

**Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e
Infraestrutura**

Deise Elise Guerra Favero

**Modelagem numérica do fluxo hidráulico na fundação da UHE
Dona Francisca**

Porto Alegre
2019

DEISE ELISE GUERRA FAVERO

**MODELAGEM NUMÉRICA DO FLUXO HIDRÁULICO NA
FUNDAÇÃO DA UHE DONA FRANCISCA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade
Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Mestre em Engenharia

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pela University of London
Orientador

Porto Alegre
2019

DEISE ELISE GUERRA FAVERO

**MODELAGEM NUMÉRICA DO FLUXO HIDRÁULICO NA
FUNDAÇÃO DA UHE DONA FRANCISCA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, área de pesquisa Meio Ambiente e Infraestrutura, e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2019.

Prof. Luiz Antônio Bressani
PhD. pela University of London
Orientador

Prof^ª. Angela Borges Masuero
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Marcelo Giulian Marques (UFRGS)
Doutor pela Université Laval, Canadá

Dedico este trabalho aos meus pais, Maria Cristina e Irineu, que sempre me apoiaram de forma incondicional e que fizeram dos seus sonhos, os meus.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Luiz Antônio Bressani, orientador deste trabalho, pelo empenho, dedicação e paciência. Por compartilhar ideias, experiência e sabedoria, e por ser uma peça fundamental na construção do meu conhecimento. Obrigada por ser, além de tutor, um amigo. Agradeço pelas palavras de conforto durante essa jornada, por todo o incentivo, por acreditar em mim, e principalmente por sempre colocar minha saúde e bem-estar em primeiro lugar.

Agradeço à Dona Francisca Energética S.A. pela disponibilidade e colaboração quanto ao fornecimento dos dados utilizados neste trabalho. Agradeço também pela bolsa de estudos que tornou possível a realização desta pesquisa, e agradeço em especial à Eng^a. Camila Dahm Smiderle pela solicitude e gentileza com que acolheu este trabalho.

Agradeço à SoilVision, e em especial a Gilson Gitirana Jr. e Murray Fredlund, pela disponibilização do software SVFlux, utilizado nas simulações do fluxo hidráulico na fundação da UHE Dona Francisca, objeto principal deste estudo. Agradeço também pela prontidão no suporte técnico e esclarecimento de dúvidas, às dicas e às experiências que foram trocadas ao longo do trabalho.

Agradeço à UFRGS e ao PPGCI pela oportunidade e pelo crescimento intelectual e pessoal. Tenho orgulho em fazer parte de uma instituição de ensino de excelência que faz milagre com a escassez de recursos e que se empenha todos os dias em retribuir o investimento da sociedade com projetos de pesquisa e extensão, e formando e capacitando os alunos para serem pessoas melhores. O conhecimento, a diversidade e o pensamento crítico abrem nossos olhos ao mundo e nos fazem pessoas melhores; mais empáticas; mais humanas. A universidade deveria estar ao alcance de todas e todos: educação é um direito, e não apenas um privilégio de uma parcela da população.

Agradeço ao Jair, técnico (e amigo) do nosso laboratório. Muito, muito obrigada por toda a paciência e por sempre responder às minhas perguntas com gentileza, mesmo que pela milésima vez. Obrigada por todo o conhecimento compartilhado, pelos olhos sempre atentos aos deslizes de primeira viagem e por toda a ajuda com as amostras e ensaios. Deu bom!!

Agradeço ao professor Washington por me acolher como se eu fosse uma de suas orientandas. Muito obrigada pelo carinho, pelas palavras de incentivo e por ser um exemplo de mestre!

Agradeço aos amigos que fiz no mestrado, responsáveis por tornar esta jornada mais leve e mais feliz. Agradeço ao Eduardo pela troca de conhecimento, parceria e disposição (não é fácil arrancar um bloco de rocha), e agradeço especialmente às meninas da “sustentabilidade é + amor”, que dividiram comigo as alegrias, as angústias e as guerras, e que me acolheram com todo o carinho no espaço e coração delas. Obrigada por essa amizade linda que temos, dentro e fora da universidade!

Agradeço aos amigos do LAGEOtec que me receberam de braços abertos e que compartilham o dia a dia comigo. Obrigada por serem, além de colegas de laboratórios, amigos que vou levar para toda a vida. Obrigada pelas risadas, pelas brincadeiras, pela balbúrdia, pelas sabotagens, pelos almoços, pelas lamúrias, e por compartilharem o conhecimento de vocês comigo. Thaís, William, Lucas, Camila, Helena, Matheus e Gabriel: muito, muito obrigada por tudo. Vou levar vocês sempre no meu coração. Vamos juntas! E vamos juntos também.

Agradeço mais uma vez à Thaís, por ter feito com que eu me sentisse em casa desde o primeiro dia de laboratório. Obrigada por ser essa amiga tão especial, tão querida e tão dedicada. Obrigada por sempre me ouvir, por me abraçar nas horas difíceis e por estar sempre ao meu lado. Tu tens um coração enorme, e é um exemplo de pessoa (e prof.) para mim. Aproveitando os agradecimentos especiais, agradeço ao William por dividir a mesa comigo e me deixar ocupar os espaços. Sem tuas reclamações diárias, o laboratório não seria o mesmo.

Agradeço aos moços Henrique e Darlan. Muito obrigada pelas doses diárias de incentivo, pela parceria, pelas sacudidas, pelas cervejas no Bárbaros e pelas trocas de experiência e conhecimento. Obrigada por acreditarem em mim e por serem amigos tão queridos. Me inspiro muito em vocês, e guardo nossa amizade num cantinho especial do meu coração.

Agradeço às amigas de longa data e aos meus amigos da faculdade que seguem nessa jornada comigo. Obrigada por essa amizade que, não importa o tempo que passe ou a distância física, continua sempre a mesma. Muito obrigada pelo apoio, por estarem presentes nos momentos mais importantes e por todo o amor envolvido. Obrigada pelas risadas, experiências, medos e angústias compartilhados, e por todas as alegrias ao longo desses anos.

E agradeço especialmente aos meus pais, Maria Cristina e Irineu, e ao meu irmão Felipe, pelo amor incondicional. Sem vocês, eu não seria a pessoa que sou e não teria chegado onde cheguei. Não tenho palavras para agradecer todo o apoio e dedicação que sempre recebi de vocês! Muito, muito obrigada por acreditarem em mim, pelos ensinamentos, pelas alegrias e pelas brigas

também. Obrigada por serem a personificação do verdadeiro sentido da palavra família! Mãe e pai, obrigada pelas noites não dormidas, por abrirem mão do sonho de vocês pelos meus e por me ensinarem a ser uma pessoa melhor. E obrigada pelo lar cheio de amor e aconchego que vocês fizeram para nós. Vocês três são meu porto seguro. Amo vocês!

Somos una especie en viaje
No tenemos pertenencias sino equipaje

Jorge Drexler

RESUMO

FAVERO, D. E. G. **Modelagem numérica do fluxo hidráulico na fundação da UHE Dona Francisca**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

As estruturas de barragens são comumente utilizadas para maximizar a utilização de recursos hídricos. Contudo, o rompimento destas estruturas pode levar a danos ambientais, sociais e econômicos, sendo imprescindível a garantia da segurança dos maciços construídos. No que diz respeito às barragens de concreto, as principais causas de rompimento estão relacionadas a problemas de erosão interna do leito de assentamento e deslizamento/tombamento da estrutura, que estão intimamente ligados ao comportamento da fundação. Além das incertezas atreladas à definição dos parâmetros geológicos e geotécnicos na fase de projeto, a construção da barragem e enchimento do reservatório podem acarretar em mudanças nas condições de contorno do maciço de fundação. Sendo assim, o presente trabalho propõe um estudo do fluxo hidráulico na fundação da UHE Dona Francisca, a qual é composta por rochas da formação Caturrita e é caracterizada por arenitos com a presença de conglomerados de siltitos que, devido às suas características, podem apresentar planos desfavoráveis à estabilidade do maciço. O estudo busca reavaliar os parâmetros considerados em projeto através da modelagem numérica da fundação da barragem, comparando-se os valores de poropressão e vazão obtidos nas simulações com os dados de instrumentação dos 18 anos de operação da usina. Foram estudados 2 modelos de perfis estratigráficos, para os quais foram variados os coeficientes de condutividade hidráulica, com valores obtidos em ensaios de campo e de laboratório; a anisotropia dos materiais de arenito; e foram feitas alterações nos sistemas de controle de fluxo e de poropressões da barragem. Os resultados das simulações mostram que os parâmetros geotécnicos adotados na fase de projeto refletem de forma satisfatória o comportamento da fundação da barragem ao longo de sua operação. Entretanto, a proximidade entre os piezômetros da seção crítica e as linhas de drenagem de montante resultou em pequenas variações nas poropressões simuladas, com consequências na interpretação dos dados de monitoramento. Os modelos que alteraram os sistemas de controle de fluxo e poropressões comprovaram a importância do sistema de drenagem, o qual tem papel fundamental no alívio das subpressões.

Palavras-chave: Barragem, Fundação, Simulação Numérica, Poropressão, Drenagem, Fluxo Hidráulico.

ABSTRACT

FAVERO, D. E. G. **Numerical modeling of hydraulic flow at the Dona Francisca Hydroelectric Power Plant foundation.** 2019. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) - Postgraduate Program in Civil Engineering: Construction and Infrastructure, Engineering School, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

Dams are commonly used to maximize the use of water resources. However, the failure of these structures can lead to environmental, social and economic losses and it is essential to guarantee the safety of these constructions. Concerning concrete dams, the main causes of failure are related to problems of internal erosion of the underlying materials and structural sliding/overturning which are closely connected to the foundation behavior. In addition to the uncertainties linked to the definition of geological and geotechnical parameters in the design phase, dam construction and reservoir filling can lead to changes in the boundary conditions of the foundation mass. The present work studied the hydraulic flow at the Dona Francisca HPP foundation which is composed by rocks of the Caturrita Formation, characterized as sandstones with the presence of siltstone conglomerates which, due to their characteristics, may present unfavorable layers. The study aimed to a) reevaluate the parameters considered in the design phase by carrying out a numerical modeling of the dam foundation and b) compare the pore pressure and flow values obtained in the simulations with those obtained by the monitoring instruments during the 18 years of the plant operation. Two stratigraphic profile models were studied in which the hydraulic conductivity coefficients and values of anisotropy of sandstone materials have been changed, beside the geometry of the flow and pore pressure control system. The results of the simulations showed that the geotechnical parameters adopted in the design phase satisfactorily reflect the behavior of the dam foundation throughout its operation. However, the proximity between the piezometers at the critical section and the upstream drainage lines caused small variations in the simulated pore pressures for all scenarios, with consequences for the monitoring interpretation. The simulations that modified the flow and pore pressure control systems proved the importance of the existing drainage system which plays a fundamental role in relieving uplift pressures.

Keywords: Water Dam, Seepage, Numerical Simulation, Pore Pressure, Drainage.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Delineamento da pesquisa.....	28
Figura 2 – Seção transversal típica de barragem de concreto CCR, locada em um leito de assentamento irregular.....	31
Figura 3 – Causas do rompimento de barragens de concreto	37
Figura 4 – Causas secundárias dos problemas relacionados à qualidade nas rupturas de barragens de concreto	37
Figura 5 – Distribuição das pressões hidrostáticas em uma barragem de gravidade	44
Figura 6 – Esquema de percolação da água em um permeâmetro.....	46
Figura 7 – Esquema do Permeâmetro com carga variável	48
Figura 8 – Variação da condutividade hidráulica para materiais conforme características geológicas.....	53
Figura 9 – Curvas de tensão e permeabilidade <i>versus</i> deformação axial para tensão de confinamento de 10 MPa e variação de poropressão de: a) 1 MPa; b) 4 MPa; c) 7 MPa	56
Figura 10 – Comportamento da permeabilidade nos arenitos estudados por Wang e Park (2002): a) arenito fino; b) arenito médio	58
Figura 11 – Representação do fluxo hídrico presente nas fundações de uma barragem de concreto	61
Figura 12 – Redes de fluxo construídas em seção transformada e redesenhadas em seções verdadeiras: a) seção verdadeira para permeabilidade horizontal e vertical igual, equivalente à seção transformada para condições em que há anisotropia; b) seção verdadeira para permeabilidade horizontal 4 vezes maior que a vertical; c) seção verdadeira para permeabilidade horizontal 9 vezes maior que a vertical.....	63
Figura 13 – Perturbação nas redes de fluxo com a inserção, em diferentes configurações, de cortina de injeção na fundação de barragens de concreto e representação gráfica da variação da poropressão (p) ao longo do percurso do fluxo hidráulico	65
Figura 14 – Localização da UHE Dona Francisca	68
Figura 15 – Localização das Usinas Hidrelétricas que compõem o sistema de geração de energia Jacuí.....	68
Figura 16 – Planta baixa da instalação da UHE Dona Francisca	70
Figura 17 – Detalhe da configuração do vertedouro	71
Figura 18 – Vista frontal da UHE Dona Francisca.....	71
Figura 19 – Seção do bloco 21 com o perfil estratigráfico das fundações da UHE Dona Francisca.....	78
Figura 20 – Modelo numérico das análises de Sobrinho et al. (2003)	80
Figura 21 – Local de retirada das amostras indeformadas na região do Lambedor	82
Figura 22 – Retirada das amostras indeformadas z.....	82
Figura 23 – Bloco indeformado de arenito (Lambedor).....	82

Figura 24 – Local de retirada das amostras da margem esquerda a jusante da barragem	83
Figura 25 – Processo de retirada da amostra de arenito (margem esquerda)	83
Figura 26 – Processo de retirada da amostra com maior presença de siltito (margem esquerda)	83
Figura 27 – Bloco indeformado de arenito (margem esquerda)	84
Figura 28 – Bloco indeformado do bloco com maior presença de siltito (margem esquerda)	84
Figura 29 – CP amostra de arenito Lambedor – estratificação horizontal	85
Figura 30 – CP amostra de arenito Lambedor – estratificação vertical.....	85
Figura 31 – CP amostra de arenito margem esquerda – estratificação horizontal	85
Figura 32 – CP amostra de arenito margem esquerda – estratificação vertical.....	85
Figura 33 – Processo de moldagem do CP da amostra com maior presença de siltito - margem esquerda.....	86
Figura 34 – CP amostra com maior presença de siltito - margem esquerda	86
Figura 35 – Câmara triaxial	88
Figura 36 – Sistema de roldanas.....	88
Figura 37 – Aparato do ensaio com permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio	88
Figura 38 – Distribuição da poropressão ao longo do corpo de uma barragem de terra.....	89
Figura 39 – Regime do fluxo hídrico em uma barragem com a presença de cortina	89
Figura 40 – Modelo com seção geotécnica conforme proposto por Sobrinho et al. (2003) e dispositivos de drenagem conforme <i>as built</i>	92
Figura 41 – Modelo com seção geotécnica e dispositivos de drenagem conforme plantas <i>as built</i>	92
Figura 42 – Modelo com seção geotécnica conforme proposto por Sobrinho et al. (2003), considerando k de laboratório	93
Figura 43 – Curvas granulométricas dos materiais ensaiados.....	97
Figura 44 – Tensão efetiva <i>versus</i> permeabilidade (ensaio 1) para as amostras de arenito do Lambedor.....	99
Figura 45 – Tensão efetiva <i>versus</i> permeabilidade (ensaio 2) para as amostras de arenito do Lambedor.....	100
Figura 46 – Gráfico comparativo da tensão efetiva <i>versus</i> permeabilidade resultantes dos ensaios 1 e 2, das amostras de arenito do Lambedor.....	101
Figura 47 – Tensão efetiva <i>versus</i> permeabilidade (ensaio 3) para as amostras de arenito da ombreira esquerda a jusante da barragem	102
Figura 48 – Tensão efetiva <i>versus</i> permeabilidade (ensaio 4) para as amostras de arenito da ombreira esquerda a jusante da barragem	103
Figura 49 – Gráfico tensão efetiva <i>versus</i> permeabilidade (ensaio 5) para as amostras com maior porção de finos da ombreira esquerda a jusante da barragem.....	104
Figura 50 – Localização do piezômetro PZ-BV79P superior na seção crítica do bloco 21 ...	106

Figura 51 – Gráfico comparativo dos valores de cota piezométrica (m) do PZ-BV79P superior para os modelos: a) simulados na configuração conforme <i>as built</i> ; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante	107
Figura 52 – Gráfico comparativo dos valores de cota piezométrica (m) do PZ-BV79P superior para os modelos: a) simulados na configuração com a cortina de injeção estendida; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante e com a cortina de injeção estendida	108
Figura 53 – Localização do piezômetro PZ-BV79P inferior na seção crítica do bloco 21	109
Figura 54 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-BV79P inferior para os modelos: a) simulados na configuração conforme <i>as built</i> ; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante	110
Figura 55 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-BV79P inferior para os modelos: a) simulados na configuração com a cortina de injeção estendida; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante e com a cortina de injeção estendida	111
Figura 56 – Localização dos piezômetros PZ-S3-02 (ponto superior) e PZ-S3-01 (ponto inferior) na seção crítica do bloco 21	112
Figura 57 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-S3-02 para os modelos: a) simulados na configuração conforme <i>as built</i> ; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante	114
Figura 58 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-S3-02 para os modelos: a) simulados na configuração conforme <i>as built</i> ; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante	114
Figura 59 – Localização do piezômetro PE-S3-01 na seção crítica do bloco 21	115
Figura 60 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PE-S3-01 para os modelos: a) simulados na configuração conforme <i>as built</i> ; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante	116
Figura 61 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PE-S3-01 para os modelos: a) simulados na configuração com a cortina de injeção estendida; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante e com a cortina de injeção estendida	116
Figura 62 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas <i>as built</i> ; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas <i>as built</i> , com a inclusão da anisotropia do material	118
Figura 63 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas <i>as built</i> ; b) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas <i>as built</i> , com a inclusão da anisotropia do material	119
Figura 64 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> ; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> , com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório	120

Figura 65 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> ; b) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas <i>as built</i> , com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório	121
Figura 66 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> ; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> , com a inclusão da camada de siltito.....	122
Figura 67 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> ; b) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> , com a inclusão da camada de siltito	123
Figura 68 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante, mas com cortina de injeção estendida	124
Figura 69 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante, mas com cortina de injeção estendida	125
Figura 70 – a) rede de fluxo do modelo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta <i>as built</i> ; b) rede de fluxo do modelo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante, mas com cortina de injeção estendida	127
Figura 71 – Variação da vazão nos modelos construídos conforme configuração <i>as built</i> . Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = 6,77E-07 m ³ /s; modelos do grupo 2 = 1,96E-06 m ³ /s	131
Figura 72 – Variação da vazão nos modelos construídos sem o dreno principal. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = 4,36E-07 m ³ /s; modelos do grupo 2 = 1,03E-06 m ³ /s.....	131
Figura 73 – Variação da vazão nos modelos construídos com a cortina de injeção estendida. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = 4,84E-07 m ³ /s; modelos do grupo 2 = 6,70E-07 m ³ /s	132
Figura 74 – Variação da vazão nos modelos construídos sem o dreno principal e com a cortina de injeção estendida. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = 3,75E-07 m ³ /s; modelos do grupo 2 = 5,15E-07 m ³ /s.....	132
Figura 75 – Comparativo das vazões dos modelos construídos conforme <i>as built</i> (em m ³ /s)	134

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resumo da configuração dos modelos simulados	94
Quadro 2 – Disposição dos valores de poropressão apresentados, conforme modelo proposto	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de redução do ângulo de atrito e coesão	35
Tabela 2 – Valores de referência para os coeficientes de segurança quanto à flutuação e tombamento	35
Tabela 3 – Principais grandezas monitoradas em barragens de gravidade, conforme o tipo de solução empregada	39
Tabela 4 – Relação dos equipamentos utilizados no monitoramento do comportamento da UHE Dona Francisca	41
Tabela 5 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica obtidos por Pinheiro et al. (2018)	53
Tabela 6 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica obtidos por Sobrinho et al. (2003)	54
Tabela 7 – Vazões específicas através de barragens de concreto do Brasil e E.U.A.	59
Tabela 8 – Caracterização dos índices físicos do material siltito	74
Tabela 9 – Valores médios de tensão de ruptura, módulo de deformabilidade e envoltória de resistência	75
Tabela 10 – Caracterização dos índices físicos do material argilito	75
Tabela 11 – Valores médios de tensão de ruptura, módulo de deformabilidade e envoltória de resistência	76
Tabela 12 – Resumo dos resultados dos ensaios feitos no material de arenito das fundações da UHE Dona Francisca	77
Tabela 13 – Índices físicos dos materiais ensaiados da UHE Dona Francisca	97
Tabela 14 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade	98
Tabela 15 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-BV79P superior encontrados nas simulações, conforme modelo proposto	106
Tabela 16 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-BV79P inferior encontrados nas simulações, conforme modelo proposto	109
Tabela 17 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-S3-02 encontrados nas simulações, conforme modelo proposto	112
Tabela 18 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-S3-01 encontrados nas simulações, conforme modelo proposto	113
Tabela 19 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PE-S3-01 encontrados nas simulações, conforme modelo proposto	115
Tabela 20 – Comparativo entre as cotas piezométricas observadas nas simulações propostas por Sobrinho et al. (2003), as observadas no modelo desta pesquisa que melhor representou os valores observados em campo e as médias históricas observadas ao longo da operação da barragem	136
Tabela 21 – Tensão Normal e Tangencial dos ensaios de cisalhamento direto em Basalto GM	159

Tabela 22 – Tensão Normal e Tangencial de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto em Basalto GM.....	160
Tabela 23 – Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto em Basalto GM.....	160

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
AD – Adufas
AJ – Abertura de Juntas
ANA – Agência Nacional de Águas
ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM – American Society for Testing and Materials
CCC – Condição de Carregamento de Construção
CCE – Condição de Carregamento Excepcional
CCL – Condição de Carregamento Limite
CCN – Condição de Carregamento Normal
CCR – Concreto Compactado de Rolo
CEEE-GT – Companhia Estadual Geração e Transmissão de Energia Elétrica
CF – Casa de Força
CONFRAN – Consórcio Fornecedor da UHE Dona Francisca
CP – Corpo de Prova
DAP – Dreno Auxiliar de Piso
DFESA – Dona Francisca Energética S.A.
DH – Deslocamento Horizontal
DJ – Dreno de Junta
DP – Dreno de Piso
DT – Dreno de Teto
EE – Escola de Engenharia
EM – Extensômetro Múltiplo
EUA – Estados Unidos da América
FSD – Fator de Segurança ao Deslizamento
FSF – Fator de Segurança à Flutuação
FST – Fator de Segurança ao Tombamento
ICOLD – International Commission on Large Dams
IEA – International Energy Agency
LTDA – Limitada
MTJ – Medidor Triortogonal de Junta
MS – Marco Superficial
MV – Medidor de Vazão

NBR – Norma Brasileira

NORIE – Núcleo Orientado para a Inovação da Construção

PCV – Piezômetro de Corda Vibrante

PD – Pêndulo Direto

PPGCI – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

PTA – Piezômetro de Tubo Aberto

RD – Recalque Diferencial

SA – Sociedade Anônima

TA – Tomada d'Água

TE – Termômetro Embutido

TS – Termômetro de Superfície

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UHE – Usina Hidrelétrica

LISTA DE SÍMBOLOS

a – abertura de juntas

ϕ_i – ângulo de atrito característico

A – área

k – coeficiente de condutividade hidráulica

k_h – coeficiente de condutividade hidráulica na direção horizontal

k_v – coeficiente de condutividade hidráulica na direção vertical

i – gradiente hidráulico;

S – grau de saturação

ε – índice de vazios

γ_s – massa específica aparente seca

δ – massa específica dos grãos

γ_n – massa específica natural

$\gamma_{\text{mercúrio}}$ – peso específico do mercúrio

$\gamma_{\text{água}}$ – peso específico da água

n – porosidade

n_e – porosidade efetiva

Σ – somatório

σ – tensão normal

τ – tensão tangencial

h – teor de umidade

Δ – variação

Q – vazão

v_s – velocidade média de percolação;

μ – viscosidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	QUESTÕES DE PESQUISA.....	25
1.1.1	Questão principal	26
1.1.2	Questões secundárias	26
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA	26
1.2.1	Objetivo principal	26
1.2.2	Objetivos Secundários	26
1.3	PRESSUPOSTO	26
1.4	DELIMITAÇÕES	27
1.5	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	30
2.1	BARRAGENS DE GRAVIDADE	30
2.1.1	Análise de estabilidade.....	31
2.1.1.1	Fator de Segurança à Flutuação	32
2.1.1.2	Fator de Segurança ao Tombamento.....	33
2.1.1.3	Fator de Segurança ao Deslizamento.....	33
2.1.2	Fundações	36
2.1.3	Instrumentação e monitoramento	38
2.1.3.1	Extensômetros múltiplos.....	41
2.1.3.2	Pêndulos diretos	42
2.1.3.3	Medidores Triortogonais de Junta	42
2.1.3.4	Medidores de Vazões oriundas dos drenos e infiltrações	42
2.1.3.5	Piezômetros.....	43
2.2	FLUXO HÍDRICO EM BARRAGENS	43
2.2.1	Permeabilidade.....	44
2.2.2	Coefficiente de condutividade hidráulica.....	46
2.2.2.1	Permeâmetro de carga constante.....	46
2.2.2.2	Permeâmetro de carga variável.....	47
2.2.2.3	Ensaio de campo.....	49
2.2.2.4	Métodos indiretos	50
2.2.2.5	Fatores que influenciam o coeficiente de permeabilidade.....	50
2.2.3	Permeabilidade em rochas sedimentares	51

2.2.4 Vazão	58
2.2.5 Redes de fluxo.....	60
2.2.6 Influência da heterogeneidade e anisotropia nas redes de fluxo.....	61
2.2.7 Dispositivos utilizados para o controle de fluxo e subpressões na fundação de barragens de concreto	63
2.2.7.1 Dentes de fundação	64
2.2.7.2 Cortinas de injeção.....	64
2.2.7.3 Drenagem na fundação	65
3 CARACTERIZAÇÃO DA UHE DONA FRANCISCA	67
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA UHE DONA FRANCISCA	67
3.1.1 Características estruturais	69
3.1.2 Características geológicas e geotécnicas da fundação.....	72
3.1.3 Estudo do fluxo hidráulico nas fundações da UHE Dona Francisca já realizado...	79
4 MÉTODO.....	81
4.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL	81
4.1.1 Coleta de amostras indeformadas	81
4.1.2 Moldagem dos corpos de prova	84
4.1.3 Ensaio com permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio	86
4.2 SIMULAÇÃO DO FLUXO HIDRAULICO.....	89
4.2.1 Construção dos modelos simulados	90
4.2.1.1 Reprodução do modelo de Sobrinho et al. (2003)	91
4.2.1.2 Modelo com a inclusão da camada de siltito	92
4.2.1.3 Utilização dos resultados de condutividade hidráulica obtidos em laboratório	93
4.2.1.4 Variação dos dispositivos de controle de fluxo e drenagem.....	93
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	96
5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	96
5.1.1 Ensaio de caracterização do material	96
5.1.2 Ensaio de condutividade hidráulica.....	98
5.2 ANÁLISES DAS SUBPRESSÕES E REDES DE FLUXO	105
5.2.1 Discussão dos valores de poropressão dos demais instrumentos da usina.....	127
5.2.1.1 Seção de instrumentação S1	127
5.2.1.2 Seção de instrumentação S2	128
5.2.1.3 Seção de instrumentação S4	128
5.2.1.4 Seção de instrumentação S5	129

5.2.1.5	Seção de instrumentação S6	129
5.2.1.6	Seção de instrumentação S7	129
5.2.2	Análise das vazões	130
5.2.3	Considerações sobre os modelos simulados	135
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	138
6.1	CONCLUSÕES.....	138
6.2	SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	141
	REFERÊNCIAS	143
	APÊNDICE A – Resultados das simulações	147
	ANEXO A – Planta de localização da instrumentação da UHE Dona Francisca	156
	ANEXO B – Características geológicas e geotécnicas das Ombreiras da UHE Dona Francisca	158

1 INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural que possui importância vital no desenvolvimento socioeconômico das civilizações. As primeiras tribos nômades que se estabeleceram em local fixo e que posteriormente deram origem às grandes civilizações foram consolidadas em regiões às margens de grandes rios, favoráveis à agricultura. Ao longo da história, as barragens foram construídas com o objetivo de maximizar a utilização destes recursos hídricos, seja para abastecimento de água doméstico, retenção/captação de água para agricultura e indústria, lazer, navegação, controle de cheias ou geração de energia elétrica limpa e sustentável.

No Brasil, segundo o Relatório de Segurança de Barragens de 2017 emitido pela Agência Nacional de Águas (ANA), existem 24.092 estruturas de barragens cadastradas em órgãos e entidades fiscalizadoras (AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS, 2018). Já a Matriz de Energia Elétrica, publicada pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), aponta a existência de 1.332 usinas de geração de energia de origem hídrica, responsáveis por aproximadamente 61% da matriz energética do país (AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA, 2018). No contexto mundial, o Brasil aparece em terceiro lugar no ranking de produtores de energia hidrelétrica, com um percentual de 9% da produção total mundial, ficando atrás apenas do Canadá e China (INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2017). Contudo, conforme apontado por Fonseca (2013), embora as hidrelétricas sejam reconhecidas fontes de energia renovável e contribuam para a regularização de vazões, a sua construção implica, muitas vezes, no alagamento de áreas de floresta nativa, no desvio e alteração do curso de rios, na emissão de metano na atmosfera e em impactos diretos no ecossistema e biodiversidade do local onde está inserida.

Dependendo do porte da estrutura e das condições a jusante da barragem, o colapso destas estruturas pode ocasionar danos expressivos à infraestrutura local, prejuízos econômicos e sociais e levar à perda de vidas humanas. Como exemplos, pode-se citar o rompimento da barragem de Fundão em 2015, que deixou 19 mortos e causou um impacto ambiental sem precedentes em toda a bacia do Rio Doce (AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS, 2017), e a tragédia de Brumadinho, que embora tenha resultado em um volume menor de rejeitos liberado

com o rompimento, deixou 259 mortos e 11 desaparecidos (DEFESA CIVIL DE MINAS GERAIS, 2019).

Dentre as estruturas de barramento executadas com o objetivo de captação de água e produção de energia, a maior parte dos acidentes registrados refere-se à ruptura de barragens de terra/enrocamento e com altura inferior a 30 m. As barragens de concreto possuem uma resistência estrutural maior e são menos suscetíveis a problemas relacionados à percolação, erosão e *piping*, quando comparadas às estruturas de terra. Contudo, grande parte dos problemas identificados em barragens de concreto está relacionada à erosão interna da fundação e escorregamento/tombamento da estrutura. Conforme discutido pela *International Commission on Large Dams* (ICOLD), é nas fundações da barragem em que estão as maiores incertezas, e são elas as responsáveis por sustentar a estrutura de barramento (INTERNATIONAL COMMISSION ON LARG DAMS, 1997). Desta forma, é imprescindível conhecer as condicionantes geológicas e geotécnicas das fundações, bem como o regime de fluxo hidráulico para garantir que não ocorram processos de erosão ou excesso de subpressão que leve à instabilidade e ruptura do maciço.

