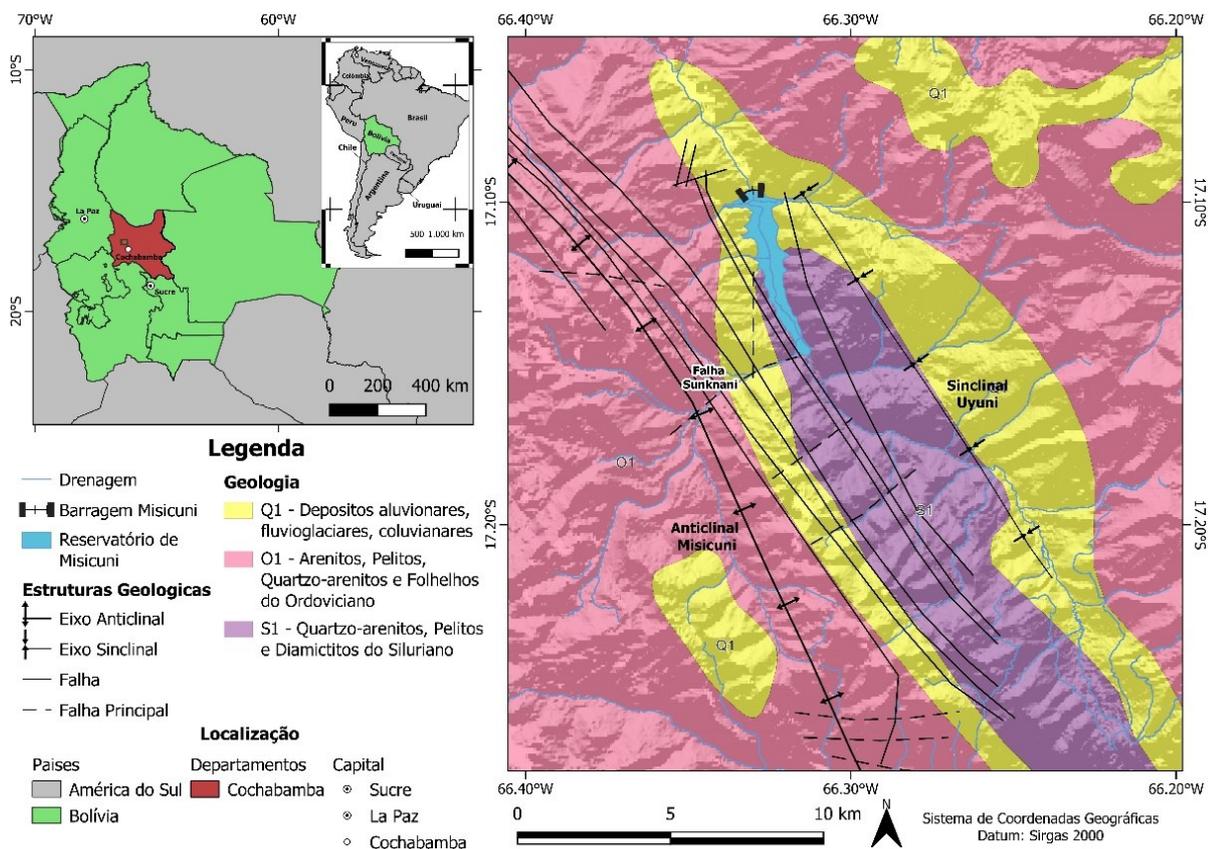


Figura 4.7. Mapa Geológico do Projeto Múltiplo. Dados litológicos extraídos do GeoBolivia (geo.gob.bo) e geologia estrutural de Minor *et al.*, 1987.

Localmente, são registradas diversas outras falhas que são paralelas a falha principal de Misicuni (Figura 4.8). Estas falhas têm mergulhos que variam entre 40 a 50° com a horizontal e são denominada de “falhas inferiores”. Estas falhas estão concentradas na margem esquerda, dividindo diversos corpos rochosos, e possuem como característica principal apresentar o maciço rochoso muito fraturado e decomposto.

Falhas diretas também fazem parte do arcabouço estrutural da região da barragem. Estas falhas separam dois setores importantes para o projeto, sendo o primeiro de afloramentos do litotipo B1-A-a a montante do eixo da barragem e outro a jusante do mesmo litotipo, entretanto com características geomecânicas inferiores. Desta forma, as falhas inferiores da margem esquerda são cortadas perpendicularmente pelas falhas diretas, formando uma divisão nos diferentes corpos. Na margem direita também ocorrem falhas diretas com uma situação tectônica melhor que a margem esquerda, entretanto ainda complexa.

Esta situação é coerente com a reconstrução do movimento tectônico, onde a margem direita foi soerguida por condições de compressão e, em um período mais recente, ficou sujeita a um relaxamento topográfico, o que produziu as falhas diretas. Essas falhas têm um salto

modesto, quase insignificante, mas são confirmadas pela série de altos e baixos estruturais, em particular na margem direita. Outra característica tectônica da área da barragem é a presença de zona de cisalhamento localizada tanto na margem direita quanto esquerda e, que se presume ser uma consequência da mesma reorganização topográfica.

No sítio da barragem, predominam rochas pertencentes a Formação Anzaldo, o qual apresenta três níveis principais. O nível superior (B1) se inicia com um pacote de pelito cinza esverdeado e termina com siltito cinza esverdeado muito micáceo em camadas com espessura variando entre 0,2 a 0,6 m; O nível intermediário (B2) é composto por arenitos de textura média a fina em camadas de espessura consideráveis; O nível inferior (B3) compreende siltitos cinza esverdeados com muita muscovita em pacotes de 0,1 a 0,2 m.

A região da barragem está totalmente no nível superior da Formação Anzaldo (B1; Leal et al, 2012), sendo está dividida em três fácies distintas, B1-a, B1-b e B1-c:

- B1-a: sequencia homogênea de siltitos cinza esverdeados em camadas de 0,06 a 0,2 m com possível intercalação de pelitos em camadas de 6 a 20 mm;
- B1-b: alternância de pelito e siltito laminados e com muitas micas, apresentando tendência de fissuração ou fraturamento;
- B1-c: siltito cinza esverdeado com elevada presença de muscovita, bastante dura em camadas de 0,2 a 0,6 m.

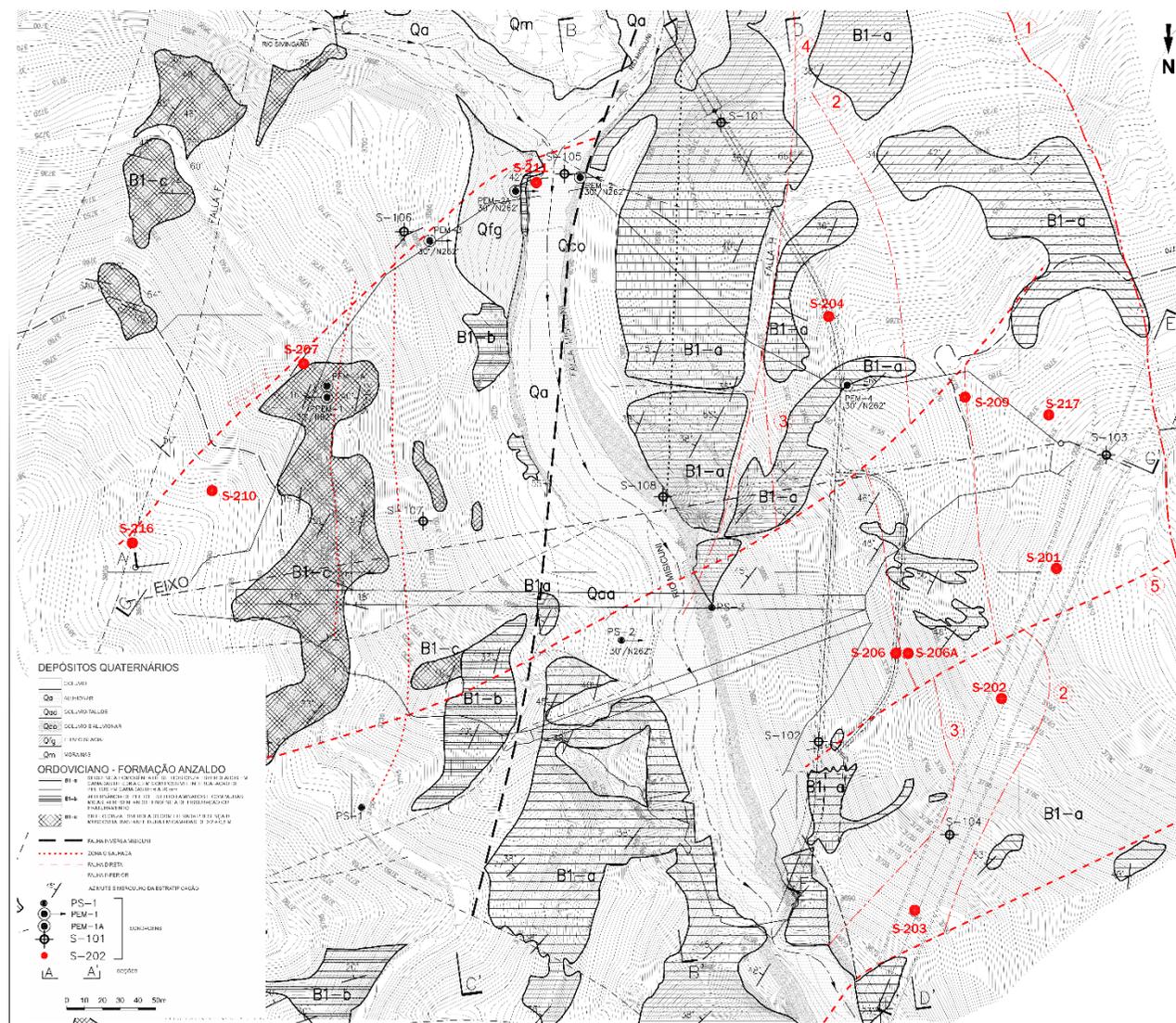


Figura 4.8. Mapa geológico do sítio da barragem (Fonte: Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A).

4.3 Geologia na Região do Vertedouro

O vertedouro da barragem Misicuni está localizado na esquerda hidráulica e para sua implantação foram necessárias escavações com mais de 180 m de altura. Este trabalho avalia a estabilidade do talude de escavação entre os eixos 2 a 5 do vertedouro (Figura 4.9).

Para elaboração da seção geológica-geotécnica para o projeto de escavação foram executados três furos de sondagem rotativa ao longo da seção 3 (maior altura). A Figura 4.10 apresenta o arranjo geral da escavação do vertedouro com a localização das sondagens e a Figura 4.11 o resultado da sondagem rotativa SR-401 que exemplifica a qualidade do maciço encontrado.

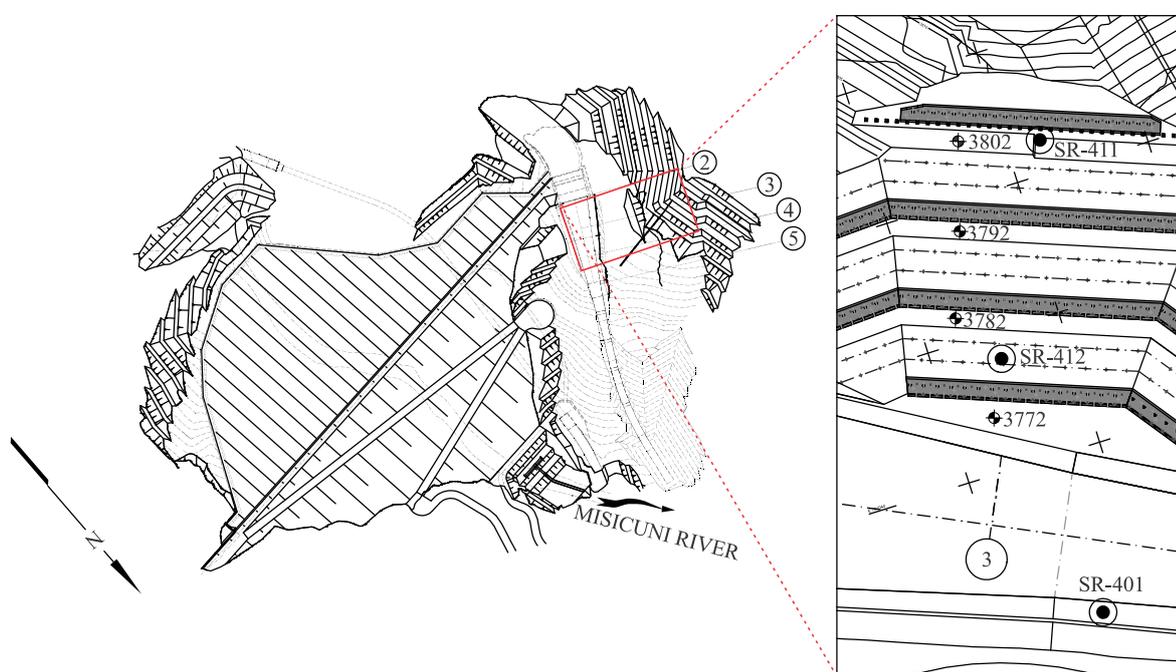


Figura 4.9. Croqui de localização do talude de escavação. Eixos 2 a 5 e arranjo geral das escavações e projeto de estabilização do talude do vertedouro da barragem Misicuni, eixos 2 a 5 e localização das sondagens.



Figura 4.10. Vista geral da localização da margem esquerda. Início das escavações para implementação do vertedouro e barragem.



Figura 4.11. Exemplo sondagem rotativa SR-401.

O resultado das sondagens, bem como as observações de campo obtidas no decorrer da obra, permitiu caracterizar o maciço rochoso ao longo da seção no eixo 3. A compartimentação geotécnica foi realizada em termos de qualidade de maciço e de suas descontinuidades. A estratigrafia do talude de escavação do vertedouro da Barragem Misicuni é composta por um maciço tipo M-II na porção inferior, sobreposto por um maciço M-III o qual é coberto por solos residuais (Figura 4.12). O maciço tipo M-II compreende um maciço medianamente aliviado com fraturas pouco abertas, oxidadas ou semidecompostas e o tipo M-III é composto por um maciço aliviado com fraturas abertas, zonas decompostas e/ou fraturas com espesso preenchimento silto/argiloso.

Escavações provisórias, perpendiculares ao eixo do aterro na região da ogiva, permitiram observar as principais descontinuidades que condicionam a cinemática de ruptura do talude, bem como compartimentar os maciços em termos geotécnicos. Estas descontinuidades compreendem camadas de material decomposto ou fraturas com preenchimento argiloso espesso, com materiais extremamente alterados compondo um plano de baixa resistência.

As fotos da Figura 4.13 mostram os detalhes dos planos de fraturas e materiais de preenchimento. Não foi observada a presença de sulcos de fricção, assumindo que não houve deslocamentos ao longo dos planos.

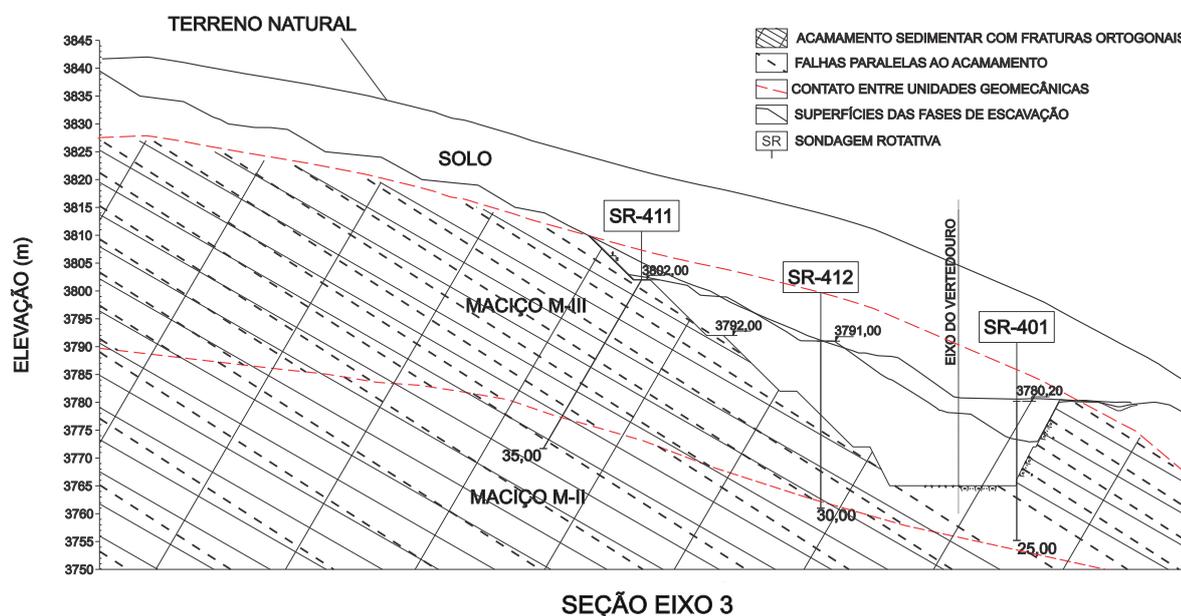


Figura 4.12. Seção geológico-geotécnica no eixo 3 com a compartimentação do maciço rochoso, escavação do vertedouro e sondagens executadas.

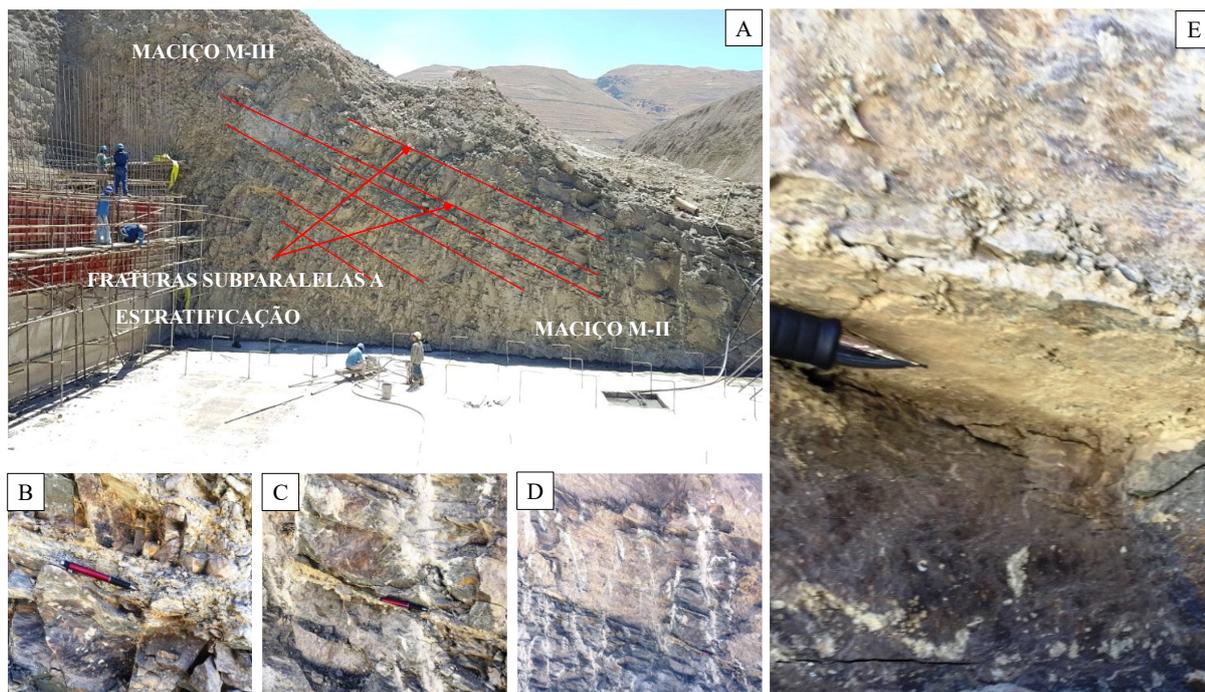


Figura 4.13. (A) Vista do talude provisório perpendicular ao eixo do vertedouro durante a fase de escavação e a divisão dos maciços. (B, C, D e E) Detalhe das discontinuidades contemplando fraturas subparalelas a estratificação e discontinuidades com preenchimento argiloso concordante ao acamamento.