Ao longo do processo construtivo e de operação, as condicionantes da fundação da barragem podem sofrer alterações em relação aos parâmetros que foram considerados em projeto. No que se refere à Usina Hidrelétrica (UHE) Dona Francisca, objeto de estudo deste trabalho, há um vasto banco de dados de instrumentação da operação da usina. Contudo, existe um *déficit* de informação do período de execução da obra e enchimento do reservatório que acarreta em um hiato de conhecimento entre o comportamento previsto em projeto e o desempenho real da barragem. Ainda, sua fundação é composta por rochas sedimentares da Formação Caturrita, com lentes de material argiloso, o que demanda uma atenção especial ao seu comportamento. Através de uma análise do maciço com base nas informações de monitoramento que complementam as informações de projeto, é possível identificar o real comportamento da fundação e das condições de fluxo hidráulico. Com isso, é possível fazer uma avaliação mais adequada da segurança da barragem e propor medidas de prevenção e controle de erosão interna e subpressões.

1.1 QUESTÕES DE PESQUISA

Neste trabalho são propostas uma questão de pesquisa principal e três secundárias, a serem respondidas ao final da pesquisa.

1.1.1 Questão principal

A partir da análise do comportamento da fundação da UHE Dona Francisca, o estudo proposto tem como questionamento: qual é o comportamento do fluxo hidráulico da fundação da barragem ao longo da etapa de operação?

1.1.2 Questões secundárias

O estudo também tem como questionamentos secundários: as simulações de fluxo hidráulico referentes à interação entre o maciço da barragem e suas fundações, feitas na fase de projeto, condizem com o que se observa na atual fase de operação da barragem? Elas refletem o comportamento real do maciço? Qual o papel dos dispositivos de controle de fluxo e poropressão existentes na sua fundação?

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários, e são descritos a seguir.

1.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal da pesquisa é a análise do comportamento do fluxo hidráulico na fundação da UHE Dona Francisca, a partir da caracterização e estudo do perfil estratigráfico do leito de assentamento e dados obtidos com a instrumentação da barragem ao longo de sua operação.

1.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários da pesquisa são:

- a. Obtenção dos coeficientes de condutividade hidráulica dos materiais presentes na fundação da barragem através de ensaios de laboratório;
- b. Análise da influência da tensão de confinamento, sob a qual o material de fundação está submetido, nos coeficientes de condutividade hidráulica;
- c. Análise da influência dos dispositivos de controle de fluxo e subpressão nas redes de fluxo hidráulico da fundação.

1.3 PRESSUPOSTO

Tem-se como pressuposto que as informações dos estudos geológicos e geotécnicos e informações do projeto executivo e projeto *as built*, bem como dos dados coletados dos instrumentos de monitoramento, são confiáveis e representativos da realidade em campo.

1.4 DELIMITAÇÕES

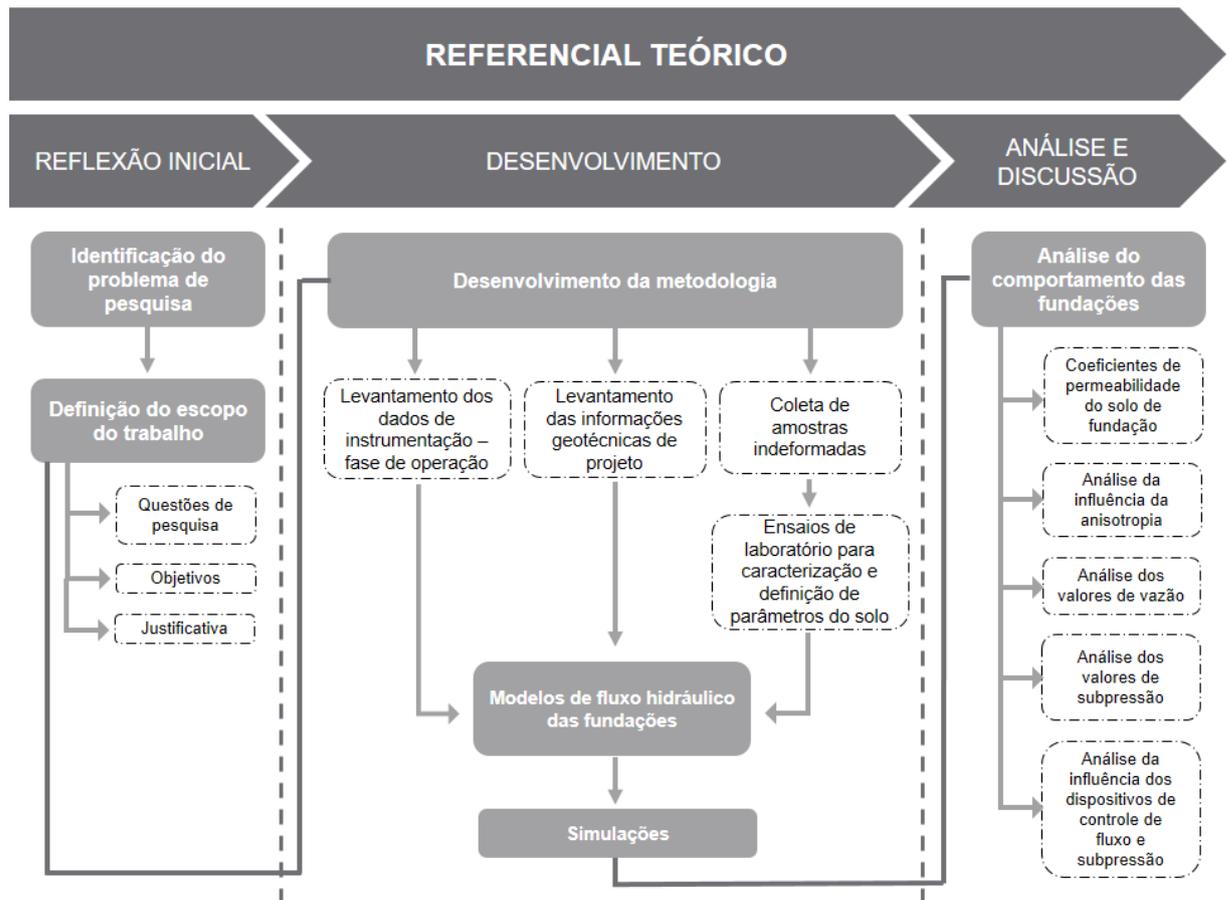
A pesquisa refere-se ao estudo do comportamento da fundação da barragem, utilizando-se apenas os dados de instrumentação relativos à medição de poropressões e vazões na fundação do objeto de estudo durante a fase de operação. Os demais instrumentos de monitoramento e o comportamento global do maciço da barragem não foram considerados.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho foi realizado conforme o roteiro apresentado abaixo, e suas etapas são ilustradas pelo diagrama da Figura 1:

- a. Reflexão inicial – definição do problema e das diretrizes da pesquisa;
- b. Referencial teórico construído ao longo de toda a pesquisa a partir dos conceitos fundamentais de barragens de gravidade, comportamento das fundações e interação entre o maciço e a fundação, permeabilidade e fluxo hidráulico;
- c. Levantamento dos dados de instrumentação e informações geológicas e geotécnicas existentes da fase de projeto e operação da UHE Dona Francisca;
- d. Coleta de novas amostras dos materiais da fundação, retiradas de lugares próximos à construção da usina;
- e. Execução de ensaios de laboratório para a caracterização e definição dos coeficientes de condutividade hidráulica dos materiais;
- f. Definição dos modelos numéricos e simulação do fluxo hidráulico da fundação da barragem;
- g. Análise da influência da tensão de confinamento sob a qual a fundação da barragem está submetida nos coeficientes de condutividade hidráulica;
- h. Análise da rede de fluxo da fundação da barragem, vazões e poropressões conforme modelos propostos e com base nos dados de instrumentação de campo existentes;
- i. Análise da influência dos dispositivos de controle de fluxo e subpressões;
- j. Considerações finais.

Figura 1 – Delineamento da pesquisa



(fonte: elaborado pela autora)

O diagrama da Figura 1 ilustra as etapas que foram vencidas ao longo da construção da pesquisa. A primeira etapa consistiu em uma reflexão inicial da motivação do estudo, a partir da qual foi possível identificar um problema de pesquisa relevante que motivou o desenvolvimento deste trabalho. Embora barragens de concreto apresentem uma taxa menor de acidentes quando comparadas às barragens de terra/enrocamento, a ruptura de uma estrutura de grande porte acarreta em grandes impactos ambientais, sociais e econômicos, e em sua maioria está atrelada a problemas na fundação.

Posto isto, a pesquisa foi desenvolvida com base no referencial teórico e na análise das informações geológicas e geotécnicas de projeto e dos dados de instrumentação das fundações da barragem ao longo da fase de operação. Nas etapas subsequentes foram compiladas todas as informações disponíveis para a pesquisa em relação à fase inicial dos estudos geológicos e geotécnicos da barragem, bem como do projeto e execução das fundações, buscando um diagnóstico inicial das condições do leito de assentamento da barragem. Em posse dos dados, foram feitos modelos numéricos da barragem para a simulação do fluxo hidráulico existente na

fundação para diversas configurações. Comparando-se os valores obtidos através das simulações aos dados de instrumentação relativos aos valores de poropressão e vazão de campo, foi possível avaliar a atual configuração do berço das fundações da barragem, identificando padrões de comportamento do fluxo hidráulico e das condições de permeabilidade do perfil estratigráfico. Ainda, foi possível avaliar também a influência e impacto dos dispositivos de controle de fluxo e drenagem nas redes de fluxo. Na última etapa, as considerações finais encerram o trabalho, trazendo um balanço geral do que será discutido ao longo do trabalho e dos resultados que serão encontrados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados e discutidos conceitos que fundamentam o desenvolvimento do trabalho proposto nesta dissertação.

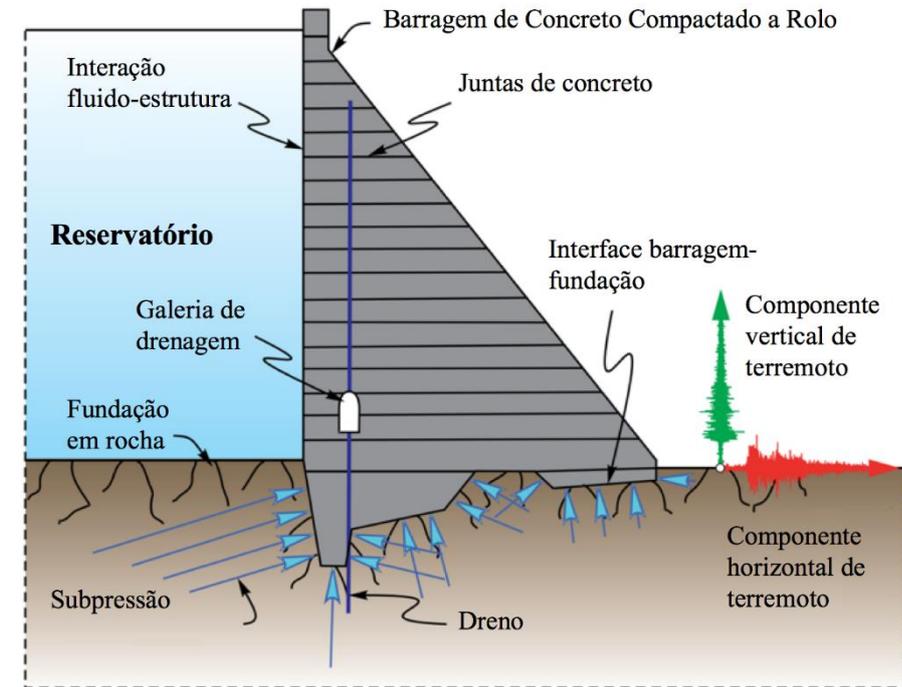
2.1 BARRAGENS DE GRAVIDADE

Barragens de gravidade podem ser definidas por estruturas cujo peso próprio é essencialmente o responsável por suportar as pressões da água e outras forças horizontais atuantes. Estas barragens são construídas em blocos, com juntas e vedações flexíveis, em que o nível de tensões no concreto é relativamente baixo em relação à sua resistência, bem como às tensões transmitidas às fundações (ANA 2015a). Gutstein (2011) afirma que os carregamentos típicos que ocorrem em barragens de gravidade são provenientes dos empuxos hidrostáticos e da percolação de água na fundação, e cita as principais ações as quais esse tipo de barramento pode estar sujeito:

- a. Ações diretas: peso próprio e sobrecargas previstas, pressões hidrostáticas, subpressões, pressões intersticiais nos poros do concreto, empuxos de terra e silte (proveniente do fluxo de sedimentos), pressões devido ao congelamento da água (presente em determinadas regiões), sismos, impacto de ondas ou ação dinâmica da água;
- b. Ações indiretas: efeitos da variação de temperatura, retração e deformação lenta do concreto, deformação nas fundações e encostas adjacentes, sismo devido à acomodação do reservatório ou outros efeitos como os decorrentes da reação álcali-agregado e drenagem ácida de rochas (dependentes da região de implantação da barragem).

A Figura 2 mostra um exemplo de seção típica de uma barragem de concreto construída em CCR, locada em um leito de assentamento irregular.

Figura 2 – Seção transversal típica de barragem de concreto CCR, locada em um leito de assentamento irregular



(fonte: adaptado de RENAUD et al., 2016)

Para a análise da estabilidade, além de identificar as condicionantes que atuam direta e indiretamente na estrutura da barragem, é fundamental conhecer os parâmetros de coesão e ângulo interno que regem o comportamento do material de fundação e do seu contato com o maciço da barragem, bem como sua permeabilidade (Golzé 1979). Nos tópicos a seguir serão discutidos os elementos considerados nas análises de estabilidade e a importância das fundações para a garantia da segurança global das estruturas de barramento.

2.1.1 Análise de estabilidade

A Eletrobrás (2003) propõe critérios gerais de projeto civil para o desenvolvimento de projetos de Usinas Hidrelétricas. Nele é citado que, para a garantia da segurança global das estruturas de barramento e seus elementos, deve-se verificar e atender a todas as condições prescritas em norma, tanto para os estados limites últimos quanto para os de utilização. Também especifica que a verificação deve ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e interação entre as fundações e estrutura, englobando análises de estabilidade para o contato concreto-rocha, planos superiores e inferiores ao da fundação, análise de tensões e deformações, definição dos coeficientes de segurança e verificação das tensões atuantes comparadas às tensões máximas admissíveis dos materiais envolvidos. Deve-se dar uma atenção especial

quanto às verificações quanto ao estado limite último de perda de equilíbrio global ou parcial das estruturas, consideradas como um corpo rígido. Para barragens, são feitas análises de estabilidade para a avaliação da segurança global quanto ao movimento do corpo rígido (barragem e seus elementos), tais como:

- a. Deslizamento em qualquer plano (estrutura ou fundação);
- b. Tombamento;
- c. Flutuação;
- d. Tensões na base da fundação e estrutura;
- e. Flambagem;
- f. Deformações e recalques;
- g. Vibrações.

Com base nos possíveis movimentos que o corpo da barragem pode sofrer, são calculados os coeficientes de segurança por meio dos estudos e análises do comportamento e estabilidade da estrutura. A definição destes coeficientes, conforme estabelecido pela Eletrobrás (2003), é mostrada nos itens a seguir.

2.1.1.1 Fator de Segurança à Flutuação

O Fator de Segurança à Flutuação é expresso pela relação entre o somatório das forças gravitacionais que atuam no maciço da barragem e o somatório das forças de subpressão atuantes nas fundações da estrutura:

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U}$$

Equação 1

Onde:

FSF = fator de segurança à flutuação;

$\sum V$ = somatório das forças gravitacionais;

$\sum U$ = somatório das forças de subpressão.

No cálculo do FSF não são consideradas quaisquer contribuições favoráveis da coesão e atrito que possam existir entre a estrutura e a fundação. As forças verticais devem incluir as cargas permanentes mínimas de projeto da estrutura, peso próprio de equipamentos permanentes,

lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem que possam vir a ser utilizados durante a fase construtiva. Nesta verificação, não são consideradas as cargas acidentais.

2.1.1.2 Fator de Segurança ao Tombamento

O Fator de Segurança ao Tombamento é expresso pela relação entre o momento estabilizante da estrutura e o momento de tombamento em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação:

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t}$$

Equação 2

Onde:

FST = fator de segurança à flutuação;

$\sum M_e$ = somatório dos momentos estabilizantes que atuam na estrutura, como o peso próprio, cargas permanentes mínimas e peso próprio de equipamentos fixos;

$\sum M_t$ = somatório dos momentos de tombamento advindos das cargas desestabilizantes que atuam na estrutura, como pressão hidrostática, subpressão, empuxos e etc.

No cálculo do FST não são considerados os efeitos estabilizantes de coesão e atrito que possam existir entre a estrutura e a fundação.

2.1.1.3 Fator de Segurança ao Deslizamento

A análise da estabilidade das estruturas ao deslizamento é feita a partir da verificação das possíveis superfícies de ruptura, incluindo todos os planos de menor resistência possível, ou aqueles submetidos a tensões críticas na estrutura, na fundação e no contato entre a estrutura e a fundação. Nesta análise, é incluída a coesão na parcela de resistência ao cisalhamento do material de fundação ou do contato entre concreto-fundação, a menos que as investigações geotécnicas ou condições de campo apontem para a não consideração deste parâmetro.

Para as fases iniciais de projeto, é permitido adotar-se valores de coesão e ângulo de atrito dos materiais de fundação e seus planos de descontinuidade conforme aqueles adotados em obras de materiais similares. Contudo, os parâmetros geomecânicos utilizados para a avaliação final de estabilidade da estrutura de barramento devem ser aqueles obtidos através de investigações geotécnicas de campo e laboratório.

Ao longo das análises, sempre que uma superfície de deslizamento interceptar os trechos onde os parâmetros de atrito e coesão forem diferentes, a segurança ao deslizamento deve ser

calculada para cada trecho, considerando-se que há uma ruptura de cisalhamento nos trechos onde o coeficiente de segurança mínimo não é alcançado. Neste caso, a análise do fator de segurança é refeita, admitindo-se que não há o fator da coesão ($C=0$), e que o ângulo de atrito do material corresponde ao ângulo de atrito residual. Salienta-se que a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais que compõem o arranjo barragem-fundação deve ser verificada, conforme o nível de sollicitação. O excesso de tensão de cisalhamento não absorvido pelo trecho deve ser transferido às partes remanescentes da superfície de deslizamento, recalculando-se a segurança ao deslizamento para cada trecho, e assim sucessivamente até que se satisfaçam os critérios ou se verifique a necessidade de se introduzir modificações no conjunto estrutura-fundação.

Para barragens com fundações em material com coesão, o fator de segurança ao deslizamento é expresso por:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \operatorname{tg}(\phi_i)}{FSD_\phi} + \frac{\sum C_i A_i}{FSD_c}}{\sum T_i} \geq 1,0$$

Equação 3

Onde:

FSD = fator de segurança ao deslizamento;

FSD ϕ = fator de redução da resistência ao atrito;

FSD c = fator de redução da resistência à coesão;

$\sum N_i$ = somatório das forças normais à superfície de deslizamento analisada;

ϕ_i = ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento analisada;

C_i = coesão característica ao longo da superfície de deslizamento

A_i = área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise;

$\sum T_i$ = somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

Já para barragens com fundações em material sem coesão, o fator de segurança ao deslizamento é expresso por:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \operatorname{tg}(\phi_i)}{FSD_\phi}}{\sum T_i} \geq 1,0$$

Equação 4

Onde:

FSD = fator de segurança ao deslizamento;

FSD ϕ = fator de redução da resistência ao atrito;

$\sum N_i$ = somatório das forças normais à superfície de deslizamento analisada;

ϕ_i = ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento analisada;

$\sum T_i$ = somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

A Tabela 1 traz os valores propostos de redução da resistência ao atrito e à coesão das equações 3 e 4.

Tabela 1 – Coeficientes de redução do ângulo de atrito e coesão

Fatores de Redução	Casos de carregamentos ¹			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSDc	3,0 (4,0) ²	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD ϕ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

(fonte: adaptado de ELETROBRÁS, 2003)

A Eletrobrás ainda cita como valores de referência para os coeficientes de segurança à flutuação e tombamento:

Tabela 2 – Valores de referência para os coeficientes de segurança quanto à flutuação e tombamento

Coeficiente de Segurança	Casos de carregamentos			
	CCN	CCE	CCL	CCC
Flutuação (FSF)	1,3	1,1	1,1	1,2
Tombamento (FST)	1,5	1,2	1,1	1,2

(fonte: adaptado de ELETROBRÁS, 2003)

Além da determinação dos coeficientes de segurança citados, a verificação da segurança em relação ao estado limite último de perda de equilíbrio global deve ser complementada pelas análises das tensões e deformações da estrutura, feitas para todos os elementos estruturais e fundações, considerando todos os cenários de carregamento e verificando:

¹ Condição de carregamento normal (CCN); condição de carregamento excepcional (CCE), condição de carregamento limite (CCL) e condição de carregamento de construção (CCC).

² Caso o conhecimento do problema seja precário ou os materiais não apresentem comportamento constante, deverão ser utilizados os valores indicados nos parênteses.

- a. Segurança contra ruptura estrutural ou deformações excessivas;
- b. Níveis médios de tensões, distribuição de tensões e tensões máximas localizadas;
- c. Deformações estruturais;
- d. Segurança contra ressonância destrutiva entre frequências naturais de elementos estruturais e frequências induzidas.

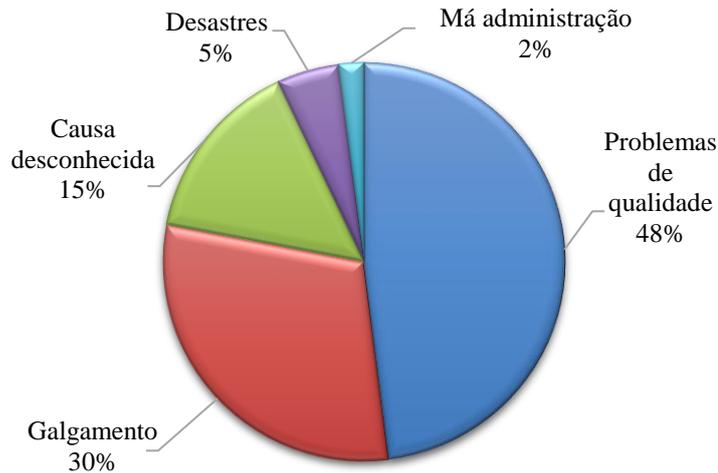
2.1.2 Fundações

Golzé (1979) relata que os estudos geológicos e geotécnicos são responsáveis por fornecer os dados necessários para a avaliação inicial do local de instalação da barragem e análise do terreno no qual será assentada a estrutura. As investigações preliminares, as quais devem ser constantemente refinadas ao longo do processo de execução da barragem conforme o leito da fundação se torna exposto, devem fornecer as informações básicas para o projeto. Em termos de análise da estabilidade das fundações do maciço, é necessário conhecer o módulo de deformação, resistência ao cisalhamento, permeabilidade, resistência à compressão e o coeficiente de Poisson dos materiais que compõem a fundação. O autor ainda salienta que a primeira condição que constitui a instabilidade das fundações da barragem está na ruptura do maciço rochoso que compõe a fundação ou no contato entre o corpo da barragem e as fundações.

A análise de segurança de barragens, principalmente quanto à interação entre fundação e a estrutura, é marcada pela complexidade, incerteza nos modelos e parâmetros utilizados, e por um comportamento muitas vezes não linear. Na prática, estas incertezas são contornadas pela experiência do projetista, boas práticas, prudência e metodologias conservadoras para a análise do fator de segurança da estrutura (GARCÍA et al., 2015). Hoffman e Hammonds (1994) relatam que, em geral, existem dois tipos de fontes de incerteza: a incerteza natural ou randômica, e a incerteza sistêmica. A primeira pode ser definida pela variabilidade inerente ao processo, como por exemplo a variabilidade de cargas a que a estrutura estará submetida no caso de um terremoto, conforme sua intensidade. Outro exemplo é a variabilidade da resistência do terreno no qual a estrutura será construída. Já a segunda está atrelada à falta de conhecimento ou informação. Pode-se citar também as incertezas relacionadas à resistência dos solos de fundação, que além da parcela de incerteza natural, também apresenta uma incerteza sistêmica. O conhecimento dos parâmetros de resistência das fundações muitas vezes é limitado, visto que estes parâmetros são estimados a partir de prospecções geotécnicas ou de forma expedita. García et al. (2015) também salientam que rupturas de barragens de gravidade ao longo do

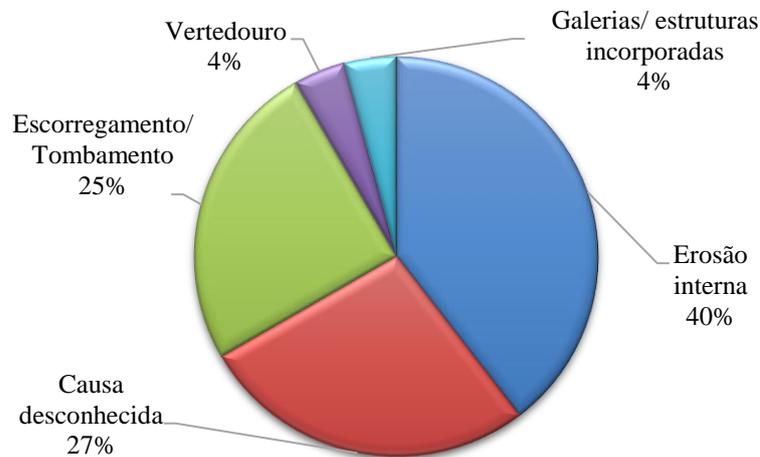
contato entre fundação e maciço é um dos mais importantes problemas de segurança de barragens. O gráfico da Figura 3 mostra as principais causas do rompimento de barragens de concreto, e a Figura 4 as causas secundárias relacionadas aos problemas de qualidade do conjunto da obra, que reforça importância dos problemas atrelados à fundação dos maciços.

Figura 3 – Causas do rompimento de barragens de concreto



(fonte: adaptado de ZHANG et al., 2016)

Figura 4 – Causas secundárias dos problemas relacionados à qualidade nas rupturas de barragens de concreto



(fonte: adaptado de ZHANG et al., 2016)

Dentre as principais condicionantes para a estabilidade e segurança das estruturas de barramento, enfatiza-se a importância das subpressões e pressões intersticiais que atuam no maciço, visto que exercem grande influência na análise das condições de estabilidade. Segundo Gutstein (2011), as subpressões diminuem o peso efetivo da estrutura e conseqüentemente a resistência ao cisalhamento ao longo desses planos. Os planos potenciais de ruptura podem estar

no contato entre o corpo da barragem e a rocha e/ou nos planos de fraqueza do maciço rochoso das fundações, visto que o leito de assentamento da barragem é, em maior ou menor grau, permeável à água acumulada no reservatório. Além da porosidade natural, o material das fundações pode apresentar falhas, fissuras, estratificações ou outras irregularidades que podem levar a caminhos preferenciais da água, e conseqüentemente levar à perda de resistência do material ou ao aumento das subpressões, levando ao soerguimento da estrutura e à perda da estabilidade do maciço.

A partir do cálculo dos valores de controle das poropressões existente nas fundações, é possível ter uma previsão do comportamento da barragem e definir dispositivos e planos de ação e manutenção para a garantia dos valores de subpressão dentro dos limites de segurança. Segundo Pastore et al. (2015), existem diversas formas de controlar as subpressões e vazões presentes nas fundações e evitar o aumento de pressão e processos de erosão e *piping*. Dentre elas, pode-se citar dispositivos de vedação e drenagem, que impedem ou reduzem a percolação da água pela fundação, mantendo os níveis de vazão, gradientes hidráulicos e pressão hidrostática aceitáveis. Os principais dispositivos utilizados nas barragens de concreto e a sua influência no fluxo hidráulico das fundações serão discutidos no item 2.2.7.

A definição de projeto dos parâmetros de controle das subpressões na fundação da UHE Dona Francisca está de acordo com as diretrizes discutidas pela Eletrobrás (2003). Nos casos de fundações contínuas, considera-se que a subpressão atua ao longo de toda a área da base, em que na extremidade a montante a subpressão será equivalente à altura hidrostática do nível d'água especificado para o reservatório, e na extremidade a jusante, será equivalente à altura hidrostática do nível d'água a jusante, variando linearmente. Para o caso onde há uma linha de dreno operante, e a cota inferior da galeria de drenagem estiver acima da cota do nível d'água de jusante, a subpressão na linha dos drenos será equivalente à soma do nível da galeria e $1/3$ da diferença entre a altura hidrostática de montante e o nível da galeria. A partir do ponto dos drenos, a subpressão varia linearmente até ambas as extremidades da base, considerando como valores dos extremos as alturas hidrostáticas de montante e jusante.

2.1.3 Instrumentação e monitoramento

Além da análise de segurança e estabilidade de estrutura na fase de projeto, é fundamental adotar medidas de prevenção e controle de segurança nas condições de operação da barragem. Estas condições devem ser periodicamente revisadas, considerando eventuais alterações e

deterioração das estruturas, mudanças no comportamento e nas condições a montante e jusante da barragem. Após a Lei 12334/2010, a ANA (2015b) publicou uma série de manuais para auxiliar os empreendedores de barragens a se adequarem às novas regulamentações. Dentre eles, o manual VII traz um guia para elaboração do plano de operação, manutenção e instrumentação de barragens, que tem por objetivo assegurar as condições adequadas à segurança do maciço de barramento. O guia salienta que a instrumentação e sistema de monitoramento de uma barragem devem estar de acordo com o porte da estrutura analisada, e que as grandezas monitoradas dependem de diversos fatores, como o tipo e características da barragem, as condicionantes geológicas e geotécnicas, e etapas construtivas. De um modo geral, esses fatores podem ser associados a grandezas que:

- a. Representam as propriedades das estruturas, como a deformabilidade, resistência e características hidráulicas e térmicas;
- b. São associadas a ações como precipitações, vazões, níveis da água e temperaturas;
- c. Correspondem aos efeitos de ações como forças, pressões e tensões, deslocamentos, deformações e movimentos de juntas;
- d. São associadas às consequências dos efeitos das ações, podendo originar alterações significativas das propriedades estruturais, como fissuras, deslizamentos, depressões, levantamentos e rotações.

A Eletrobrás (2003) lista as principais grandezas que devem ser monitoradas em barragens de gravidade:

Tabela 3 – Principais grandezas monitoradas em barragens de gravidade, conforme o tipo de solução empregada

Grandeza	Tipo de Estrutura			
	Gravidade maciça	Gravidade aliviada	Arco	Concreto compactado a rolo
Vazões de infiltração	x	x	x	x
Subpressões na fundação	x	x	x	x
Recalques na fundação	x	x	x	x
Tensões	-	x	x	-
Comportamento térmico do concreto	x	x	x	x
Deslocamentos horizontais e verticais da crista	x	x	x	x
Deslocamentos diferenciais entre blocos	x	x	x	x

Grandeza	Tipo de Estrutura			
	Gravidade maciça	Gravidade aliviada	Arco	Concreto compactado a rolo
Deslocamentos diferenciais entre monolitos	-	x	-	-
Abertura de juntas entre blocos	-	x	x	-
Pressão intersticial entre camadas de concretagem	-	-	-	x

(fonte: adaptado de Eletrobrás, 2003)

A ANA (2015b) ainda reforça que, das grandezas citadas na Tabela 3, as mais comuns a serem monitoradas nas barragens de concreto são:

- a. Deslocamentos do paramento de jusante e em galerias, por métodos geodésicos;
- b. Deslocamentos da barragem e fundação por pêndulos, diretos e invertidos, no caso de existirem poços de prospecção / drenagem na fundação; ou deslocamentos na fundação por roseta de extensômetros de hastes a 30°, um vertical e outros dois inclinados de 30°, (com profundidade mínima de 20 m ou metade da altura (H) de barragens com $H > 40\text{m}$);
- c. Movimentos diferenciais de juntas, por meio de medidores de junta;
- d. Tensões e deformações no concreto, por meio de deformímetros e tensômetros;
- e. Temperaturas no corpo da barragem, por meio de termômetros;
- f. Pressões da água na fundação, por meio de piezômetros;
- g. Vazões na barragem e fundação, por meio de medidores de vazão.

No caso da UHE Dona Francisca, a concepção do plano de instrumentação da barragem está concentrada majoritariamente na fundação, visto que a estrutura está locada sobre rochas areníticas³, originárias da Formação Caturrita, as quais apresentam em sua estrutura algumas lentes com material de menor resistência. A sua instrumentação consiste em Extensômetros Múltiplos (EM), Pêndulos Diretos (PD), Medidores Triortogonais de Junta (MTJ), Medidores de Vazões dos drenos (MV), Piezômetros de Corda Vibrante (PCV), Piezômetros de Tubo Aberto (PTA), Marcos Superficiais (MS), Termômetros Embutidos (TE) e Termômetros de Superfície (TS). Muitos desses instrumentos (EM, MV, PCV, MS, TE, TS) apresentam coleta de dados por meio digital, que podem ser lidos através de *readouts* conectados a caixas

³ A descrição do perfil geológico e geotécnico das fundações da barragem é feita em detalhe no subtítulo 3.1, referente à caracterização da UHE Dona Francisca.

denominadas MUX. A Tabela 4 resume a quantidade de instrumentos, sua localização, o período e a frequência de leituras. Na sequência, é feita uma descrição breve dos instrumentos citados.

Tabela 4 – Relação dos equipamentos utilizados no monitoramento do comportamento da UHE Dona Francisca

Instrumento	Quantidade	Localização na UHE	Início das leituras	Frequência das leituras	Tipo de leitura
EM	12	TA(4), CF(2), B25(3) e B28(3)	Nov./ 2000	Semanal	Digital
PD	2	B17 e B21	Nov./ 2000	Semanal	Analógica
MTJ	18	Ver Anexo I	Nov./ 2000	Mensal	Analógica
MV	6	B5, B7, B10, B17, B25 e B35	Nov./ 2000	Semanal	Digital
PCV	18	TA(2), B6(2), B17(2), B21(4), B25 (3), B28(2) e B30(3)	Nov./ 2000	Semanal	Digital
PTA	12	OE(2),OD(2), B17(2), B21(2), B25(2) e B29/B30(1)	Variável	Semanal	Observação visual
MS	5	Galeria Drenagem: Montante (1=1,5) e Jusante (e=2,0m)	-	Suspenso	Analógica
Drenos	723	B17	Out./ 2000	Variável	Analógica
TE	2	B17	Nov./ 2000	Semanal	Digital
TS	2	-	Nov./ 2000	Semanal	Digital

(fonte: SANTOS, 2018)

2.1.3.1 Extensômetros múltiplos

Os extensômetros de hastes múltiplas são usualmente constituídos de barras de aço (ou outros materiais) ancorados no subsolo por meio de chumbador químico, ou argamassa de alta resistência, com uma das extremidades sendo utilizada para medir as deformações existentes. Na barragem da UHE de Dona Francisca esse instrumento é utilizado para medir as deformações da fundação ao longo do ciclo de vida da estrutura (construção, enchimento do reservatório e operação). Cada unidade de medição apresenta duas hastes de fibra de vidro com comprimentos distintos (Haste Curta – 7 a 10 m; Haste Longa – 30 a 40 m). Essas barras foram instaladas no interior do corpo da barragem através da execução de um furo de sondagem, onde a extremidade inferior foi chumbada com injeção de graute, em três direções: 30° graus à montante, à jusante e vertical, (extensômetro tipo roseta). Os extensômetros estão alocados em dois blocos (B25 e B28), na tomada de água (TA) e na casa de força (CF).

2.1.3.2 Pêndulos diretos

Os pêndulos diretos fornecem os deslocamentos horizontais da crista (parte superior da barragem) em relação à galeria de inspeção/drenagem. Os dois pêndulos da UHE Dona Francisca encontram-se instalados nos blocos B17 e B21, onde a barragem apresenta a maior altura. As leituras dos deslocamentos dos pêndulos são feitas através de um coordenômetro micrométrico cuja ponta possui um dispositivo sensor de contato elétrico que, no contato com o fio metálico do PD, emite um som de “bip”, indicando o momento da leitura a ser feita manualmente.

2.1.3.3 Medidores Triortogonais de Junta

A barragem foi construída em blocos conectados por juntas construtivas. Sendo assim, os deslocamentos relativos entre os blocos (abertura ou fechamento de junta (AJ), recalque diferencial (RD) entre blocos e deslocamento horizontal (DH) diferencial entre blocos são importantes reflexos do comportamento da barragem, e suas medidas são aferidas pelos Medidores Triortogonais de Junta, que consistem em um sistema de apoio fixado entre os blocos.

2.1.3.4 Medidores de Vazões oriundas dos drenos e infiltrações

O sistema de drenagem de uma barragem é um dos sistemas mais importantes relativo ao aspecto de segurança e controle da estrutura, de tal forma que a medição da vazão nos drenos é de extrema relevância no monitoramento do comportamento da barragem. Os drenos da barragem da UHE Dona Francisca são compostos por: dreno de piso (DP), auxiliar de piso (AP), Adufas (AD), dreno de juntas entre blocos (DJ), e dreno de teto (DT). Os mesmos estão dispostos ao longo da galeria de drenagem, totalizando 723 dispositivos cujas distâncias entre pontos variam de 1,5 a 2,0 m.

A água oriunda dos drenos de piso, instalados ao longo da galeria de drenagem, é coletada através de canaletas nas quais estão instalados os medidores de vazão, cujas medidas são retiradas através do *readout* no MUX. Já alguns drenos são medidos individualmente de forma manual, através de um recipiente graduado e um cronômetro (DP81 à AP99 e 31J à 54J).

2.1.3.5 Piezômetros

Piezômetros são tubos instalados no subsolo (verticais ou inclinados) que apresentam entradas específicas de água que permitem a medição de pressões hidráulicas⁴. Particularmente no caso da UHE de Dona Francisca, as cargas hidráulicas devido ao fluxo de água que passa pela fundação da barragem são de grande interesse para definição da segurança da estrutura. As variações das cargas piezométricas indicam mudanças no regime de fluxo d'água do subsolo, o que pode indicar caminhos preferenciais de escoamento ou restrições ao fluxo.

Na barragem existem dois tipos de piezômetros: Piezômetro de Corda Vibrante (PCV) e Piezômetro de Tubo Aberto (PTA). Em sua maioria os PCV encontram-se dentro da galeria de inspeção/drenagem e suas leituras são coletadas pelo *readout* através do MUX. Já as leituras nos PTA são realizadas com um equipamento manual denominado “pio elétrico” (trena com ponteira elétrica).

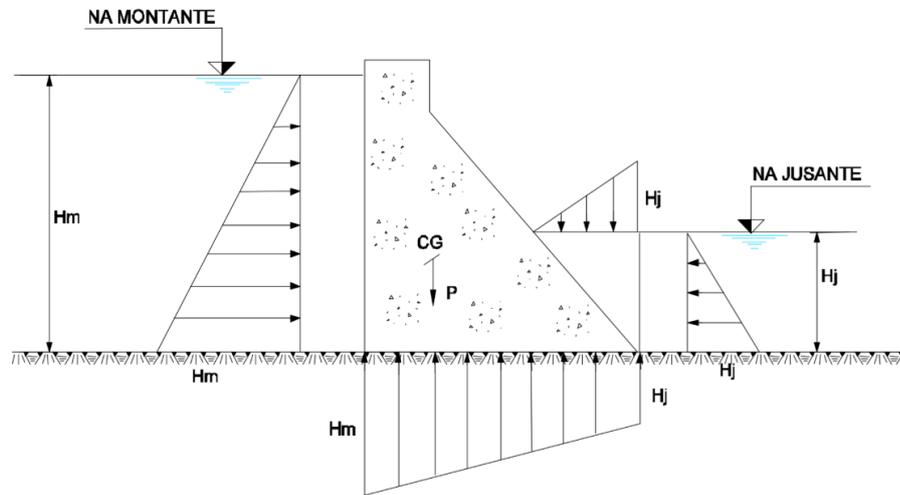
2.2 FLUXO HÍDRICO EM BARRAGENS

As subpressões presentes nas fundações das barragens são elementos importantes na avaliação da estabilidade das estruturas de barramento, visto que, conforme já citado, o leito de assentamento da barragem é, em maior ou menor proporção, permeável à água acumulada no reservatório. Segundo Leliavsky (1965), quando uma estrutura é construída sobre um material permeável e o nível d'água à montante é maior do que o nível d'água à jusante, haverá percolação de água ao longo das camadas do perfil estratigráfico da fundação. Volkmer (2011) explica que, à montante da estrutura da barragem, a subpressão exercida pela água é proporcional à altura de coluna d'água acima da fundação. Em razão da diferença de pressão entre os níveis a montante e jusante, ocorre um fluxo de água através do maciço permeável da fundação, no qual, à medida que a água percola em direção a jusante, intercorrem perdas de energia até que a subpressão se iguale à pressão do reservatório a jusante. Leliavsky (1965) ressalta que existem dois pontos sensíveis à garantia da integridade da barragem: a percolação de água pode causar a perda de resistência das fundações com características granulares, levando ao colapso da estrutura, e a base da fundação pode sofrer soerguimento devido à pressão hídrica ascendente causada pela percolação de água através do material permeável da

⁴ Em alguns casos, as medidas são feitas como valores de coluna d'água acima do ponto de medida.

fundação (ou redução da força de atrito efetiva). A Figura 5 mostra a distribuição das pressões hidrostáticas que agem em uma barragem de gravidade.

Figura 5 – Distribuição das pressões hidrostáticas em uma barragem de gravidade



(fonte: ELETROBRÁS, 2003)

Onde:

H_m = altura hidrostática a montante;

H_j = altura hidrostática a jusante;

CG = centro de gravidade;

P = peso da estrutura.

Sabendo-se da importância das subpressões na avaliação da segurança de barragens, nos tópicos a seguir serão discutidos os conceitos básicos de permeabilidade do solo e fluxo hidráulico, a partir dos trabalhos de Pinto (2006), Cedergren (1967), Leliavsky (1965) e Haar (1962).

2.2.1 Permeabilidade

Na mecânica dos solos, um material é considerado permeável quando apresenta poros interconectados, fissuras/trincas ou qualquer caminho pelo qual a água ou gás podem fluir. A permeabilidade é uma propriedade inerente às características do material, a qual mede a taxa de fluxo do fluido que passa através de um material poroso, sob um gradiente hidráulico.

Os primeiros experimentos relacionados à percolação da água em materiais arenosos sob a ação da gravidade foram publicados por Darcy em 1856. Segundo Pinto (2006), nesses experimentos foi verificado que fatores geométricos influenciavam na vazão da água, e a partir das suas

relações observadas foi postulada a chamada a Lei de Darcy. Ela considera que o fluxo do fluido é laminar e que o líquido estudado não é viscoso, e é definida por:

$$Q = k \frac{h}{L} A$$

Equação 5

Onde:

Q = vazão;

k = coeficiente de condutividade hidráulica (constante definida para cada tipo de solo);

h = carga que se dissipa na percolação;

L = distância ao longo da qual a carga se dissipa;

A = área do permeâmetro.

A relação entre a carga h que se dissipa ao longo da percolação e a distância L de dissipação dessa carga é chamada de gradiente hidráulico, expresso pela letra “i”. Dessa forma, a equação da Lei de Darcy pode ser reescrita como:

$$Q = kiA$$

Equação 6

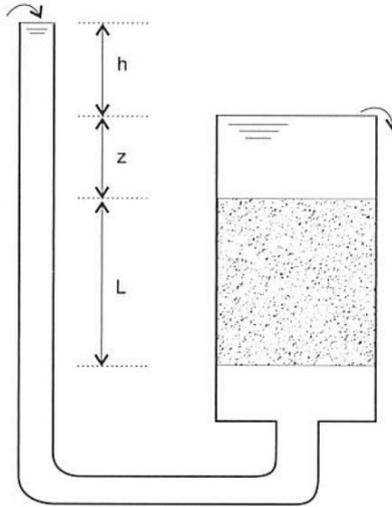
Ainda, tem-se que a velocidade (m/s) com que a água sai do corpo arenoso é dada pela divisão entre a vazão observada e a área do permeâmetro, tendo-se então:

$$v = ki$$

Equação 7

A Figura 6 mostra um esquema do experimento de Darcy.

Figura 6 – Esquema de percolação da água em um permeâmetro



(fonte: PINTO, 2006)

2.2.2 Coeficiente de condutividade hidráulica

O coeficiente de condutividade hidráulica (k) pode ser definido como a velocidade de descarga ao longo de uma área unitária sob um gradiente unitário, e depende das características de cada solo. Pode-se definir k a partir de métodos diretos (permeâmetro de carga constante, permeâmetro de carga variável, ensaios *in situ*) ou indiretos (curva granulométrica, ensaio de adensamento), conforme discutido a seguir.

2.2.2.1 Permeâmetro de carga constante

Similar ao experimento feito por Darcy, a definição de k através de um permeâmetro de carga constante é feita recolhendo-se a água percolada durante um determinado período de tempo e medindo o seu volume, mantendo-se a carga h constante. Conhecendo-se a vazão e as características geométricas do arranjo, o coeficiente de permeabilidade é calculado diretamente através da Lei de Darcy:

$$k = \frac{Q}{iA}$$

Equação 8

Ainda, a velocidade média de percolação da água ao longo dos espaços vazios do solo é dada pela velocidade de descarga ($v = k \times i$) multiplicada por $(1 + e)/e$, ou igual à velocidade de

descarga dividida pela porosidade efetivo solo. Dessa forma, a permeabilidade pode ser relacionada à velocidade de percolação através da equação:

$$k = \frac{v_s n_e}{i}$$

Equação 9

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

v_s = velocidade média de percolação;

i = gradiente hidráulico;

n_e = porosidade efetiva (relação entre o volume de poros pelos quais a água percola e o volume total).

2.2.2.2 Permeâmetro de carga variável

Para materiais com permeabilidade menor que 10^{-4} m/s, como solos argilosos e siltes, o volume coletado em um espaço de tempo em ensaios de permeâmetro com carga constante é muito pequeno, o que dificulta a determinação precisa do coeficiente k . Dessa forma, a definição de k através de um permeâmetro de carga variável é mais apropriado para coeficientes de permeabilidade muito baixos. Durante o ensaio, verifica-se o tempo que a água na bureta superior leva para descer de uma altura inicial h_i a uma altura final h_f . Em um instante de tempo t qualquer, a partir do início, a carga é h e o gradiente é dado por h/L . Sendo assim, a vazão é dada pela equação 5 já citada. A vazão da água que passa pelo solo é igual à vazão que passa pela bureta, podendo ser expressa por:

$$Q = \frac{-a dh}{dt}$$

Equação 10

Onde:

Q = vazão;

a = área da bureta (área normal à direção do fluxo);

$a dh$ = volume que escoou no tempo dt .

O sinal negativo da equação é devido ao fato de a altura h diminuir com o tempo. Igualando-se a equação 5 à equação 9, chega-se a:

$$\frac{-a \, dh}{dt} = k \frac{h}{L} A$$

Equação 11

$$\frac{dh}{h} = -k \frac{A}{aL} dt$$

Equação 12

Aplicando-se a integral na equação 11, da condição inicial ($h = h_i, t = 0$) à condição final ($h = h_f, t = t_f$), tem-se finalmente que:

$$\ln \frac{h_f}{h_i} = -k \frac{A}{aL} t$$

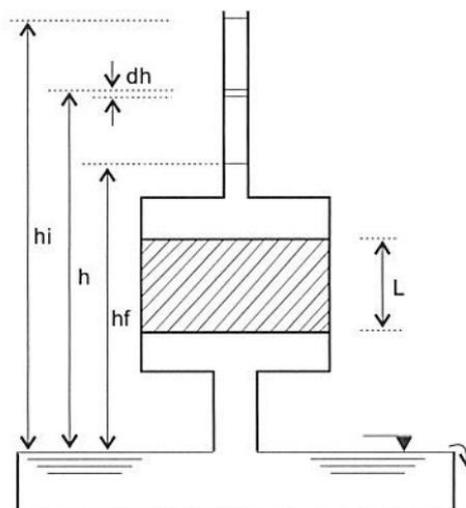
Equação 13

$$k = 2,3 \frac{A}{aL} \log \frac{h_i}{h_f}$$

Equação 14

A equação 14 traz a fórmula utilizada para o cálculo do coeficiente de permeabilidade em sua configuração final. O esquema do ensaio do permeâmetro com carga variável é ilustrado pela Figura 7.

Figura 7 – Esquema do Permeâmetro com carga variável



(fonte: PINTO, 2006)

2.2.2.3 Ensaios de campo

Lisboa (2006) destaca que existem diversos ensaios de campo para a definição da condutividade hidráulica dos materiais *in situ*, feitos através de furos de sondagem, poços ou cavas; e através de equipamentos como piezômetros e infiltrômetros. Durante a execução de sondagens de simples reconhecimento, por exemplo, pode-se determinar k enchendo-se o tubo de revestimento da perfuração da sondagem e medindo-se a vazão necessária para manter o nível d'água. Contudo, é necessário conhecer também outros parâmetros envolvidos, como a altura livre da perfuração da sondagem (não envolta pelo tubo de revestimento), posição do nível d'água, espessura das camadas de solo, etc.

Além do ensaio em furos de sondagem é possível avaliar a condutividade hidráulica através do ensaio de Hvorslev, que mede variação do nível de água em determinado intervalo de tempo através da utilização de piezômetros, e ensaio com infiltrômetro de anel duplo, que determina a velocidade de infiltração através da cravação de dois cilindros concêntricos e medição da variação dos níveis das lâminas de água adicionadas aos cilindros em determinados intervalos de tempo (AGUIAR, 2001). A autora também cita que é possível medir a circulação da água em rochas fissuradas através do ensaio de Lugeon, injetando-se água sob pressão constante em um furo de sondagem feito por obturadores. Realizam-se ciclos de carregamento e descarregamento com diferentes pressões, as quais são mantidas constantes em cada estágio por 5 a 10 minutos após o estabelecimento de escoamento constante. Através destes ciclos, é possível traçar uma curva que permite calcular, sob determinadas condições, a estimativa do coeficiente de condutividade hidráulica.

Outro ensaio bastante conhecido é o de permeâmetro de Guelph, no qual um aparato de simples construção permite a avaliação da condutividade hidráulica não saturada a partir da determinação da condutividade saturada e do potencial matricial de fluxo, relacionados por uma lei de variação exponencial (REYNOLDS e ELRICK, 1986). O equipamento é composto basicamente de um reservatório de água (garrafa de Mariotte), através do qual é possível controlar a carga constante de água, um tubo de acrílico graduado e um tripé de apoio. Aplica-se uma altura H constante e, quando é atingido o regime de fluxo permanente, calcula-se a condutividade hidráulica saturada e o potencial matricial a partir da vazão observada e das correlações determinadas pelas equações descritas por Elrick et al. (1989).

2.2.2.4 Métodos indiretos

Também é possível medir a condutividade hidráulica do solo através de métodos indiretos, onde são correlacionadas propriedades do solo como tamanho dos grãos, densidade e porosidade. A exemplo, Hazen propõe a obtenção da ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade de materiais arenosos através das correlações estatísticas obtidas em seu estudo, onde sugere que k é proporcional ao quadrado do diâmetro efetivo (diâmetro que, na curva granulométrica, corresponde à malha que permite a passagem na peneira de 10% do montante de material). A correlação é dada por:

$$k = c D_{\text{efet.}}^2$$

Equação 15

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

$D_{\text{efet.}}$ = diâmetro efetivo dos grãos do solo;

c = coeficiente de ajuste que pode variar entre 50 e 200.

Outra forma de medir esta grandeza indiretamente, é através de ensaios de adensamento, uma vez que a velocidade de recalque de um solo, quando submetido à compressão, está relacionada à velocidade com que as partículas de água são expulsas dos vazios e conseqüentemente ao seu coeficiente de permeabilidade.

2.2.2.5 Fatores que influenciam o coeficiente de permeabilidade

Taylor (1948) ao associar a Lei de Darcy ao comportamento da percolação de água em um conjunto de tubos capilares, propôs a seguinte equação para o coeficiente de permeabilidade:

$$k = D^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1+e} C$$

Equação 16

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

D = diâmetro equivalente ao tamanho dos grãos do solo;

γ_w = peso específico do líquido;

μ = viscosidade do líquido;

C = coeficiente de forma.

Taylor também associa k ao quadrado do diâmetro equivalente ao tamanho dos grãos do solo, indo de encontro à proposição de Hazen, e permite estudar a influência de outros aspectos relacionados ao solo e ao líquido que o percola. Conforme já citado, o coeficiente de condutividade hidráulica varia conforme as características do solo, e pode variar também conforme as características e comportamento do fluido. Sendo assim, pode-se citar como fatores que exercem influência no comportamento do fluxo de percolação da água o estado do solo, grau de saturação, estrutura e anisotropia, e temperatura:

- a. Estado do solo: Taylor (1948) correlaciona o coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios do solo. Quanto mais denso for o solo, menores são os poros presentes em sua estrutura e, conseqüentemente, menor será sua permeabilidade;
- b. Influência do grau de saturação: a percolação da água dentro da estrutura do solo não é capaz de remover todo o ar existente quando o material não está saturado. Dessa forma, ainda permanecem bolhas de ar na estrutura, contidas pela tensão superficial da água e que acabam servindo como obstáculo ao fluxo da água. O coeficiente de permeabilidade do solo não saturado acaba sendo menor do que o do solo no estado saturado;
- c. Influência da estrutura e anisotropia: além de estar relacionada à quantidade de vazios, a permeabilidade depende também do arranjo e disposição relativa dos grãos dentro da estrutura, bem como da fração de finos presentes no material. Geralmente, o solo não apresenta isotropia quanto à permeabilidade, visto que as partículas podem ficar orientadas em determinada posição. Como exemplo, pode-se citar solos depositados pela água, em que comumente sua deposição é construída em camadas horizontais, apresentando conseqüentemente maior permeabilidade no plano horizontal do que vertical. Ainda, descontinuidades presentes no material, como rochas que possuem fraturas (falhas ou juntas) ou rachaduras de retração ou cisalhamento em argilas compactadas, apresentam permeabilidade muito maior do que a do material localizado entre as descontinuidades, podendo levar a sérios problemas de perda de estabilidade do maciço;
- d. Influência da temperatura: conforme indicado na equação de Taylor, o coeficiente de permeabilidade pode ser relacionado ao peso específico e à viscosidade do líquido. Como ambas as propriedades dependem da temperatura, o efeito térmico pode influenciar na permeabilidade do material.

2.2.3 Permeabilidade em rochas sedimentares

Rochas sedimentares são aquelas formadas a partir da ação do intemperismo físico e químico em rochas pré-existentes. Elas são classificadas com base nos processos externos que lhes dão origem, sendo separadas em três grupos: rochas clásticas ou detríticas, rochas sedimentares

químicas e rochas sedimentares orgânicas. Os arenitos, rocha presente majoritariamente nas fundações da UHE Dona Francisca, são classificadas como rochas sedimentares clásticas ou detríticas, as quais são formadas pelo acúmulo e posterior diagênese (processos naturais químicos e físicos). A rocha matriz sofre um processo de desagregação, decomposição e erosão, e posteriormente esse material intemperizado é transportado e depositado em cotas mais baixas do terreno. O processo de diagênese que ocorre ao longo do tempo transforma esse material depositado em camadas de rochas com maior ou menor resistência, dependendo do processo diagenético (compactação, devido ao peso das próprias camadas de deposição, cimentação das partículas e formação de minerais *in situ*). Wang e Park (2002) apontam que a permeabilidade das rochas está relacionada a parâmetros como o tamanho dos poros, forma, orientação, como estes poros estão interligados (escala microscópica) e às características das fraturas existentes na rocha, como largura, rugosidade, distribuição e conexão das redes de fratura (escala macroscópica).

Conforme discutido por Fiori e Carmignani (2009), nos maciços rochosos, a água percola principalmente através de suas juntas e fraturas. Estas falhas podem conter tanto lentes de brechas muito permeáveis quanto lentes preenchidas com material argiloso impermeável, o que faz com que a condutividade hidráulica seja fortemente anisotrópica. Em rochas fraturadas, velocidades de fluxo grandes através das descontinuidades abertas podem resultar em perdas de carga por causa da turbulência. Visto que a Lei de Darcy discutida na seção 2.2.1 é válida apenas para fluxo laminar, pode-se definir o coeficiente de condutividade hidráulica também em função da abertura e do espaçamento das juntas, através da equação:

$$k = \frac{a^3 \gamma_w}{6d\mu}$$

Equação 17

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

a = abertura da junta;

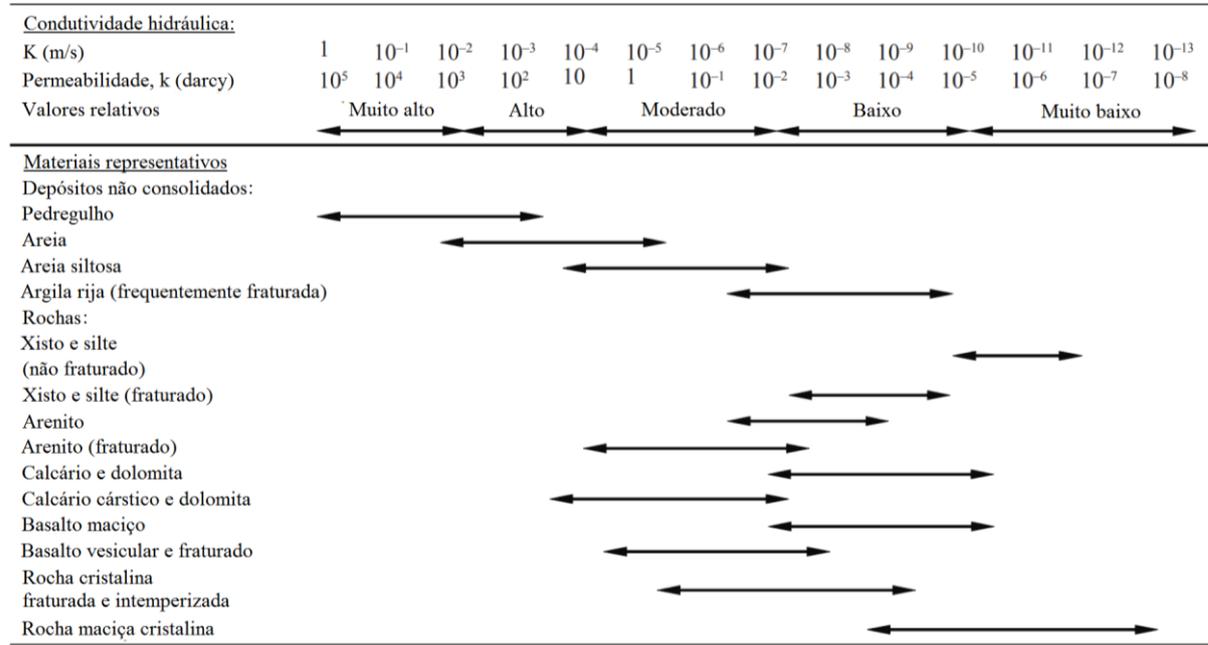
γ_w = peso específico da água;

μ = viscosidade da água;

d = espaçamento médio entre juntas.

A Figura 8 mostra graficamente a variação da condutividade hidráulica e permeabilidade para alguns materiais, conforme suas características geológicas.

Figura 8 – Variação da condutividade hidráulica para materiais conforme características geológicas.



(fonte: adaptado de SINGHAL; GUPTA, 2010)

No tocante aos materiais encontrados no Rio Grande do Sul e próximos à região onde se localiza a UHE Dona Francisca, Pinheiro et al. (2018) publicaram um estudo que traz a avaliação da condutividade hidráulica por meio de ensaios de campo, utilizando piezômetros de Casa Grande, em materiais que compõem as Unidades Geotécnicas da cidade de Santa Maria, RS. Estes ensaios de campo conseguem abranger uma parcela do maciço representativa das suas condições *in situ*, considerando anisotropia e heterogeneidade do material. Dentre as 07 Unidades Geológicas estudadas, a Tabela 5 traz um resumo dos coeficientes de condutividade hidráulica encontrados para os materiais da Formação Botucatu e Formação Caturrita, análogos aos materiais da fundação da UHE Dona Francisca.

Tabela 5 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica obtidos por Pinheiro et al. (2018)

Unidade Geotécnica	Ensaio	Prof. (m)	Condutividade hidráulica (m/s)
Formação Botucatu	BOT1	0,65	5,30E-06
	BOT2	0,50	4,40E-07
Formação Caturrita	CAT1	0,45	1,90E-06
	CAT2	1,00	1,00E-06

(fonte: adaptado de PINHEIRO et al., 2018)

Os valores encontrados estão em consonância com os resultados encontrados por Pinheiro (2000), que executou ensaios de condutividade hidráulica de carga variável *in situ* com piezômetros e constatou valores entre $3,35E-07$ m/s e $8,66E-07$ m/s para arenitos da Formação Botucatu. Pinto (2005) também estudou a condutividade hidráulica de solos na região de Santa Maria. A autora conduziu ensaios de campo com piezômetros em diferentes camadas da estratificação geológica da área de estudo, e para as camadas mais profundas, correspondentes à rocha sedimentar arenosa da Formação Caturrita, foram obtidos coeficientes de condutividade hidráulica em torno de $2,31E-05$ m/s (profundidade de 4 m) e $3,86E-07$ m/s (profundidade de 5 m).