Desta forma, tem-se que as principais discontinuidades que afetam os taludes do maciço rochoso entre os eixos 2 a 5 do vertedouro estão relacionadas à estratificação das camadas sedimentares, além de fraturas de origem tectônica, juntas e falhas paralelas ao acamamento. As atitudes das discontinuidades medidas em campo são mostradas na Tabela 4.1.

As medidas estruturais foram lançadas no *software* DIPS 6.0, onde foram observadas 4 famílias de discontinuidades conforme o estereograma de frequência (Figura 4.14), sendo representados pela estratificação (S_0) e por fraturas (F_1 , F_2 , F_3).

A atitude (*Dip/Dip Direction*) média das discontinuidades são as seguintes:

- Estratificação S_0 : $57^\circ/147^\circ$
- Fraturas desfavoráveis F_1 : $36^\circ/106^\circ$
- Fraturas F_2 : $78^\circ/268^\circ$
- Fraturas F_3 : $78^\circ/040^\circ$

Tabela 4.1. Medidas estruturais coletadas em campo

MERGULHO	DIREÇÃO DO MERGULHO	MERGULHO	DIREÇÃO DO MERGULHO	MERGULHO	DIREÇÃO DO MERGULHO
30	120	25	090	60	330
70	270	80	020	80	060
75	330	80	090	75	240
30	100	85	300	60	140
45	120	50	090	70	030
34	120	55	180	60	140
30	120	20	285	75	040
60	150	48	155	80	310
80	270	80	50	83	265
40	240	20	300	47	110
50	290	57	150	85	040
70	160	50	100	30	090
85	150				

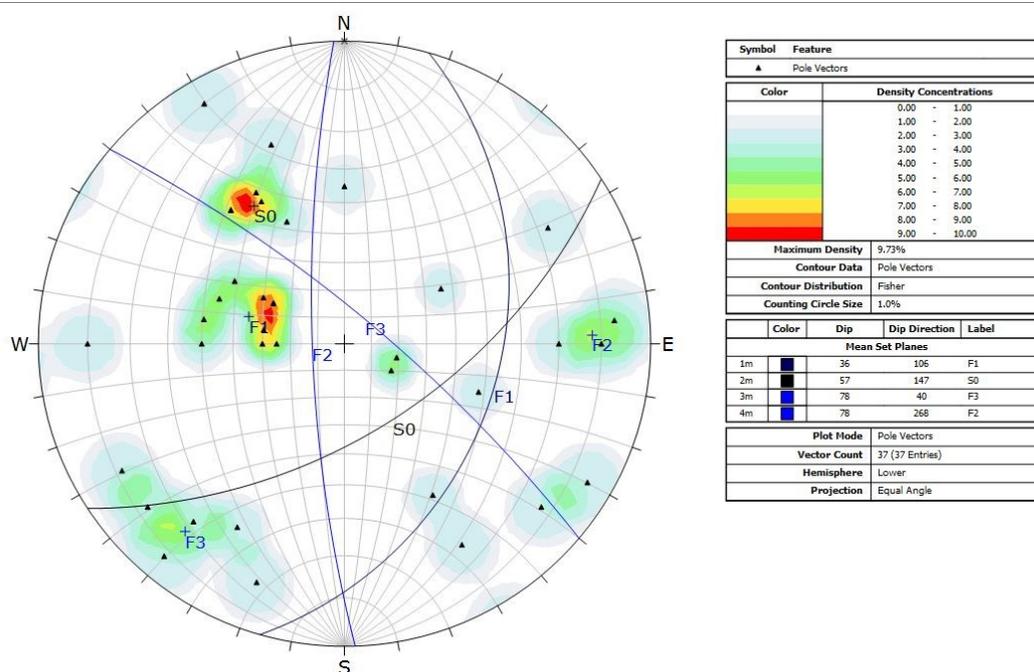


Figura 4.14. Diagrama de frequência das descontinuidades – eixo 2 a 5.

Com base na geologia estrutural e em deslizamentos pretéritos ocorridos durante as escavações na margem esquerda, observou-se que o sistema de descontinuidades com mergulho para o interior da escavação do vertedouro (F1) é desfavorável à estabilidade. Com base nos dados das medições de atitude das descontinuidades, uma análise cinemática foi realizada para ruptura planar, conforme mostrado na Figura 4.15.

Observa-se uma probabilidade em torno de 10% para a ocorrência de ruptura planar ao longo das descontinuidades com mergulho entre 30 e 35 graus e direção para o interior da escavação do vertedouro. Os parâmetros de resistência ao longo dos planos dessas fraturas foram estimados inicialmente com base na teoria do equilíbrio limite, considerando que o

maciço estava em equilíbrio até a ocorrência dos primeiros sinais de mobilização do deslizamento. Para esta condição, os parâmetros de resistência adotados para os planos de descontinuidade foram ângulo de atrito interno de 30° e intercepto coesivo nulo, o que corresponde à menor inclinação do mergulho dos planos de descontinuidade.

Desta forma, tem-se que as descontinuidades, associadas à baixa qualidade geomecânica do maciço M-III, favoreceram os deslizamentos observados no local do vertedouro com rupturas do tipo planar, ou mista, entretanto sempre condicionadas pela superfície dos planos do sistema de descontinuidades. A solução de projeto adotada para contenção deste talude consistiu na execução de uma cortina atirantada interceptando possíveis planos de ruptura.

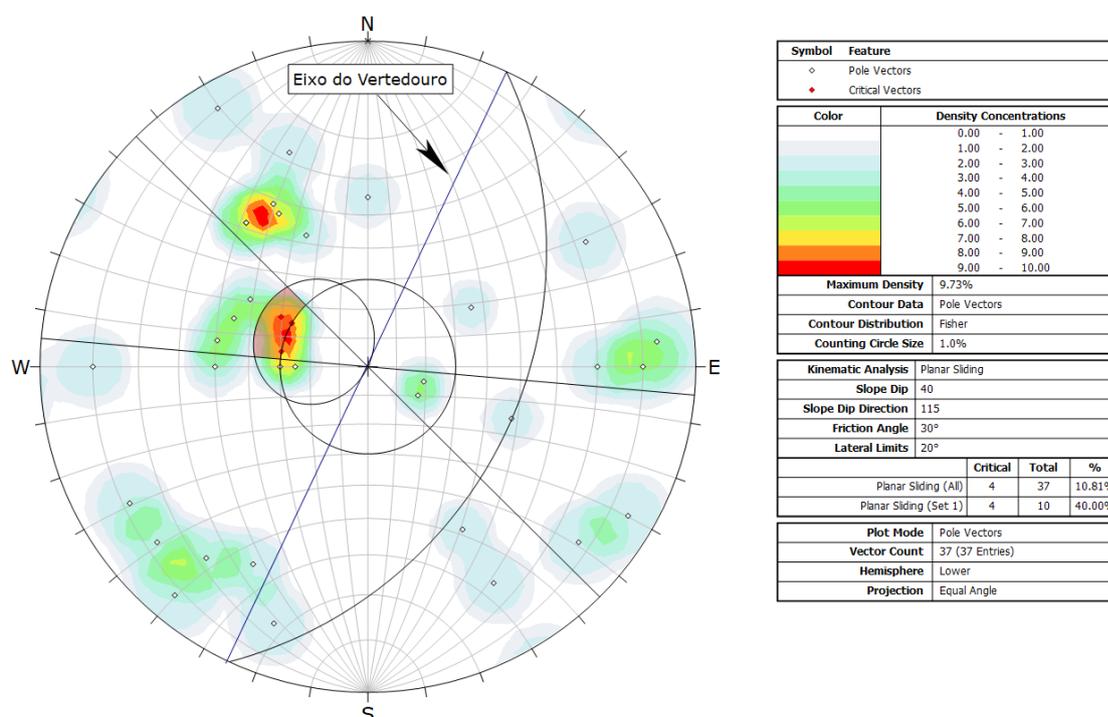


Figura 4.15. Análise cinemática para ruptura planar – Eixo 2 a 5.

5 RESULTADOS

5.1 Instrumentação e Escavação

As escavações e instalação dos tirantes se deram ao longo dos anos de 2018 e final de 2019 (Quadro 5.1). Para o controle das deformações ocorridas durante este período foram instalados dois inclinômetros alinhados no eixo 3, um na bancada da elevação 3802 e outro na 3782 m (Figura 5.1).

O primeiro inclinômetro (el. 3802 m), denominado INCV-01-A possui 37 m de comprimento e teve sua primeira leitura em 26/07/2018 enquanto que o segundo, INCV-04 (el. 3782) possui 21 m e foi instalado em 28/11/2018. O INCV-04 foi danificado após a instalação de alguns DHPs, sendo recuperado em abril de 2019, passando a se chamar INCV-04-A, entretanto passou a ter 19 m de profundidade e as leituras deformacionais partiram da origem novamente.

Quadro 5.1. Controle da escavação e da protensão dos tirantes pelo tempo.

Elevação	Etapa	2018											2019
		MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	
Bancada 3802	Escavação												
	Protensão	15/3		11/4									
Bancada 3792	Escavação	INC 1 (3802) 26/07/2018											
	Protensão				3/7		3/8						
Bancada 3782	Escavação					1/8		30/8	1/10		30/10		INC 4 (3782) 28/11/2018
	Protensão						12/9		25/9	10/11		23/11	
Bancada 3772	Escavação												
	Protensão												
Canal Vertedouro	Escavação											13/12	
	Protensão												19/12

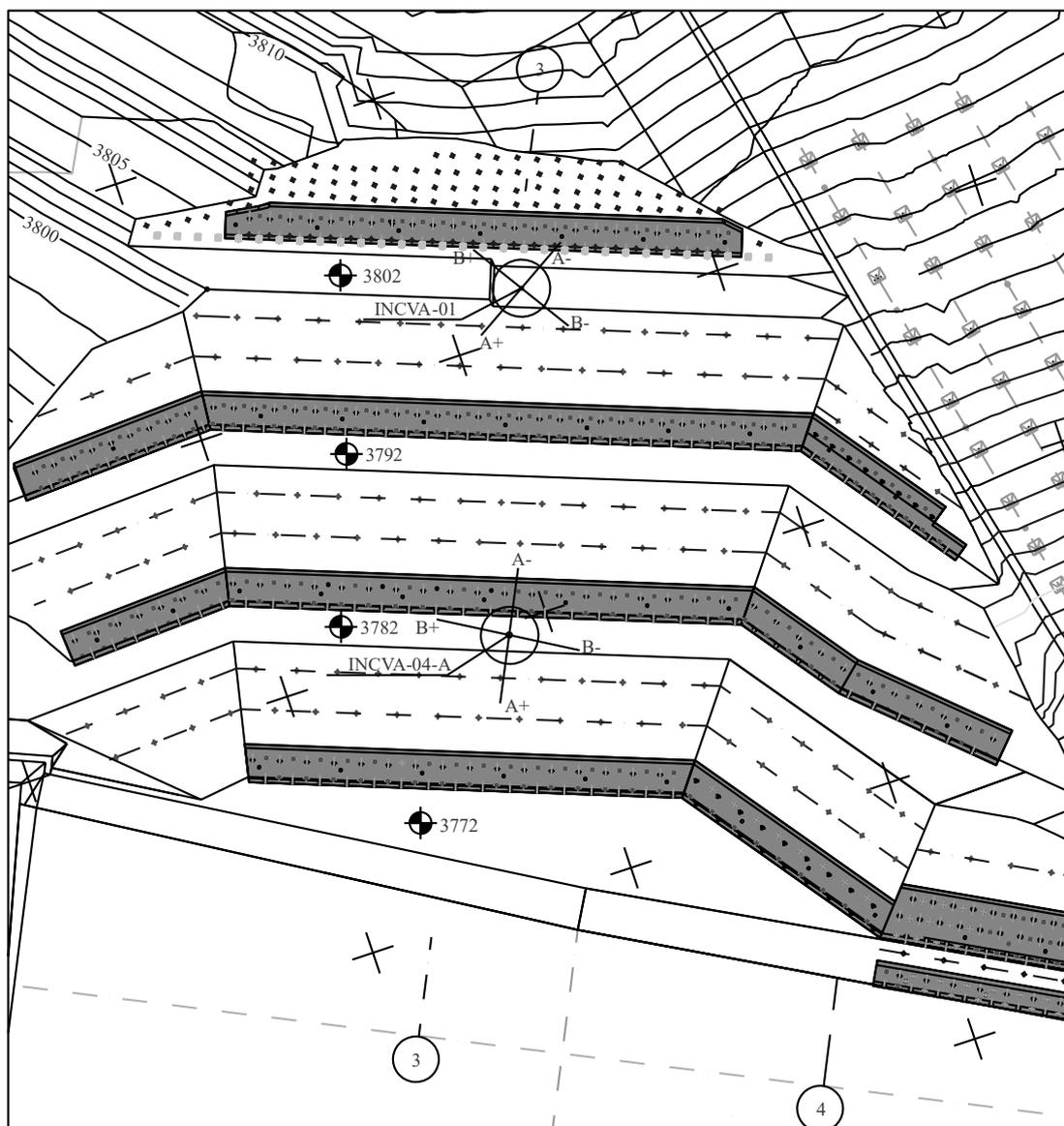


Figura 5.1. Croqui de localização dos inclinômetros com os respectivos eixos de leitura.

5.1.1 Inclinômetro INCVA-01

O INCVA-01 não teve um dos eixos alinhados ao interior da escavação, apresentando deformações elevadas tanto no eixo “A”, quanto no eixo “B”. O gráfico dos deslocamentos acumulados do INCVA-01 é apresentado na Figura 5.2 com leituras até a data de 3 de setembro de 2020. Foram observadas duas superfícies principais de deslocamento, uma a 20,50 m de profundidade (El. 3781,50) com deslocamentos maiores e, outra a 27,50 m (El. 3774,50) de magnitude menor.

Durante o período construtivo, os deslocamentos acumulados do vetor resultante para a profundidade de 20,5 m atingiram pouco mais de 16 mm, sendo plotados em um gráfico de

deslocamento acumulado \times tempo apresentado na Figura 5.3. Os deslocamentos acumulados do vetor resultante apresentam uma evolução constante no tempo com variações em períodos localizados, bem como acelerações que apresentam aumentos significativos nos períodos de escavação e desacelerações nos períodos de paragem das escavações e protensão dos tirantes.

As leituras obtidas no primeiro estágio de escavação da 3782 m indicaram deformações acumuladas de 4,3 mm, as quais se estabilizaram em 6,5 mm com a protensão dos tirantes. Durante as escavações da 3772 e do canal, as deformações progrediram para 8,8 mm e durante a ancoragem os deslocamentos quase que dobraram, chegando a 16,1 mm. Após este estágio, com a obra concluída, a inclinação da reta de deformação reduz drasticamente, indicando que não houve acelerações após a conclusão da obra. Entretanto, ao longo do ano de 2019 as deformações acumuladas chegaram a 32,7 mm, se estabilizando ao longo de 2020, chegando a 34,9 mm. Comportamentos semelhantes a este após o período construtivo já foram observados por Song *et al.*, (2011), podendo ser explicado como fluência/rastejo do maciço rochoso.

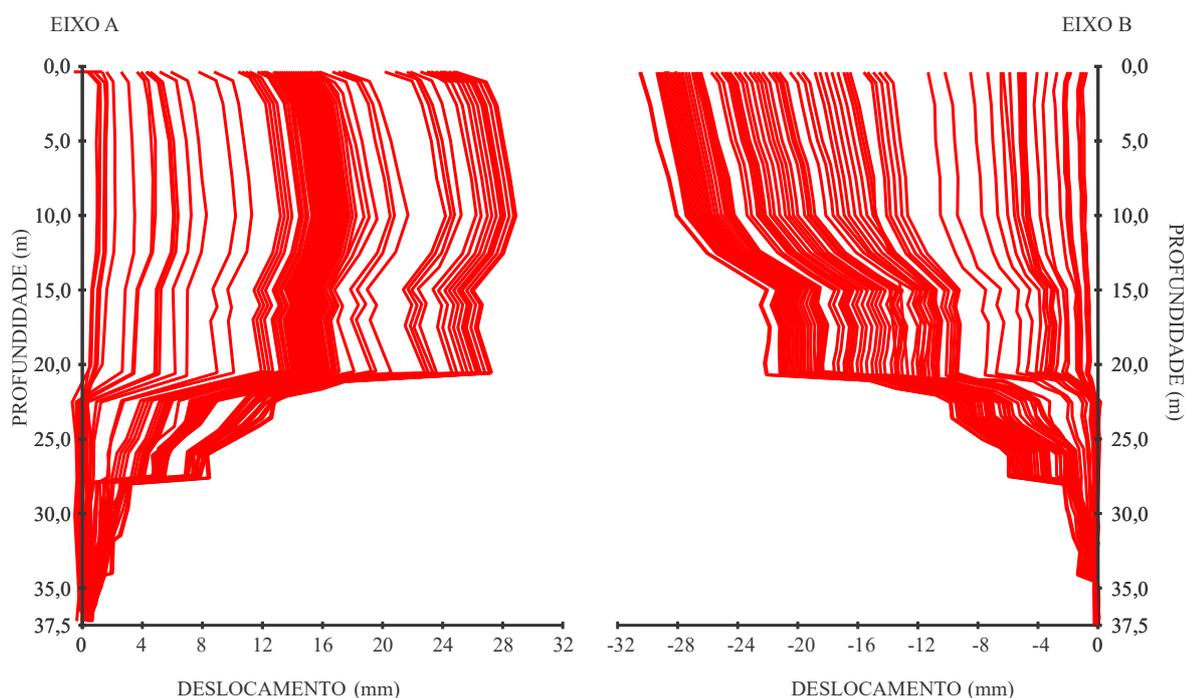


Figura 5.2. Deslocamentos acumulados – INCVA-01.

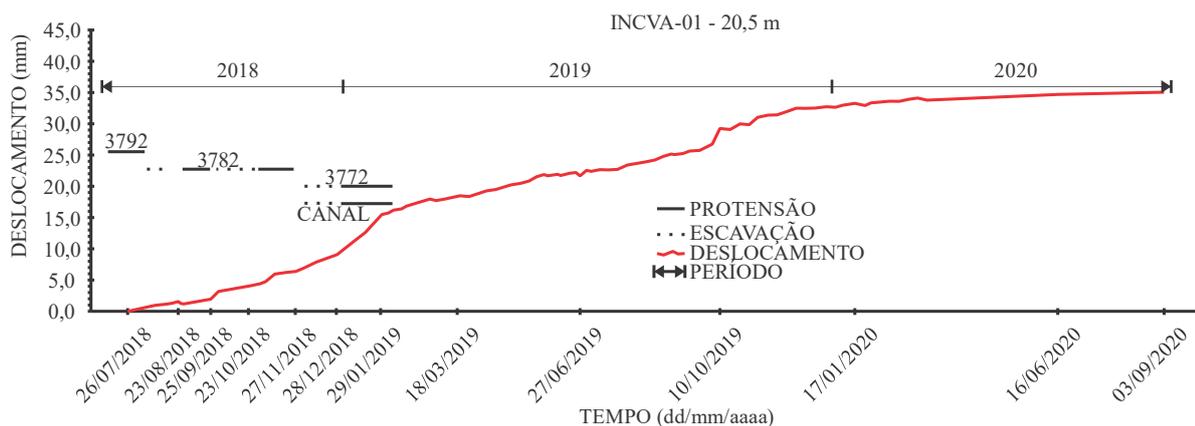


Figura 5.3. Deslocamento x tempo INCVA-01 na profundidade 20,50 m para o período construtivo e deformações residuais nos anos de 2019 e 2020.

5.1.2 Inclinômetros INCVA-04 e INCVA-04-A

O INCVA-04 teve leituras entre novembro de 2018 a fevereiro de 2019. O gráfico de deslocamento acumulado do INCVA-04 é apresentado na Figura 5.4 indicando dois planos de deformação, o principal na profundidade de 12,5 m (El. 3769,50) e outro com menores deslocamentos na profundidade de 18 m (El. 3764). Este inclinômetro foi devidamente posicionado, com o eixo “A” alinhado para o interior da escavação, apresentando as principais deformações apenas neste eixo.