Por sua vez, Sobrinho et al. (2003) realizaram ensaios de campo para quantificar a condutividade hidráulica dos materiais que compõem o leito de assentamento da UHE Dona Francisca, executados nos furos de sondagens definidos nas seções transversais geológicas de projeto. Os resultados dos ensaios *in situ* mostraram diferentes permeabilidades, conforme a profundidade e material ensaiado, apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Resumo dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica obtidos por Sobrinho et al. (2003)

Material	Cota de elevação (m)	Condutividade hidráulica (m/s)
Rocha sedimentar	Acima de 35	$1,00E-06$
Zona contínua de arenito AV	Entre 35 e 30	$1,00E-05$
Rocha sedimentar	Abaixo de 30	$5,00E-06$
Camadas horizontais de siltito e argilito	-	$1,00E-07$

(fonte: SOBRINHO et al., 2003)

Embora ensaios conduzidos em campo representem a anisotropia e heterogeneidade dos maciços, eles são normalmente executados em camadas superficiais, não considerando todos os efeitos de confinamento ao qual o material pode estar submetido a grandes profundidades ou sob carga de uma usina hidrelétrica, por exemplo. Da mesma forma, o coeficiente de condutividade hidráulica da equação genérica da Lei de Darcy, discutida no item 2.2.1, não leva em consideração o efeito das tensões sob o qual o material pode estar submetido em seu estado natural de campo. Ao longo dos anos foram realizados alguns estudos com o objetivo de identificar a relação do estado de tensão dos materiais rochosos e a deformação a qual estão submetidos e o seu comportamento referente à permeabilidade. Azevedo (2005) salienta que os resultados experimentais de estudos mostram que a permeabilidade da rocha não é constante, mas sim função do dano/alterações na estrutura da rocha que podem ser provocados pelas

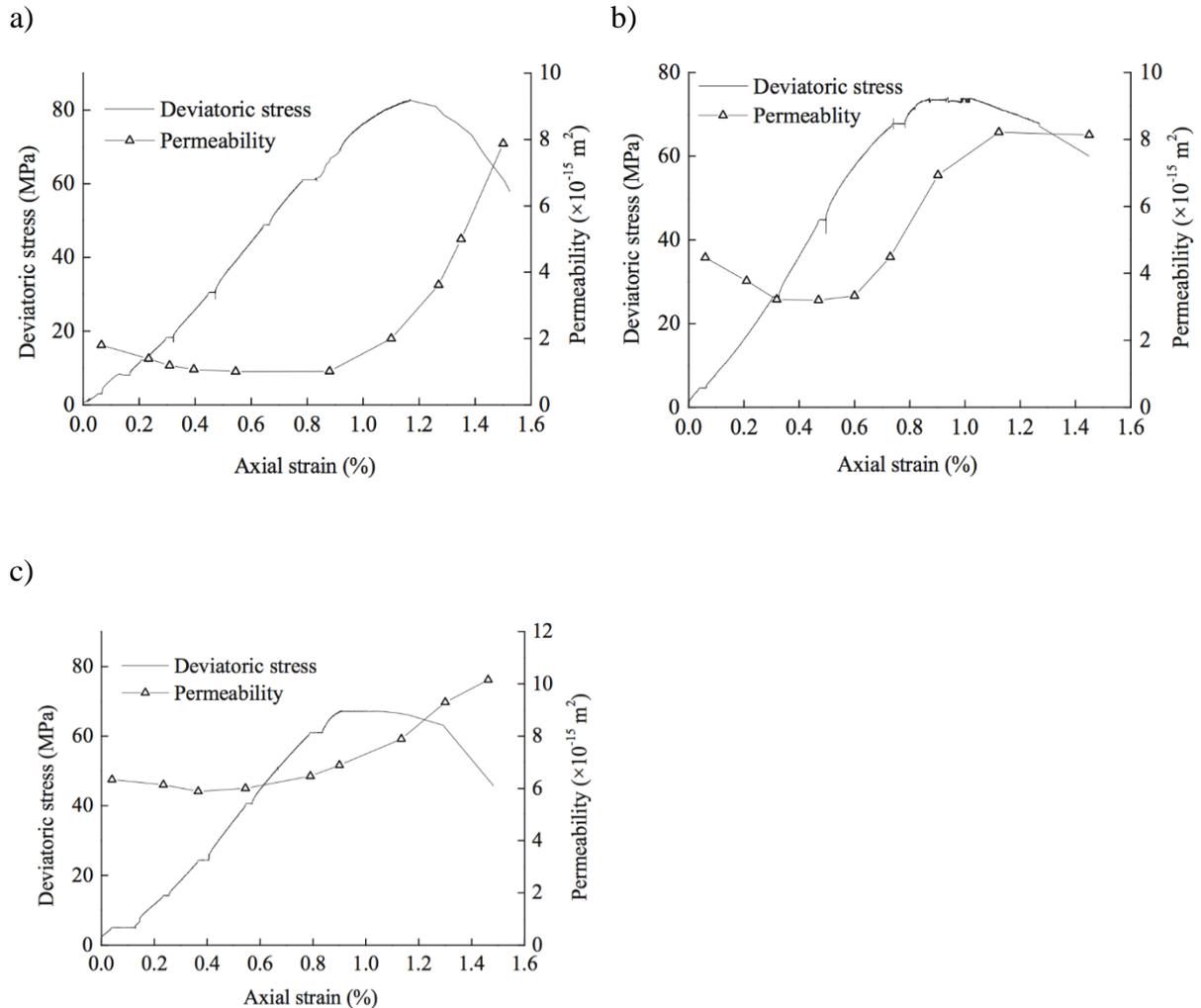
tensões que atuam no maciço. O dano provocado pela tensão no material pode transformar partículas maiores em pequenas partículas que poderão dificultar a trajetória do fluxo. Contudo, em meios granulares cimentados, quando há a quebra da cimentação as partículas passam a se movimentar mais livremente. Estes rearranjos podem aumentar a permeabilidade do meio, embora o rearranjo de partículas, acompanhado do colapso de poros, geralmente implique em uma redução drástica da permeabilidade (LI; HOLT, 2002⁵ apud AZEVEDO, 2005).

Chen et al. (2017) realizaram uma investigação experimental e numérica da evolução da permeabilidade de arenitos da cidade de Zigong, China, por meio de ensaios triaxiais com diferentes configurações de tensão confinante e poropressão. Os corpos de prova foram ensaiados sob três níveis de tensão confinante (10, 20 e 30 MPa) e três níveis de poropressão (1, 4 e 7 MPa). Em todas as curvas experimentais de tensão-deformação é possível caracterizar quatro fases: a) fechamento de fissuras, na qual os poros e microfissuras originais da rocha se compactam e se fecham devido à compressão triaxial; b) deformação elástica linear, na qual se acredita que, com o incremento do carregamento axial, fissuras secundárias começam a se formar, crescer e a se interconectar; c) cedência, na qual a amostra é severamente danificada, o crescimento de microfissuras se torna instável e ocorre uma mudança no comportamento da variação do volume da amostra, que passa a sofrer dilatação; e d) ponto do pico de tensão e fase pós-pico, na qual o material apresenta perda de rigidez com o avanço das deformações para as tensões confinantes de 10 e 20 MPa, ao passo que para 30 MPa a deformação é quase idealmente plástica. Para a tensão confinante de 10 MPa, a evolução da permeabilidade se comporta de forma parecida nas diferentes configurações de poropressão: na fase de fechamento das fissuras, a permeabilidade diminui com o aumento da deformação axial, que pode ser explicada pelo fechamento das microfissuras e vazios. Ela continua a diminuir na fase de deformação elástica linear até atingir seu valor mais baixo. Quando ocorre o ponto de cedência, a curva de permeabilidade *versus* deformação aumenta drasticamente devido às fissuras secundárias conectadas e às fissuras primárias que se tornam os canais principais de fluxo nesta fase. Após as curvas de tensão *versus* deformação alcançarem o pico de tensão, as permeabilidades apresentam diferentes tendências de mudança: pequena diminuição e contínuo aumento, onde

⁵ Li, L.; Holt, R. M. Simulating stress-dependent permeability of granular media with a fluid-coupled particle model, 2002. Disponível em: <<http://www.ntnu.no/~liming/LiThesisPermeability1.pdf>>. Acesso em: agosto de 2004.

uma microfissura formada passa a configurar o canal principal de fluxo. Os gráficos da Figura 9 mostram a evolução do comportamento da permeabilidade discutida.

Figura 9 – Curvas de tensão e permeabilidade *versus* deformação axial para tensão de confinamento de 10 MPa e variação de poropressão de: a) 1 MPa; b) 4 MPa; c) 7 MPa



(fonte: CHEN et al., 2017)

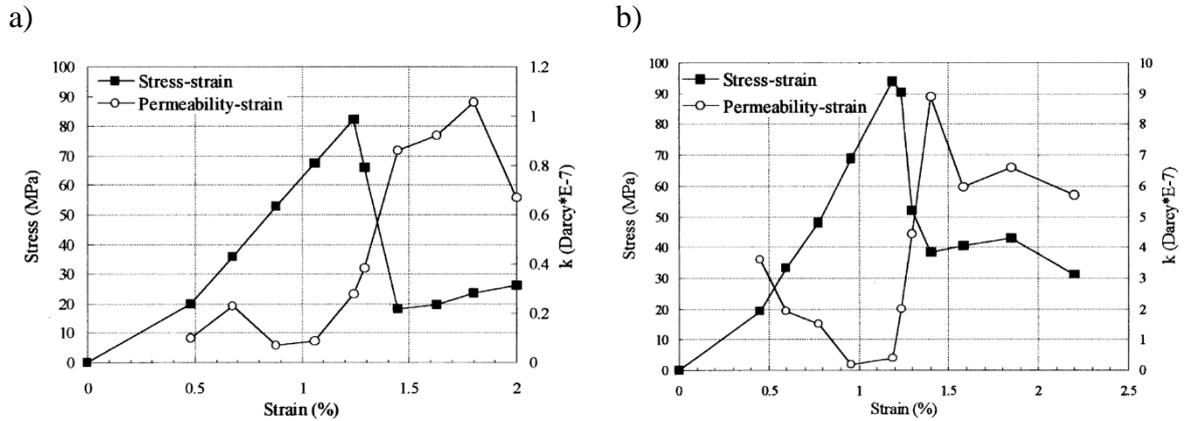
No que diz respeito às tensões de 20 e 30 MPa, a evolução da permeabilidade apresenta a mesma tendência de variação antes da ocorrência do ponto de cedência (diminuição da permeabilidade). Após atingir o ponto de pico de tensão, as curvas de permeabilidade *versus* deformação da tensão confinante de 20 MPa flutuam com uma leve oscilação, ao passo que para 30 MPa, elas decrescem de forma constante. A diferença no comportamento da permeabilidade nas diferentes tensões de confinamento está associada ao tipo de ruptura após a compressão. A ruptura por cisalhamento simples ocorre a tensões relativamente baixas. Após o ponto de cedência, a coalescência de microfissuras desempenha um papel crítico no

comportamento do fluxo na amostra, resultando num aumento da permeabilidade. Já a queda de permeabilidade pós-pico a altas tensões confinantes pode ser explicada pela redução de porosidade devido à compactação no local da falha.

Menezes (2018) publicou um estudo feito com amostras de dois tipos de arenito da Alemanha que investiga a anisotropia da mudança de volume e a evolução da permeabilidade sob aplicação de tensões triaxiais. Os estudos mostram que a permeabilidade e a velocidade de infiltração tendem a diminuir com o aumento diferencial da tensão e deformação, mas, próximo à ruptura, é possível observar um aumento notável da permeabilidade. O desenvolvimento da permeabilidade após o pico de tensão do ensaio mostrou uma tendência de diminuição, que pode refletir em um novo período de compactação e fechamento de fissuras. Ou seja, a permeabilidade não necessariamente aumenta após atingir a máxima tensão diferencial, como também pode ser observado nas figuras que ilustram os resultados de Chen et al. (2017). Os novos espaços de vazios criados na fase de cedência podem colapsar devido à perda de coesão e, ao longo das superfícies das fissuras, os grãos podem reduzir de tamanho graças ao atrito de cisalhamento.

Os estudos discutidos corroboram as conclusões observadas por Wang e Park (2002) quanto ao comportamento da permeabilidade em rochas sedimentares submetidas a um processo completo de tensão-deformação. Eles estudaram rochas sedimentares da mina de carvão Yangzhuang, na China, e desenvolveram ensaios triaxiais com tensões confinantes de 4, 5, 6 e 7 MPa. Os resultados mostram que a permeabilidade varia conforme a evolução das fissuras presentes na rocha: em geral, a permeabilidade diminui nos estágios iniciais de carregamento, e na sequência passa a aumentar gradualmente. A permeabilidade máxima da rocha usualmente se manifesta durante o estágio pós-tensão de pico, o que sugere que o desenvolvimento das deformações após a ruptura aumenta dramaticamente a permeabilidade. A Figura 10 mostra os resultados encontrados pelos autores.

Figura 10 – Comportamento da permeabilidade nos arenitos estudados por Wang e Park (2002): a) arenito fino; b) arenito médio



(fonte: WANG; PARK, 2002)

Chen et al. (2017) reforçam que, embora estudos já publicados apresentem algumas diferenças nos resultados observados, todos possuem algum grau de consenso no tocante à influência das tensões e poropressões as quais o material está submetido. Os poros e fissuras na rocha se abrem ou se fecham, e o esqueleto mineral da rocha irá contrair ou expandir, afetando as características de permeabilidade do maciço.

2.2.4 Vazão

A vazão representa o volume de água que percola através das fundações da barragem por um determinado período de tempo. Segundo Silveira (2003), estudos mostram que as vazões através das fundações de barragens de concreto atingem seus valores máximos geralmente poucos meses após o término do enchimento do reservatório, onde é alcançado o nível máximo normal de operação. Após esse período, as vazões apresentam uma lenta tendência de diminuição, em consequência do processo de assoreamento e colmatção que ocorre no maciço rochoso da fundação. O autor também destaca que as vazões devem ser analisadas em conjunto com os piezômetros da região estudada, já que a redução da vazão, associada ao aumento de poropressões, pode ser um indicativo de perda de eficiência do sistema de drenagem da fundação.

A Tabela 7 mostra uma relação de vazões específicas em barragens de concreto do Brasil e dos Estados Unidos da América.

Tabela 7 – Vazões específicas através de barragens de concreto do Brasil e E.U.A.

Nome do projeto	Altura máxima (m)	Comprimento (m)	Tipo de fundação	Vazão média inicial (l/min/m)	Vazão média final (l/min/m)
Itaipu (vertedouro)	44	374	Basalto	-	0,07
Itaipu (estruturas de desvio)	160	170	Basalto	-	1,62
Ilha Solteira	74	1288	Basalto	2,4	-
Jupiá	31	1303	Basalto	0,6	-
Promissão	35	384	Basalto	3,1	-
A.S. Lima (Bariri)	32,5	385	Basalto	0,04	-
Ibitinga	31,7	509	Basalto	0,08	-
A.A. Laydner (Jurumirin)	50	313	Basalto	0,01	-
Itumbiara	106	123	Anfibolito gnaisse	0,37	-
Furnas	127	550	Quartzitos e xistos	0,45	-
Hiwase	94	420	Gnaisse e quartzito	0,45	0,07
Fontana	46	541	Quartzito e filito	0,25	0,11
Green Peter	100	462	Basalto	1,39	1,05
Conemaugh	42	332	Arenito denso	0,4	0,16
Watts Bar	34	328	Arenito e folhelho	0,07	0,02
Greefs Ferry	74	519	Arenito e folhelho	3,06	1
Mt. Morris	76	313	Folhelho fraturado	0,04	0,11
Norfolk	70	800	Calcário e folhelho	0,02	0,02
Kentucky	63	504	Calcário	0,14	0,04
Pickwick	34	560	Calcário	0,02	0,1
Cherokee	53	517	Calcário e folhelho	0,82	0,07
Mickajack	25	298	Calcário e folhelho	0,43	0,1
Wheeler	22	1882	Calcário	0,18	0,17
Wilson	42	1336	Calcário	0,05	0,02
Bull Shoals	87	688	Dolomito denso	0,34	0,07
Table Rock	77	488	Dolomito, lentes areia	1,48	1,08
Douglas	62	520	Dolomito	0,26	0,01
Boone	49	238	Dolomito e calcário	0,22	0,05

(adaptado de SILVEIRA, 2003)

Conforme mostrado por Santos (2018), as vazões da UHE Dona Francisca apresentam uma leve tendência de queda ao longo dos anos de operação, conforme o esperado, e que os registros de vazões oscilam de acordo com a variação do nível do reservatório a montante. O autor também salienta que, apesar da diminuição dos valores das vazões ao longo dos anos, os valores de

poropressão medidos nos piezômetros não apresentam aumento, o que indica que o sistema de drenagem da usina está operando de forma satisfatória. Também é observado que a maioria das vazões de controle estimadas em projeto não foram registradas ao longo de sua operação.

2.2.5 Redes de fluxo

As redes de fluxo representam graficamente o caminho percorrido pela água e a correspondente dissipação de carga. O fluxo hídrico pode ser representado pela equação de Laplace, considerando que:

- a. O solo é homogêneo;
- b. Os vazios são completamente preenchidos pela água;
- c. Não há consolidação ou expansão do solo;
- d. O solo e a água são incompressíveis;
- e. O fluxo é laminar e a Lei de Darcy é válida.

Considerando-se um elemento de solo submetido a um fluxo tridimensional, decomposto nas três direções ortogonais, e sabendo-se que durante o fluxo de água não há variação de volume do elemento (ou seja, a quantidade de água que entra deve ser a mesma quantidade que sai no mesmo intervalo de tempo), tem-se que:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

Equação 18

Os termos u , v e w representam as componentes de velocidade de descarga nas direções cartesianas x , y e z . Sabendo-se que a velocidade é dada pelo produto do coeficiente de permeabilidade k e do gradiente hidráulico i (equação 7), tem-se que:

$$\partial \left(\frac{-k(\partial h/\partial x)}{\partial x} \right) + \partial \left(\frac{-k(\partial h/\partial y)}{\partial y} \right) + \partial \left(\frac{-k(\partial h/\partial z)}{\partial z} \right) = 0$$

Equação 19

Como em solos homogêneos k é constante, chega-se à equação de Laplace para fluxos tridimensionais:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Equação 20

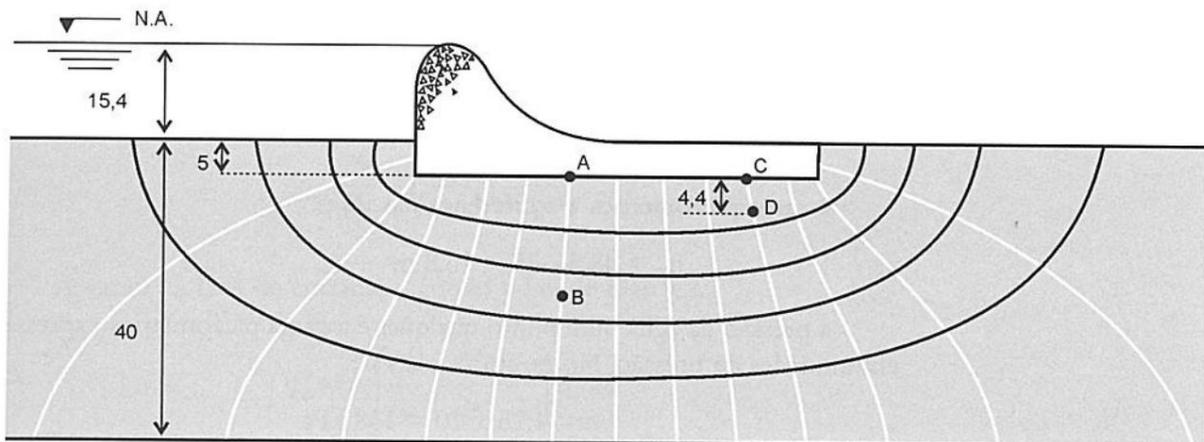
Para fluxos bidimensionais, a forma da equação de Laplace se reduz a:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Equação 21

A Equação 21 pode ser representada por duas famílias de curvas que se interceptam ortogonalmente. Um conjunto de linhas é chamado de linhas de fluxo, que representam os caminhos pelos quais a água percola ao longo de uma seção, delimitando os canais de fluxo de igual vazão, enquanto o outro conjunto é chamado de linhas equipotenciais, as quais determinam as faixas de perda de potencial de igual valor. A Figura 11 mostra um exemplo da rede de fluxo presente nas fundações de uma barragem de concreto, com solo isotrópico e homogêneo.

Figura 11 – Representação do fluxo hídrico presente nas fundações de uma barragem de concreto



(fonte: PINTO, 2006)

Contudo, nem todos os solos apresentam isotropia e homogeneidade. A maioria dos solos é anisotrópica, e o coeficiente de permeabilidade irá depender da direção da percolação.

2.2.6 Influência da heterogeneidade e anisotropia nas redes de fluxo

Quando o maciço é heterogêneo, a lei de conservação de energia faz com que o fluxo d'água siga na linha de menor resistência. Ou seja, quando a água passa de um material de maior permeabilidade para um de menor permeabilidade, o padrão de percolação se desenvolve de

forma a manter o fluxo d'água na camada mais permeável pela maior distância possível. Quando os demais fatores são iguais, quanto maior a permeabilidade, menor é a área necessária para fluir um determinado volume de água. Em termos de energia exigida para fazer com que a água percole pelos poros, quanto maior a permeabilidade, menor será a energia necessária. Ao passo que a água percola de um material de menor permeabilidade para maior permeabilidade, os retângulos formados pela rede de fluxo tendem a se alongar, já que é necessária uma área menor para acomodar a mesma quantidade de água e um menor gradiente hidráulico. Já quando a água flui de uma camada de maior permeabilidade para uma de menor permeabilidade, as redes tendem a encolher.

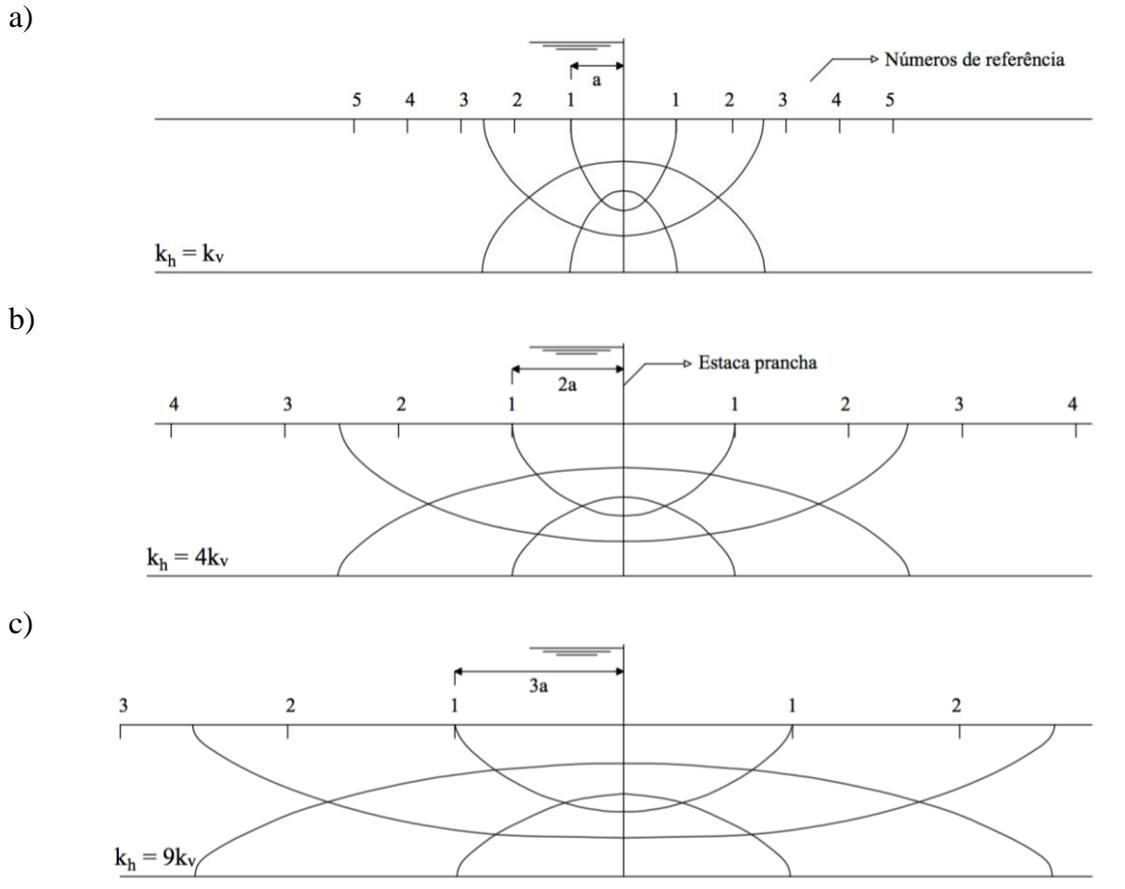
O mesmo acontece quando existe anisotropia no material, a qual se refere à variação de propriedades físicas conforme uma determinada direção. Rochas sedimentares usualmente apresentam maior permeabilidade na direção horizontal, devido à estratificação característica da deposição dos materiais que compõem o maciço, o que tende a distorcer a rede de fluxo na direção preferencial do fluxo (no caso, de maior permeabilidade). A equação de Laplace para fluxos bidimensionais (Equação 21) discutida no item 2.2.5 assume que a permeabilidade do material nas direções x e z é a mesma. Considerando a anisotropia e lembrando que, de acordo com a Lei de Darcy, as velocidades de descarga são proporcionais à permeabilidade, a Equação 21 pode ser reescrita como:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Equação 22

Onde k_x é a componente de permeabilidade na direção x , e k_z a componente de permeabilidade na direção z . A redução desta expressão para a equação de Laplace é feita transformando-se as coordenadas x e z para \bar{x} e \bar{z} , onde \bar{x} equivale à $x\sqrt{k_x}$ e \bar{z} equivale à $z\sqrt{k_z}$. A Figura 12 mostra graficamente a distorção real que ocorre nas redes de fluxo quando há anisotropia do material.

Figura 12 – Redes de fluxo construídas em seção transformada e redesenhadas em seções verdadeiras: a) seção verdadeira para permeabilidade horizontal e vertical igual, equivalente à seção transformada para condições em que há anisotropia; b) seção verdadeira para permeabilidade horizontal 4 vezes maior que a vertical; c) seção verdadeira para permeabilidade horizontal 9 vezes maior que a vertical



(fonte: adaptado de CEDERGREN, 1967)

Para construir as redes de fluxo em um maciço anisotrópico, é necessário apenas retrair as dimensões da seção transversal verdadeira na direção de maior permeabilidade. Se a permeabilidade horizontal for maior que a vertical, a seção transformada será sempre contraída. Na rede de fluxo verdadeira, as linhas de fluxo não são perpendiculares às equipotenciais, mas tendem a derivar para a horizontal.

2.2.7 Dispositivos utilizados para o controle de fluxo e subpressões na fundação de barragens de concreto

Golzé (1977) discute algumas soluções para o tratamento de fundações em rocha de barragens de concreto. Dentre elas, cita a execução de “dentes de fundação”, cortinas de injeção e drenagem da fundação, as quais foram utilizadas na construção da UHE Dona Francisca. A

seguir são apresentadas as soluções e suas contribuições na melhoria das condições de segurança nos maciços de barramento.

2.2.7.1 Dentes de fundação

Quando a fundação apresenta trechos com falhas, rocha muito fraturada ou material de baixa qualidade com grandes extensões e não é possível remover e uniformizar toda a área, retira-se parte do material de qualidade ruim e preenche-se o local de escavação com concreto, formando “dentes” na fundação. Esta solução é utilizada como um reforço nos pontos críticos, de forma a aumentar a segurança e estabilidade do maciço da barragem. Embora esta solução possa interferir no comportamento do maciço em relação a tensões, deformações e estabilidade, ela não protege a fundação de fenômenos como *piping*.

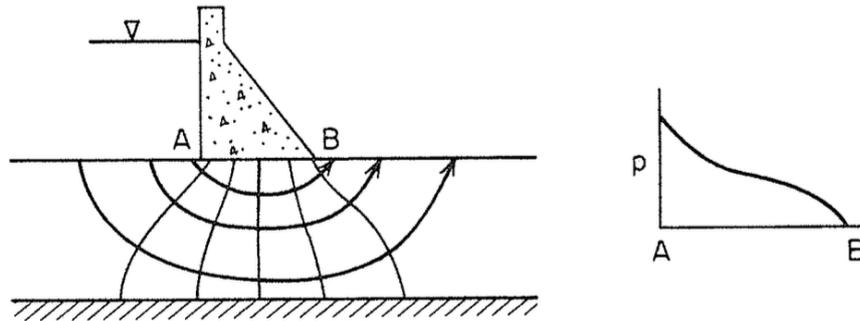
2.2.7.2 Cortinas de injeção

Cortinas de injeção são cortinas de argamassa construídas próximas ao pé da barragem, com o objetivo de controlar a infiltração da água pela fundação através da perfuração no terreno de assentamento e injeção de argamassa sob alta pressão. Para evitar que a aplicação da argamassa com alta pressão cause alterações na rocha ou que ocorra a perda de argamassa nas fissuras presentes no material de fundação, elas normalmente são executadas após a aplicação de injeção de consolidação (utilizada para completar vazios, zonas fraturadas e fissuras da rocha) e após o início da construção da barragem. A profundidade e espaçamento entre os furos varia conforme as características geológicas da fundação e da carga hidrostática da barragem. Lopes (2015) comenta que, embora no Brasil a distribuição e número de linhas de tratamento com cortinas de injeção seja bastante variável, as alternativas mais empregadas nas barragens brasileiras são a utilização de uma linha única (central ou a montante, como no caso da UHE Dona Francisca) e de linha tripla (montante, central e jusante). As cortinas possuem um papel importante na diminuição da percolação da água, porém usualmente apresentam pouco efeito nas pressões hidrostáticas (CEDERGREN, 1967). As imagens da Figura 13 mostram a perturbação na rede de fluxo com a inserção de uma cortina de injeção. A Figura 13 a) ilustra a rede de fluxo em uma barragem de concreto em uma fundação rochosa homogênea e isotrópica; a Figura 13 b) mostra a mesma barragem, porém com a inserção de uma cortina de injeção com dimensões que raramente são utilizadas, mas que altera consideravelmente as redes de fluxo e a subpressão ao longo da linha AB; e a Figura 13 c) mostra a situação mais usual em barragens com cortina de injeção, na qual a cortina reduz as vazões da água que percola pela fundação, mas que é comumente utilizada em conjunto com um dreno, que será responsável pela diminuição efetiva

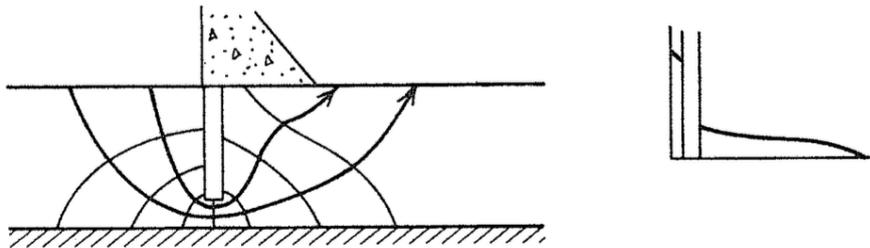
das subpressões. Sabarly (1968) corrobora em seu estudo que, em uma barragem com fundações em material homogêneo, a influência da cortina de injeção é quase imperceptível nos valores de subpressão na base da barragem.

Figura 13 – Perturbação nas redes de fluxo com a inserção, em diferentes configurações, de cortina de injeção na fundação de barragens de concreto e representação gráfica da variação da poropressão (p) ao longo do percurso do fluxo hidráulico

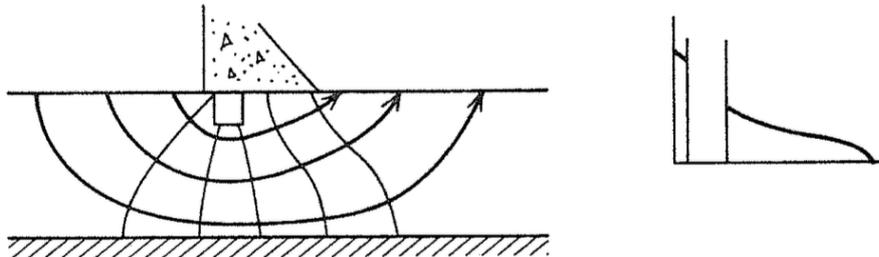
a)



b)



c)



(fonte: FREEZE; CHERRY, 1979)

2.2.7.3 Drenagem na fundação

Embora as cortinas de injeção auxiliem no controle da percolação da água pelas fundações, é necessário interceptar o fluxo que percola adjacente à cortina, visto que pode acarretar em pressões hidrostáticas excessivas na base da estrutura da barragem. Os drenos são executados com o objetivo de drenar a água que percola pelo maciço de fundação e diminuir a subpressão. Volkmer (2011) destaca que a eficiência na redução das subpressões está atrelada à área com

pressão atmosférica das galerias subterrâneas de drenagem, que atraem as linhas de fluxo da água que percola. A água captada pelos drenos pode ser descarregada em galerias de drenagem, projetadas para inspeção e manutenção, que possuem valas de drenagem que escoam a água para poços de drenagem ou diretamente para jusante da barragem. As linhas de drenagem normalmente são executadas a jusante das cortinas de injeção, com tamanho, espaçamento e profundidade adotados conforme as características geológicas da rocha. Wright et al. (1990) alertam que a mudança nas vazões dos drenos pode ser um indicativo de problemas, visto que pode estar associado ao aumento das subpressões ao longo da base da barragem e que por consequência pode gerar instabilidade no maciço. É necessário fazer manutenções e inspeções regulares para garantir o funcionamento das estruturas de drenagem, uma vez que a colmatação dos drenos tende a mascarar o aumento de subpressões na fundação.

3 CARACTERIZAÇÃO DA UHE DONA FRANCISCA

Neste capítulo é feita a caracterização da UHE Dona Francisca, objeto de estudo desta dissertação, a partir de um breve histórico do complexo da barragem e suas características de projeto, execução e operação.

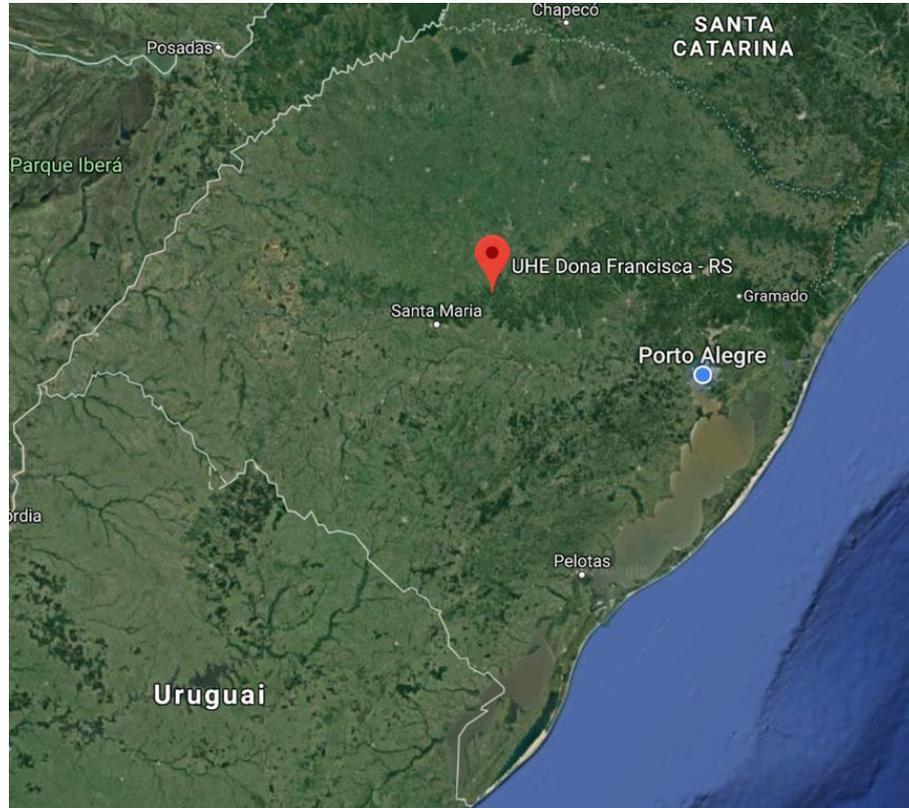
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA UHE DONA FRANCISCA

A UHE Dona Francisca é uma das usinas hidrelétricas situadas no Rio Jacuí, localizada entre as cidades de Agudo do Sul e Nova Palma, no centro do estado do Rio Grande do Sul, Brasil (Figura 14). A usina faz parte do sistema de geração de energia Jacuí, composto pelas UHE Ernestina, Passo Real, Governador Leonel Brizola e Itaúba (Figura 15) e conta com uma capacidade de geração de 125 MW, equivalente ao abastecimento energético de uma cidade de 250.000 habitantes. Atualmente, o complexo é administrado pelo Consórcio Dona Francisca, composto pela Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul (CEEE GT – 10%) e pela Dona Francisca Energética SA (DFESA – 90%).

Segundo Basso (2009), a concessão dos direitos de desenvolvimento do projeto da barragem foi concedida à CEEE GT em 1979, e em 1998 foi formado um consórcio entre a CEEE GT e as companhias Gerdaul, Copel, Inepar Celesc e Desenvix, que posteriormente deram origem à DFESA. Embora os primeiros estudos de viabilidade apontassem para a escolha de uma barragem de concreto do tipo gravidade, as condições geológicas e geotécnicas do local demandavam uma solução que refletisse em menores solicitações no solo das fundações. Desta forma, o layout preliminar da UHE Dona Francisca, desenvolvido pela CEEE GT, era composto por um barramento de enrocamento e núcleo de argila. Contudo, esta solução estava atrelada a altos custos de implementação e longo prazo de execução, não sendo economicamente atrativa. Aguiar et al. (2001) relatam que em 1996 a empresa Engevix reformulou o projeto dos estudos de viabilidade, deslocando o eixo do barramento para jusante e propondo a construção da barragem com Concreto Compactado a Rolo (CCR). Estas adequações refletiram em uma economia de aproximadamente 40% no valor total da obra e tempo de execução, tornando o projeto atrativo para a iniciativa privada. Para a execução da obra, foi contratado o grupo empresarial CONFRAN (Consórcio Fornecedor da UHE Dona Francisca), formado pelas

empresas Ivaí Engenharia de Obras, Torno do Brasil Ltda, Inepar Indústria e Construções S.A. e Engevix Engenharia Ltda.

Figura 14 – Localização da UHE Dona Francisca



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 15 – Localização das Usinas Hidrelétricas que compõem o sistema de geração de energia Jacuí



(fonte: elaborado pela autora)

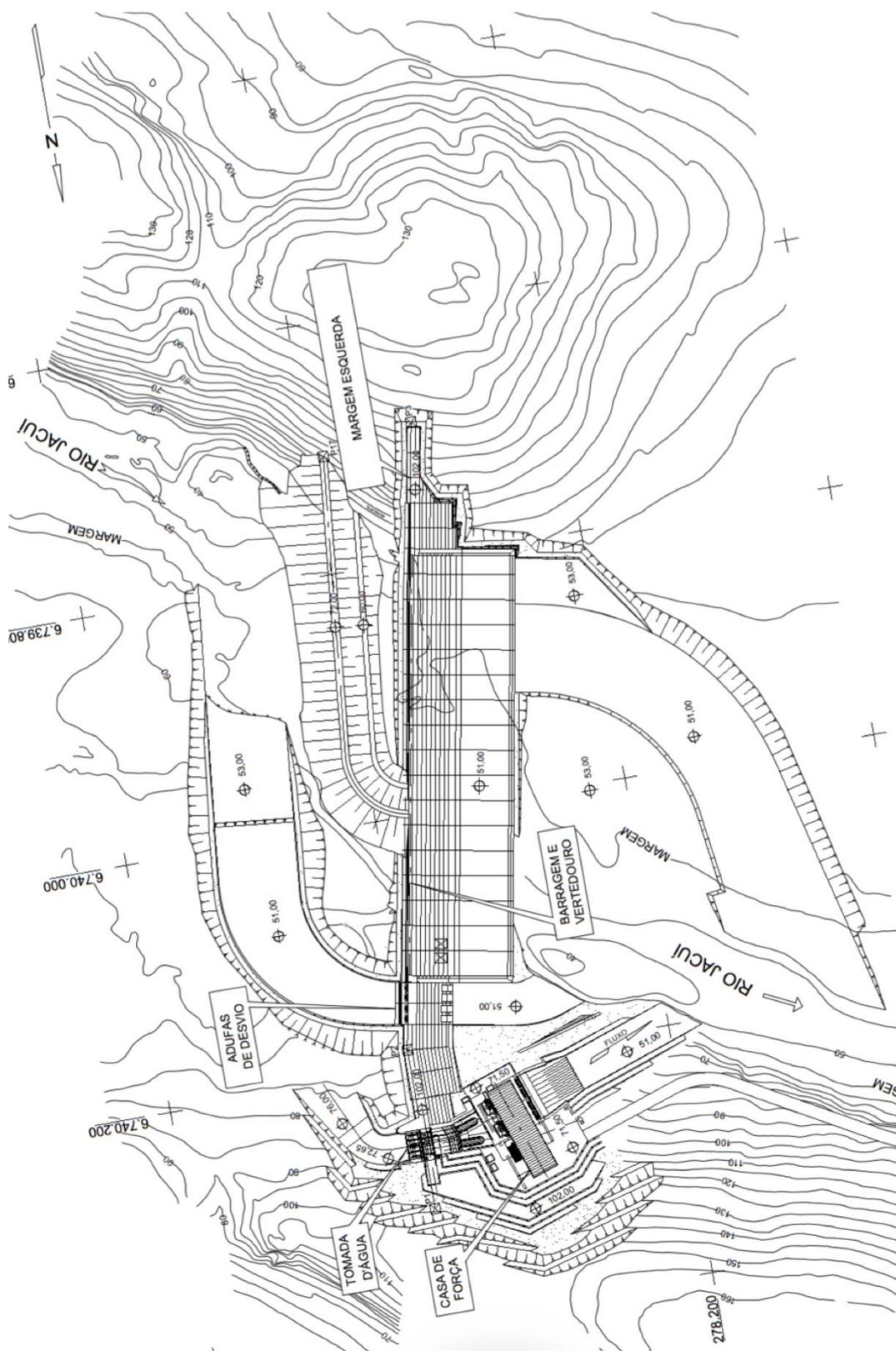
3.1.1 Características estruturais

A configuração final do projeto da barragem conta com um maciço de barramento construído em CCR, vertedouro de soleira livre e circuito de geração de energia, tendo seus elementos principais descrito a seguir:

- a. Corpo da barragem e vertedouro em CCR (divididos em 36 blocos, com comprimento médio de 20 m), associados à tomada d'água, com um comprimento total de aproximadamente 660 m, e casa de máquinas para geração de energia. Os blocos possuem a mesma cota de elevação, porém alturas diferentes, conforme assentamento na fundação. A altura máxima, medida a partir do ponto mais baixo da fundação ao mais alto do corpo da barragem, é de 63 m;
- b. Vertedouro de soleira livre com cota de elevação 94,50 m, comprimento de aproximadamente 335,00 m e crista na cota de elevação 102 m. A energia é dissipada por degraus com perfil Creaguer, com dimensões aproximadas de 0,45 x 0,60 m, e bacia de dissipação;
- c. Quatro adufas com dimensões de 5,50 x 11,00 m, complementadas com três passagens auxiliares no corpo do vertedouro para períodos de inundação, com dimensões de 9,60 x 5,50 m;
- d. Circuito hidráulico de geração de energia elétrica composto pela tomada d'água, escavada em rocha e constituída por um único bloco, dois condutos forçados de tubo de aço, com diâmetro de 6,30 m e comprimento de aproximadamente 80 m, e duas turbinas tipo Francis, que possuem geradores com capacidade de geração de e 62,4 MW cada. A tomada d'água é controlada por duas comportas fixas e um conjunto de *stoplogs*. Ela ainda contém uma galeria de drenagem e, mais abaixo, um túnel de drenagem na ombreira direita que intercepta o fluxo de água de infiltração da fundação em rocha.

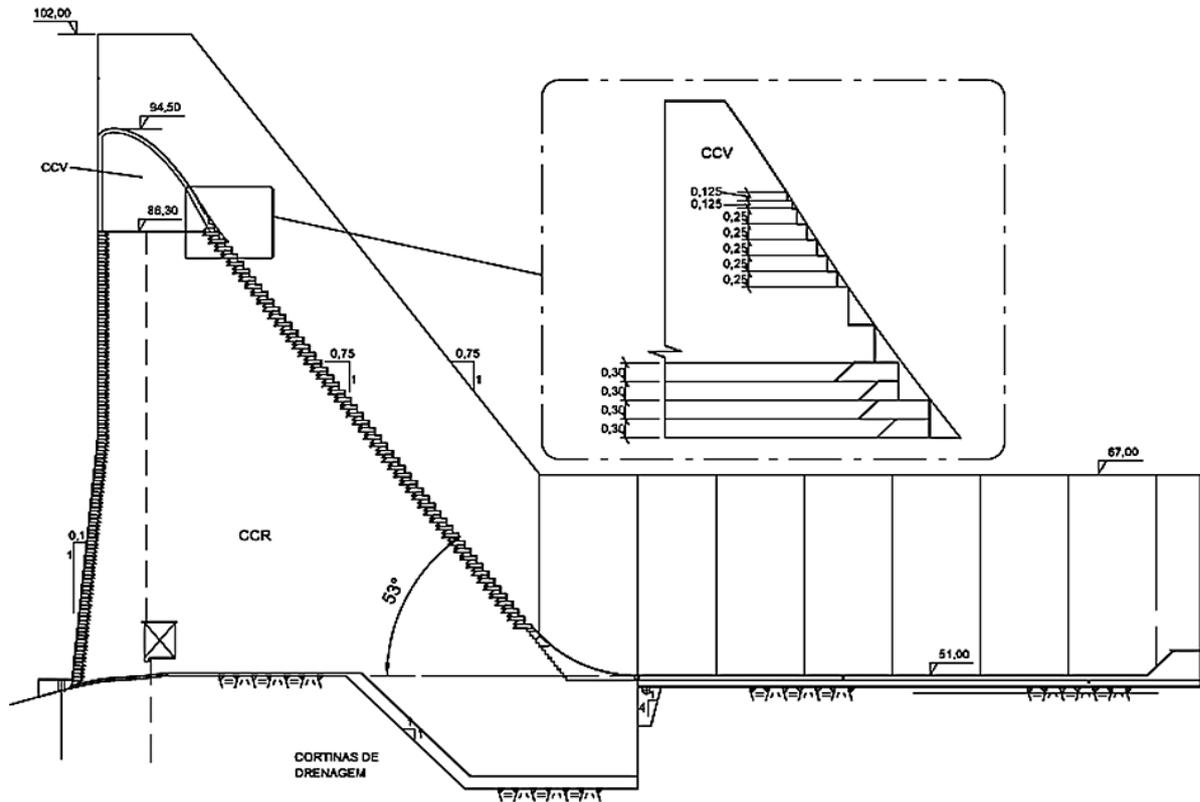
A barragem funciona a fio d'água, tendo na maior parte do tempo uma lâmina de água corrente passando sobre o vertedouro. Sua construção teve início em agosto de 1998, o enchimento do reservatório se deu em novembro de 2000, e a usina foi inaugurada em maio de 2001, com o acionamento da segunda turbina. A Figura 16 mostra a planta baixa de projeto da usina, a Figura 17 traz o detalhe da configuração do vertedouro e a Figura 18 mostra uma fotografia da usina em operação.

Figura 16 – Planta baixa da instalação da UHE Dona Francisca



(fonte: Engevix 2001a)

Figura 17 – Detalhe da configuração do vertedouro



(fonte: adaptado de Engevix, 2001c)

Figura 18 – Vista frontal da UHE Dona Francisca



(fonte: SMAD, 2018)

3.1.2 Características geológicas e geotécnicas da fundação

As fundações da UHE Dona Francisca foram assentadas sobre o leito do Rio Jacuí, o qual é composto por rochas da Formação Caturrita. Conforme Maciel Filho⁶ *apud* Pinheiro (2000), a Formação Caturrita apresenta rochas com características arenosas e pelíticas (argilosas e silticas). As rochas de arenito são compostas essencialmente por quartzo e por traços de feldspato e mica, em que a formação na parte inferior apresenta conglomerado com níveis calcificados, clastos irregulares de silito e nódulos e fragmentos calcíferos de tamanho variado. Os siltitos e folhetos são argilosos, micáceos, ocasionalmente calcíferos, e aparecem em lentes ou níveis mais ou menos persistentes. Já as ombreiras da barragem são apoiadas em derrames basálticos da Formação Serra Geral, que se constitui por um acúmulo de corridas de lavas as quais apresentam na sua porção inferior uma composição predominantemente básica, e na porção superior rochas vulcânicas ácidas.

Ao longo das diversas fases de concepção e projeto da barragem foram feitas investigações de campo para a análise dos materiais que fazem parte do complexo da barragem. A documentação e as informações existentes sobre as investigações da fundação da barragem são apresentadas nos subitens a seguir, e a caracterização geológica e geotécnica das ombreiras constam no anexo B deste documento.

Conforme o relatório dos estudos geológicos e geotécnicos feitos pela Engevix (1998a), a maior parte da fundação da UHE Dona Francisca foi assentada em material constituído por rochas da Formação Caturrita, a qual pode ser encontrada também junto à calha do rio. A cerca de 3 km a jusante da barragem existe um afloramento onde é possível visualizar com maior clareza a presença deste material. Sua constituição é predominantemente de arenitos arcoseanos finos a médios, mas apresenta níveis e camadas sub-horizontais de siltitos, argilitos e brechas e conglomerados intraformacionais, com espessuras que variam de centímetros a metros. Estes siltitos e argilitos, também chamados de pelitos, são rochas brandas que apresentam uma estratificação plano-horizontal fina, podendo aparecer ao longo da camada de arenito de forma gradativa ou brusca com contatos selados. Em algumas sondagens rotativas, realizadas ao longo das investigações geotécnicas do leito do rio, as amostras dos pelitos apresentaram um material

⁶ MACIEL FILHO, C. L. (1990) Carta Geotécnica de Santa Maria. Imprensa Universitária, UFSM. 21p. Escala 1:25.000.

intemperizado, com características de solo, e em níveis com espessuras variando entre centímetros e dezenas de centímetros, que possuem em maior ou menor intensidade características de plasticidade. Já as brechas e conglomerados intraformacionais também encontrados são constituídos por fragmentos de pelitos de forma arredondada, de diferentes diâmetros, e envoltos por uma matriz arenítica. Eles também ocorrem em níveis sub-horizontais com espessuras de centímetros, raramente métricos, marcando ciclos de aeração e submergência do processo de sedimentação, ou preenchendo canais fluviais antigos de dimensões variadas. Analisando o local onde é possível encontrar o seu afloramento, a ocorrência dos siltitos, argilitos, brechas e conglomerados não se dá de forma uniforme, mudando frequentemente de aspecto, espessura e sofrendo estrangulamentos e descontinuidades. Os estratos são encontrados em formas onduladas, acunhadas e truncadas, decorrentes dos ciclos sucessivos de erosão e deposição típicos do processo de deposição fluvial dos sedimentos que deram origem a estas rochas. Visto que estas camadas de material com características de solo poderiam representar planos desfavoráveis à estabilidade do maciço da barragem, entre junho e agosto de 1998 foram executados ensaios e investigações geotécnicas para a determinação dos seus parâmetros geomecânicos.

Foram feitos ensaios de compressão uniaxial com controle de deformações, cisalhamento direto e de caracterização de índices físicos dos materiais de siltito e argilito. Uma parte dos ensaios foi realizada com amostras retiradas de um furo feito especificamente para isso, e outra parte foi realizada com material de sondagens rotativas realizadas entre 1979 e 1998. Cabe salientar que as amostras obtidas nas prospecções antigas perderam umidade ao longo do período em que foram armazenadas e sofreram manuseio, apresentando em alguns casos microfissuras, provavelmente decorrentes de forças de tração desencadeadas pela perda de umidade e/ou do alívio de pressão pelo desconfinamento. Em relação ao furo feito especificamente para a retirada de amostras para a realização dos ensaios, tomaram-se cuidados especiais quanto ao armazenamento e preservação das características do material *in situ*. Os resultados dos ensaios evidenciam as diferenças entre as amostras coletadas em épocas diferentes, tanto na caracterização dos índices físicos quanto na resistência à ruptura. Os resultados são mostrados a seguir:

a. Siltito

A Tabela 8 mostra os resultados encontrados na caracterização dos índices físicos das amostras 25 (furo SM 232A) e 12 (furo SM 232). O impacto do armazenamento e cuidados com o manuseio das amostras fica evidenciado pelos resultados encontrados nos ensaios apresentados. Percebe-se uma sensível diferença nos teores de umidade, onde a amostra do furo SM 232A indica a preservação da umidade do material *in situ*, ao passo que a amostra SM 232 evidencia a perda da umidade associada ao armazenamento sem os cuidados necessários para a preservação das características de campo.

Tabela 8 – Caracterização dos índices físicos do material siltito

Amostra	Furos de sondagem	γ_n (kg/m ³)	h (%)	δ (kg/m ³)	n (%)	γ_s (kg/m ³)	ϵ (%)	S (%)
25	SM 232A	2.315	10,3	2.760	23,7	2.099	31,06	91,53
12	SM 232	2.223	8,40	2.810	26,8	2.051	36,61	64,5

(fonte: adaptado de ENGEVIX, 1998a)

Além disso, obtiveram-se valores bem diferentes em relação à resistência ao cisalhamento das amostras mais antigas, referentes aos furos 23 e 23B, quando comparadas às amostras mais recentes das sondagens SM 232 e SM 232A. As amostras mais antigas apresentaram valores de resistência mais altos, variando entre 16,51 e 19,92 MPa, enquanto as mais recentes apresentaram valores entre 5,4 e 9,53 MPa. A Tabela 9 traz um resumo dos valores médios de resistência e módulo de deformabilidade obtidos pelas amostras mais recentes, consideradas mais representativas das características naturais do material de fundação, e a envoltória de resistência obtida para o siltito.

Tabela 9 – Valores médios de tensão de ruptura, módulo de deformabilidade e envoltória de resistência

Tensão de ruptura	7,66 MPa
Módulo de deformabilidade secante	905 MPa
Módulo de deformabilidade tangente	1.005 MPa
Envoltória de ruptura ⁷	$\tau = 0,674 + 1,062 \times \sigma$
Coesão	0,67 MPa
Ângulo de atrito	46,5°

(fonte: adaptado de ENGEVIX, 1998a)

b. Argilito

A Tabela 10 mostra os resultados encontrados na caracterização dos índices físicos das amostras 32 (furo SM 232A) e 21 (furo SM 217). Nas amostras de argilito, o impacto do armazenamento e cuidados com o manuseio das amostras fica ainda mais evidente com os resultados encontrados nos ensaios apresentados. A amostra do furo SM 232A indica uma faixa de umidade muito próxima da saturada, valor bem distante do grau de saturação apresentado pela amostra do furo SM 217.

Tabela 10 – Caracterização dos índices físicos do material argilito

Amostra	Furos de sondagem	γ_n (kg/m ³)	h (%)	δ (kg/m ³)	n (%)	γ_s (kg/m ³)	ε (%)	S (%)
32	SM 232A	2.306	12,1	2.750	25,2	2.057	33,69	98,8
21	SM 217	2.258	4,72	2.814	23,5	2.156	30,73	43,24

(fonte: adaptado de ENGEVIX, 1998a)

No caso das amostras de argilito, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto apresentaram dispersão acentuada quando plotados no diagrama de Mohr-Coulomb. Contudo, percebeu-se que, dentro da dispersão, era possível agrupar os pontos em dois grupos, denominados argilitos do grupo 1 e argilitos do grupo 2. As amostras que compõem o conjunto de resultados do grupo 1 eram em sua maioria dos furos de sondagem já existentes: SM 231 (2 pontos), SM 232 (3 pontos) SM 232A (1 ponto), enquanto o grupo 2 eram em sua maioria resultados das amostras do furo de sondagem feito especialmente para a coleta de material para ensaio: SM 232A (4

⁷ A envoltória de resistência do siltito foi definida através de uma regressão linear com coeficiente de correlação $R^2 = 0,95$, obtida a partir de sete ensaios de cisalhamento direto, dos quais quatro foram realizados com as amostras do furo de sondagem SM 232, e três com amostras do furo de sondagem SM 232A, em condições de umidade intermediárias.

pontos) e SM 217 (1 ponto). Essa divisão aponta que a ambiguidade no comportamento das amostras pode estar relacionada à sua origem, armazenamento e preservação das condições de campo. Embora as amostras do grupo 2 estivessem com uma umidade maior, elas apresentaram uma envoltória de resistência superior à envoltória de resistência do grupo 1, estando em contrassenso com o esperado. Pode-se explicar esse comportamento inverso através da existência de microfissuras em algumas amostras do grupo 2, provavelmente em detrimento da perda parcial de umidade, que pode ter levado à perda de resistência das amostras. A Tabela 11 traz um resumo dos valores médios de resistência e módulo de deformabilidade obtidos nos ensaios, e a envoltória de resistência obtida para o argilito, considerando que o grupo 2 seja o mais representativo das características naturais do material de fundação.

Tabela 11 – Valores médios de tensão de ruptura, módulo de deformabilidade e envoltória de resistência

Tensão de ruptura	5,0 MPa
Módulo de deformabilidade secante	682 MPa
Módulo de deformabilidade tangente	658 MPa
Envoltória de ruptura ⁸	$\tau = 0,258 + 1,657 \times \sigma$
Coesão	0,25 MPa
Ângulo de atrito	58°

(fonte: adaptado de ENGEVIX, 1998a)

Embora a existência desses materiais pelitos já fosse conhecida nos primeiros estudos feitos (final da década de 70), as análises foram feitas apenas considerando as características geomecânicas dos arenitos. A partir das novas investigações realizadas, foi analisada a incidência das camadas intemperizadas dos siltitos e argilitos, e o parecer final apresentado no relatório dos estudos conclui que não há uma continuidade lateral significativa ao longo da faixa de abrangência das sondagens realizadas, “parecendo tratar-se de passagens isoladas sem correlação lateral”. No relatório da Engevix (1998b), onde consta um parecer técnico de consultores sobre a estabilidade da barragem, cita-se ainda que os arenitos presentes na fundação da usina são materiais cimentados, com grau de coerência AI e AIII, e que as camadas de arenitos, siltitos e argilitos apresentam resistências da mesma ordem de grandeza.

⁸ A envoltória de resistência do argilito foi definida através de uma regressão linear com coeficiente de correlação $R^2 = 0,88$, obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto, dos quais quatro foram realizados com as amostras do furo de sondagem SM 232A, e um com amostra do furo de sondagem SM 217, que compõem os argilitos do grupo 2, conforme já mencionado.

Quanto à caracterização dos arenitos, Sobrinho et al. (1999) cita os ensaios feitos por Oliveira e Caruso (1981)⁹ *apud* ABGE (1988), onde também foi analisada a resistência à compressão uniaxial, resistência à tração e feita a caracterização física do material. Estas as amostras características da Formação Caturrita, de arenitos clásticos argilosos, foram classificadas pelos autores como arenitos do tipo 1, 2, 3 e 4. A Tabela 12 mostra o resumo dos resultados encontrados nos ensaios realizados.

Tabela 12 – Resumo dos resultados dos ensaios feitos no material de arenito das fundações da UHE Dona Francisca

Ensaio	Arenito 1	Arenito 2	Arenito 3	Arenito 4
Massa específica aparente seca (g/cm ³)	1,80 a 1,97	1,81 a 2,39	1,82 a 2,01	2,08
Massa específica aparente saturada (g/cm ³)	2,04 a 2,15	2,05 a 2,46	2,04 a 2,18	2,25
Porosidade aparente	23,91 a 18,66	23,89 a 6,69	22,33 a 14,83	16,05
Absorção de água	13,28 a 9,49	13,23 a 2,81	12,30 a 7,71	7,95
Compressão axial simples (MPa)	5 a 29	4 a 12	17 a 22	18 a 22
Tração compressão diametral (MPa)	1	0,5 a 1	1,5 a 4	-
Módulo de deformabilidade estático (MPa)	6464 a 126634	2370 a 18249	2,270 a 4,287	1189 a 2,978
Expansibilidade	0	0 a 1,12	2,58	5,22
Permeabilidade (cm/s)	1,6E-06	5,9E-08	-	-

(fonte: adaptado de SOBRINHO et al., 1999)

A Figura 19 mostra a seção do bloco 21, com a configuração do perfil estratigráfico utilizada nas análises de estabilidade da fase de projeto.

⁹ Oliveira, J.E.; Caruso, L.G. Contribuição ao conhecimento atual de características tecnológicas de rochas sedimentares em alguns estados brasileiros. In: III CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1981, São Paulo. **Anais...** ABGE. v. 3, tema III, p. 221-223.