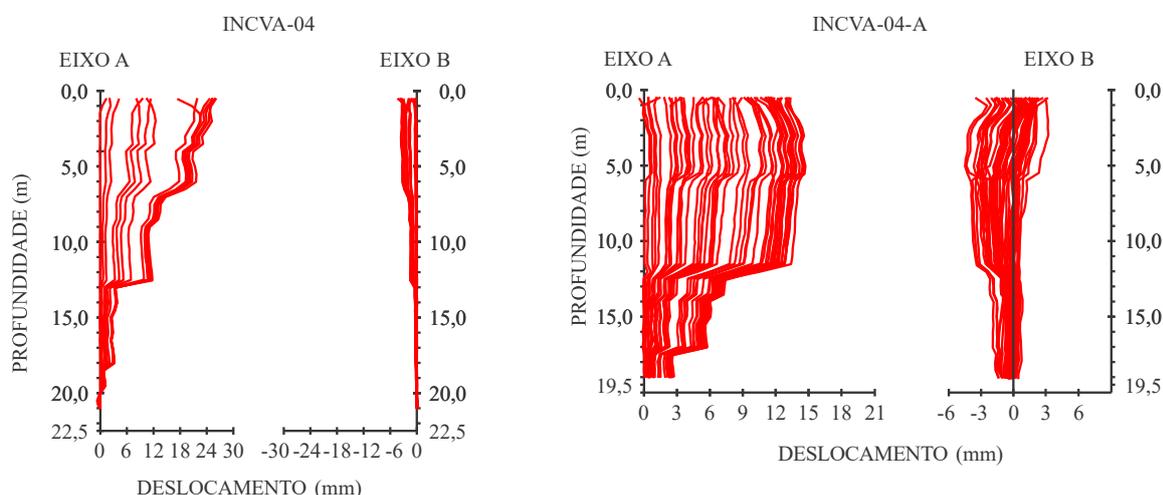


Figura 5.4. Deslocamentos acumulados do INCVA-04 e INCVA-04-A.

Os deslocamentos acumulados do vetor resultante para a profundidade de 12,5 m atingiram cerca de 12 mm e foram plotados em um gráfico de deslocamento acumulado \times tempo. As deformações obtidas são coincidentes com o observado no INCVA-01, tendo

acelerações significativas durante as escavações e desacelerações nos períodos de paralização das escavações e protensão dos tirantes conforme visto na Figura 5.5.

Com a escavação e protensão da bancada 3782 se deu início da escavação na el. 3772 e do canal. As deformações atingiram cerca de 4 mm durante a escavação, sendo que até o término da protensão as deformações atingiram 10 mm, se estabilizando após a conclusão da cortina em 12 mm.

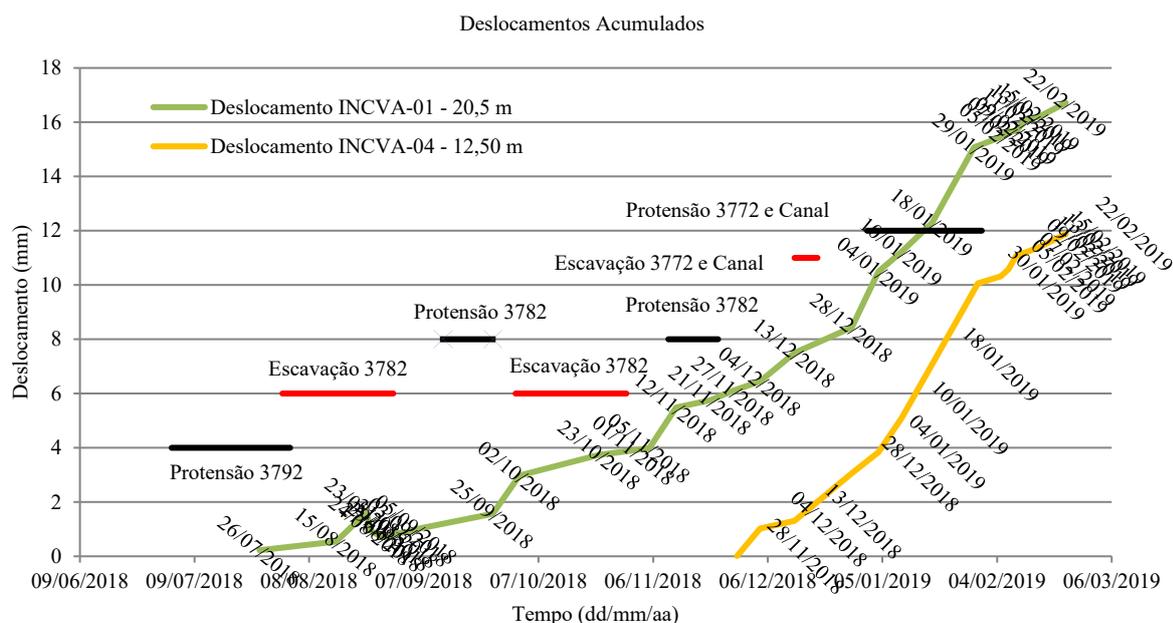


Figura 5.5. Deslocamento x tempo INCVA-04 na profundidade 12,50 m comparado com o INCVA-01 para o período construtivo.

Após o atirantamento, foram instalados drenos, os quais danificaram o INCVA-04 durante a execução. Em abril de 2019 foram feitos reparos no tubo deste instrumento, retomando as leituras em 30/04/2019, com uma nova referência, renomeando este instrumento para INCVA-04-A.

O período de leitura do INCVA-04-A compreende as deformações residuais ocorridas após a execução da obra, apresentando leituras entre 30/04/2019 e 03/09/2020. Para este período, o gráfico de deslocamento incremental do inclinômetro INCVA-04A (Figura 5.4) indica que existem 3 superfícies de movimento, em profundidades de 11,5 m, 13,5 m e 17 m, que estão em profundidades semelhantes às observadas anteriormente no INCVA-04. Destas superfícies, a principal está a 11,5 m, um metro acima do registrado anteriormente (12,5 m). No gráfico deslocamento \times tempo na profundidade de 11,5 m (Figura 5.6), observa-se que:

- O período de 09/10/2019 a 26/02/2020 é de 140 dias e a deformação acumulada obtida é de 13,00 mm – 8,30 mm = 4,7 mm, resultando em uma velocidade média de 0,033 mm/dia, já considerada residual tendendo à estabilização;
- No período de 26/02/2020 a 16/06/2020 são 111 dias e a deformação acumulada obtida é de 13,00 mm - 12,90 mm = 0,10 mm, resultando em uma velocidade média de 0,0009 mm/dia;
- No período de 16/06/2020 a 03/09/2020 são 79 dias e a deformação acumulada obtida é de 13,54 mm - 12,90 mm = 0,64 mm, resultando em uma velocidade média de 0,008 mm/dia.

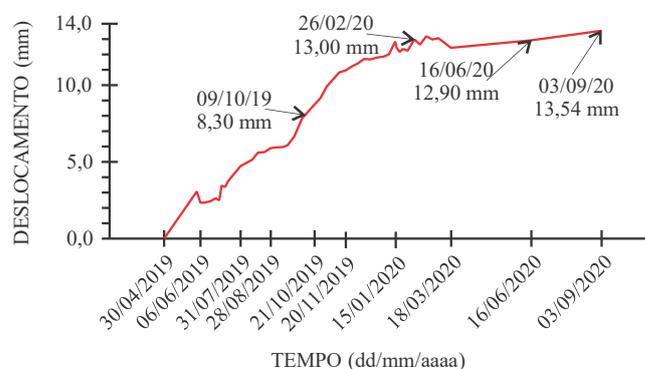


Figura 5.6. Deslocamento x tempo – INCVA-04-A na profundidade 11,5 m.

5.1.3 Marcos Superficiais

Em conjunto com os inclinômetros, a instrumentação contou com marcos topográficos instalados nas elevações 3802 m e 3792 m, que indicam recalques entre 4 e 9 mm acumuladas até 07/02/2019 (Tabela 5.1). Após esta data não foram realizadas novas leituras, estando as mesmas limitadas ao período de construção da cortina atirantada.

Tabela 5.1. Marcos superficiais com deformações acumuladas.

MARCO N°	DATA	DESLOCAMENTO (mm)	ELEVAÇÃO
MS_802	07/02/2019	-7,00	3802
MS_801	07/02/2019	-9,00	3802
MS_801,5	07/02/2019	-7,00	3802
MS_792	07/02/2019	-5,00	3792
MS_792_1	07/02/2019	-4,00	3792
MS_792_2	07/02/2019	-5,00	3792

Os dados de medição dos marcos superficiais foram plotados em gráficos deformação × tempo para avaliar o comportamento e a evolução dessas deformações.

O gráfico da Figura 5.7 mostra os pontos localizados na El. 3802 m indicando maiores deformações no período de setembro e outubro/2018, associados às escavações entre as cotas 3792 e 3782. Com o tensionamento dos tirantes da el. 3782, entre outubro e novembro/2018, a partir do final de outubro/2018, as deformações se estabilizaram até 26/12/2018. Entre 26/12/2019 e 09/01/2019 ocorreram recalques na ordem de 4 mm, associadas às escavações abaixo da El. 3782, e subsequente período de estabilização.

O gráfico da Figura 5.8 apresenta os marcos superficiais localizados na berma da el. 3792, indicando deformações totais de recalque entre 4 e 6 mm. As principais deformações ocorreram em outubro e dezembro devido às escavações realizadas. Em janeiro e fevereiro, com o tensionamento dos tirantes da El. 3782 m, as deformações estabilizaram ou são muito pequenas, da ordem de aproximadamente 1 mm.

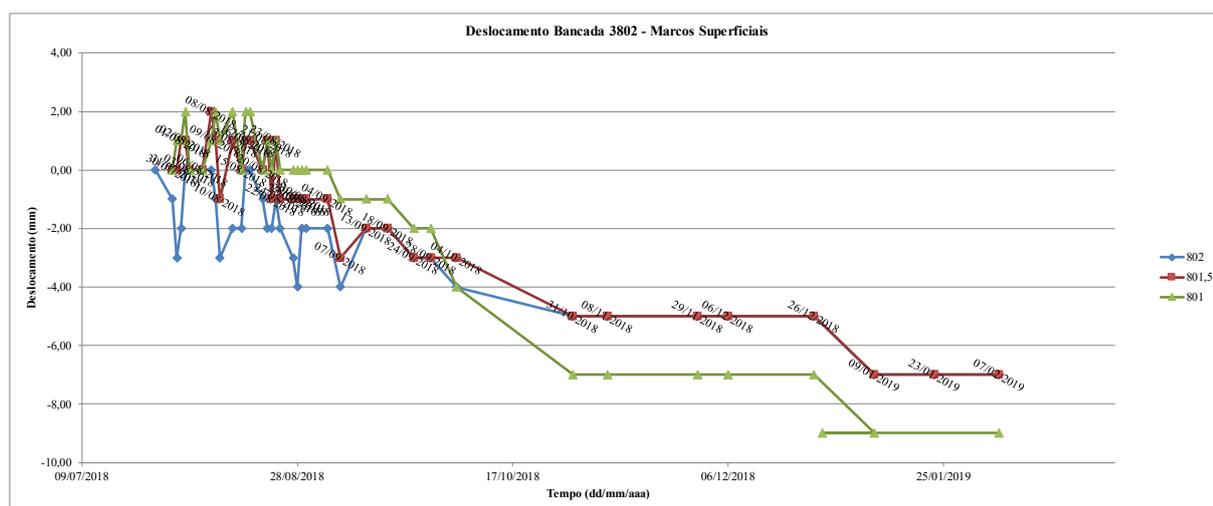


Figura 5.7. Deslocamentos nos marcos superficiais instalados na elevação 3802.

6 ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

6.1 Análise Numérica

A modelagem numérica é amplamente utilizada na resolução de diversos problemas relacionados a projetos de engenharia geotécnica. Neste estudo, as análises de tensão x deformação foram realizadas no software Phase2® v8.0 (*rocscience*), o qual permite avaliar os deslocamentos durante as fases de escavação e atirantamento por meio do método de elementos finitos (MEF) e obter o fator de segurança do talude a partir do SSR. A concepção dos modelos para este tipo de avaliação leva em consideração diversos fatores, sendo os principais relacionados a geometria, parâmetros dos materiais, sequência construtiva e o entendimento da complexidade geológica. Para rochas sedimentares brandas e tectonicamente afetadas, a estabilidade de taludes é dominada, principalmente, pela variabilidade dos materiais e das estruturas geológicas que condicionam a superfície de deslizamento, a qual tende a procurar sempre os materiais com mais baixa resistência (Ahmed e Soubra, 2012; Fenton e Griffiths, 2008; Zeng *et al.*, 2015; Cheng *et al.*, 2018).

As leituras nos inclinômetros permitiram avaliar o comportamento da deformação e estimar as possíveis superfícies de ruptura. Instrumentações similares a estas, mesmo que tradicionais, trazem amplo conhecimento das características geológicas que condicionam as deformações e os modos de falha e tem sido utilizada para monitoramento de escavações em taludes extremamente altos de obras relacionadas a geração de energia hidroelétrica (e.g. Chen *et al.*, 2016; Chen *et al.*, 2017; Xu *et al.*, 2017).

A análise numérica foi utilizada para estimar os parâmetros de resistência com base nas deformações observadas durante as etapas de escavação e a aplicação os suportes. A Figura 6.1. apresenta o modelo geológico utilizado e as fases de escavação e aplicação dos tirantes durante o período construtivo. A geometria externa do modelo teve como base os levantamentos topográficos realizados previamente às primeiras escavações e, os demais passos conforme os levantamentos topográficos subsequentes, desenhos de projeto e instalações de suporte executadas. A estratigrafia do modelo geológico proposto foi elaborada com base nos mapeamentos de superfície, sondagens ao longo da seção 3 e mapeamentos da frente de escavação, os quais deixaram expostas as principais estruturas que condicionam a cinemática de ruptura do talude. Tendo em vista este contexto geológico, as discontinuidades como acamamento, juntas ortogonais e falhas foram inseridas no modelo conforme os mapeamentos realizados.

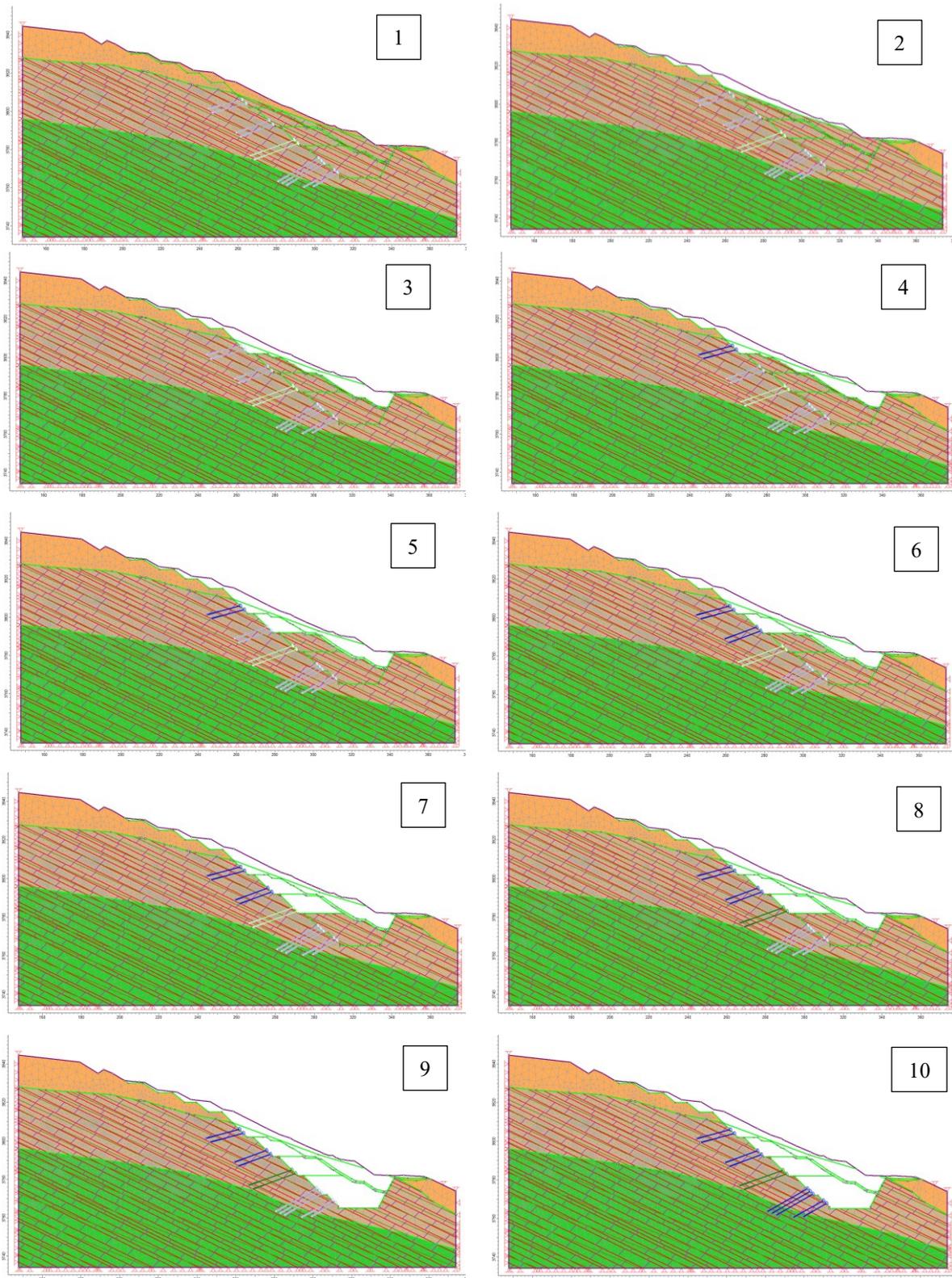


Figura 6.1. Sequência construtiva do talude realizada em 10 etapas com alternâncias de escavação e aplicação do suporte projetado.

A modelagem contou com 10 estágios construtivos, sendo o primeiro contendo a conformação pretérita do relevo previamente a escavação da bancada na elevação 3802, e o último com a conclusão da escavação e instalação dos tirantes próximos a calha do vertedouro. Devido a instalação do inclinômetro ter ocorrido após a conclusão da escavação da bancada 3802, as deformações foram zeradas a partir deste estágio (3º estágio) tendo como objetivo compatibilizar o modelo com as deformações observadas no INCVA-01.

A avaliação e obtenção dos parâmetros de resistência foi feita principalmente com base nas deformações finais observadas no INCVA-01, sendo este instrumento o mais representativo das deformações observadas, o qual obteve valores da ordem de 35 mm no final de construção. As deformações ocorridas durante o processo de escavação e ancoragem são, de modo geral, mais complexas de se modelar, pois as leituras feitas em campo são diárias e não necessariamente representam as mesmas deformações que foram observadas no modelo. Isto ocorre devido as condições temporais das leituras, sendo preferível, para maior acurácia nestes tipos de análises, que as leituras sejam automatizadas e em tempo real.

6.2 Estimativa de Parâmetros e Deformações Obtidas

As propriedades geomecânicas dos maciços rochosos foram inicialmente estimadas a partir da bibliografia e experiência dos autores com litotipos e investigações realizadas em contextos geológicos similares, além de ensaios de compressão uniaxial executados no sítio da barragem. Além do maciço rochoso, foram necessárias estimativas de parâmetros de resistência para o acamamento sedimentar, conjunto de juntas ortogonais ao acamamento e falhas paralelas ao acamamento. Para a cortina atirantada, por se tratar de um material conhecido, foram utilizados os parâmetros fornecidos pelo fabricante. A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros estimados para os maciços e descontinuidades inseridas no modelo.

Tabela 6.1. Parâmetros dos maciços rochosos e das descontinuidades adotados para o modelo.