3.1.3 Estudo do fluxo hidráulico nas fundações da UHE Dona Francisca já realizado

Um estudo publicado por Sobrinho et al. (2003) no *Seventh Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams* discute o fluxo hidráulico da UHE Dona Francisca. No artigo, a análise do fluxo nas fundações foi feita através de um modelo geomecânico com a adoção de um perfil estratigráfico simplificado, com parâmetros geotécnicos baseados em ensaios de campo. Os ensaios feitos por Sobrinho et al. (2003) levaram à adoção de um modelo estratigráfico que divide o leito do rio em quatro camadas:

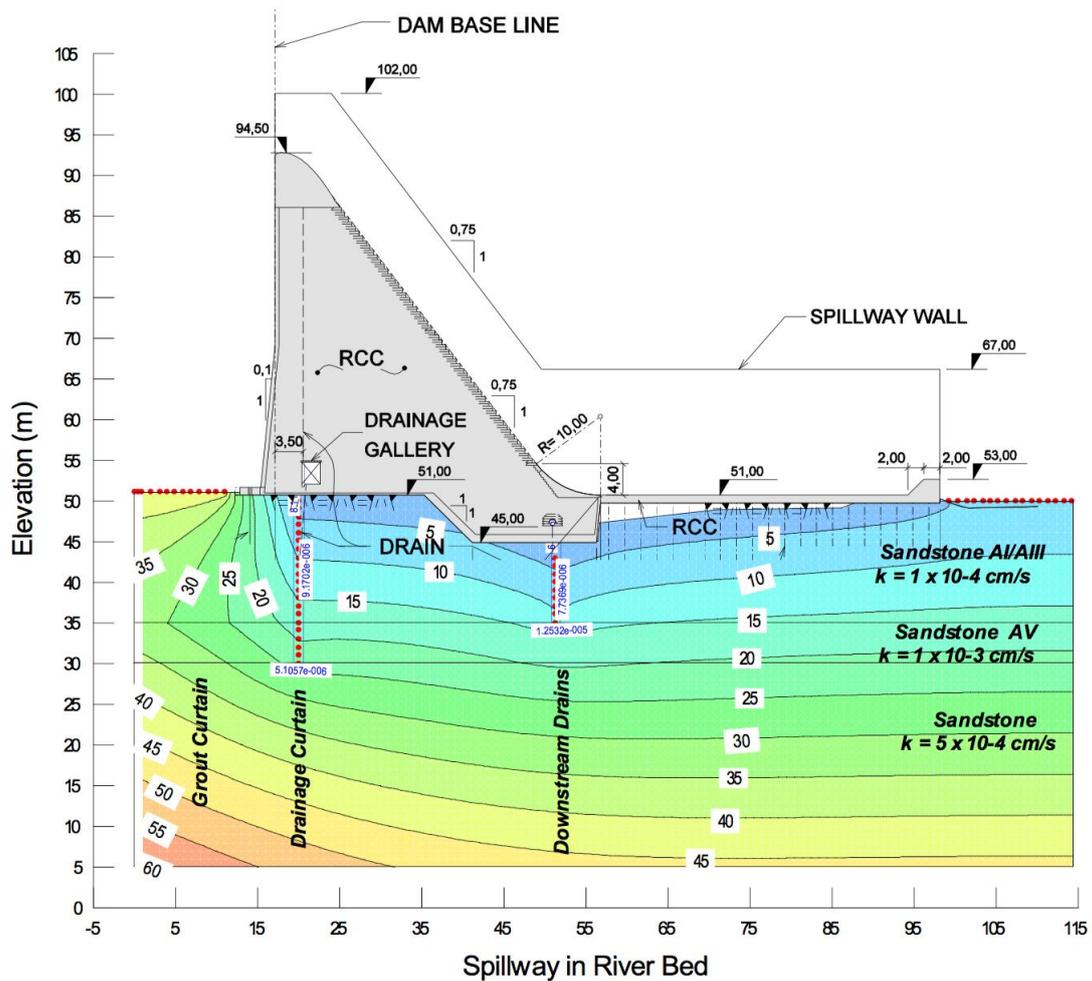
- a. Camada de rocha sedimentar acima da cota de elevação 35 m com condutividade hidráulica média de $1,00E-06$ m/s;
- b. Zona contínua de arenito AV entre as cotas de elevação 35 e 30 m com condutividade hidráulica de $1,00E-05$ m/s;
- c. Camada de rocha sedimentar abaixo da cota de elevação 30 m com condutividade hidráulica de $5,00E-06$ m/s;
- d. Camadas horizontais de siltito e argilito com condutividade hidráulica de $1E-05$ cm/s.

E as análises foram divididas em quatro seções:

- a. Seção 1: vertedouro – blocos 17 a 27. Cortina de drenagem a montante com drenos a cada 1,5 m e cortina de drenagem inclinada para jusante a cada 2 m. No pé a jusante, drenos a cada 3 m;
- b. Seção 2: vertedouro – blocos 10 a 16. Cortina de drenagem a montante com drenos a cada 1,5 m. No pé a jusante, drenos a cada 3 m;
- c. Seção 3: ombreira direita – blocos 1 a 5, galeria de drenagem e túnel de drenagem em rocha basáltica. A montante, cortina de drenagem com drenos a cada 3 m;
- d. Seção 4: ombreira direita – blocos 6 a 9 e ombreira esquerda – blocos 28 a 35. A montante, cortina de drenagem com drenos a cada 3m.

A Figura 20 mostra o modelo numérico das análises feitas no estudo publicado, indicando a carga hidráulica (m) e o fluxo unitário nas cortinas de drenagem em uma seção do vertedouro.

Figura 20 – Modelo numérico das análises de Sobrinho et al. (2003)



(fonte: SOBRINHO et al., 2003)

O estudo concluiu, a partir da análise dos dados fornecidos pela instrumentação da barragem na época do enchimento do reservatório e fluxo total nos sistemas de bombeamento, que os parâmetros adotados na análise computacional foram apropriados e consistentes. Na época do estudo, o fluxo real observado na barragem era em torno de 81% do total estimado com o modelo proposto.

Estes coeficientes de permeabilidade também foram utilizados nas simulações propostas por este estudo. Os resultados obtidos e o comparativo com os valores encontrados por Sobrinho et al. são discutidos no capítulo 5.

4 MÉTODO

Neste capítulo será discutida a metodologia utilizada para o desenvolvimento da pesquisa, em que serão apresentadas as estratégias escolhidas para a simulação do fluxo hídrico na fundação da UHE Dona Francisca e análise da condição geotécnicas do leito de assentamento a partir dos dados obtidos através da instrumentação do maciço da barragem.

4.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A simulação do fluxo hidráulico da UHE Dona Francisca foi feita com modelos alimentados a partir dos parâmetros geotécnicos definidos em projeto, e também com parâmetros de permeabilidade definidos em laboratório. Para tanto, amostras indeformadas foram coletadas em áreas próximas à barragem. Os ensaios foram realizados em um aparato similar ao de ensaios triaxiais convencionais, no qual é possível executar o ensaio de condutividade hidráulica em diferentes níveis de tensões, de forma a reproduzir condições mais fidedignas às de campo, onde o nível de tensões nas fundações da barragem é alto.

Nos tópicos a seguir será feita uma breve descrição do procedimento de coleta das amostras, preparação dos corpos de prova e da execução do ensaio de condutividade hidráulica.

4.1.1 Coleta de amostras indeformadas

Em novembro de 2018 foram feitas as coletas de amostras indeformadas para a execução dos ensaios de condutividade hidráulica em laboratório. Conforme descrito nos relatórios da fase de projeto da barragem, existe uma região próxima ao complexo da usina que, na época das investigações geotécnicas, foi caracterizada como similar ao material que compõe o leito do rio onde está locada a barragem. O local, conhecido como Lambedor, fica a aproximadamente 3 km da barragem, na estrada que liga a cidade de Agudo à usina. Nesse local existe um afloramento do material, o que permite o acesso para a retirada das amostras indeformadas de blocos de arenito. As amostras foram retiradas manualmente, com o auxílio de pá, talhadeira e marreta, de forma a obter blocos do material com suas características de campo preservadas. As amostras foram envoltas em plástico filme e jornal e levadas para o laboratório, onde foram moldados os corpos de prova utilizados nos ensaios.

A Figura 21 indica o local da retirada das amostras, enquanto a Figura 22 mostra o processo de coleta do material indeformado e a Figura 23 um dos blocos de arenito retirado.

Figura 21 – Local de retirada das amostras indeformadas na região do Lamedor



(fonte: foto da autora)

Figura 22 – Retirada das amostras indeformadas

Figura 23 – Bloco indeformado de arenito (Lamedor)



(fonte: foto da autora)



(fonte: foto da autora)

Além das coletas no Lamedor, também foram feitas coletas de material indeformado na margem esquerda a jusante da barragem. Neste ponto é possível identificar visualmente tanto o arenito presente nas fundações, quanto as lâminas de material siltoso encontradas nas campanhas de sondagem realizadas na época de projeto. Dessa forma, além de ensaios com o

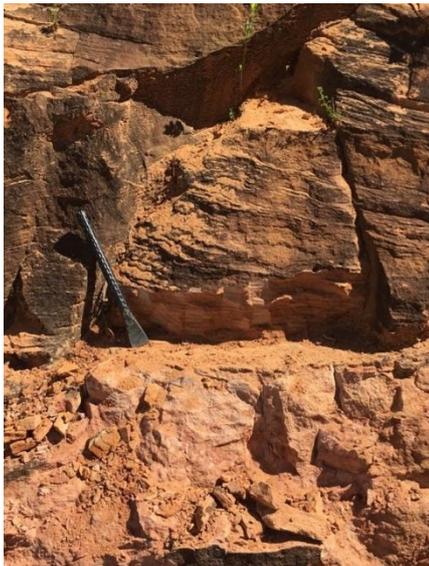
arenito, foi possível também investigar a permeabilidade das camadas com presença de siltito. A Figura 24 indica o local de retiradas das amostras, as Figuras 25 e 26 mostram o processo manual de retirada das amostras e as Figuras 27 e 28 trazem um exemplo dos blocos indeformados coletados.

Figura 24 – Local de retirada das amostras da margem esquerda a jusante da barragem



(fonte: foto da autora)

Figura 25 – Processo de retirada da amostra de arenito (margem esquerda)



(fonte: foto da autora)

Figura 26 – Processo de retirada da amostra com maior presença de siltito (margem esquerda)



(fonte: foto da autora)

Figura 27 – Bloco indeformado de arenito (margem esquerda)



(fonte: foto da autora)

Figura 28 – Bloco indeformado do bloco com maior presença de siltito (margem esquerda)



(fonte: foto da autora)

4.1.2 Moldagem dos corpos de prova

A partir das amostras indeformadas retiradas do campo foram moldados os corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade. Para os ensaios realizados, eles foram moldados manualmente com 5 cm de diâmetro e altura entre 5 e 10 cm.

Com o objetivo de analisar também a influência da estratificação do material, a partir dos blocos de arenito foram moldados corpos de prova com as estratificações posicionadas de forma horizontal, perpendiculares ao fluxo de água do ensaio, e com as estratificações posicionadas de forma vertical, paralelas ao fluxo de água. As Figuras 29 e 30 mostram os corpos de prova da área do Lamedor e as Figuras 31 e 32 da área a jusante da margem esquerda da barragem. Quanto à amostra com maior presença de siltito, percebe-se que não existe um padrão de estratificações, como nas amostras de arenito. A análise visual aponta que existem aglomerados do material de siltito envoltos em material arenoso, dispostos de forma aleatória, conforme mostram as Figuras 33 e 34. Sendo assim, foi ensaiado apenas um corpo de prova.

Figura 29 – CP amostra de arenito Lamedor –
estratificação horizontal



(fonte: foto da autora)

Figura 30 – CP amostra de arenito Lamedor –
estratificação vertical



(fonte: foto da autora)

Figura 31 – CP amostra de arenito margem
esquerda – estratificação horizontal



(fonte: foto da autora)

Figura 32 – CP amostra de arenito margem
esquerda – estratificação vertical



(fonte: foto da autora)

Figura 33 – Processo de moldagem do CP da amostra com maior presença de siltito - margem esquerda



(fonte: foto da autora)

Figura 34 – CP amostra com maior presença de siltito - margem esquerda



(fonte: foto da autora)

4.1.3 Ensaio com permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio

Os ensaios foram realizados conforme as recomendações da norma ASTM D5084-90, a qual trata sobre ensaios de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível. O permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio, utilizado para fazer os ensaios de permeabilidade, é composto por uma câmara triaxial, um conjunto de reguladores de pressão e um sistema de roldanas. Ao aparato do ensaio também são acoplados dois *bladders*, através dos quais são aplicadas tensão confinante na câmara triaxial e poropressão de água (contrapressão) no interior do corpo de prova (CP). Antes de ser fixada à câmara triaxial, o corpo de prova é envolto em uma membrana e é colocada uma pedra porosa no topo e outra na base do corpo de prova. Inicialmente, é necessário saturá-lo e garantir que as bolhas de ar presentes nos poros sejam dissolvidas através do incremento gradual das tensões confinante e contrapressão aplicadas ao corpo de prova encharcado. Após a saturação, o ensaio é executado com o auxílio do sistema de roldanas. Esse aparato é constituído por um tubo de plástico flexível, suspenso por duas roldanas, que possui suas extremidades conectadas ao corpo de prova: no topo, através de uma válvula ligada a um cabeçote acoplado ao CP, e na base, através de uma válvula existente no pedestal da câmara triaxial sobre a qual a amostra é posicionada, formando um sistema fechado. O tubo de plástico é saturado com água, mas possui uma coluna de mercúrio

inserida no seu interior, responsável por aplicar o gradiente hidráulico no corpo de prova. Durante a execução do ensaio, as tensões aplicadas são mantidas constantes e a condutividade hidráulica é obtida através da medição da taxa de movimento da coluna de mercúrio, que se move em detrimento do fluxo de água que existe no sistema fechado. A Equação 23 traz a relação direta pela qual é possível obter o valor do coeficiente de condutividade hidráulica, e as Figuras 35, 36 e 37 mostram com mais detalhe o arranjo descrito. Após o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica, ainda é feita uma correção do valor encontrado para a temperatura padrão de 20°C.

$$k = \frac{A_{tubo} H_{CP} \Delta L_{mercúrio}}{A_{CP} (\gamma_{mercúrio} - \gamma_{água}) t L_{mercúrio}}$$

Equação 23

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s);

A_{tubo} = área do tubo de plástico do sistema de roldanas, igual à 0,0367 cm²;

H_{CP} = altura do corpo de prova (cm);

$\Delta L_{mercúrio}$ = deslocamento da coluna de mercúrio em dado período de tempo (cm);

A_{CP} = área do corpo de prova (cm²);

$\gamma_{mercúrio}$ = peso específico do mercúrio (gf/cm³);

$\gamma_{água}$ = peso específico da água, conforme temperatura do ensaio (gf/cm³);

t = período de tempo medido conforme o deslocamento da coluna de mercúrio (cm);

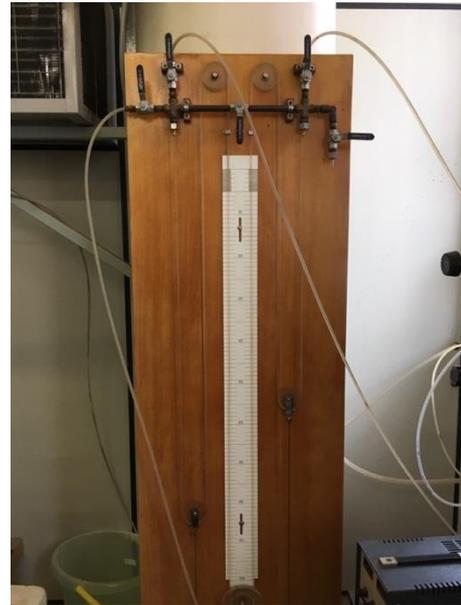
$L_{mercúrio}$ = comprimento da coluna de mercúrio (cm).

Figura 35 – Câmara triaxial



(fonte: foto da autora)

Figura 36 – Sistema de roldanas



(fonte: foto da autora)

Figura 37 – Aparato do ensaio com permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio



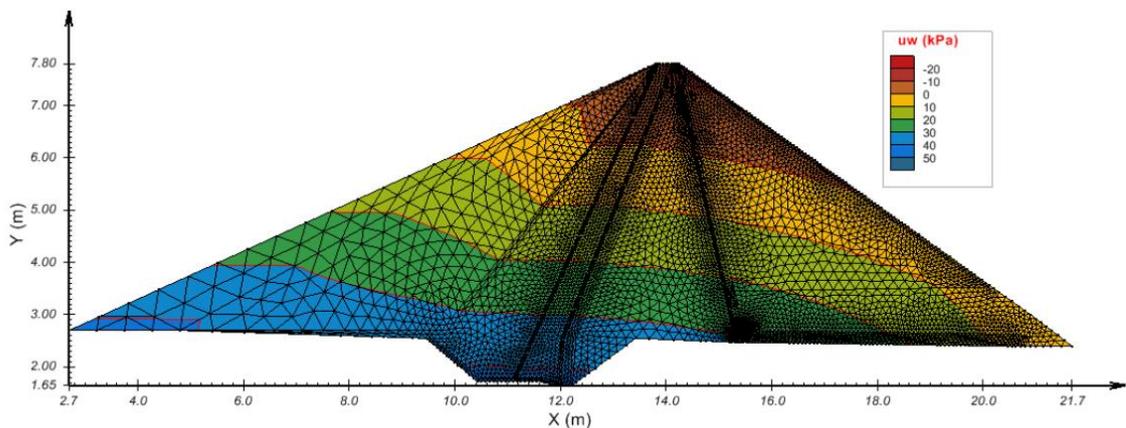
(fonte: foto da autora)

Para cada corpo de prova foram feitos quatro ensaios, cada qual com tensões efetivas de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 550 kPa, respectivamente. Em função de limitações de capacidade do aparato utilizado para o ensaio, não foi possível atingir o nível de tensões presentes nas fundações da barragem. Contudo, os resultados mostram que com uma tensão efetiva de 550 kPa, os corpos de prova já mostram uma tendência de estabilidade dos valores de coeficiente de permeabilidade encontrados. Os resultados serão discutidos com maior detalhe no item 5.1.2.

4.2 SIMULAÇÃO DO FLUXO HIDRAULICO

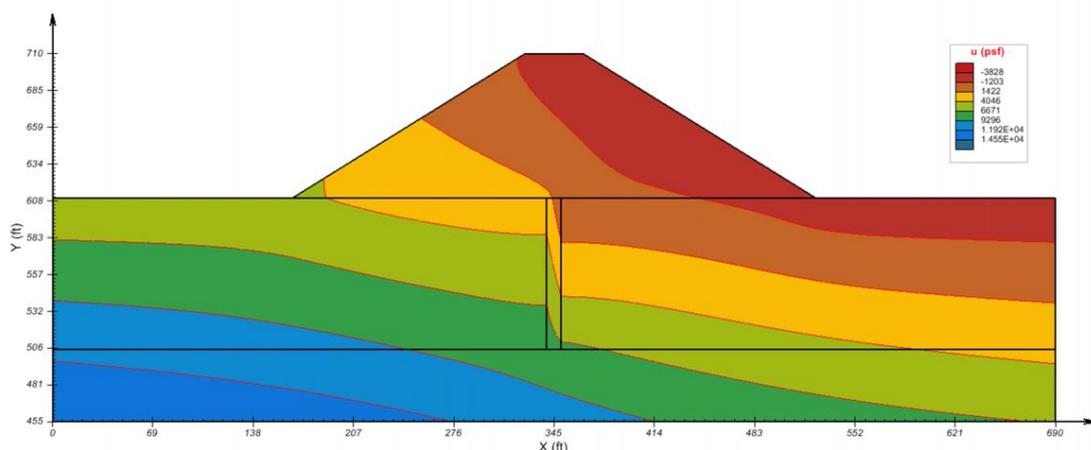
As simulações do fluxo hidráulico das fundações da UHE Dona Francisca foram feitas com o auxílio do software SVFLUX, desenvolvido pela empresa Soil Vision. A ferramenta é capaz de simular a infiltração de água em solos e rochas não saturados e saturados, modelando problemas complexos de fluxo hídrico através de recursos avançados, com modelos numéricos bi e tridimensionais. O software gera a malha de elementos finitos de forma automática e resolve as equações diferenciais parciais do problema com base nas leis de conservação de massa e fluxo regido pela Lei de Darcy. As Figuras 38 e 39 trazem exemplos das análises realizadas pelo software. A primeira mostra a distribuição da poropressão ao longo de uma barragem de terra, enquanto a segunda mostra o regime de fluxo hidráulico com a presença de uma cortina.

Figura 38 – Distribuição da poropressão ao longo do corpo de uma barragem de terra



(fonte: SOIL VISION, 2018)

Figura 39 – Regime do fluxo hídrico em uma barragem com a presença de cortina



(fonte: SOIL VISION, 2018)

Os modelos numéricos da barragem foram construídos com base nas informações existentes de projeto e nas informações dos estudos geológicos e geotécnicos disponíveis. A seção crítica da barragem escolhida foi a do bloco 21, uma vez que ela apresenta características da fundação menos favoráveis à estabilidade da estrutura quando comparada às demais seções do vertedouro. Além disso, é uma seção muito bem instrumentada, com dados suficientes para os comparativos entre simulação e desempenho real da estrutura. A geometria da seção foi reproduzida no software conforme as plantas do *as built* da barragem, e o perfil estratigráfico e dispositivos de drenagem variados de acordo com a análise desejada, conforme discutido no item 4.2.1.

Embora o software permita a análise com fluxo transiente, optou-se por utilizar fluxo estacionário para todos os modelos, considerando-se uma lâmina d'água de 94,5 m a montante e 54,95 m a jusante, conforme definição em projeto das condições normais de carregamento da estrutura. O modelo foi alimentado com os coeficientes de condutividade hidráulica relativos a cada material constituinte da fundação, e todas as camadas foram consideradas como saturadas. Como condições de contorno, foram consideradas cargas de água constantes a montante e a jusante, conforme já citado, e fluxo zero nas áreas de contato barragem-fundação e ao longo do perímetro da cortina de injeção (a qual representa uma barreira no perfil estratigráfico). Os drenos foram representados com condição de fluxo livre ao longo do seu perímetro, uma vez que em campo a água tende a infiltrar livremente pelos dispositivos, e foi utilizada uma condutividade hidráulica muito maior do que a condutividade hidráulica dos materiais de fundação.

De posse dos modelos e dos dados de instrumentação da fase de operação da barragem, foi feita uma reavaliação do comportamento previsto na época de projeto e uma comparação com a resposta dada pela estrutura ao longo dos anos. Também foi avaliada a influência dos dispositivos de controle de fluxo e drenagem no regime de poropressão da fundação. A descrição dos modelos construídos e suas diferentes configurações são feitas no item a seguir, e a discussão dos resultados é apresentada no item 5.2.

4.2.1 Construção dos modelos simulados

As simulações foram feitas em duas etapas: utilizando-se o modelo proposto no estudo publicado por Sobrinho et al. (2003), discutido no 3.1.3, e utilizando-se um novo modelo mais refinado, criado com base nas informações existentes de projeto, dos estudos geológicos e

geotécnicos disponíveis e dos novos ensaios de condutividade hidráulica realizados. Além do comportamento do fluxo hidráulico nas condições de projeto, foram realizadas simulações alterando-se a configuração das estruturas de drenagem e cortina de injeção com o objetivo de identificar a influência destes dispositivos nas poropressões e vazões presentes na fundação da barragem.

Desta forma, foram feitos dois grupos de modelos, diferenciados entre si pelo perfil geotécnico da fundação considerado mais crítico, correspondente ao da seção do bloco 21. Para cada grupo, ainda foram avaliadas variações na anisotropia e permeabilidade do material, e nos dispositivos de controle de fluxo e poropressões.

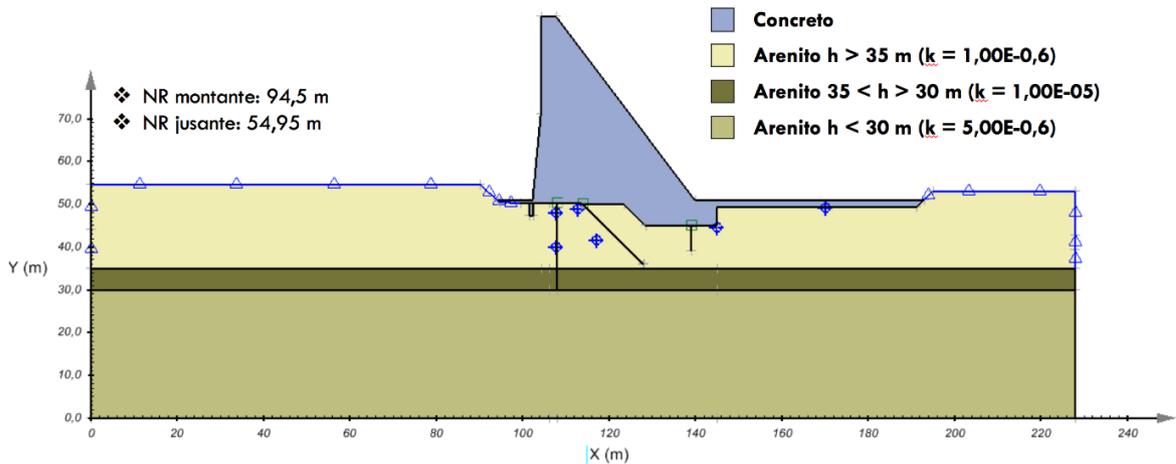
4.2.1.1 Reprodução do modelo de Sobrinho et al. (2003)

Na primeira etapa das simulações foi reproduzido o modelo proposto por Sobrinho et al. (2003), no qual o subleito de fundação da barragem foi subdividido em três camadas: rocha sedimentar acima da cota de elevação 35 m, zona contínua de arenito AV entre as cotas de elevação 35 e 30 m e camada de rocha sedimentar abaixo da cota de elevação 30 m. Conforme citado, todos os materiais foram considerados saturados, com 94,5 m de nível a montante e 54,95 m de nível a jusante. O modelo da barragem é composto por uma cortina de injeção a montante de aproximadamente 3,00 m de comprimento, um dreno vertical a montante que termina próximo à cota 30 m, e um dreno vertical a jusante, mais curto, que termina próximo a cota 39 m. Incluiu-se no modelo também a linha de drenos a montante com inclinação de 45°, conforme a seção *as built*. Quanto aos parâmetros de permeabilidade, foram utilizados os valores encontrados por Sobrinho et al. (2003) nos ensaios de campo:

- a. Camada de rocha sedimentar acima da cota de elevação 35 m – condutividade hidráulica média de 1,00E-06 m/s;
- b. Zona contínua de arenito AV entre as cotas de elevação 35 e 30 m – condutividade hidráulica de 1,00E-05 m/s;
- c. Camada de rocha sedimentar abaixo da cota de elevação 30 m – condutividade hidráulica de 5,00E-06 m/s;

Foi feita também a simulação do modelo considerando a anisotropia do material. A relação entre a permeabilidade horizontal e vertical foi incluída conforme os resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica realizados nas amostras do Lambedor, correspondente a 7. A Figura 40 mostra uma imagem do modelo simulado.

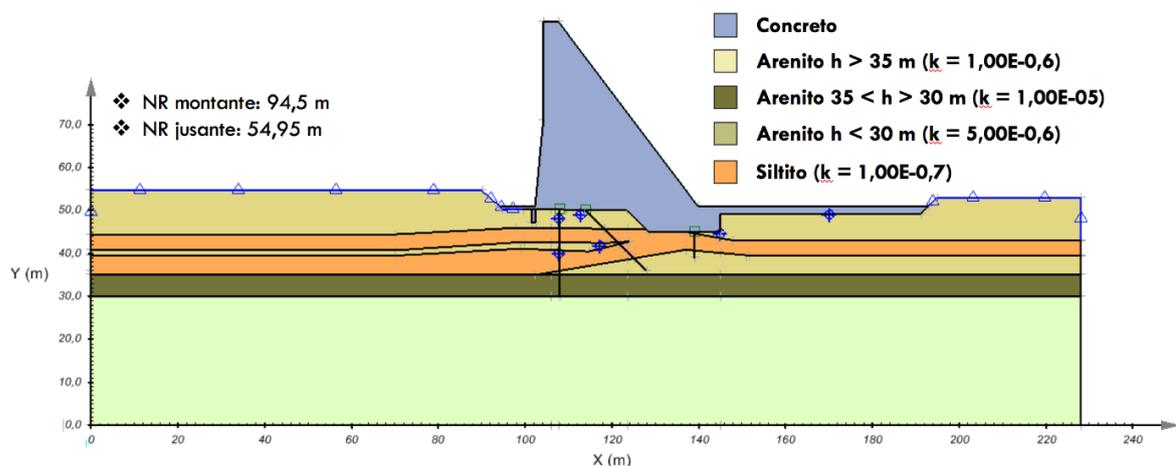
Figura 40 – Modelo com seção geotécnica conforme proposto por Sobrinho et al. (2003) e dispositivos de drenagem conforme *as built*



4.2.1.2 Modelo com a inclusão da camada de siltito

O modelo proposto por Sobrinho et al. (2003) não leva em consideração a existência das camadas de siltito no leito de assentamento da barragem. A partir da seção geotécnica do bloco 21 apresentada na Figura 19, foi construído um novo modelo, considerando esta camada menos permeável na configuração das fundações do vertedouro. Nesta etapa, optou-se por manter as permeabilidades dos arenitos propostas no estudo de Sobrinho et al. (2003), e incluir os valores encontrados em laboratório apenas na etapa seguinte. As condições de contorno utilizadas foram as mesmas do modelo anterior, assim como os dispositivos de controle de fluxo e poropressões. A Figura 41 mostra uma imagem do modelo simulado.

Figura 41 – Modelo com seção geotécnica e dispositivos de drenagem conforme plantas *as built*

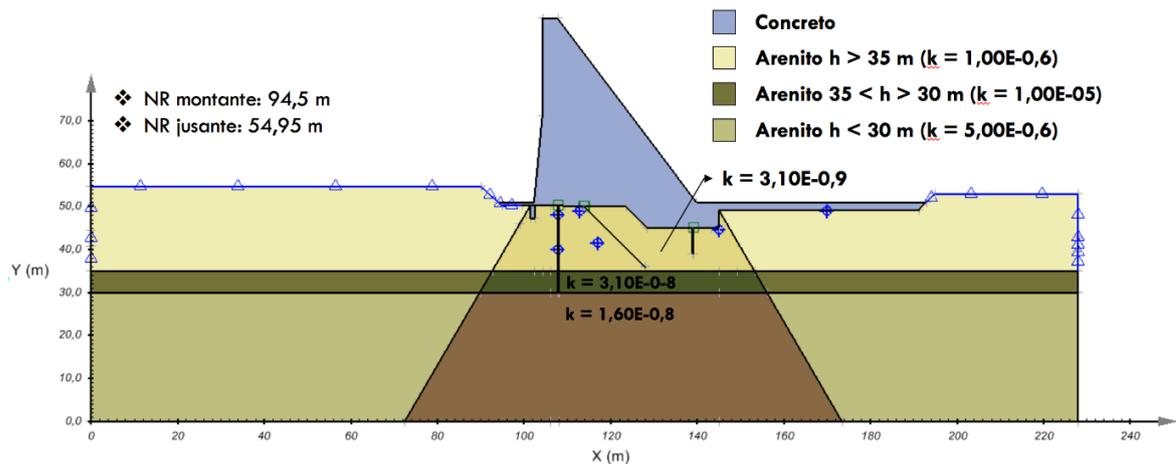


Neste modelo também foram feitas simulações com e sem a consideração da anisotropia dos materiais caracterizados como arenito, utilizando a mesma razão entre a permeabilidade horizontal e vertical correspondente a 7.

4.2.1.3 Utilização dos resultados de condutividade hidráulica obtidos em laboratório

Os valores de condutividade hidráulica obtidos em laboratório foram incluídos tanto na configuração da reprodução do modelo de Sobrinho et al. (2003) quanto no modelo construído a partir da planta de seção geotécnica do *as built*, na área sobre o qual foi construído o vertedouro da barragem. Nas áreas laterais adjacentes, foram mantidos os valores encontrados nos ensaios de campo do Sobrinho et al. (2003), visto que não estão submetidas à carga imposta pela estrutura da barragem. A Figura 42 mostra a imagem do modelo conforme proposto por Sobrinho et al., com a consideração do k de laboratório.

Figura 42 – Modelo com seção geotécnica conforme proposto por Sobrinho et al. (2003), considerando k de laboratório



Da mesma forma que para os modelos anteriores, também foram feitas simulações com e sem a consideração da anisotropia dos arenitos, utilizando uma razão entre a permeabilidade horizontal e vertical correspondente a 7.

4.2.1.4 Variação dos dispositivos de controle de fluxo e drenagem

Para cada um dos três modelos citados, foram feitas variações nos dispositivos de controle de fluxo e drenagem. Sem alterar a configuração da drenagem, foram simulados modelos considerando a cortina de injeção original, de aproximadamente 3 m, e considerando uma cortina estendida até a cota de elevação de 35 m. Já sem alterar a configuração da cortina de injeção, foram simulados modelos com e sem a presença do dreno vertical de montante. O Quadro 1 traz um resumo das simulações realizadas, indicando as variações de cada modelo.

Quadro 1 – Resumo da configuração dos modelos simulados

Modelo	Estratificações	Grupo	Anisotropia (k_h/k_v)	Permeabilidade	Cortina	Drenos
Modelo 01	3	1	-	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Completo
Modelo 02	3	1	7	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Completo
Modelo 03	3	1	-	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 04	3	1	7	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 05	3	1	-	Ensaio de campo	Alterada	Completo
Modelo 06	3	1	7	Ensaio de campo	Alterada	Completo
Modelo 07	3	1	-	Ensaio de campo	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 08	3	1	7	Ensaio de campo	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 09	3	1	-	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Completo
Modelo 10	3	1	7	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Completo
Modelo 11	3	1	-	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 12	3	1	7	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 13	3	1	-	Ensaio de laboratório	Alterada	Completo
Modelo 14	3	1	7	Ensaio de laboratório	Alterada	Completo
Modelo 15	3	1	-	Ensaio de laboratório	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 16	3	1	7	Ensaio de laboratório	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 17	4	2	-	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Completo
Modelo 18	4	2	7	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Completo
Modelo 19	4	2	-	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 20	4	2	7	Ensaio de campo	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 21	4	2	-	Ensaio de campo	Alterada	Completo
Modelo 22	4	2	7	Ensaio de campo	Alterada	Completo

Modelo	Estratificações	Grupo	Anisotropia (k_h/k_v)	Permeabilidade	Cortina	Drenos
Modelo 23	4	2	-	Ensaio de campo	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 24	4	2	7	Ensaio de campo	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 25	4	2	-	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Completo
Modelo 26	4	2	7	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Completo
Modelo 27	4	2	-	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 28	4	2	7	Ensaio de laboratório	<i>As built</i>	Sem dreno principal
Modelo 29	4	2	-	Ensaio de laboratório	Alterada	Completo
Modelo 30	4	2	7	Ensaio de laboratório	Alterada	Completo
Modelo 31	4	2	-	Ensaio de laboratório	Alterada	Sem dreno principal
Modelo 32	4	2	7	Ensaio de laboratório	Alterada	Sem dreno principal

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório e nas simulações do fluxo hidráulico das fundações da UHE Dona Francisca.

5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Conforme abordado no item 4, foram realizados ensaios para a definição dos coeficientes de condutividade hidráulica de materiais retirados próximos à barragem. Foi feita também a caracterização desses materiais amostrados, através de ensaios de granulometria. A seguir são apresentados e discutidos os resultados obtidos.

5.1.1 Ensaios de caracterização do material

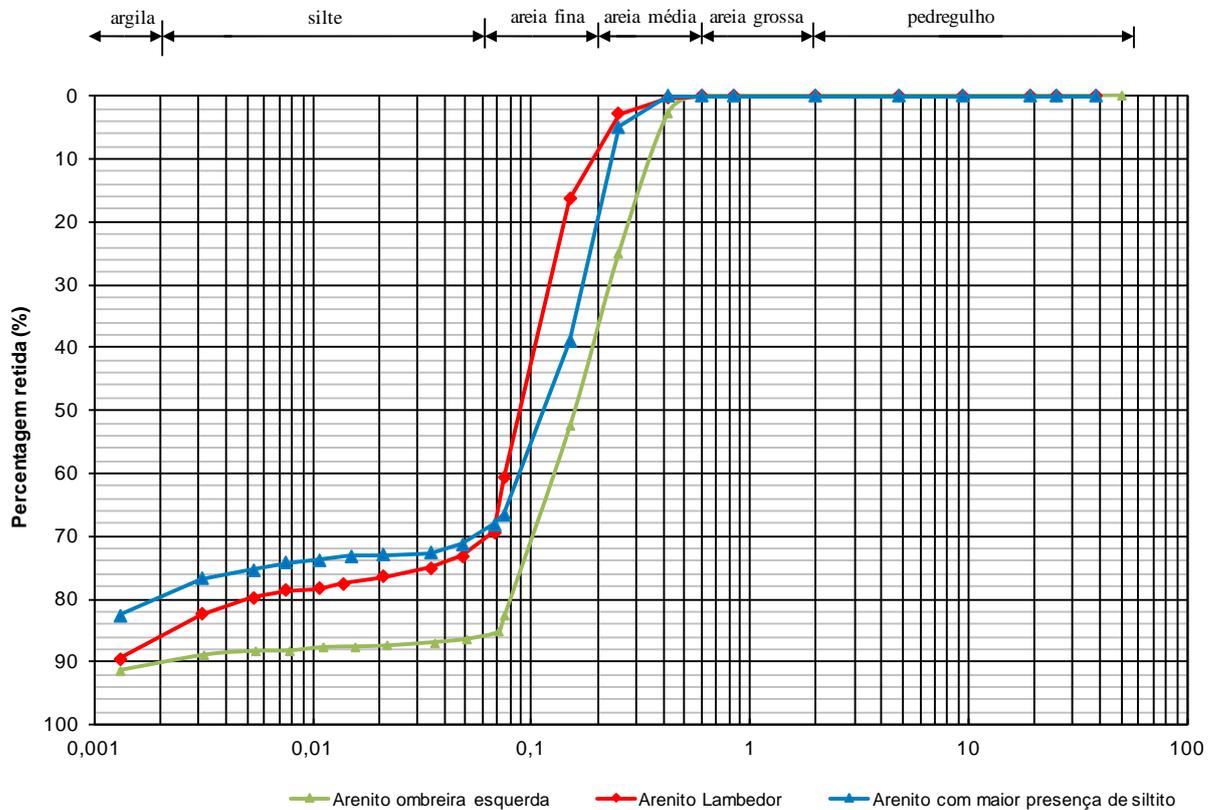
O ensaio de granulometria tem por objetivo identificar o tamanho dos grãos que compõem o material e definir o percentual de cada faixa de tamanho das partículas em relação à massa total de solo. Para a análise das partículas maiores é feito o peneiramento do material, que tem como referência a abertura da malha das peneiras, e para a porção mais fina emprega-se a técnica de sedimentação. O ensaio foi conduzido conforme as especificações da NBR 7181/2016.

Para os três materiais ensaiados, a fração de partículas maiores retidas na peneira nº 30, com abertura de malha de 0,6 mm, é nula. Dessa forma, foi feita também a análise por sedimentação para a determinação da fração dos finos, a qual foi realizada com a adição de defloculante, empregado com o objetivo de desmanchar as aglomerações de partículas frequentemente presentes nos materiais, de modo a garantir a sedimentação isolada das partículas que compõem o maciço analisado.

Conforme observado nas curvas granulométricas dos materiais (Figura 43), a fração de areia fina é predominante nas três amostras analisadas, porém a amostra de arenito retirada da margem esquerda apresenta 37% de areia média em sua composição, ao passo que a amostra de arenito do Lamedor apresenta apenas 7%. Já parcela de silte e argila na amostra do Lamedor somam 28% da sua composição, enquanto a amostra da margem esquerda apresenta apenas 14%. Por sua vez, a amostra referente ao material com maior presença de siltito, retirado

também da margem esquerda, apresenta 18% de areia média em sua composição e 31% na soma de silte e argila.

Figura 43 – Curvas granulométricas dos materiais ensaiados



Foi também definido em laboratório o peso específico real dos grãos para cada uma das amostras. Juntamente com o peso específico natural dos grãos, foi possível determinar a porosidade de cada material. A Tabela 14 traz um resumo destes índices físicos.

Tabela 13 – Índices físicos dos materiais ensaiados da UHE Dona Francisca

Peso específico real dos grãos (kN/m ³)	Peso específico natural (kN/m ³)	Índice de vazios	Porosidade
26,77	20,25	0,30	0,23
26,56	18,51	0,41	0,29
26,53	18,56	0,40	0,28

Os resultados mostram que os materiais retirados da margem esquerda apresentam maior porosidade quando comparados ao material do Lamedor. Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica mostram que essa diferença influencia nos coeficientes obtidos, sendo discutidos no tópico a seguir.

5.1.2 Ensaios de condutividade hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica foram feitos para as amostras de arenito retiradas da área do Lambedor e para as amostras de arenito e material com maior presença de siltito retiradas da margem esquerda a jusante da barragem. Em razão da dificuldade de coleta das amostras indeformadas e consequente limitação da quantidade de material disponível, foram moldados apenas cinco corpos de prova para os ensaios. Conforme já citado, para os materiais de arenito foram moldados (a) um corpo de prova com as estratificações orientadas de forma horizontal (planos perpendiculares ao fluxo de água do ensaio) e (b) um com as estratificações orientadas de forma vertical (planos paralelos ao fluxo de água). Como a amostra com maior presença de siltito parece ter uma disposição aleatória dos materiais, com aglomerados de siltito envoltos em material arenoso, foi ensaiado apenas um corpo de prova (sem orientação preferencial).

Para cada corpo de prova foram feitos ensaios em quatro tensões efetivas: 100, 200, 400 e 550 kPa, com o objetivo de identificar a influência do aumento da tensão efetiva aplicada na condutividade hidráulica. A Tabela 14 traz um resumo dos resultados, com a identificação do material e as tensões efetivas aplicadas ao ensaio.

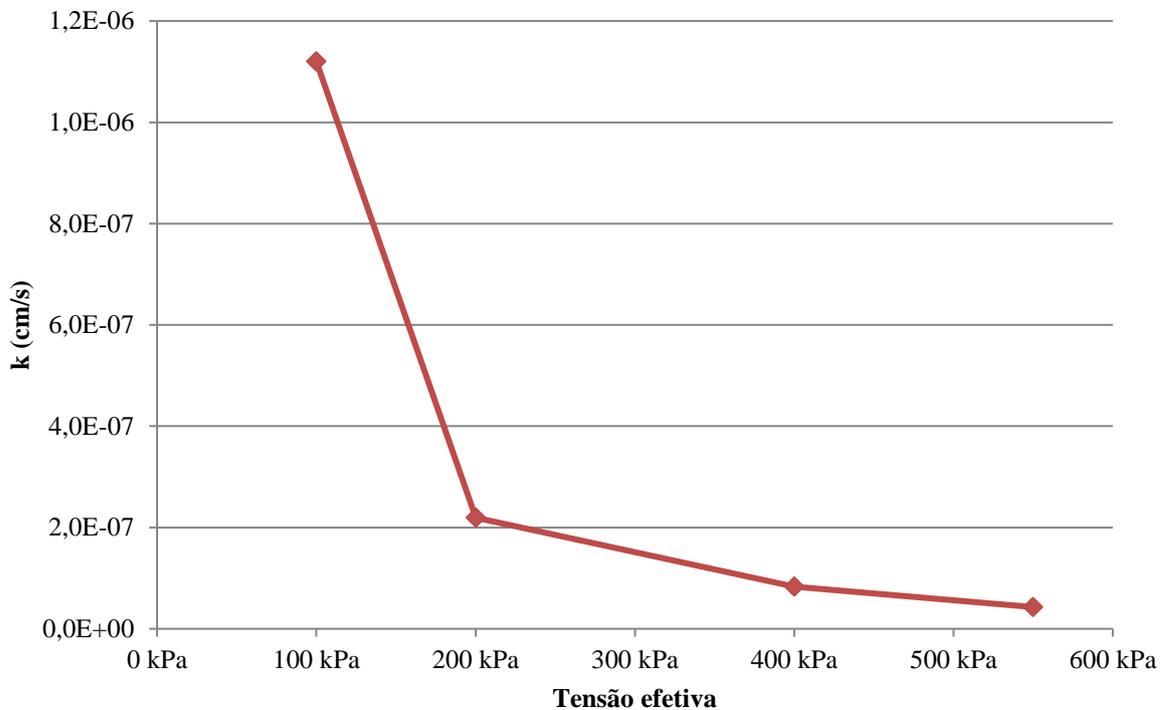
Tabela 14 - Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade

Ensaio	Local de coleta	Material	Posição dos	Tensão efetiva	k (cm/s)
1	Lambedor	Arenito	Horizontal	100	1,12E-06
				200	2,19E-07
				400	8,33E-08
				550	4,28E-08
2	Lambedor	Arenito	Vertical	100	3,59E-06
				200	2,02E-06
				400	9,46E-07
				550	3,13E-07
3	Margem esquerda	Arenito	Horizontal	100	7,69E-06
				200	6,38E-07
				400	2,53E-07
				550	7,98E-08
4	Margem esquerda	Arenito	Vertical	100	5,64E-04
				200	2,76E-04
				400	1,60E-04
				550	1,13E-04

Ensaio	Local de coleta	Material	Posição dos	Tensão efetiva	k (cm/s)
5	Margem esquerda	Arenito com maior presença de Siltito	-	100	2,59E-05
				200	1,59E-05
				400	1,14E-05
				550	3,87E-06

A Figura 44 traz a análise gráfica dos coeficientes de permeabilidade obtidos no primeiro ensaio, correspondente à amostra de arenito retirada da região do Lambedor e moldada com a estratificação perpendicular ao fluxo hidráulico do ensaio.

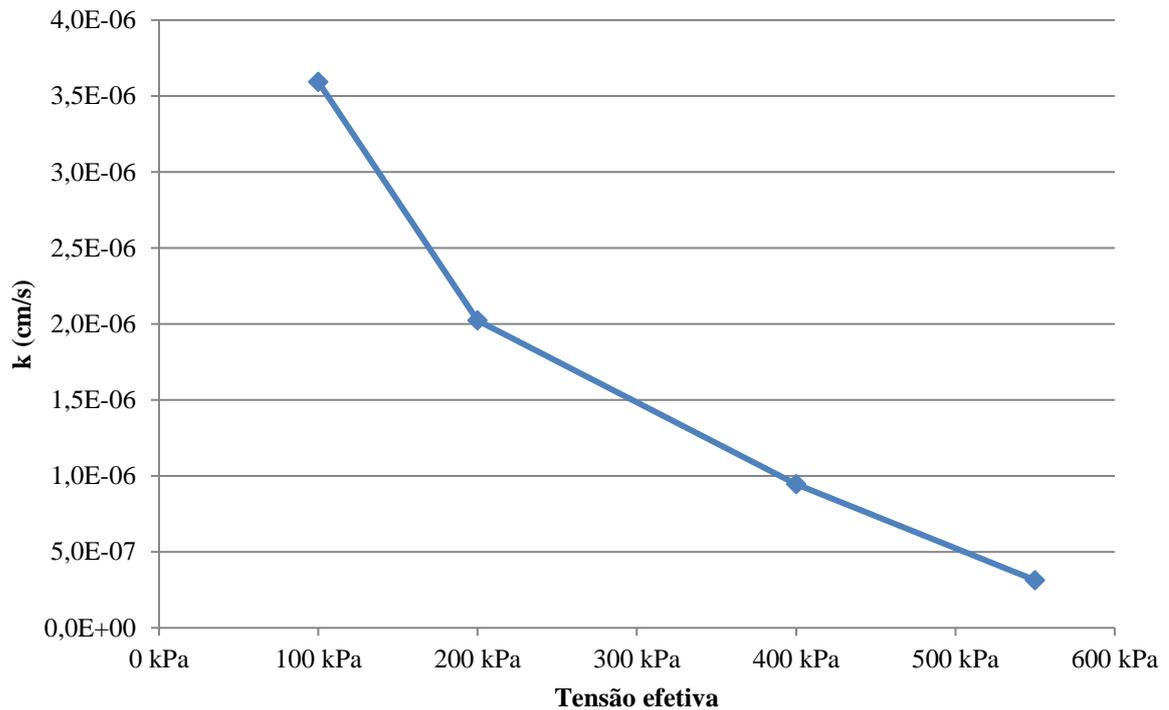
Figura 44 – Tensão efetiva *versus* permeabilidade (ensaio 1) para as amostras de arenito do Lambedor



O gráfico mostra uma tendência de estabilização dos valores de permeabilidades nas tensões mais altas. Ao aumentar a tensão efetiva a qual o corpo de prova está submetido, ocorre uma reorganização das suas partículas e diminuição do índice de vazios do material, consequentemente diminuindo sua permeabilidade. À medida que as tensões aumentam, o material tende a estabilizar o seu comportamento.

Por sua vez, a Figura 45 traz a análise gráfica dos coeficientes de permeabilidade obtidos no segundo ensaio, correspondente ao mesmo material utilizado no ensaio 1, porém moldado com a estratificação paralela ao fluxo hidráulico do ensaio.

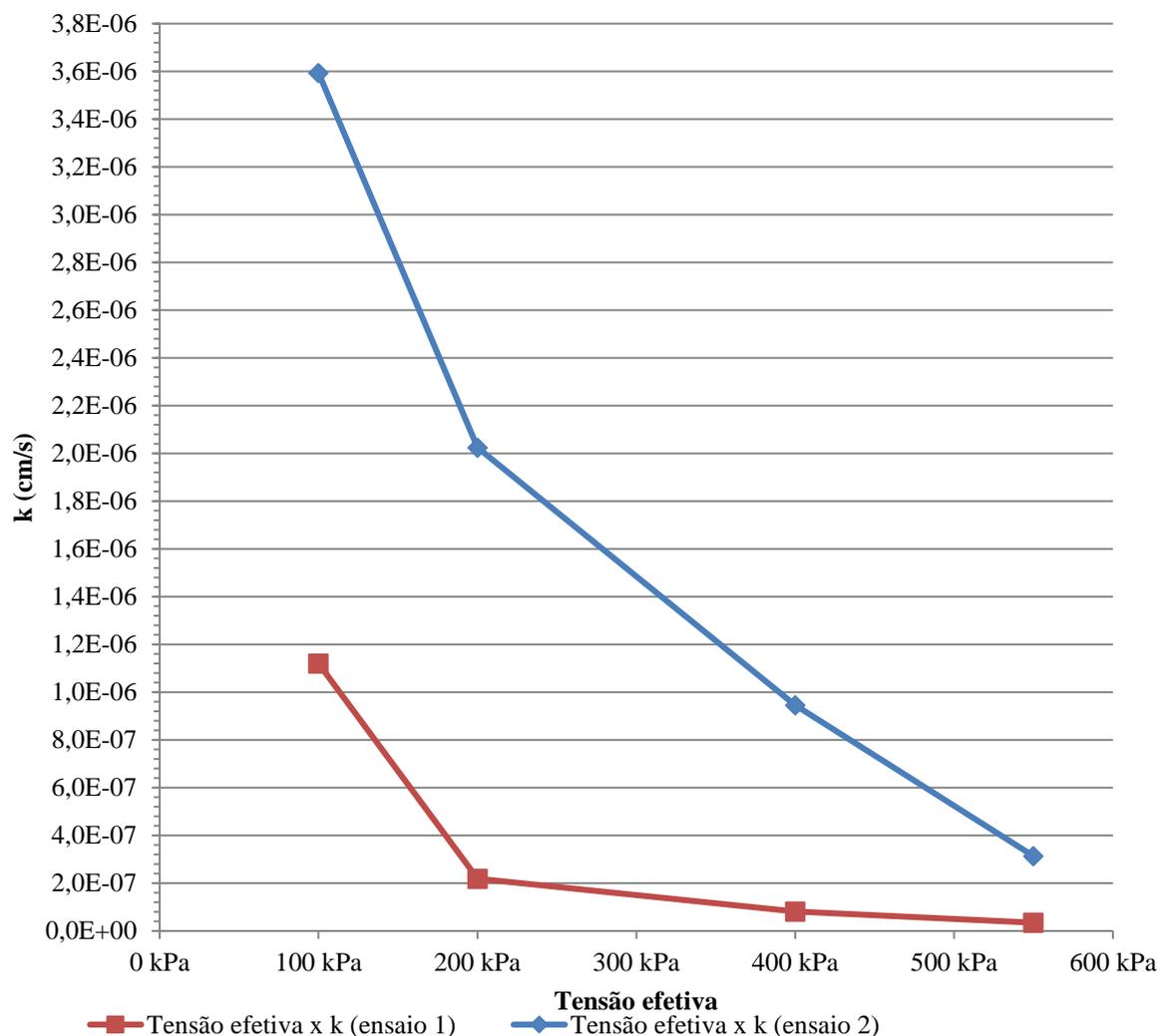
Figura 45 – Tensão efetiva *versus* permeabilidade (ensaio 2) para as amostras de arenito do Lambedor



Além de ter uma permeabilidade inicial maior, o gráfico não mostra uma tendência de estabilização dos valores de permeabilidades com o aumento da tensão efetiva. A influência do aumento da tensão existe, porém não é tão significativa quanto na amostra com as estratificações perpendiculares ao fluxo do ensaio. A moldagem com as estratificações paralelas ao fluxo hidráulico permite que a água percole com maior velocidade nos caminhos preferenciais, formados pelas lentes de materiais com maior permeabilidade.

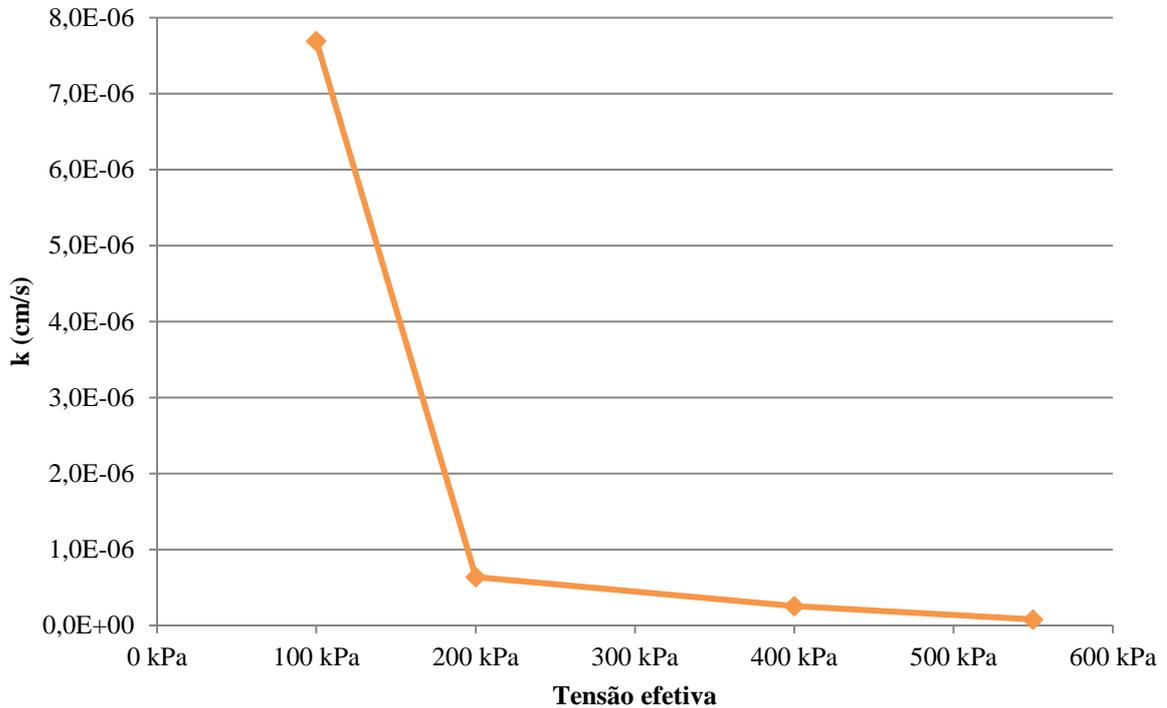
A influência da tensão efetiva na permeabilidade dos corpos de prova fica evidenciada na Figura 46, que mostra na mesma escala ambos os gráficos dos ensaios 1 e 2. Ao passo que o aumento da tensão efetiva de 100 kPa para 550 kPa no corpo de prova do ensaio 1 leva a uma diminuição do coeficiente de permeabilidade em aproximadamente 25 vezes de um valor já baixo ($1,1 \times 10^{-6}$ para $4,3 \times 10^{-8}$ cm/s), no corpo de prova do ensaio 2 essa diminuição é de aproximadamente 10 vezes, reduzindo de $3,6 \times 10^{-6}$ para $3,1 \times 10^{-7}$ cm/s.

Figura 46 – Gráfico comparativo da tensão efetiva *versus* permeabilidade resultantes dos ensaios 1 e 2, das amostras de arenito do Lambedor



A Figura 47 traz a análise gráfica dos coeficientes de permeabilidade obtidos no terceiro ensaio, correspondente à amostra de arenito retirada da região da margem esquerda a jusante da barragem e moldada com a estratificação perpendicular ao fluxo hidráulico do ensaio.

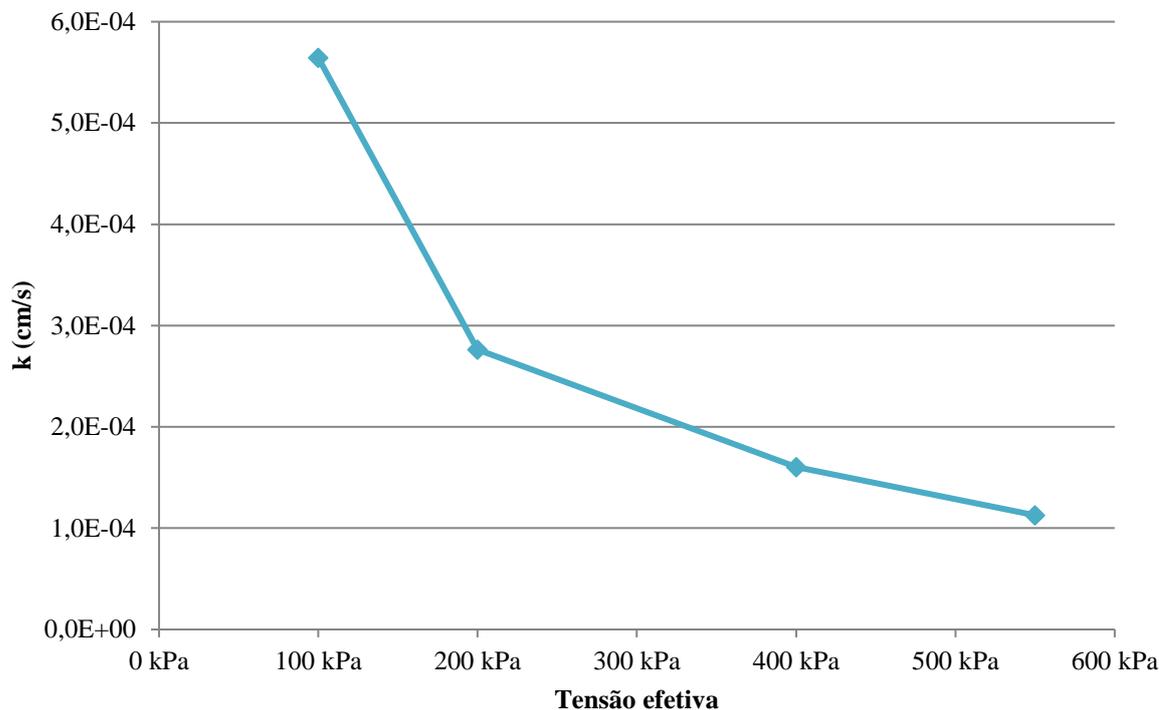
Figura 47 – Tensão efetiva *versus* permeabilidade (ensaio 3) para as amostras de arenito da ombreira esquerda a jusante da barragem



O comportamento deste corpo de prova é muito similar ao comportamento da amostra retirada da região do Lambedor, onde é possível identificar uma tendência de estabilização dos valores de permeabilidades nas tensões mais altas. À medida que as tensões aumentam, o material tende a estabilizar o seu comportamento. Embora o comportamento das amostras dos ensaios 1 e 3 seja similar, a permeabilidade inicial do material da margem da barragem é em torno de sete vezes maior, sendo inclusive maior quando comparada ao corpo de prova do material da região do Lambedor moldado com suas estratificações paralelas ao fluxo hidráulico do ensaio. Com o aumento da tensão efetiva, o valor das permeabilidades obtidas nos ensaios 1 e 3 se aproximam.

A Figura 48 traz a análise gráfica dos coeficientes de permeabilidade obtidos no quarto ensaio, correspondente à mesma amostra de material utilizada no ensaio 3, porém moldada com a estratificação posicionada paralela ao fluxo hidráulico do ensaio.

Figura 48 – Tensão efetiva *versus* permeabilidade (ensaio 4) para as amostras de arenito da ombreira esquerda a jusante da barragem



Mais uma vez é possível identificar que, nesse caso, o coeficiente de condutividade hidráulica do corpo de prova não é tão sensível ao aumento da tensão efetiva, visto que o fluxo percola em uma direção preferencial nas camadas mais arenosas de deposição. Embora exista uma queda no valor de permeabilidade entre as diferentes tensões, ela é de aproximadamente cinco vezes, proporção muito pequena quando comparada à diminuição percebida no ensaio do mesmo material, porém com as estratificações na posição perpendicular ao fluxo, em que chega a reduzir quase 100 vezes.

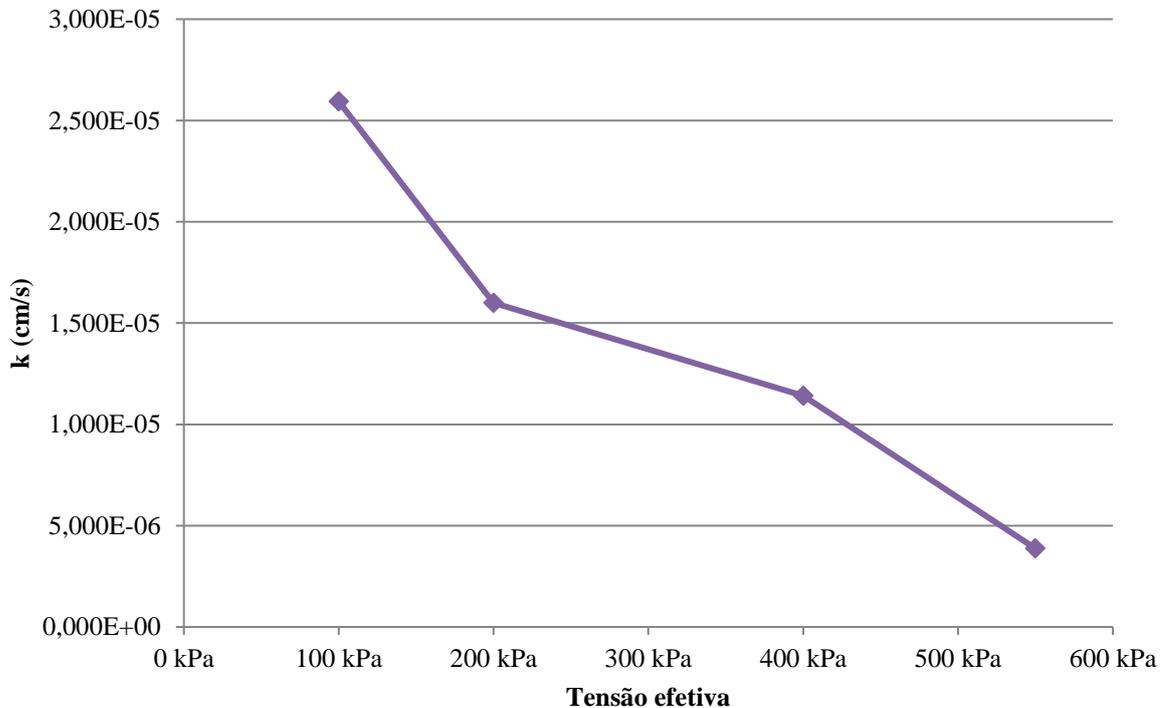
As diferenças de permeabilidade conforme a direção dos planos de deposição entre os corpos de prova do mesmo material são grandes: aproximadamente 70 vezes na tensão efetiva de 100 kPa até 1.400 vezes na tensão efetiva de 550 kPa. Essa diferença é muito mais expressiva do que quando comparado ao comportamento das amostras retiradas do Lamedor. Ambos os materiais sofrem influência com o aumento da tensão, principalmente quando as estratificações estão posicionadas de forma perpendicular ao fluxo de água do ensaio, contudo o material retirado da margem esquerda da usina apresenta uma maior sensibilidade ao aumento de tensão.