Parâmetro	Unidade	Solo	M-III	M-II	Acamamento Sedimentar	Falhas Ortogonais ao Acamamento	Falhas Paralelas ao Acamamento
Módulo de Elasticidade	GPa	0.5	1.28	2	-	-	-
Coefficiente de Poisson	-	0.28	0.28	0.28	-	-	-
Peso Específico	kN/m ³	21	26	26	-	-	-
Coesão	MPa	0.02	-	-	0.012 (0.010*)	0.1 (0.05*)	0
Ângulo de atrito	°	36	-	-	20 (18*)	39 (34*)	10 (7*)
Módulo de rigidez Normal	GPa/m	-	-	-	1.2	1.41	1
Módulo de rigidez Tangencial	GPa/m	-	-	-	0.5	0.47	0.1
GSI	-	-	40	40	-	-	-
Resistência a Compressão Uniaxial	MPa	-	30	68	-	-	-
mi	-	-	13	17	-	-	-
D	-	-	0	0	-	-	-

(*) Valores Residuais

Com relação aos maciços rochosos que foram compartimentados, as estimativas foram realizadas com base nos critérios de Hoek-Brown (1980) devido ao comportamento mecânico dos materiais rochosos, enquanto que, para o solo encontrado na superfície, foi utilizado o critério de Mohr-Coulomb. O maciço M-II compreende um maciço aliviado com fraturas pouco abertas, oxidadas ou semidecompostas, enquanto o maciço M-III é um maciço aliviado com fraturas abertas, zonas decompostas e/ou fraturas com espesso preenchimento silto/argiloso. A estimativa de parâmetros inicialmente é feita com base no GSI (*Geological Strength Index*; Hoek 1994), o qual avalia qualitativamente a qualidade do maciço de maneira rápida e econômica com base no grau de fraturamento e alteração das descontinuidades. Para os maciços em questão, o GSI estimado foi de 40 para ambos os maciços, onde foram consideradas apenas as descontinuidades do acamamento sedimentar, sendo igual para as duas unidades. A diferença no modelo ocorre na inserção das falhas paralelas ao acamamento (F1), onde as que estão presentes no maciço M-III apresentam espaçamento entre elas menor que do M-II, representando assim o maciço M-III como uma unidade mais fraturada.

O acamamento sedimentar e as juntas ortogonais ao acamamento foram inseridas como *cross jointed*, com espaçamento médio de 3 m para o acamamento e 12 m para as juntas ortogonais. Já o sistema de descontinuidade foi aplicado como paralelo determinístico com inclinação de 33° e espaçamento de 10 m para o maciço M-II e de 5m para o maciço M-III.

O principal fator que governa as diferenças entre os parâmetros de resistência dos maciços rochosos do modelo, reflete os dados obtidos de ensaios de resistência a compressão simples (Tabela 6.2), que apresentou uma média de 68 MPa, o qual foi assumido para o M-II, e mínima de 26 MPa, sendo adotado 30 MPa para o M-III.

Tabela 6.2. Resultado dos ensaios de compressão uniaxial.

Misicuni - Ensaios de Resistência a Compressão Uniaxial									
Amostras			σ_c	Amostras			σ_c		
Furo	Profundidade		Lito.	MPa	Furo	Prof.		Lito.	MPa
S-101	1,50	1,50 a 1,70	Siltito	54,90	S-106	11,60	11,60 a 11,80	Siltito	101,00
S-101	6,50	6,50 a 6,70	Siltito	69,10	S-106	18,20	18,20 a 18,50	Pelito	48,80
S-101	14,30	14,30 a 14,50	Siltito	71,10	S-106	45,60	45,60 a 46,00	Pelito	69,10
S-101	27,30	27,3 a 23,90	Siltito	54,90	S-106	55,80	55,80 a 56,10	Pelito	48,80
S-101	30,60	30,60 a 31,00	Siltito	90,90	S-107	9,50	9,50 a 9,65	Siltito	63,00
S-101	37,60	37,60 a 37,80	Siltito	77,20	S-107	20,85	20,85 a 21,00	Pelito	104,40
S-102	13,10	13,10 a 13,30	Siltito	42,70	S-107	26,50	26,50 a 26,80	Siltito	48,80
S-102	14,80	14,80 a 15,00	Siltito	114,60	S-107	39,30	39,30 a 39,50	Siltito	77,20
S-102	22,50	22,50 a 22,35	Siltito	77,20	S-108	3,80	3,80 a 4,00	Siltito	125,30
S-102	27,60	27,60 a 27,80	Siltito	103,30	S-108	15,60	15,60 a 15,80	Siltito	52,80
S-102	33,50	33,50 a 33,80	Siltito	77,20	S-108	31,50	31,50 a 31,70	Siltito	77,20
S-103	32,30	32,30 a 32,50	Siltito	26,40	S-108	35,30	35,30 a 35,50	Siltito	65,00
S-103	35,20	35,20 a 35,50	Siltito	40,60	S-108	40,50	40,50 a 40,80	Siltito	75,20
S-103	39,20	39,20 a 39,50	Siltito	35,60	S-108	47,25	47,25 a 47,40	Siltito	41,00
S-104	6,30	6,30 a 6,50	Siltito	60,90	S-108	50,20	50,20 a 50,40	Siltito	38,60
S-104	10,20	10,20 a 10,40	Siltito	42,70	S-108	59,60	59,60 a 59,80	Siltito	63,00
S-105	5,00	5,00 a 5,50	Siltito	56,90	S-108	62,10	62,10 a 62,40	Siltito	110,00
S-105	9,50	9,50 a 10,00	Siltito	63,00	S-108	67,60	67,60 a 67,80	Siltito	67,00
S-105	16,60	16,60 a 16,80	Siltito	48,80	S-108	70,80	70,80 a 71,00	Siltito	111,70
S-105	43,00	43,00 a 43,15	Siltito	71,10					
	Máximo				125 MPa				
	Média σ_c				68 MPa				
	Mínimo				26 MPa				

Para os MEF, o módulo de deformabilidade é o principal parâmetro que condiciona as deformações, principalmente em maciços rochosos que são pouco fraturados. Mesmo se tratando de um maciço fraturado, foi estimado o módulo de deformabilidade utilizado o RocLab (roscience), tendo como dados de entrada a resistência a compressão uniaxial, o GSI, o fator de distúrbio das escavações e uma estimativa do módulo de deformação da rocha intacta. O peso específico dos materiais foi estimado com base na litologia encontrada, sendo este um parâmetro que geralmente apresenta forte influência nas deformações, entretanto, devido ao

contexto geológico local, as descontinuidades presentes no maciço que condicionam majoritariamente as deformações e a possível ruptura.

Uma das maiores dificuldades para elaboração de modelos com juntas é a representação das orientações, espaçamento ao longo da seção e obtenção de parâmetros para estes materiais. Em especial os módulos de rigidez transversal e normal, introduzidos por Goodman (1968), os quais são difíceis de ensaiar em laboratório e possuem grande importância para análises de elementos finitos. Bandis *et al.*, (1983) sugerem que valores de módulo de rigidez normal podem ser obtidos a partir do módulo de rigidez transversal, em função da tensão normal em que para tensões menores que 0,01 MPa, o módulo de rigidez normal é 100 vezes o transversal, enquanto que para tensões maiores que 0,01 MPa, o módulo de rigidez normal é 10 vezes o transversal.

Dados apresentados por Day *et al.*, (2017), Sattler & Chrysothemis (2019), Asem & Gardoni (2019), Clayton *et al.*, (2020) e Zheng *et al.*, (2023), indicam que a ordem de grandeza dos módulos de rigidez pode variar entre 0,1 GPa/m a 100 GPa/m. Tendo em vista que valores altos para módulo de rigidez restringem as deformações e valores baixos apresentam deformações excessivas, optou-se por fixar estes parâmetros em faixas reportadas na bibliografia para descontinuidades similares. Desta forma, a análise paramétrica das falhas que condicionam as deformações no talude foi feita variando-se o ângulo de atrito, pois por se tratar de um conjunto de falhas, a premissa é que a coesão seja nula. Com base nas características observadas nas escavações, o preenchimento é argiloso e possivelmente apresenta baixo ângulo de atrito, sendo necessário reduzir o atrito de pico para 10° e residual para 7° para obter as deformações observadas nos inclinômetros (Figura 6.2).

Para as juntas ortogonais ao acamamento, foi adotado espaçamento relativamente alto, não sendo isto o observado em campo. Esta ação foi necessária pois espaçamentos pequenos geram blocos com grandes deformações no modelo, indicando a possibilidade de ruptura localizada. Para simular a ruptura global com base nas deformações obtidas nos inclinômetros, os parâmetros adotados para as juntas ortogonais foram menos conservadores de modo que as deformações ficassem concentradas nas superfícies de deslocamento observadas nos inclinômetros INCVA-01 e INCVA-04 e 04-A.

No modelo, a obtenção da deformação foi de 39 mm, sendo esta uma deformação muito semelhante ao observado no INCVA-01 após o período de relaxamento do maciço. A leitura final obtida no INCVA-04 foi da ordem de 12 mm, sendo observado no modelo um valor de 21 mm. Esta diferença provavelmente está relacionada ao período de instalação do INCVA-

04 que só pode ter suas leituras iniciais após a conclusão da escavação da bancada da elevação 3782 m.

Desta forma, com base no modelo de ruptura admitido para o maciço encontrado na escavação do vertedouro da barragem de Misicuni e nas deformações lidas e calculadas, pode-se concluir que os parâmetros estimados são adequados e apresentaram boa aderência, bem como possuem respaldo em dados apresentados em bibliografias pertinentes ao tema.

Após a compatibilização dos parâmetros com as deformações observadas, foi realizada a análise do SRF (Figura 6.3). O resultado obtido foi de 1,6, indicando que o tratamento proposto foi eficiente e apresenta fator de segurança superior a 1,5.

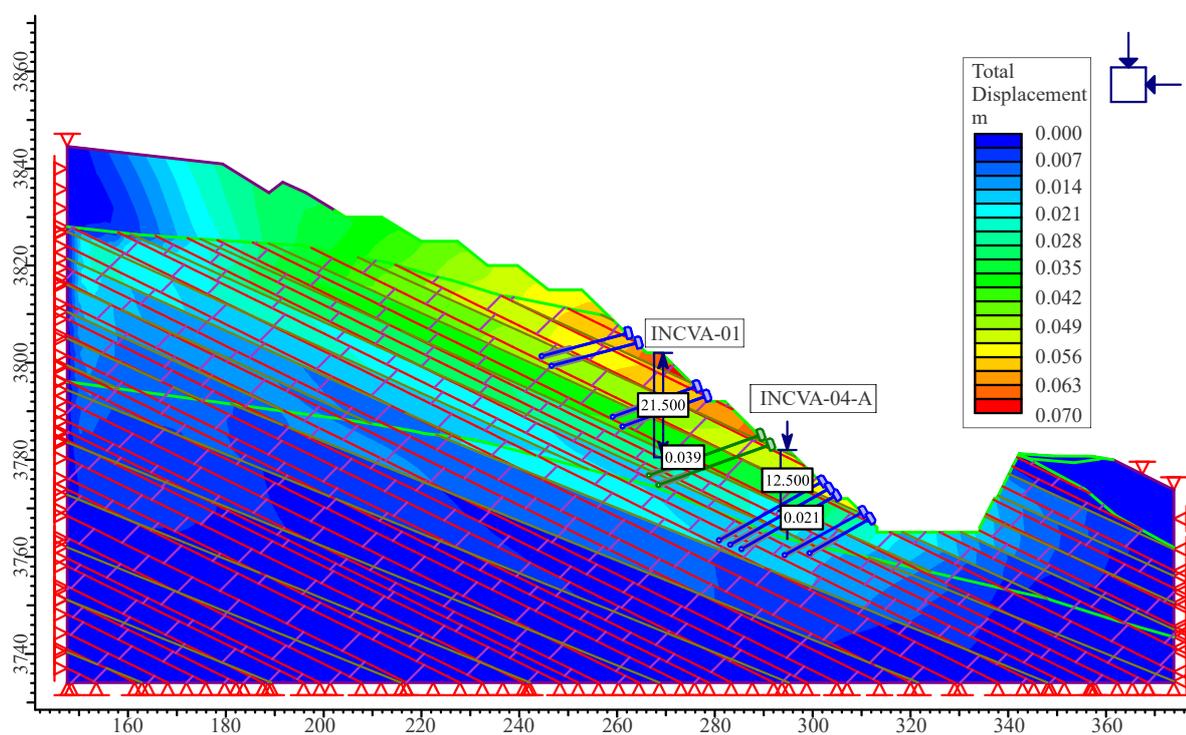


Figura 6.2. Modelo final com as deformações observadas nos INCVA-01 (39 mm) e INCVA-04A (21 mm).

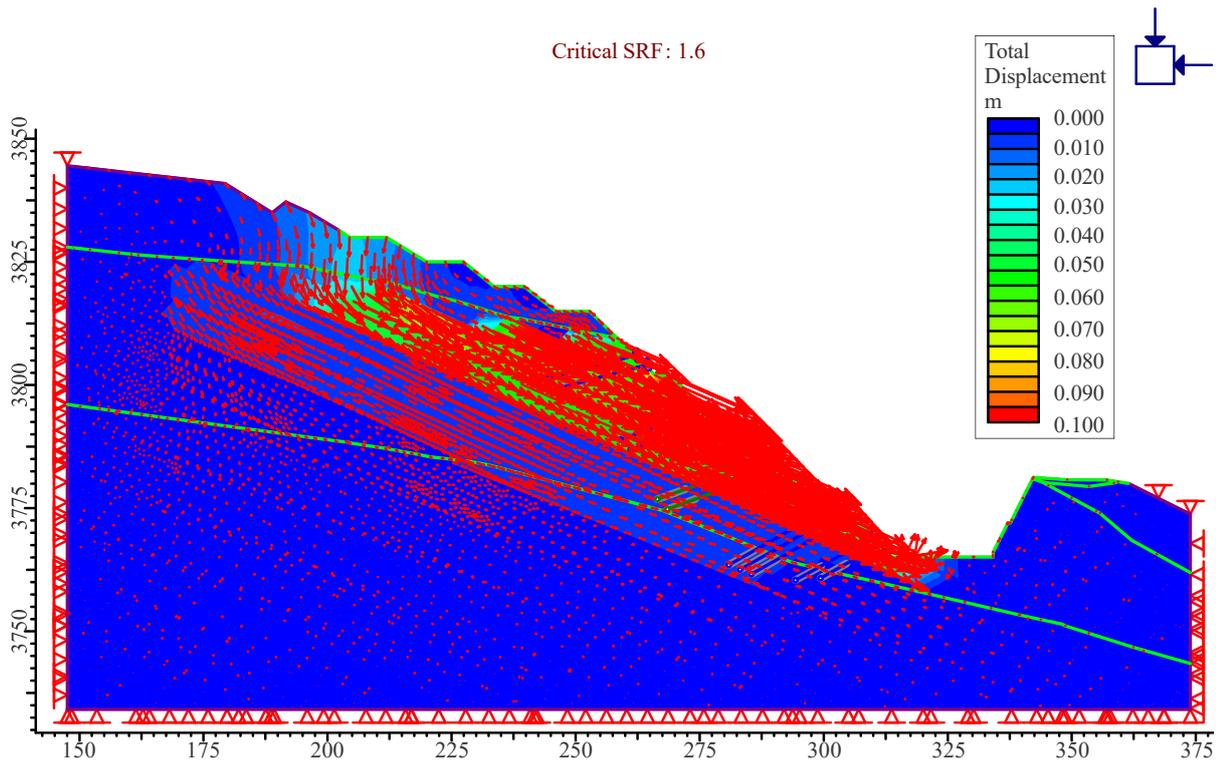


Figura 6.3. Seção apresentando os vetores de deslocamento e o resultado do SRF (1.6) indicando fator de segurança superior a 1,5.

7 CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta a modelagem das deformações de um caso histórico de estabilização de um talude rochoso na região Andina. As escavações executadas foram feitas em um maciço rochoso de baixa qualidade geomecânica e de alto grau de complexidade geológica. As deformações finais foram quantificadas por meio de leituras de inclinômetros instalados no talude, e o modelo geomecânico concebido teve como base sondagens executadas na seção de análise e mapeamentos executados durante o período construtivo.

As rochas encontradas no sítio da barragem compreendem siltitos, arenitos e folhelhos com acamamento sedimentar inclinado a cerca de 30 a 35° e conjunto de fraturas paralelos ao acamamento. As medidas estruturais e deslizamentos ocorridos durante a escavação da margem esquerda exibiram descontinuidades com mergulho desfavorável à estabilidade, indicando probabilidade da ordem de 10% de ruptura planar ao longo das descontinuidades para o interior da escavação.

Para a estabilização do talude foram utilizados tirantes de alta capacidade, sendo a instalação feita logo após a escavação da bancada, e com comprimento suficiente para interceptar a superfície de ruptura. Os parâmetros foram estimados com base em classificações geomecânicas e ensaios de compressão simples na região da barragem, sendo reavaliados pelas deformações obtidas no período construtivo.

A resistência da rocha intacta é uma parcela importante na obtenção dos parâmetros de resistência do maciço rochosos. Os ensaios de compressão uniaxial de amostras coletadas no sítio da barragem indicaram valores máximos de 125 MPa e mínimo de 26 MPa, com uma média de 68 MPa nas amostras de siltito e pelito ensaiadas.

Os inclinômetros instalados indicaram deformação acumulada ao final do período construtivo de 34,9 mm na elevação 3781,50 m e 13,54 mm na elevação 3770,5 m. Estas deformações, bem como as medidas estruturais, foram utilizadas para estimar os parâmetros dos materiais e a superfície de deslocamento.

Os parâmetros de entrada em MEF possuem forte influência nas deformações, entretanto, foi observado durante as análises que, a concepção do modelo geológico para análises de deformações e estabilidade de talude é extremamente importante e que poucas variações nas orientações das descontinuidades impactam de forma mais significativa nas deformações do que a variabilidade dos parâmetros. Desta forma, o entendimento geológico e

o mapeamento dos materiais que compõe os maciços permitem avaliar de forma mais fidedigna as condições de possíveis rupturas e prováveis deformações.

As leituras obtidas dos instrumentos associadas ao modelo geológico, permitiram estimar os parâmetros de resistência dos materiais encontrados na escavação do vertedouro da barragem de Misicuni. Os parâmetros estimados apresentaram-se compatíveis com dados reportados nas bibliografias consultadas e a superfície de ruptura calculada correspondeu as deformações observadas nos inclinômetros. O SRF calculado atendeu aos critérios de segurança, indicando que o tratamento previsto em projeto foi eficiente. Desta forma, os dados obtidos neste estudo de caso e apresentados neste artigo podem ser úteis para projetos de engenharia em contexto geológico similar.

8 ARTIGO CIENTÍFICO

MODELING AND INSTRUMENTATION DATA ANALYSIS FROM EXCAVATION SLOPE OF THE MISICUNI DAM SPILLWAY: CASE STUDY

André Bianchi Mattos ^{a,b}, Murilo da Silva Espíndola ^a, Roberto Borges Moraes ^b, João Raphael Leal ^b, Ariel Henrique Pozzobon ^a

^a Programa de Pós-Graduação em Geologia, Universidade Federal de Santa Catarina, Trindade, 88040-970, Florianópolis, SC, Brazil

^b Nova Engevix Engenharia e Projetos S/A, Itacorubi, 88034-000, Florianópolis, SC, Brazil

ABSTRACT

Slope stability analysis is of fundamental importance in infrastructure projects no matter its size. The failure of a slope has a major economic and environmental impact and can turn the project unfeasible, causing irreparable damage to the environment and life. Therefore, slope stability analysis aims to evaluate the possibility of a slope suffering mass movements and to propose stabilization solutions. This research focused on obtaining the resistance parameters of the materials found in the excavation slope of the Misicuni Dam spillway applying the back analysis method and using deformational instrumentation data. The parameter modeling can support future projects in terms of mechanical behavior and safety for the Misicuni Dam in addition to subsequent engineering projects in sedimentary rock masses deformed by tectonic influence. The Misicuni Dam is part of the Misicuni Multiple Project located in the Cochabamba department, central part of Bolivia. This project consists of using water from the Misicuni, Viscachas and Putucuni river basins. To carry out this paper, three drill core investigation were used along the analysis section, as well as read out data from 3 inclinometers installed on the bench slope excavation, topographic survey and 39 uniaxial compression tests on samples collected from the drill cores. Inclinometers are instruments commonly used to monitor soil or rock slopes, and help to determine the failure surface and estimate the speed of movement. The use of inclinometer data and geological modeling made it possible to analyze and obtain stress and strain parameters that occurred during the excavation phases, by applying Finite Element Method (FEM) analysis, which allowed to compare the predicted and observed results during the execution and completion of the site. Therefore, this paper presents the resistance parameters obtained through back analysis using deformation data obtained from field instrumentation in a context of complex structural geology.

Keywords: Rock Mass. Slope Stability. Instrumentation. FEM.

1 INTRODUCTION

Dams are structures that have contributed to the progress of humanity since ancient times. They were the first man-made structures to create water reservoirs for human supply. Over time, the use of reservoirs has diversified, with wide-ranging uses such as hydropower generation, navigation, recreation, flood control and irrigation. However, over time several accidents have occurred involving this type of work, with around 60% of dam accidents being related to geotechnical problems, including foundation problems, settlements, high pore pressures, poor quality materials and slope slides (Jansen, 1983; Pereira, 2020).

The Misicuni Multiple Project is in the province of Cochabamba (Bolivia) and consists of harnessing the waters of the Misicuni, Viscachas and Putucuni river basins, on the other side of the Tunari mountain range, by creating a reservoir. The main goal is to supply potable water to the urban populations of Cochabamba's Central Valley, use it in agriculture and hydropower generate. It is a project that aims to improve the availability of water in the Cochabamba Central Valley, bringing economic, social and cultural development to the region. The dam for impounding the water comprises an arrangement made up of rockfill with a concrete face for sealing, and a spillway which is located on the left bank. The excavation of the channel and slopes for the spillway was carried out in sedimentary rocks with complex structural geology. A global collapse of these slopes, especially after completion of the site, could mobilize a large amount of material towards the rockfill, thus compromising the safety of the dam.

Therefore, understanding the mechanical behavior of the Misicuni Dam spillway excavation slope is essential in terms of safety and good stability performance. In this respect, deformation and resistance parameters can contribute to more reliable mathematical modeling of safety factors, including those based on the Limit-Equilibrium Theory. The evaluation of instrumentation data, stresses and displacements, as well as previously determined variables, allows modeling and application of back analysis methods, which can provide support for future projections in terms of mechanical behavior and safety for this dam.

2 GEOLOGICAL SETTINGS AND PROJECT BACKGROUND

2.1 GEOLOGICAL CONTEXT

The Misicuni Dam is located in the Cordillera Oriental (Eastern Mountain Range), near the Cochabamba Valley, which has a municipality of the same name. The Cochabamba Valley is divided into three morphologically distinct zones: the flat zone, the hillside zone and

the mountainous zone, where the Misicuni dam is located. The mountainous zone includes the Tunari and Mazo Cruz mountain ranges to the north and west of the valley and hills on the south and southeast sides.

The tectonic evolution of the Andean region is extremely complex, including throughout its history land accretions, rifting, orogenic episodes and the development of a highly shortened back-arc belt (Rojas Vera et al., 2019).

2.2 STUDY AREA AND GEOLOGICAL SETTING

The location of the Misicuni Multiple Project in the province of Cochabamba, central Bolivia, is shown in Fig. 1-B. The main objectives of the project are to supply potable water to the urban populations of the Cochabamba Central Valley, irrigation water for agriculture in the agricultural catchment area and electricity production of 80 MW to 120 MW for the National Interconnected System.

The Misicuni Dam is a concrete-faced rockfill dam with a height of 120 m and a crest length of 490 m at an elevation of 3782 m above sea level (Fig. 2). The upstream slope has a gradient of 1.5H:1.0V and the downstream slope 1.5H:1.0V with a 6.0 m wide berm that develops from the 3675 m elevation.

The Misicuni dam is located in the Tunari mountain range and its structural configuration includes the Misicuni anticline to the east and the Uyuni syncline on its western flank (Fig. 1-C). The continuity between the anticline and the syncline is interrupted by the Misicuni reverse fault. The landscape of the dam site is the result of the tectonic action of major faults, mainly the Misicuni reverse fault, which, when combined with the erosive action of the river, cuts through the geological structures forming valleys with steep slopes on both sides (Leal et al., 2012).

There are Ordovician and Silurian rocks in the region, as well as Quaternary deposits. The upper formations are made up of Ordovician rocks (Anzaldo and San Benito Formations), while the lower ones are made up of Silurian rocks (Uncía and Cancañiri Formations). The Ordovician rocks are from marine origin and composed mainly of siltstones, sandstones, shales and mudstones, in a package over 5000 m long. The Silurian sedimentary packages are of glacial-marine origin.

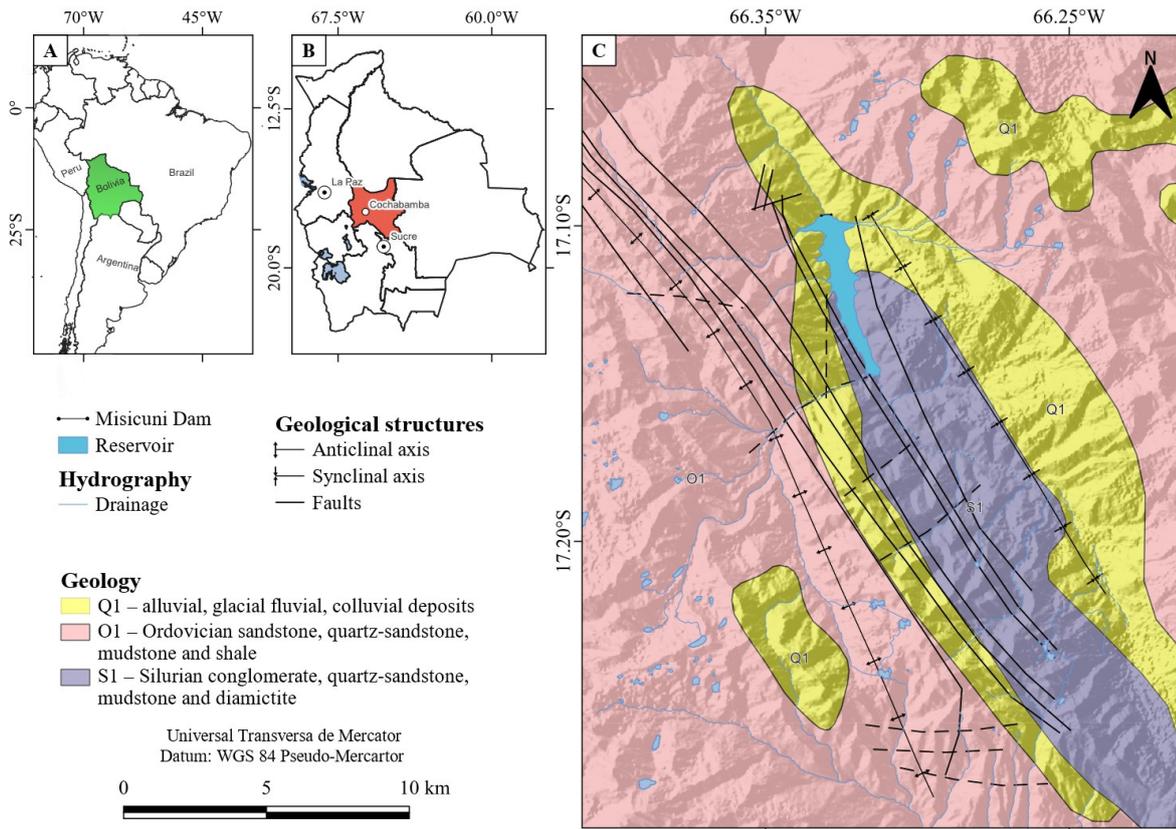


Fig. 1. (A) Location of the study area in South America. (B) Cochabamba's location in Bolivia. (C) Geological map of the Multiple Project. Lithological data extracted from GeoBolivia (geo.gob.bo) and structural geology from Minor *et al.*, 1987.



Fig. 2. General view of the Misticuni Dam and the spillway excavation slope. The red circle shows the location of the excavation slope.

3 GEOLOGY NEAR THE SPILLWAY

The spillway of the Misicuni dam is located on the hydraulic left bank and excavations over 180 m high were necessary for this implementation. This paper evaluates the stability of the excavation slope between axes 2 and 5 along the spillway with a height of more than 30 m (Fig. 3). To establish the geological cross-section for the excavation project, three boreholes were drilled along the highest section. Fig. 4 shows the result of the S-401 drill core, exemplifying the quality of the rock mass finding.

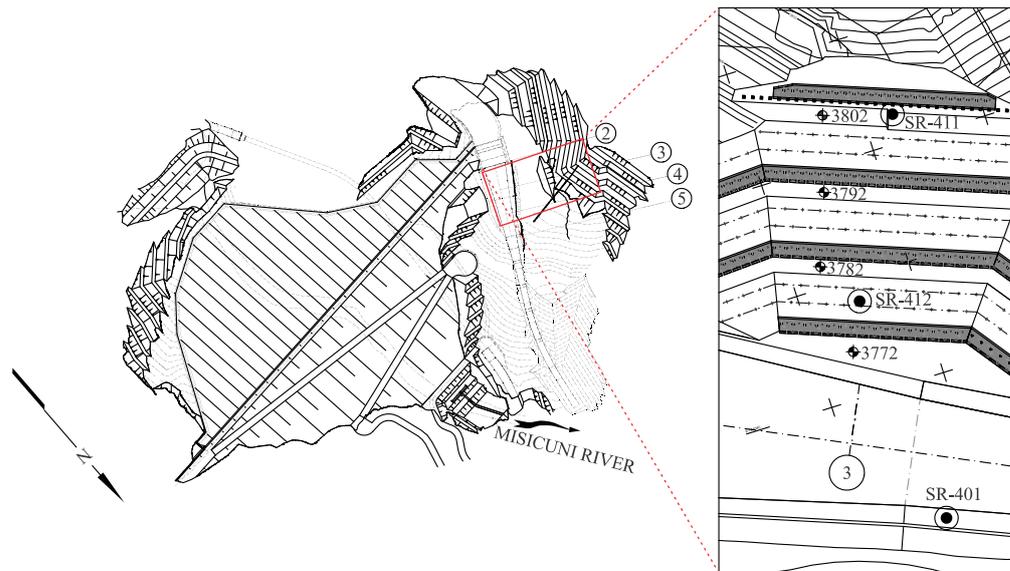


Fig. 3. Plan of the slope and Misticuni Dam, between axes 2 and 5. General arrangement of the excavations and project to stabilize the slope of the Misticuni dam spillway, including location of the boreholes.



Fig. 4. Drill core S-401 showing the rock mass quality.

The results of the boreholes, as well as field observations made during excavations, made it possible to characterize the rock mass along the section in axis 3. Geotechnical compartmentalization was carried out in terms of the quality of the rock masses and its discontinuities.

The stratigraphy of the excavation slope of the Misicuni Dam spillway is composed of an M-II type rock mass in the lower portion, overlain by an M-III rock mass which is covered by residual soils (Fig. 5). The M-II type rock mass comprises a medium-relieved mass with slightly open, oxidized or semi-decomposed joints and the M-III type is composed of a relieved mass with open joints, decomposed zones and joints with thick silt and clay filling.

Temporary excavations perpendicular to the axis of the embankment in the region of the ogive made it possible to observe the main discontinuities that condition the slope's rupture kinematics, as well as to geotechnically compartmentalize the rock mass. These discontinuities comprise layers of decomposed material or joints with thick clay filling, with extremely altered materials resulting in planes of low resistance.

The images in Fig. 6 show the details of the fracture planes and filling materials. No friction grooves were observed, assuming that there was no displacement along the planes.

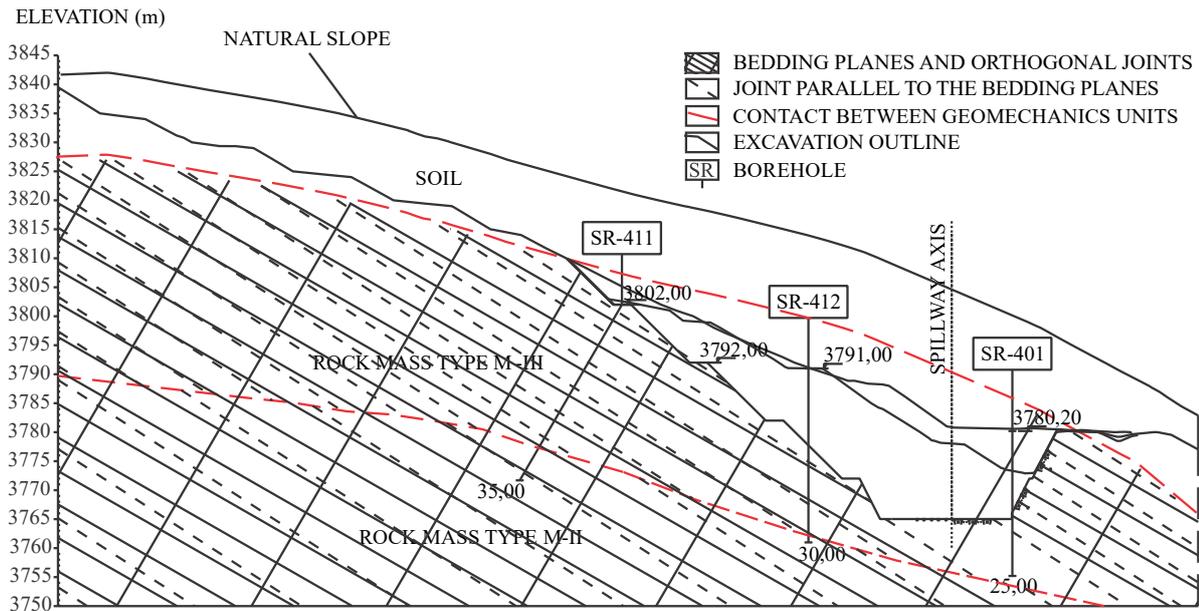


Fig. 5. Geological cross-section on axis 3 with the compartmentalization of the rock masses, excavation of the spillway and boreholes executed.

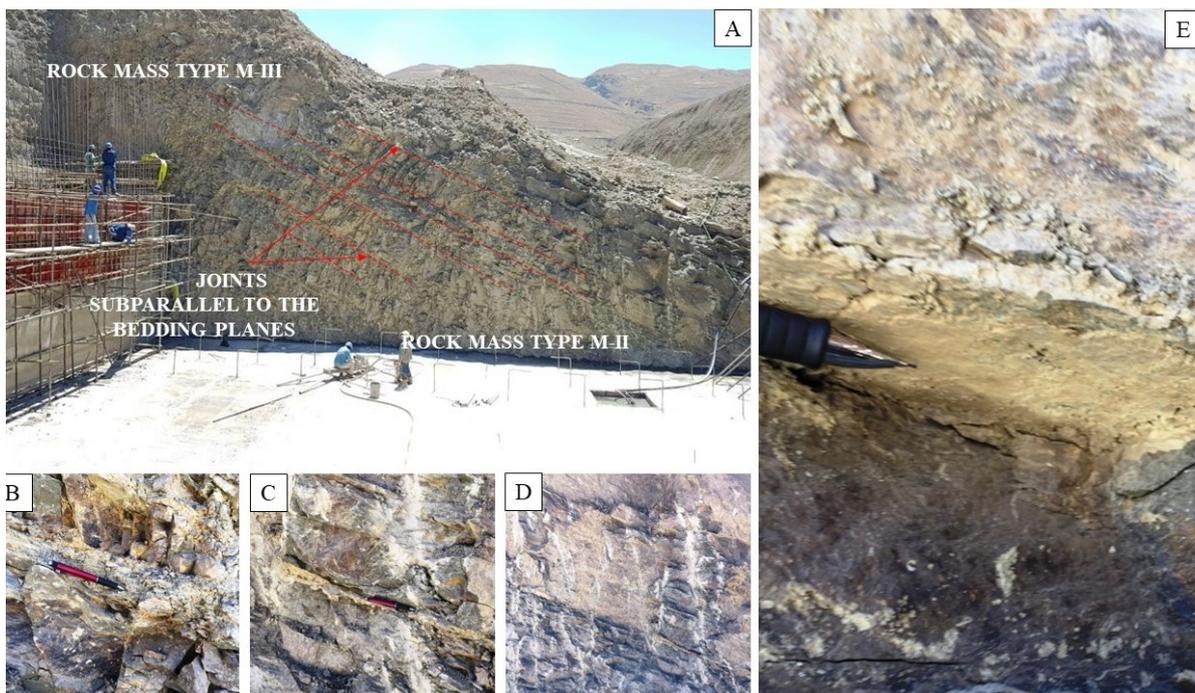


Fig. 6. (A) View of the temporary slope perpendicular to the spillway axis during the excavation phase and the division of the masses. (B, C, D and E) Detail of the discontinuities showing joints subparallel to the bedding planes and discontinuities with clay filling.

The main discontinuities affecting the slopes of the rock mass between axes 2 and 5 of the spillway are related to the stratification of the sedimentary layers, as well as joints of tectonic

origin, joints and faults parallel to the bedding plane. The attitudes of the discontinuities measured in the field are shown in Table 1.

The structural measurements were input into the DIPS 6.0 software, where 4 families of discontinuities were observed according to the frequency stereogram, represented by stratification (S_0) and joints (F1, F2, F3).

The average attitude (Dip/Dip Direction) of the discontinuities resulted as follows:

- Bedding Plane S_0 : $57^\circ/147^\circ$
- Joint Unfavorable F1: $36^\circ/106^\circ$
- Join F2: $78^\circ/268^\circ$
- Join F3: $78^\circ/040^\circ$

Table 1. Structural measurements collected in the field.

Dip	Dip Direction	Dip	Dip Direction	Dip	Dip Direction
30	120	25	090	60	330
70	270	80	020	80	060
75	330	80	090	75	240
30	100	85	300	60	140
45	120	50	090	70	030
34	120	55	180	60	140
30	120	20	285	75	040
60	150	48	155	80	310
80	270	80	50	83	265
40	240	20	300	47	110
50	290	57	150	85	040
70	160	50	100	30	090
85	150				

The structural geology and past landslides during excavations on the left bank showed that the system of discontinuities dipping into the spillway excavation (F1) is unfavorable for stability. Based on the data from the discontinuity attitude measurements, a kinematic analysis was carried out for planar rupture, as shown in Fig. 7.

There is a probability of around 10% for the occurrence of planar rupture along the discontinuities with a dip of between 30 and 35 degrees and towards the inside of the spillway excavation. The resistance parameters along the planes of these fractures were initially estimated based on the limit equilibrium theory, considering that the rock mass was in equilibrium until the first signs of mobilization of the landslide occurred. For this condition, the resistance parameters adopted for the discontinuity planes were cohesion $c = 0$ kPa and friction angle 30° , which corresponds to the lowest inclination of the dip of the discontinuity planes.

The discontinuities, combined with the poor geomechanical quality of the M-III rock mass, favored the landslides observed at the spillway site, with planar or mixed ruptures, although these were always conditioned by the surface planes of the discontinuity system. The design solution adopted for the containment of this slope consists of the construction of a curtain wall intercepting possible rupture planes with tieback.

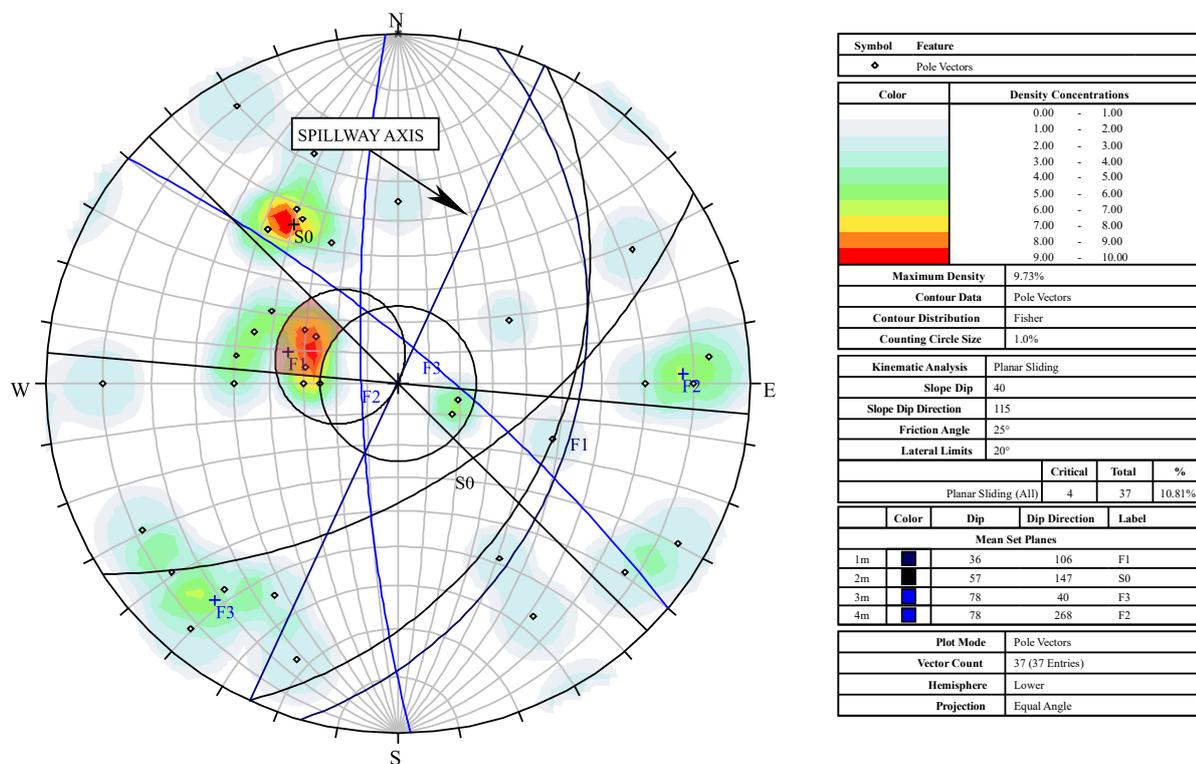


Fig. 7. Frequency diagram of discontinuities and kinematic analysis for planar rupture - Axis 2 to 5.

4 OBSERVATIONS DURING EXCAVATION AND ANALYSIS OF MONITORING DATA

4.1 INSTRUMENTATION AND EXCAVATION

The excavations and installation of the tieback took place throughout the year of 2018 and early 2019 (Fig. 8). To monitor the deformations that occurred during this period, two inclinometers were installed aligned on axis 3, one on the bench at elevation 3802 and the other at 3782 m (Fig. 9).

The first inclinometer (el. 3802 m), called INCV-01-A, is 37 m long and took its first reading on 26/07/2018, while the second, INCV-04 (el. 3782), is 21 m long and was installed on 28/11/2018. INCV-04 was damaged after the installation of some DHPs. It was recovered

in April 2019 and renamed INCV-04-A, but with a new depth of 19 m, and the deformation readings started over from the origin.

ELEV.(m)	STAGE	2018											2019	
		MAR.	APR.	MAY	JUNE	JULY	AUG.	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	JAN.		
3802	ESCAVATION													
	REINFORCEMENT	15/3	11/4											
3792	ESCAVATION						INC 1 (3802) 26/07/2018							
	REINFORCEMENT				3/7		3/8							
3782	ESCAVATION						1/8		30/8	1/10		30/10		INC 4 (3782) 28/11/2018
	REINFORCEMENT							12/9		25/9	10/11		23/11	
3772	ESCAVATION													
	REINFORCEMENT													
SPILLWAY CHANNEL	ESCAVATION											13/12		19/12
	REINFORCEMENT													

Fig. 8. Excavation control and reinforcement over time.

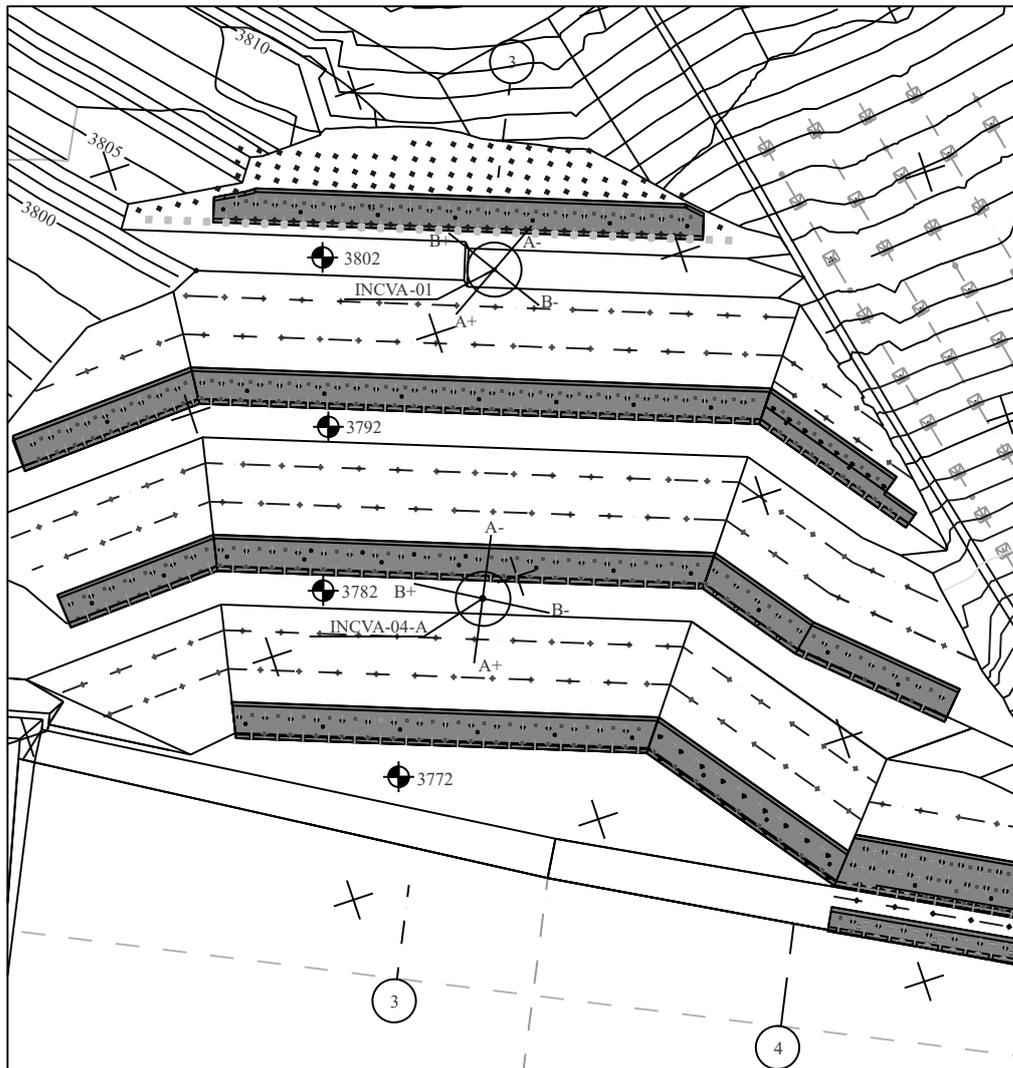


Fig. 9. Plan of the inclinometers location with their reading axes.

4.1.1 Inclinometer INCVA-01

INCVA-01 did not have one of its axes aligned with the interior of the excavation, showing high deformations in both the "A" and "B" axes. The graph of the accumulated

displacements of INCVA-01 is shown in Fig. 10 with readings up to September 3, 2020. Two main displacement surfaces were observed, one at a depth of 20.50 m (El. 3781.50) with larger displacements and another at 27.50 m (El. 3774.50) with a smaller magnitude.

During the building period, the accumulated displacements of the resultant vector for the depth of 20.5 m amounted to just over 16 mm and are plotted on a graph of accumulated displacement \times time, shown in Fig. 11. The accumulated displacements of the resultant vector show a constant evolution over time with variations in localized periods, as well as accelerations that show significant increases in the excavation periods and decelerations in periods when excavations were standstill and installation of reinforcements took place.

The readings obtained in the first stage of excavation of 3782 m indicated accumulated deformations of 4.3 mm, which stabilized at 6.5 mm when reinforcements were installed. The excavation of 3772 berm and the canal, show that deformations progressed to 8.8 mm and during anchor load the displacements almost doubled, reaching 16.1 mm. After this stage, with the work completed, the slope of the deformation line reduces drastically, indicating that there were no accelerations after the work was completed. However, over the course of 2019 the accumulated deformations reached 32.7 mm, stabilizing over the course of 2020, reaching 34.9 mm. Behavior like this after the building period has already been observed by Song et al. (2011), and can be explained by rock mass creep, different from rock creep, and it is closely related to slope structure and geological conditions.

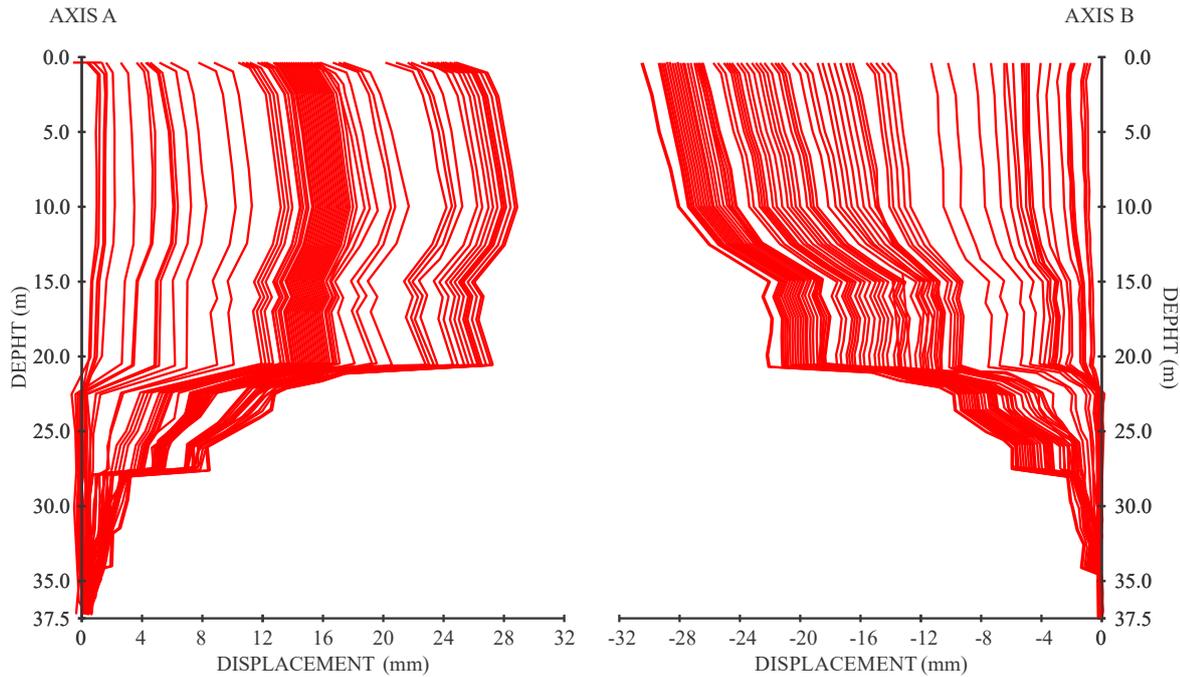


Fig. 10. Cumulative displacements– INCVA-01.

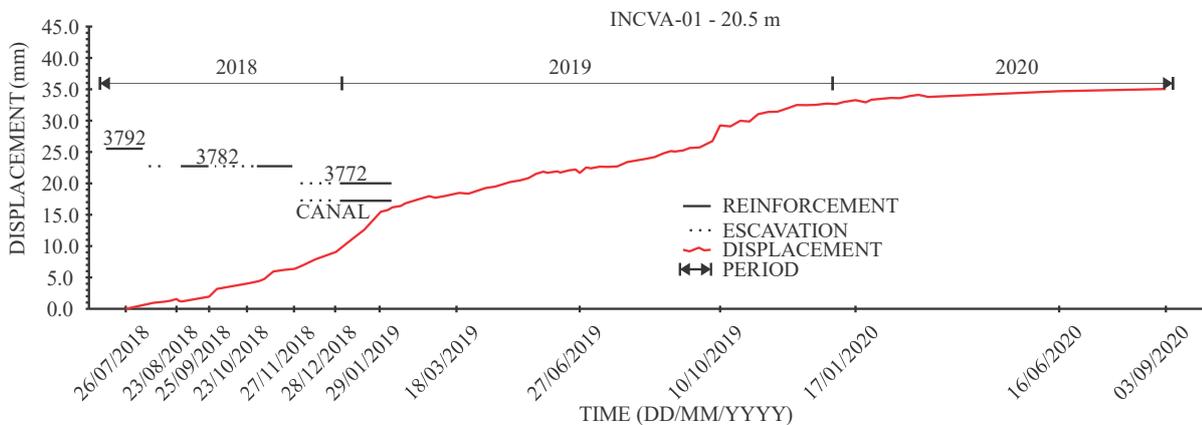


Fig. 11. Cumulative displacement × time INCVA-01 at depth 20.50 m for the building period and residual deformations in 2019 and 2020.

4.1.2 Inclinometer INCVA-04 and INCVA-04-A

There is reading data for INCVA-04 between November 2018 and February 2019. The accumulated displacement graph of INCVA-04 is shown in Fig. 12, indicating two deformation planes, the main one at a depth of 12.5 m (El. 3769.50) and another with smaller displacements at a depth of 18 m (El. 3764). This inclinometer was properly positioned, with the "A" axis aligned towards the inside of the excavation, showing the main deformations only on this axis.

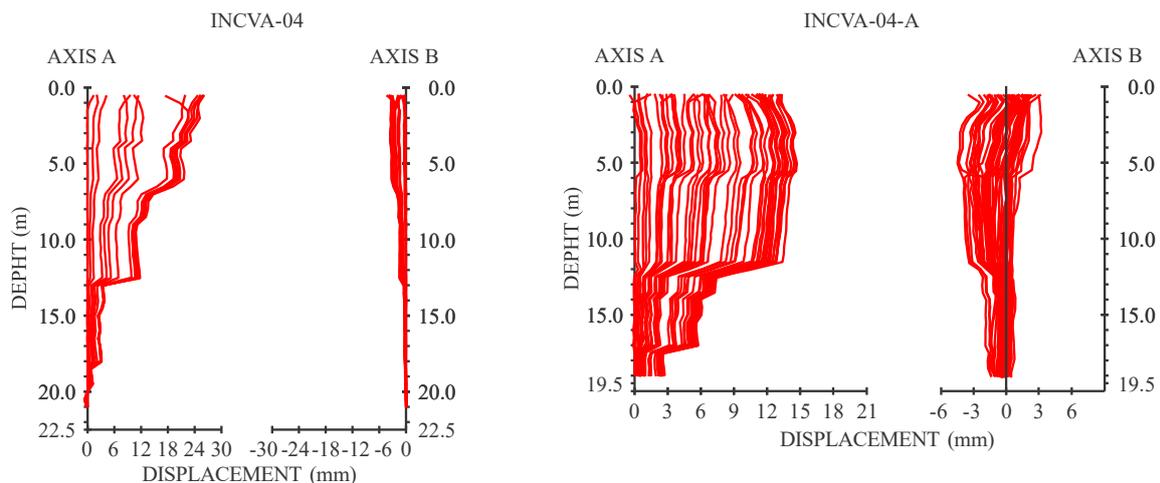


Fig. 12. Cumulative displacement INCVA-04 and INCVA-04-A.

The accumulated displacements of the resultant vector for the 12.5 m depth amounted to around 12 mm and were plotted on an accumulated displacement *versus* time graph. The deformations obtained coincide with those observed in INCVA-01, with significant accelerations during excavations and decelerations during periods when excavations were standstill and installation of reinforcements occurred, as seen in Fig. 13.

With the excavation and prestressing of berm 3782, excavation continued on el. 3772 and the channel. The deformations reached around 4 mm during excavation, and by the end of prestressing the deformations had reached 10 mm, stabilizing at 12 mm after completion of reinforcements installation.

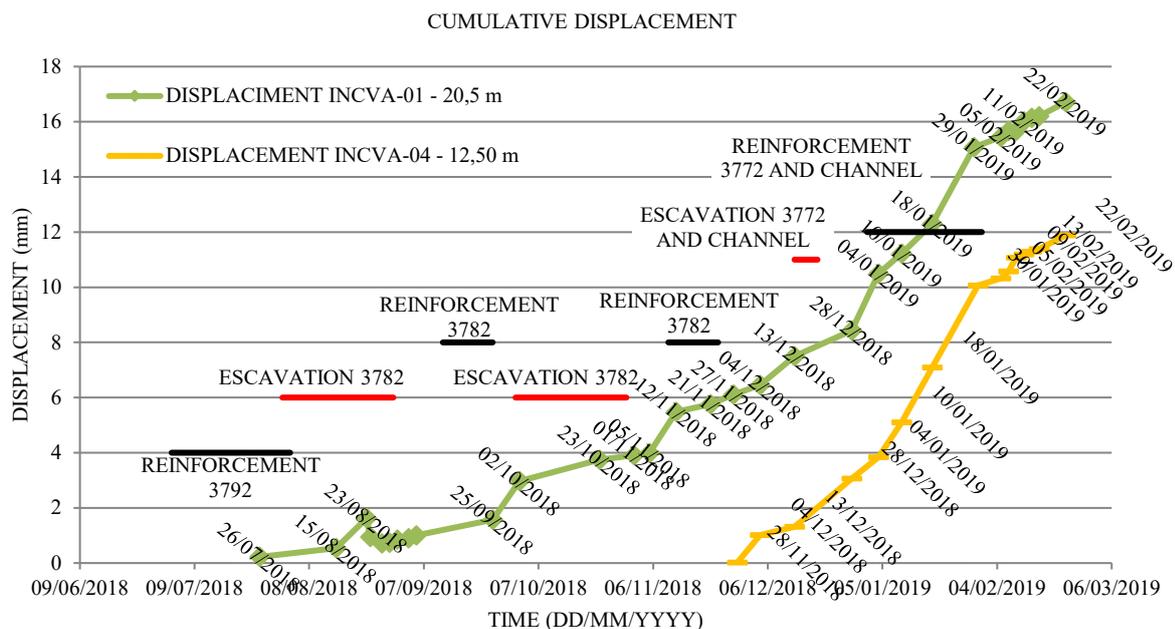


Fig. 13. Cumulative displacement \times time INCVA-04 at depth 12.50 m compared to INCVA-01 for the building period.

Deep drainages were installed after the bolting, which damaged the INCVA-04 during installation. In April 2019, repairs were made to the tube of this instrument, and readings were resumed on April 30, 2019, with a new reference, renaming the instrument INCVA-04-A.

The INCVA-04-A reading period includes the residual deformations that occurred after the work was carried out, with readings between 30/04/2019 and 03/09/2020. For this period, the incremental displacement graph of the INCVA-04A inclinometer (Fig. 12) indicates that there are 3 movement surfaces, at depths of 11.5 m, 13.5 m and 17 m, which are at similar depths to those previously observed in INCVA-04. Of these surfaces, the main one is at 11.5 m, one meter higher than previously recorded (12.5 m).

The cumulative displacement \times time graph at a depth of 11.5 m (Fig. 14) shows that:

- The period from 09/10/2019 to 26/02/2020, 140 days, shows an accumulated deformation of 13.00 mm - 8.30 mm = 4.7 mm, resulting in an average speed of 0.033 mm/day, already considered residual and tending to stabilize;
- In the period from 26/02/2020 to 16/06/2020, 111 days, the accumulated deformation obtained is 13.00 mm - 12.90 mm = 0.10 mm, resulting in an average speed of 0.0009 mm/day;

- In the period from 16/06/2020 to 03/09/2020, 79 days, the accumulated deformation obtained is 13.54 mm - 12.90 mm = 0.64 mm, resulting in an average speed of 0.008 mm/day.

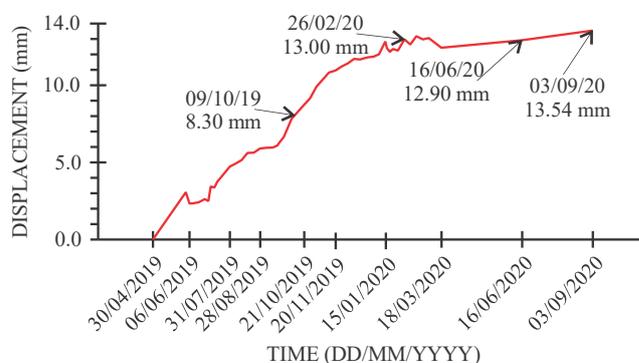


Fig. 14. Cumulative displacement \times time – INCVA-04-A at depth 11,5 m.

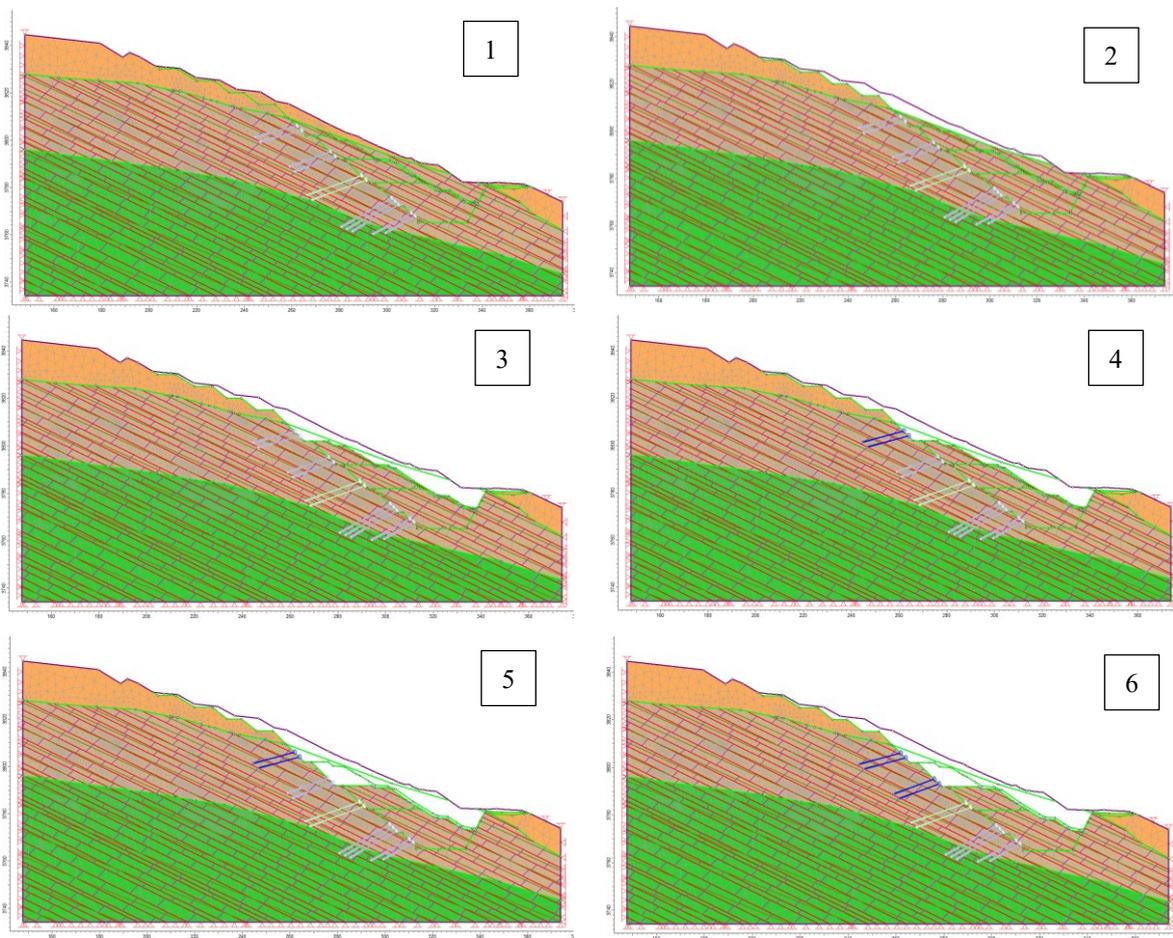
5 STRESS-STRAIN ANALYSIS

5.1 NUMERICAL ANALYSIS

Numerical modeling is widely used to solve various problems related to geotechnical engineering projects. In this study, the stress \times strain analyses were carried out using the Phase2® v8.0 software (roscience), which allows the displacements during the excavation and bolting phases to be evaluated using the finite element method (FEM) and the slope safety factor to be obtained from the SSR. The model design for this type of assessment considers various factors, the main ones being: geometry, material parameters, construction sequence and an understanding of geological complexity. For soft and tectonically affected sedimentary rocks, slope stability is mainly dominated by the variability of the materials and geological structures that condition the sliding surface, which always tends to seek out the materials with the lowest resistance (Ahmed A and Soubra, 2012; Fenton and Griffiths, 2008; Zeng et al., 2015; Cheng et al., 2018).

The data from the inclinometers made it possible to evaluate the behavior of the deformation and estimate the possible rupture surfaces. Instrumentation similar to this provides extensive knowledge of the geological characteristics that condition deformations and failure modes and has been used to monitor excavations on extremely high slopes related to hydroelectric power generation sites (e.g., Chen et al., 2016; Chen et al., 2017; Xu et al., 2017).

Numerical analysis was used to estimate the resistance parameters based on the deformations observed during the excavation and support application stages. Fig. 15 shows the geological model used and the phases of excavation and application of the ties during the building period. The external geometry of the model was based on the topographic surveys carried out prior to the first excavations, and the other steps according to the subsequent topographic surveys, design drawings and support installations carried out. The stratigraphy of the proposed geological model was drawn up on the basis of surface mapping, boreholes along the section and mapping of the excavation front, which exposed the main structures that condition the slopes rupture kinematics. In view of this geological context, discontinuities such as bedding, orthogonal joints and faults were inserted into the model according to the mappings carried out.



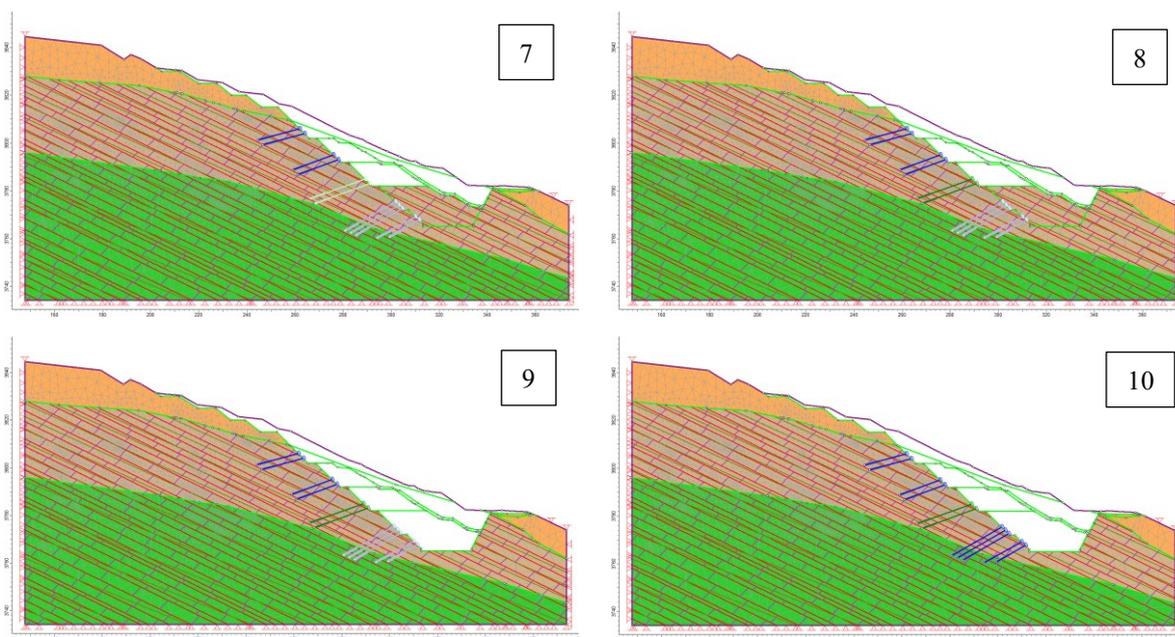


Fig. 15. Construction sequence of the slope carried out in 10 stages with alternating excavation and application of the designed support.

The modeling included 10 construction stages, the first containing the previous conformation of the relief prior to the excavation of the bench at elevation 3802, and the last with the conclusion of the excavation and installation of the ties near the spillway chute. Since the inclinometer was installed after the excavation of the 3802 bench had been completed, the deformations were set to zero from this stage onwards (3rd stage) in order to make the model compatible with the deformations observed in INCVA-01.

The strength parameters were assessed and obtained mainly on the basis of the final deformations observed in the INCVA-01. This instrument is the most representative of the deformations observed and returned values of around 35 mm at the end of construction. The deformations that occur during the excavation and anchoring process are generally more complex to model, as the readings taken in the field are daily based and do not necessarily represent the same deformations that were observed in the model. This is due to the temporal conditions of the readings, and it is preferable, for greater accuracy in these types of analyses, that the readings are automated and in real time.

5.2 ESTIMATION OF PARAMETERS AND DEFORMATIONS

The geomechanical properties of the rock masses were initially estimated based on the literature and the authors' experience with lithotypes and investigations carried out in similar geological contexts, as well as uniaxial compression tests carried out at the dam site. In addition

to the rock mass, it was necessary to estimate resistance parameters for the sedimentary bedding, the set of orthogonal joints and the faults parallel to the bedding planes. As the curtain wall is a known material, the parameters supplied by the manufacturer were used. Table 2 shows the estimated parameters for the rock mass and discontinuities included in the model.

Table 2. Parameters of the rock masses and discontinuities.

Parameters	Unit	Material					
		Soil	M-III	M-II	Bedding plane	Orthogonal joint	Parallel faults to bedding planes
Elastic modulus	GPa	0.5	1.28	2	-	-	-
Poisson's ratio	-	0.28	0.28	0.28	-	-	-
Unit weight	kN/m ³	21	26	26	-	-	-
Cohesion	MPa	0.02	-	-	0.012 (0.010*)	0.1 (0.05*)	0
Friction angle	°	36	-	-	20 (18*)	39 (34*)	10 (7*)
Normal stiffness of the joint	GPa/m	-	-	-	1.2	1.41	1
Shear stiffness of the joint	GPa/m	-	-	-	0.5	0.47	0.1
GSI	-	-	40	40	-	-	-
UCS	MPa	-	30	68	-	-	-
mi	-	-	13	17	-	-	-
D	-	-	0	0	-	-	-

(*) Residual Values

Parameter estimates for the rock masses were based on the Hoek-Brown criteria (1980) and for the topsoil the Mohr-Coulomb criterion was used. The M-II material is a relieved mass with slightly open, oxidized or semi-decomposed fractures and the M-III is a relieved mass with open fractures, decomposed zones and fractures with thick silt and clay filling. Parameter estimation is initially based on the GSI (Geological Strength Index; Hoek 1994), which qualitatively assesses mass quality quickly and economically based on the degree of fracturing and alteration of discontinuities. For the masses evaluated, the estimated GSI was 40 for both masses, where only the discontinuities of the sedimentary bedding were considered, being the same for both units. The difference in the model occurs in the insertion of faults parallel to the bedding (F1), where those present in mass M-III have a smaller spacing between them than in M-II, thus representing mass M-III as a more fractured unit.

The bedding planes and the orthogonal joints were inserted as “cross jointed”, with an average spacing of 3 m for the bedding planes and 12 m for the orthogonal joints. The

discontinuity system was applied as parallel deterministic with an inclination of 33° and a spacing of 10 m for the M-II and 5 m for the M-III mass.

The main factor governing the differences between the strength parameters of the rock masses in the model reflects data obtained from the simple compressive strength tests (Table 3), which showed an average of 68 MPa, assumed for M-II, and a minimum of 26 MPa, with 30 MPa being adopted for M-III.

Table 3. Results of the uniaxial compression tests.

Uniaxial Compressive Strength Tests											
Samples				σ_c		Samples				σ_c	
Hole	Depth		Rock	MPa	Hole	Depth		Rock	MPa		
S-101	1.50	1.50 - 1.70	Siltstone	54.90	S-106	11.60	11.60 - 11.80	Siltstone	101.00		
S-101	6.50	6.50 - 6.70	Siltstone	69.10	S-106	18.20	18.20 - 18.50	Mudstone	48.80		
S-101	14.30	14.30 - 14.50	Siltstone	71.10	S-106	45.60	45.60 - 46.00	Mudstone	69.10		
S-101	27.30	27.3 - 23.90	Siltstone	54.90	S-106	55.80	55.80 - 56.10	Mudstone	48.80		
S-101	30.60	30.60 - 31.00	Siltstone	90.90	S-107	9.50	9.50 - 9.65	Siltstone	63.00		
S-101	37.60	37.60 - 37.80	Siltstone	77.20	S-107	20.85	20.85 - 21.00	Mudstone	104.40		
S-102	13.10	13.10 - 13.30	Siltstone	42.70	S-107	26.50	26.50 - 26.80	Siltstone	48.80		
S-102	14.80	14.80 - 15.00	Siltstone	114.60	S-107	39.30	39.30 - 39.50	Siltstone	77.20		
S-102	22.50	22.50 - 22.35	Siltstone	77.20	S-108	3.80	3.80 - 4.00	Siltstone	125.30		
S-102	27.60	27.60 - 27.80	Siltstone	103.30	S-108	15.60	15.60 - 15.80	Siltstone	52.80		
S-102	33.50	33.50 - 33.80	Siltstone	77.20	S-108	31.50	31.50 - 31.70	Siltstone	77.20		
S-103	32.30	32.30 - 32.50	Siltstone	26.40	S-108	35.30	35.30 - 35.50	Siltstone	65.00		
S-103	35.20	35.20 - 35.50	Siltstone	40.60	S-108	40.50	40.50 - 40.80	Siltstone	75.20		
S-103	39.20	39.20 - 39.50	Siltstone	35.60	S-108	47.25	47.25 - 47.40	Siltstone	41.00		
S-104	6.30	6.30 - 6.50	Siltstone	60.90	S-108	50.20	50.20 - 50.40	Siltstone	38.60		
S-104	10.20	10.20 - 10.40	Siltstone	42.70	S-108	59.60	59.60 - 59.80	Siltstone	63.00		
S-105	5.00	5.00 - 5.50	Siltstone	56.90	S-108	62.10	62.10 - 62.40	Siltstone	110.00		
S-105	9.50	9.50 - 10.00	Siltstone	63.00	S-108	67.60	67.60 - 67.80	Siltstone	67.00		
S-105	16.60	16.60 - 16.80	Siltstone	48.80	S-108	70.80	70.80 - 71.00	Siltstone	111.70		
S-105	43.00	43.00 - 43.15	Siltstone	71.10							
Maximum						125 MPa					
Average σ_c						68 MPa					
Minimum						26 MPa					

For the FEM, the modulus of deformability is the main parameter that determines deformations, especially in rock masses that are not very fractured. Even though this is a fractured mass, the modulus of deformability was estimated using RocLab® (Rocscience), taking as input the uniaxial compressive strength, the GSI, the excavation disturbance factor and an estimate of the modulus of deformation of the intact rock. The specific weight of the

materials was estimated based on the lithology, and this is a parameter that generally has a strong influence on deformations. However, due to the local geological context, it is the discontinuities present in the masses that mainly condition deformations and possible rupture.

One of the greatest difficulties in developing models with joints is representing the orientations, spacing along the section and obtaining parameters for these materials. In particular, the shear and normal stiffness module, introduced by Goodman (1968), which are difficult to test in laboratory and are of major importance for finite element analysis.

Data presented by Day et al., (2017), Sattler & Chrysothemis (2019), Asem & Gardoni (2019), Clayton et al., (2020) and Zheng et al., (2023), indicate that the order of magnitude of the shear or normal stiffness can range from 0.1 GPa/m to 100 GPa/m. Bearing in mind that high values for the modulus of stiffness restrict deformations and low values show excessive deformations, it was decided to set these parameters in ranges reported in the literature for similar discontinuities. In this way, the parametric analysis of the faults that condition the deformations in the slope was carried out by varying the angle of friction, because, as this is a set of faults, the premise is that cohesion is zero. Based on the characteristics observed in the excavations, the fill is clay, and possibly has a low friction angle, making it necessary to reduce the peak friction to 10° and the residual friction to 7° in order to obtain the deformations observed in the inclinometers (Fig. 16).

For the joints orthogonal to the bedding, relatively high spacing was adopted, which is not what was observed in the field. This was necessary because small spacings generate blocks with large deformations in the model, indicating the possibility of localized rupture. To simulate global rupture based on the deformations obtained from the inclinometers, the adopted parameters for the orthogonal joints were less conservative so that the deformations were concentrated on the displacement surfaces observed in the INCVA-01 and INCVA-04 and 04-A inclinometers.

The deformation obtained in the model was 39 mm, which is very similar to the deformation observed in INCVA-01 after the relaxation period of the mass. The final reading obtained in INCVA-04-A was around 12 mm, while the model showed a value of 21 mm. This difference is probably related to the installation period of INCVA-04-A, which could only take its initial readings after the excavation of the 3782 m bench had been completed.

Thus, based on the rupture model used for the mass found in the excavation of the Misicuni dam spillway and the deformations measured and calculated, it can be concluded that

the estimated parameters are adequate and show good agreement, as well as being supported by data presented in relevant bibliographies on the subject.

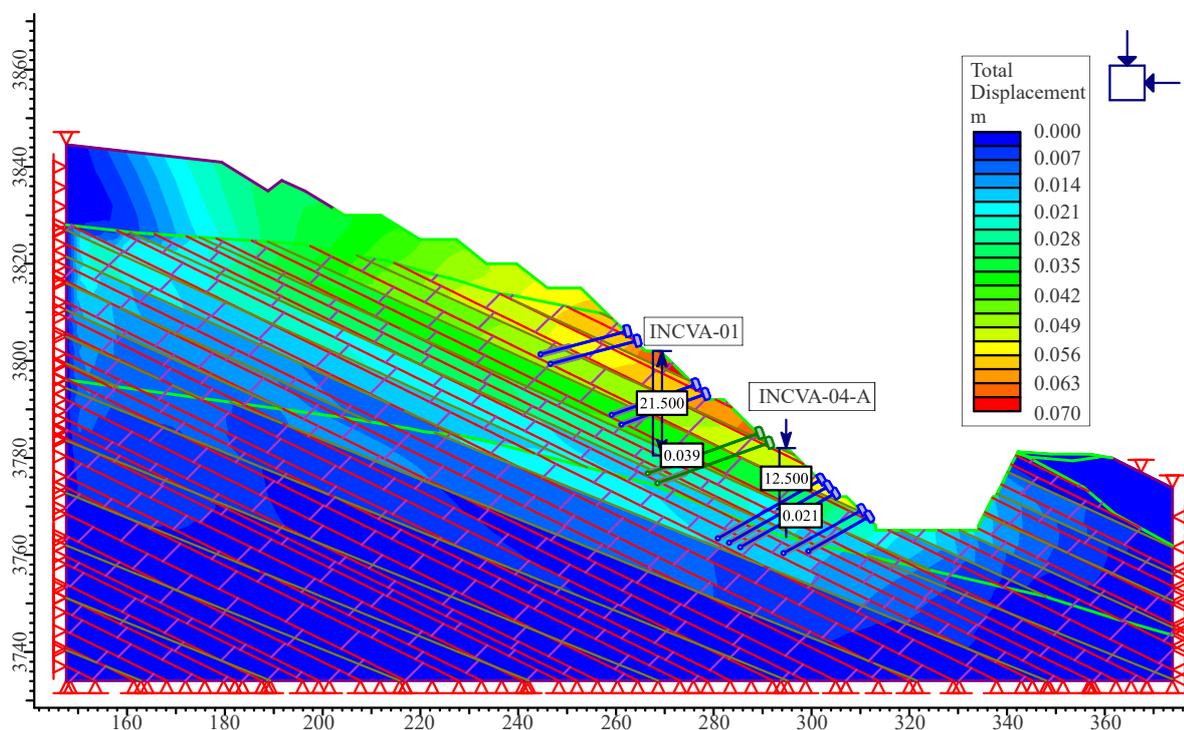


Fig. 16. Final model with the deformations observed in INCVA-01 (39 mm) and INCVA-04A (21 mm).

6 CONCLUSIONS

This paper presents the deformation modeling of a historical case of rock slope stabilization in the Andean region. The excavations were carried out in a rock mass of low geomechanical quality and high geological complexity. The final deformations were quantified using readings from inclinometers installed on the slope and the geomechanical model designed was based on boreholes executed in the analysis section and mapping performed during the excavation period.

The rocks found at the dam site comprise siltstones, sandstones and mudstones with sedimentary bedding inclined at around 30 to 35° and a set of joint parallel to the bedding. Structural measurements and minor landslides during excavation of the left bank showed discontinuities with an unfavorable dip to stability, indicating a probability of approximately 11% of planar rupture along the discontinuities towards the interior of the excavation.

Reinforcing anchors were used to stabilize the slope. They were installed immediately after the excavation of the bench and were of sufficient length to intercept the surface of rupture and prevent major displacements. The parameters were estimated based on geomechanical

classifications and uniaxial compression tests at the dam site and re-evaluated using the deformations obtained during the building phase.

The strength of the intact rock is an important factor in obtaining the strength parameters of the rock mass. The uniaxial compression tests on samples collected at the dam site indicated maximum values of 125 MPa and minimum values of 26 MPa, with an average of 68 MPa in the siltstone and mudstone samples tested.

The inclinometers installed indicated accumulated deformation at the end of the construction period of 34.9 mm at elevation 3781.50 m and 13.54 mm at elevation 3770.5 m. These deformations, as well as the structural measurements, were used to estimate the material parameters and the displacement surface.

The input parameters in FEM have a strong influence on deformations, however, it was observed during the analyses that the design of the geological model for deformation and slope stability analyses is extremely important and that a few variations in the orientations of the discontinuities have a more significant impact on deformations than the variability of the parameters. In this way, the geological understanding and mapping of the materials of the masses contributes for a more accurate assessment of the conditions of the rupture surfaces and predicted deformations.

The measurements obtained from the instruments associated with the geological model made it possible to estimate the resistance parameters of the materials found in the excavation of the Misticuni dam spillway. The assumed parameters were consistent with the data reported in the consulted bibliography and the calculated rupture surface corresponded to the deformations observed in the inclinometers. Data provided in this case study and presented in this paper may be useful for engineering projects in similar geological contexts.

REFERENCES

AHMED A, SOUBRA A. 2012. Probabilistic analysis of strip footings resting on a spatially random soil using subset simulation approach. *Georisk*.

ASEM, P., GARDONI, P. 2019. Bayesian estimation of the normal and shear stiffness for rock sockets in weak sedimentary rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 124.

CHEN, T. et al. 2017. Stability investigation and stabilization of a heavily fractured and loosened rock slope during construction of a strategic hydropower station in China. *Engineering Geology*, v. 221, p. 70-81.

CHEN, Z. et al. 2016. Recent advances in high slope reinforcement in China: Case studies. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 8, n. 6, p. 775-788.

CHENG, H. et al. 2018. Risk assessment of slope failure considering the variability in soil properties. *Computers and Geotechnics*, v. 103, p. 61-72.

CLAYTON, C. et al. 2020. Case study: Analysis of a highwall toppling failure and development of a successful mine re-entry plan using RS2, RocFall and Dan-W at a coal mine in Canada. *Slope Stability 2020: Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Australian Centre for Geomechanics, Perth.

DAY, J. J., DIEDERICHS, M. S., HUTCHINSON, D. J. 2017. Investigating normal and shear stiffness properties of fractures and healed sedimentary nodular structure in the Cobourg limestone.

FENTON G. A. GRIFFITHS D. V. 2008. Risk assessment in geotechnical engineering. New York: John Wiley & Sons.

GOODMAN, R. E., TAYLOR, R. L., BREKKE, T. L. 1968. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 94, n. 3.

HOEK, E., BROWN, E. T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the geotechnical engineering division*, v. 106, n. 9, p. 1013-1035.

HOEK E. 1994. Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, v. 2, n. 2, p. 4-16.

JANSEN, R. B. 1983. Dams and public safety. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

LEAL et al. 2012. Innovative Design Features of the Misicuni CFRD in Bolivia. *The International Journal on Hydropower & Dams*, Issue 1.

MINOR, H. E. et al. 1987 Design of the Misicuni scheme in Bolivia. *Water Power and Dam Construction*, v. 39, p. 13-18.

PEREIRA, G. M. 2020. *Acidentes e rupturas de barragens de armazenamento de água*. São Paulo: ABGE.

ROCSCIENCE. Dips 6.0, Analyze Orientation-Based Geological Data. RocScience's User's Guide, Toronto, Canada.

ROCSCIENCE. Phase². 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around the underground excavations. Geomechanics software and research, Rocscience, Toronto, Canada.

ROCSCIENCE. 2004. Roclab Program v 1.0. Toronto, Canada.

ROJAS VERA et al. 2019. Structure and tectonic evolution of the Interandean and Subandean Zones of the central Andean fold-thrust belt of Bolivia. In: *Andean tectonics*. Elsevier, 2019. p. 399-427.

SATTLER, T., PARASKEVOPOULOU, C. 2019. Implications on characterizing the extremely weak shered sandstone: case of slope stability analysis using SRF at two oak quarry in the UK. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 37.

SONG, S. et al. 2011. Safety monitoring and stability analysis of left abutment slope of Jinping I hydropower station. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 3, n. 2, p. 117-130.

ZENG P. 2015. System reliability analysis of layered soil slopes using fully specified slip surfaces and genetic algorithms. *Engineering Geology*, v. 193, p. 106-117.

ZHENG, Y. et al. 2023. Smart and fast reinforcement design for anti-dip bedding rock slopes. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

XU, N. et al. 2017. Comprehensive evaluation of the stability of the left-bank slope at the Baihetan hydropower station in southwest China. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 77, n. 4, p. 1567-1588.

9. REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE). 1983. Métodos para descrição quantitativa de descontinuidades em maciços rochosos. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.

Ahmed A, Soubra A. 2012. Probabilistic analysis of strip footings resting on a spatially random soil using subset simulation approach. *Georisk*.

Asem, P., Gardoni, P. 2019. Bayesian estimation of the normal and shear stiffness for rock sockets in weak sedimentary rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 124.

Augusto Filho, O. 1992. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: Uma Proposta Metodológica. *In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas*, Rio de Janeiro. Anais. ABMS/ABGE/PUCRJ, p.721 -733.

Argollo, J. & Iriondo, M. 2008. Cuaternario De Bolivia y Regiones Vecinas.

Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. R. 1983. Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*.

Banks D. 2005. Rock mass ratings (RMRs) predicted from slope angles of natural rock outcrops. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 42(3), 440–449.

Barton N., Lien R., Lunde J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, v. 6, n. 4, p. 189-236.

Barton, N., Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, v. 10, p. 1-54.

Bieniawski Z. T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. s. Afr. Inst. Civ. Eng.* 15, 335-355.

Bieniawski Z. T. 1984. *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. United States: N. p.

Bieniawski Z. T. 1989. *Engineering rock mass classifications. A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. New York: John Wiley and Sons, 251p.

Bishop A. W. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, v.5, p. 7-17.

Canal A., Akin M. 2016 Assessment of rock slope stability by probabilistic-based Slope Stability Probability Classification method along highway cut slopes in Adilcevaz-Bitlis (Turkey). *Journal of Mountain Science*, v. 13, n. 11, p. 1893-1909.

Celada B., Varona P., Rodríguez A., Bieniawski Z.T. 2014. Innovating tunnel design by an improved experience-based RMR system. In: *Proceedings of the world tunnel congress*, p. 1-9.

Chen, T. et al. 2017. Stability investigation and stabilization of a heavily fractured and loosened rock slope during construction of a strategic hydropower station in China. *Engineering Geology*, v. 221, p. 70-81.

Chen, Z. et al. 2016. Recent advances in high slope reinforcement in China: Case studies. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, v. 8, n. 6, p. 775-788.

Cheng, H. et al. 2018. Risk assessment of slope failure considering the variability in soil properties. *Computers and Geotechnics*, v. 103, p. 61-72.

Clayton, C. et al. 2020. Case study: Analysis of a highwall toppling failure and development of a successful mine re-entry plan using RS2, RocFall and Dan-W at a coal mine in Canada. *Slope Stability 2020: Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Australian Centre for Geomechanics, Perth.

Day, J. J., Diederichs, M. S., Hutchinson, D. J. 2017. Investigating normal and shear stiffness properties of fractures and healed sedimentary nodular structure in the Cobourg limestone.

Deere D. U. 1964. Technical description of rock cores for Engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*. v. 1, p.17-22.

Fenton G. A. Griffiths D. V. 2008. Risk assessment in geotechnical engineering. New York: John Wiley & Sons.

Fiori A. P, Carmignani L. 2013. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas. Oficina de Textos.

Garzon, S. E. R. 2016. Analytical solution for assessing continuum buckling in sedimentary rock slopes based on the tangent-modulus theory. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, v. 100, n. 90, p. 53-61.

Goodman, R. E., Taylor, R. L., Brekke, T. L. 1968. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 94, n. 3.

Goodman R. E. 1989. Introduction to rock mechanics. *New York: Wiley*.

Guidicini, G., Nieble, C.M. 1984. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Editora da USP/Edgard Blucher, 2º ed.

Hack R. 1998. Slope stability probability classification: SSPC.

He, M. C., Feng, J. L.; Sun, X. M. 2008. Stability evaluation and optimal excavated design of rock slope at Antaibao open pit coal mine, China. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 45, n. 3, p. 289-302.

Hoek, E., Brown, E. T. 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the geotechnical engineering division*, v. 106, n. 9, p. 1013-1035.

Hoek E., Bray J. W. 1981. Rock slope engineering, institute of mining and metallurgy. *London, England*, v. 358.

Hoek E. 1983. Strength of jointed rock masses. *23rd Rankine Lecture. Géotechnique* 33(3), 187-223.

Hoek E. 1994. Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, v. 2, n. 2, p. 4-16.

Hoek E., Marinos P. 2000. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and tunnelling international*, v. 32, n. 11, p. 45-51.

Hoek E., Carter T. G., Diederichs M. S. 2013. Quantification of the geological strength index chart. In: Proceedings of the Geomechanics Symposium, *47th US Rock Mechanics, San Francisco, CA, ARMA 13-672*, p. 1-8.

Hoogendam, P., Boelens, R. 2019. Dams and Damages. Conflicting epistemological frameworks and interests concerning “compensation” for the Misicuni project’s socio-environmental impacts in Cochabamba, Bolivia. *Water*, v. 11, n. 3, p. 408.

International Society for Rock Mechanics (ISRM). 1978. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15, 319-368.

Jansen, R. B. 1983. Dams and public safety. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

Kim B., Yang H. 2004. Suggestion of reformed RMR by multivariate analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41, 732–737.

Leal et al. 2012. Innovative Design Features of the Misicuni CFRD in Bolivia. *The International Journal on Hydropower & Dams*, Issue 1.

Marinos P. G., Marinos V., Hoek E. 2007. Geological Strength Index (GSI). A characterization tool for assessing engineering properties for rock masses. In: *Proceedings International Workshop on Rock Mass Classification for Underground Mining, Mark, Pakalnis and Tuchman (editors), Information Circular*, p. 87-94.

Minor, H. E, et al. 1987 Design of the Misicuni scheme in Bolivia. *Water Power and Dam Construction*, v. 39, p. 13-18.

Murray, B. P., et al. 2010: Oligocene-Miocene basin evolution in the northern Altiplano, Bolivia: Implications for evolution of the central Andean backthrust belt and high plateau.

Pantelidis, L. 2009. Rock slope stability assessment through rock mass classification systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 46, n. 2, p. 315-325.

Pereira, G. M. 2020. Acidentes e rupturas de barragens de armazenamento de água. São Paulo: ABGE.

Pilsner, H. 2020. A geophysical survey in the Chocaya Basin in the central Valley of Cochabamba, Bolivia, using ERT and TEM. *Dissertations in Geology at Lund University*.

Pinheiro, R. J. B. 2000. Estudo de alguns casos de instabilidade de encosta da serra geral no estado do Rio Grande do Sul. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Pires B. H. G., Viana, C. D., Campanha G. A. da Cruz. 2016. Classificação Geomecânica e Análise de Estabilidade de Taludes da Mina Vau Novo (SP) com Ênfase na Análise De Descontinuidades. São Paulo, ABGE.

Rocscience. Dips 6.0, Analyze Orientation-Based Geological Data. RocScience's User's Guide, Toronto, Canada.

Rocscience. Phase². 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around the underground excavations. Geomechanics software and research, Rocscience, Toronto, Canada.

Rocscience. 2004. Roclab Program v 1.0. Toronto, Canada.

Rojas Vera et al. 2019. Structure and tectonic evolution of the Interandean and Subandean Zones of the central Andean fold-thrust belt of Bolivia. In: Andean tectonics. Elsevier, 2019. p. 399-427.

Sanei, M. *et al.* 2015. Shear strength of discontinuities in sedimentary rock masses based on direct shear tests. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 75, p. 119-131.

Santa C., Gonçalves L., Chaminé H. I. 2016. Aplicação da classificação geomecânica GSI (versão 2013) em frentes de escavação de maciços rochosos heterogêneos (túnel do marão, norte de Portugal). 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.

Santos V., Silva P. F, Brito M. G. 2018. Antecipação do RMR em dois tipos de maciços-metassedimentar e granítico. 16º Congresso Nacional de Geotecnia, p. 1-9.

Sattler, T., Paraskevopoulou, C. 2019. Implications on characterizing the extremely weak sherwood sandstone: case of slope stability analysis using SRF at two oak quarry in the UK. Geotechnical and Geological Engineering, v. 37.

Sobrinho, J. A.; Albertoni, C. A., Tajima, R., Moraes, R. B. 1999. Investigação dos materiais de fundação da UHE Dona Francisca. In: XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belo Horizonte. Anais... CBDB, Rio de Janeiro. Vol. 1. p.229-236.

Song, S. et al. 2011. Safety monitoring and stability analysis of left abutment slope of Jinping I hydropower station. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 3, n. 2, p. 117-130.

Stead, D., Wolter, A. 2015. A critical review of rock slope failure mechanisms: the importance of structural geology. Journal of Structural Geology.

Vaz L. F. 1982. Aplicabilidade de investigações e sistemas de classificação de maciços rochosos para obras subterrâneas.

Vieira V., Brito S. N. A., Lopes T. C., Faria B. T. 2015. Caracterização Geológico-Geotécnica e Classificação Geomecânica. In: 15º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental.

Williamson D. A., Kuhn C. R. 1988. The unified rock classification system. Philadelphia, p. 7-16.

Wilson, S.D.; Mikkelsen, P.E. 1978. Field Instrumentation. Landslides, Analysis and Control. Transportation Research Board Special Report 176. National Academy of Sciences, Washington DC, p. 112-138.

Wyllie D. C., Mah C. W. 2004. Rock Slope Engineering: Civil and Mining. Londres: Spon Press, 456.

Xu, N. et al. 2017. Comprehensive evaluation of the stability of the left-bank slope at the Baihetan hydropower station in southwest China. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 77, n. 4, p. 1567-1588.

Yang, J. *et al.* 2020. Estimation of rock mass properties in excavation damage zones of rock slopes based on the Hoek-Brown criterion and acoustic testing. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 126, p. 104192.

Zeng P. 2015. System reliability analysis of layered soil slopes using fully specified slip surfaces and genetic algorithms. Engineering Geology, v. 193, p. 106-117.

Zheng, Y. et al. 2023. Smart and fast reinforcement design for anti-dip bedding rock slopes. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.

ANEXO I – CONFIRMAÇÃO DE SUBMISSÃO À REVISTA *JOURNAL OF ROCK MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*

14/11/23, 13:00

Gmail - Confirming submission to Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering



Andre Mattos <mattos646@gmail.com>

Confirming submission to Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

1 mensagem

Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

14 de novembro de 2023 às

<em@editorialmanager.com>

12:58

Responder a: Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering <support@elsevier.com>

Para: Andre Bianchi Mattos <mattos646@gmail.com>

CC: "Murilo da Silva Espindola" murilo.espindola@ufsc.br, "Roberto Borges Moraes" roberto.moraes@novaengevix.com.br, "João Raphael Leal" joao.leal@novaengevix.com.br, "Ariel Henrique Pozzobon" arielhpozzobon@gmail.com

This is an automated message.

MODELING AND INSTRUMENTATION DATA ANALYSIS FROM EXCAVATION SLOPE OF THE MISICUNI DAM SPILLWAY: CASE STUDY

Dear Geologist Mattos,

We have received the above referenced manuscript you submitted to Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.

To track the status of your manuscript, please log in as an author at <https://www.editorialmanager.com/jrmge/>, and navigate to the "Submissions Being Processed" folder.

This journal is a peer reviewed, subsidized open access journal where Chinese Academy of Sciences pays the OA fee. Authors do not need to pay any article processing charge (NO APC). Please kindly noted that all paper published in JRMGE are Open Access articles under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>). All articles will be immediately and permanently free for everyone to read, download, copy and distribute.

JRMGE uses an exclusive licensing agreement. Authors will be requested to assign copyright of the article to Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences upon acceptance, but will have the right to share their article in the same way permitted to third parties under the CC BY-NC-ND license, as well as certain scholarly usage rights (see more information <https://www.elsevier.com/about/policies/copyright> on this). This will ensure the widest possible protection and dissemination of information under copyright law.

Thank you for submitting your work to this journal.

Kind regards,
Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

More information and support

You will find information relevant for you as an author on Elsevier's Author Hub: <https://www.elsevier.com/authors>

FAQ: How can I reset a forgotten password?

https://service.elsevier.com/app/answers/detail/a_id/28452/supporthub/publishing/

For further assistance, please visit our customer service site: <https://service.elsevier.com/app/home/supporthub/publishing/>

Here you can search for solutions on a range of topics, find answers to frequently asked questions, and learn more about Editorial Manager via interactive tutorials. You can also talk 24/7 to our customer support team by phone and 24/7 by live chat and email

At Elsevier, we want to help all our authors to stay safe when publishing. Please be aware of fraudulent messages requesting money in return for the publication of your paper. If you are publishing open access with Elsevier, bear in mind that we will never request payment before the paper has been accepted. We have prepared some guidelines (<https://www.elsevier.com/connect/authors-update/seven-top-tips-on-stopping-apc-scams>) that you may find helpful, including a short video on Identifying fake acceptance letters (<https://www.youtube.com/watch?v=o5l8thD9XtE>). Please

<https://mail.google.com/mail/u/0/?ik=2f8fd140a1&view=pt&search=all&permthid=thread-f:1782555644787322610&simpl=msg-f:1782555644787322610> 1/2

14/11/23, 13:00

Gmail - Confirming submission to Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering

remember that you can contact Elsevier's Researcher Support team (<https://service.elsevier.com/app/home/supporthub/publishing/>) at any time if you have questions about your manuscript, and you can log into Editorial Manager to check the status of your manuscript (https://service.elsevier.com/app/answers/detail/a_id/29155/c/10530/supporthub/publishing/kw/status/).
#AU_JRMGE#

To ensure this email reaches the intended recipient, please do not delete the above code

In compliance with data protection regulations, you may request that we remove your personal registration details at any time. (Use the following URL: <https://www.editorialmanager.com/jrmge/login.asp?a=r>). Please contact the publication office if you have any questions.