A análise granulométrica indica que o material retirado próximo ao Lamedor possui uma parcela maior de silte e argila na sua composição em relação ao material extraído da margem

esquerda da barragem. Além disso, a porosidade dos materiais da margem esquerda é maior quando comparada à do material do Lamedor, como pode ser visto na Tabela 14. Conforme já discutido por Chen et al. (2017), a porosidade influencia diretamente na condutividade hidráulica, o que fica evidente com diferença observada no coeficiente inicial dos materiais e na sensibilidade ao acréscimo de tensões. As amostras da margem esquerda são mais porosas, o que resulta em uma permeabilidade inicial maior e em maior quantidade de espaços para o rearranjo dos grãos e diminuição dos vazios com o acréscimo de tensões.

Por fim, a Figura 49 mostra o comportamento do material com maior presença de siltito, retirado também da margem esquerda da barragem.

Figura 49 – Gráfico tensão efetiva *versus* permeabilidade (ensaio 5) para as amostras com maior porção de finos da ombreira esquerda a jusante da barragem



Embora a amostra retirada apresente uma textura siltosa, as camadas de menor permeabilidade estão envoltas em material arenoso, por onde a água percola preferencialmente ao longo do ensaio. Em relação ao comportamento da permeabilidade frente ao aumento da tensão efetiva, não há uma sensível alteração do coeficiente de permeabilidade até 400 kPa. A diminuição maior em relação à permeabilidade nas tensões iniciais se dá apenas para 550 kPa, onde pode-se observar uma diminuição do coeficiente de permeabilidade em 7 vezes quando comparada ao resultado obtido a 100 kPa.

5.2 ANÁLISES DAS SUBPRESSÕES E REDES DE FLUXO

A seção do bloco 21 é instrumentada com seis piezômetros, sendo dois deles do tipo tubo aberto e os outros quatro do tipo corda vibrante. Os piezômetros de tubo aberto, correspondentes ao PZ-BV79P superior e PZ-BV79P inferior, foram instalados após a construção da barragem (maio de 2006), a partir da transformação do dreno vertical de montante em pontos de medida de piezometria. Os piezômetros de corda vibrante PZ-S3-01 e PZ-S3-02 encontram-se locados próximos ao dreno inclinado de montante, e o PE-S3-01 está locado próximo ao pé de jusante do vertedouro.

A seguir são apresentados os valores de cota piezométrica, em metros, obtidos para cada um dos piezômetros nas simulações feitas, conforme os modelos propostos. O Quadro 2 mostra a disposição dos valores mostrados nas tabelas de resultados, indicando o modelo que deu origem aos valores.

Quadro 2 – Disposição dos valores de poropressão apresentados, conforme modelo proposto

		Grupo 1				Grupo 2			
		k campo		k laboratório		k campo		k laboratório	
Conf. dispositivos	Conf. geotécnica	Sem Δk	Com Δk	Sem Δk	Com Δk	Sem Δk	Com Δk	Sem Δk	Com Δk
		Configuração <i>as built</i>	1	2	9	10	17	18	25
	Sem dreno principal	3	4	11	12	19	20	27	28
	Cortina estendida	5	6	13	14	21	22	29	30
	Cortina estendida e sem dreno principal	7	8	15	16	23	24	31	32

A Figura 50 traz a localização do primeiro instrumento analisado, o piezômetro PZ-BV79P superior, e a Tabela 15 traz os valores de cota piezométrica obtidos para cada modelo simulado.

Figura 50 – Localização do piezômetro PZ-BV79P superior na seção crítica do bloco 21

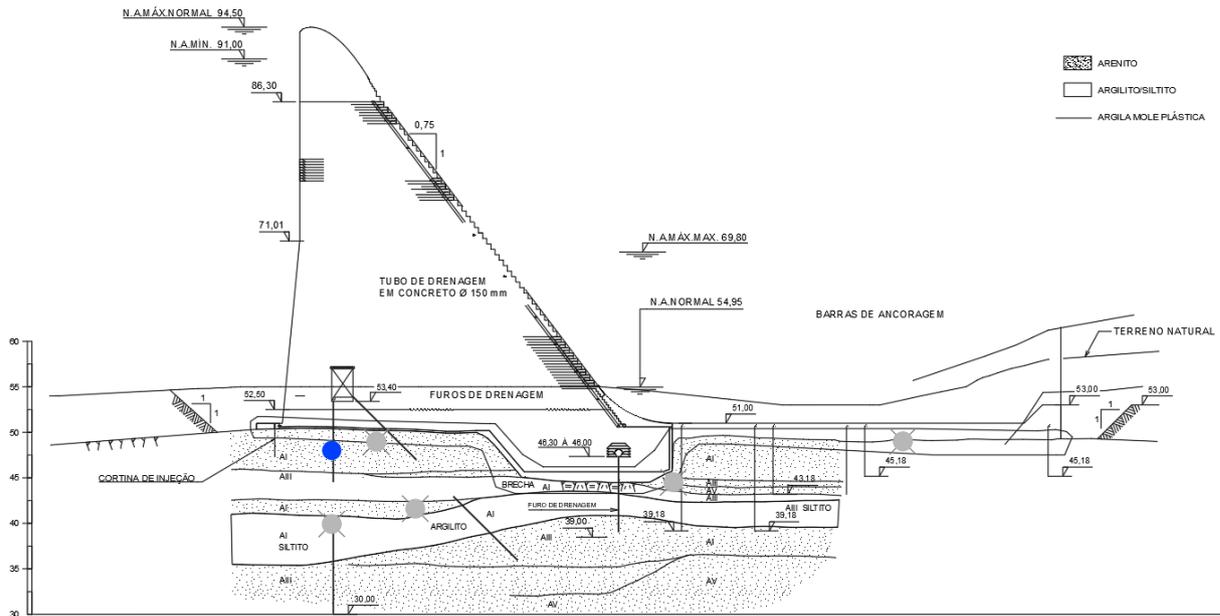


Tabela 15 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-BV79P superior encontrados nas simulações, conforme modelo proposto

Conf. geotécnica	Grupo 1				Grupo 2			
	k campo		k laboratório		k campo		k laboratório	
	Sem Δk	Com Δk	Sem Δk	Com Δk	Sem Δk	Com Δk	Sem Δk	Com Δk
Configuração <i>as built</i>	50,47	50,35	50,66	50,55	50,54	50,37	50,64	50,49
Sem dreno principal	64,87	59,53	71,82	66,66	63,56	59,16	73,56	67,77
Influência na poropressão	29%	18%	42%	32%	26%	17%	45%	34%
Cortina estendida	50,21	50,20	50,22	50,20	50,20	50,20	50,21	50,20
Influência na poropressão	-1%	0%	-1%	-1%	-1%	0%	-1%	-1%
Cortina estendida e sem dreno principal	57,07	51,07	61,94	51,99	51,09	51,16	60,15	53,70
Influência na poropressão	13%	1%	22%	3%	1%	2%	19%	6%

Cota de instalação: 48,00 m

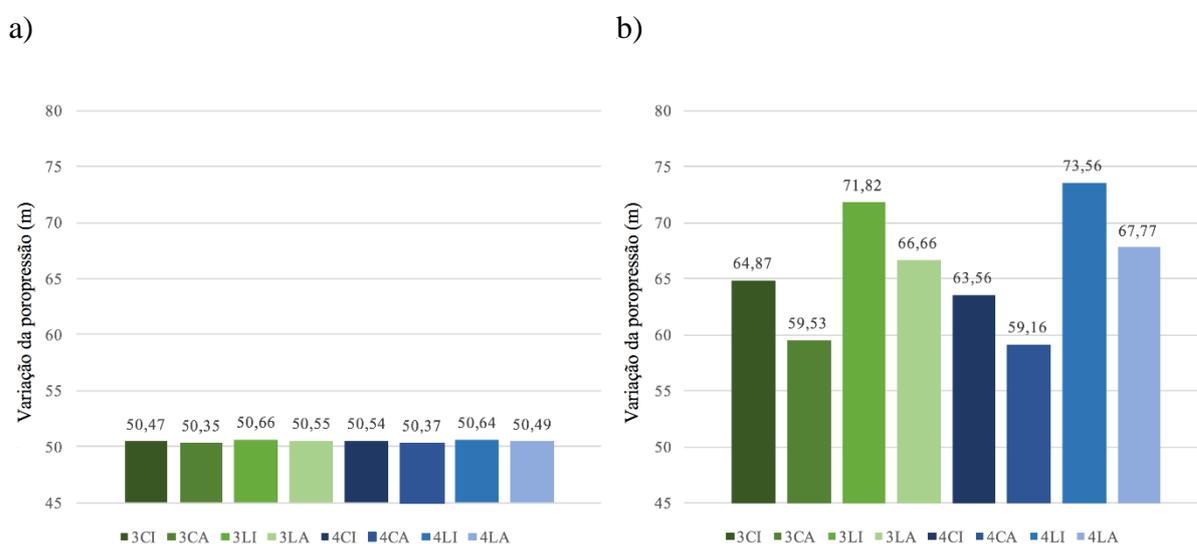
Média histórica dos valores de cota piezométrica: 54,1 m

Máximo histórico dos valores de cota piezométrica: 54,61 m

Os resultados mostram que o efeito da alteração dos parâmetros geotécnicos, como a variação do coeficiente de condutividade hidráulica, anisotropia do material e inclusão da camada de siltito, não é perceptível no modelo que representa a configuração *as built* da barragem. O gráfico comparativo da Figura 51 a) mostra a oscilação mínima dos valores de poropressão obtidos para estes modelos, independente dos parâmetros geotécnicos adotados.

Contudo, a variação passa a exercer influência nos valores de poropressão nos modelos em que o dreno vertical de montante é retirado, conforme mostrado no gráfico comparativo da Figura 51 b). Essa diferença pode ser explicada pela posição em que se encontra o piezômetro, o qual é uma adaptação do próprio dreno vertical de montante para medidas piezométricas. Por possuir uma área interna com pressão atmosférica, as linhas de fluxo se direcionam fortemente para o dreno, o que alivia a poropressão nesse ponto, que por sua vez é a medida captada pelo instrumento em questão.

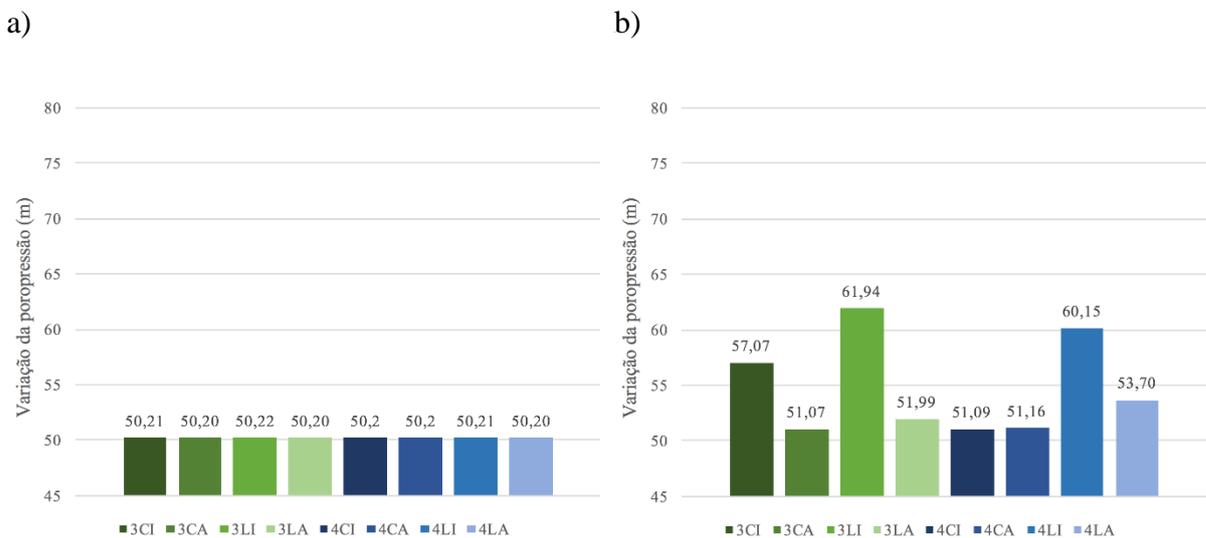
Figura 51 – Gráfico comparativo dos valores de cota piezométrica (m) do PZ-BV79P superior para os modelos: a) simulados na configuração conforme *as built*; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante



Nas simulações sem o dreno vertical de montante é possível identificar que o aumento da poropressão é maior nos modelos simulados com a condutividade hidráulica obtida em laboratório. O dreno está posicionado a montante, próximo ao início da área em que a fundação passa a estar sob a influência do aumento de carga imposto pelo maciço. Considerando-se os valores encontrados em laboratório, nesse ponto aconteceria uma mudança brusca na permeabilidade, que distorce as linhas de fluxo e equipotenciais da rede de fluxo. A Figura 65 b) mostra que a perda de energia fica concentrada na zona de menor permeabilidade, diferentemente do que é observado na Figura 65 a), onde as equipotenciais se distribuem pela área da fundação analisada, o que explica os valores mais acentuados de poropressão nestes modelos. Em relação aos modelos do grupo 2, que consideram a camada de siltito, o comportamento da variação da poropressão sem a presença do dreno é similar aos modelos do grupo 1.

A configuração dos modelos nos quais se mantém o dreno vertical de montante e se estende a cortina de injeção até a cota de elevação de 35 m não mostra nenhuma alteração nos valores de poropressão, conforme esperado e mostrado na Figura 52 a). Contudo, a cortina estendida mostra efeitos quando a presença do dreno é suprimida, mostrados pelo gráfico comparativo da Figura 52 b). Freeze e Cherry (1979) comentam que a perturbação nas redes de fluxo com a inclusão de dispositivos como a cortina de injeção só é percebida quando as dimensões são exageradas, o que raramente é adotado na prática. Embora a cortina estendida auxilie no controle das subpressões, diminuindo os efeitos da ausência do sistema de drenagem, este dispositivo deve ser utilizado em conjunto com o sistema de drenos, e não apenas isoladamente.

Figura 52 – Gráfico comparativo dos valores de cota piezométrica (m) do PZ-BV79P superior para os modelos: a) simulados na configuração com a cortina de injeção estendida; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante e com a cortina de injeção estendida



Ao longo dos anos de operação, os valores de poropressão do PZ-BV79P superior em campo apresentam uma leve tendência de crescimento, e uma variação local com picos em torno de 0,2 a 0,4 m.c.a. A média histórica dos seus valores de cota piezométrica é de 54,1 m, valor maior do que os observados nas simulações que consideram a configuração *as built*. A diferença poderia estar atrelada ao estado de conservação do dreno vertical de montante, visto que o processo de colmatação nos drenos prejudica o desempenho dos dispositivos e tem reflexo direto nas medidas de poropressão. Contudo, em março de 2019 foi realizada uma limpeza e desobstrução dos drenos de alívio da fundação, onde uma mistura de ar comprimido e água foi injetada nos dispositivos. Após a limpeza, as medidas de poropressão diminuíram em torno de 0,5 m.c.a.

A Tabela 16 traz os resultados encontrados para o piezômetro PZ-BV79P inferior, também posicionado junto ao dreno vertical de montante conforme indicado na Figura 53.

Figura 53 – Localização do piezômetro PZ-BV79P inferior na seção crítica do bloco 21

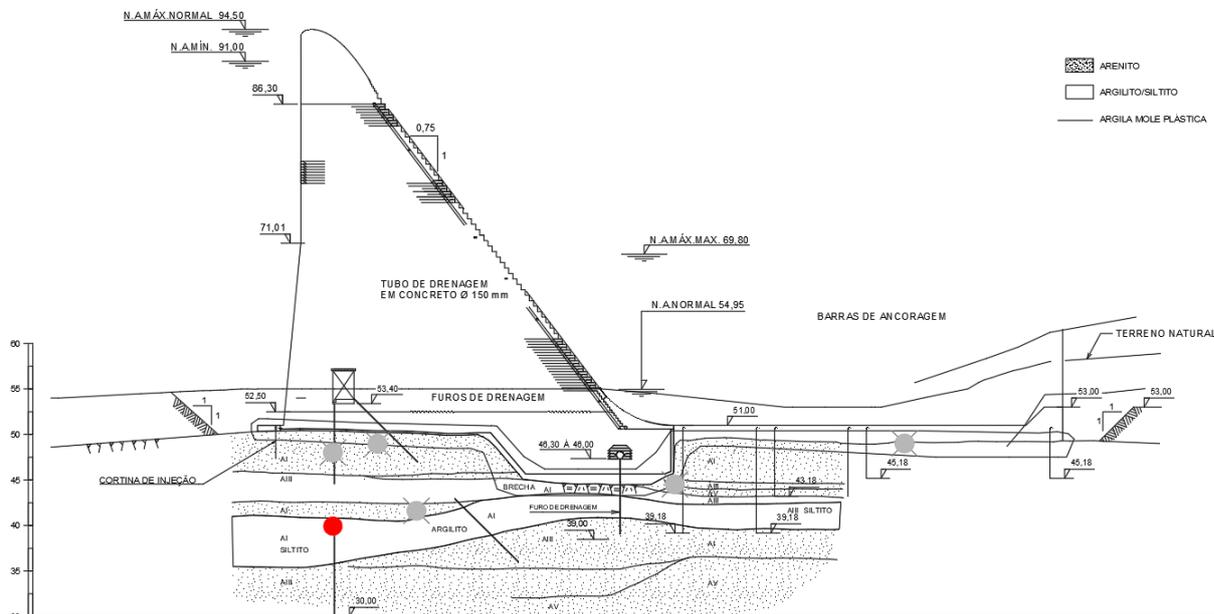


Tabela 16 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-BV79P inferior encontrados nas simulações, conforme modelo proposto

Conf. dispositivos	Conf. geotécnica	Modelo Grupo 1				Modelo Grupo 2			
		k campo		k ensaio		k campo		k ensaio	
		Sem Δk	Com Δk						
Configuração <i>as built</i>		50,44	50,32	50,68	50,67	50,41	50,31	50,67	50,66
Sem dreno principal		66,44	63,46	76,14	76,73	62,18	61,29	75,43	74,98
Influência na poropressão		32%	26%	50%	51%	23%	22%	49%	48%
Cortina estendida		50,26	50,21	50,32	50,21	50,21	50,21	50,27	50,23
Influência na poropressão		0%	0%	-1%	-1%	0%	0%	-1%	-1%
Cortina estendida e sem dreno principal		61,66	57,13	69,72	62,89	54,27	56,05	62,97	56,87
Influência na poropressão		22%	14%	38%	24%	8%	11%	24%	12%

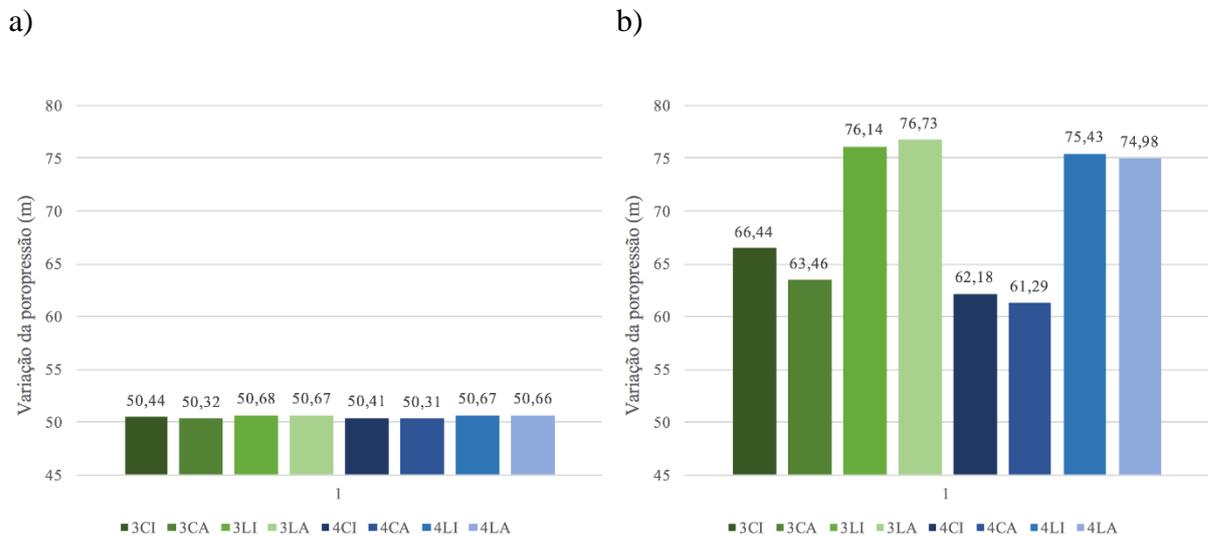
Cota de instalação: 39,92 m

Média histórica dos valores de cota piezométrica: 54,2 m

Máximo histórico dos valores de cota piezométrica: 54,55 m

Os resultados de poropressão mostram que neste caso também existe uma influência grande da presença do dispositivo de drenagem no controle das poropressões, conforme indicado nos gráficos comparativos das Figura 54 a) e b), onde percebe-se a diferença na variação dos valores de poropressão quando se retira o dreno vertical de montante.

Figura 54 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-BV79P inferior para os modelos: a) simulados na configuração conforme *as built*; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante



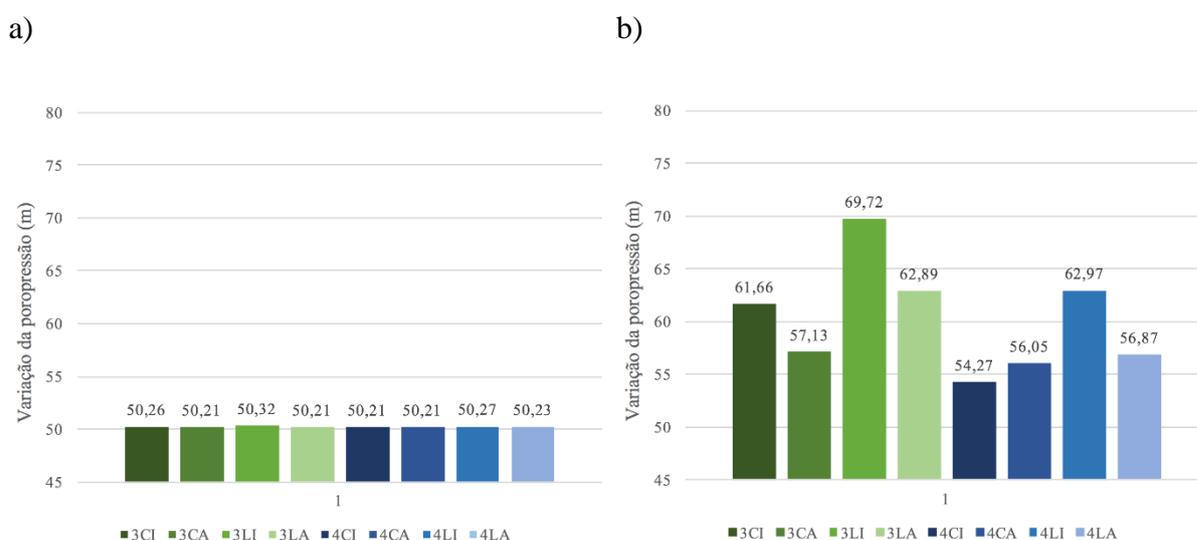
Para este instrumento é possível observar um aumento acentuado nos valores de poropressão quando o dreno é suprimido, inclusive maior do que quando comparado aos valores obtidos para o PZ-BV79P superior. Contudo, o efeito da anisotropia não é expressivo nesta configuração, principalmente nos modelos que consideram a condutividade hidráulica obtida em laboratório.

O piezômetro PZ-BV79P inferior está localizado em uma das lentes de siltito, a qual apresenta conglomerados de material siltoso envoltos em uma matriz arenítica, que acaba facilitando o caminho de percolação da água, diferentemente do que acontece nas estratificações formadas pelo arenito. Neste instrumento, a diferença dos valores de poropressão entre os modelos do grupo 1 e grupo 2, com k de campo, é mais expressiva do que no PZ-BV70P superior. Por estar locado em uma cota inferior, a inclusão da camada de siltito passa a exercer influência sobre os valores de poropressão. A camada de siltito possui um coeficiente de condutividade hidráulica menor do que as camadas de arenito, fazendo com que o fluxo percole preferencialmente pelas camadas de maior permeabilidade, que se encontram acima do local de instalação do instrumento, levando a uma diminuição nos valores de poropressão.

A influência da cortina de injeção estendida com ausência do dreno vertical de montante também pode ser notada, porém em menores proporções do que quando comparada aos valores observados no PZ-BV79P superior para a mesma configuração (Figura 55 a)). Embora o dispositivo contribua para valores menores de poropressão, ainda existe um aumento

significativo com a retirada do dreno vertical de montante em relação aos modelos que consideram a drenagem funcionando plenamente, conforme mostra o gráfico da Figura 55 b). Isto reforça a ideia de que a utilização das cortinas de injeção é complementar aos dispositivos de drenagem, os quais são indispensáveis no controle das subpressões na fundação de uma barragem.

Figura 55 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-BV79P inferior para os modelos: a) simulados na configuração com a cortina de injeção estendida; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante e com a cortina de injeção estendida



Ao longo dos anos de operação, os valores de poropressão do PZ-BV79P inferior também apresentam uma leve tendência de crescimento, e uma variação local com picos em torno de 0,2 a 0,4 m.c.a. A média histórica dos seus valores de cota piezométrica é de 54,2 m, valor maior do que os observados nas simulações que consideram a configuração *as built*.

As Tabelas 17 e 18 trazem os valores das simulações nos pontos correspondentes aos piezômetros PZ-S3-02 e PZ-S3-01, ambos instalados junto ao dreno de montante inclinado a 45° conforme mostrado na Figura 56.

Figura 56 – Localização dos piezômetros PZ-S3-02 (ponto superior) e PZ-S3-01 (ponto inferior) na seção crítica do bloco 21

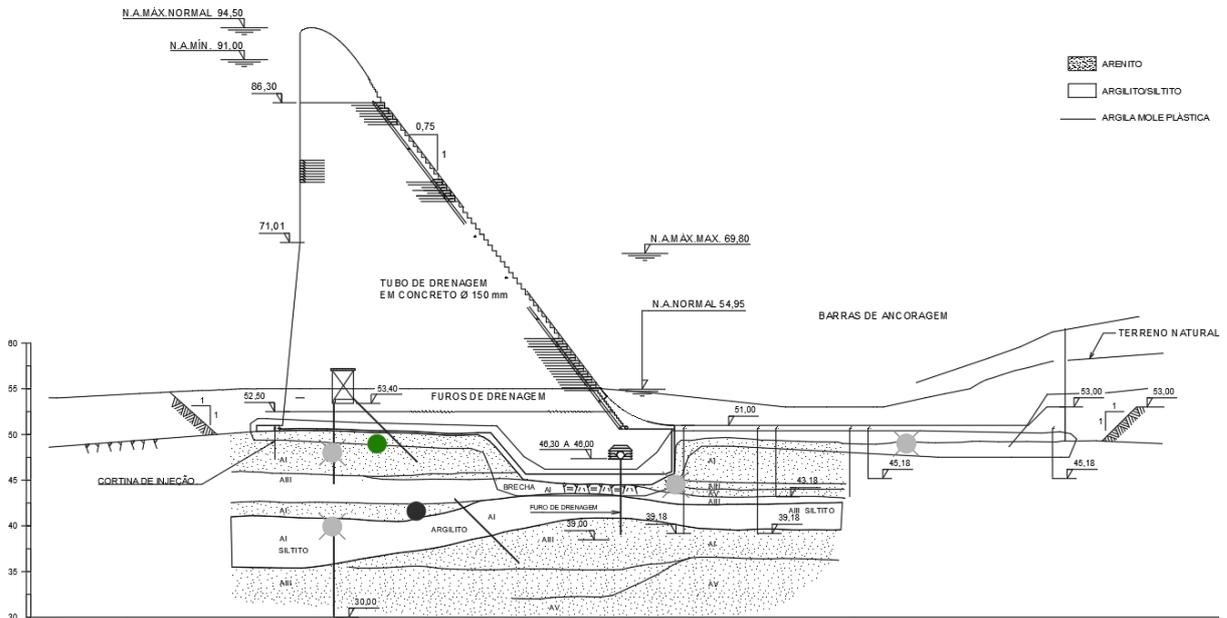


Tabela 17 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-S3-02 encontrados nas simulações, conforme modelo proposto

Conf. geotécnica Conf. dispositivos	Modelo Grupo 1				Modelo Grupo 2			
	k campo		k ensaio		k campo		k ensaio	
	Sem Δk	Com Δk						
Configuração <i>as built</i>	50,17	50,14	50,22	50,14	50,14	50,14	50,17	50,14
Sem dreno principal	54,84	52,78	57,15	54,72	53,82	52,59	58,46	55,11
Influência na poropressão	9%	5%	14%	9%	7%	5%	17%	10%
Cortina estendida	50,17	50,14	50,22	50,14	50,14	50,14	50,17	50,14
Influência na poropressão	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Cortina estendida e sem dreno principal	52,63	50,39	54,39	50,66	50,44	50,42	53,98	51,15
Influência na poropressão	5%	0%	8%	1%	1%	1%	8%	2%

Cota de instalação: 48,96 m

Média histórica dos valores de cota piezométrica: 52,3 m

Máximo histórico dos valores de cota piezométrica: 53,47 m

Tabela 18 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PZ-S3-01 encontrados nas simulações, conforme modelo proposto

Conf. geotécnica Conf. dispositivos	Modelo Grupo 1				Modelo Grupo 2			
	k campo		k ensaio		k campo		k ensaio	
	Sem Δk	Com Δk						
Configuração <i>as built</i>	50,55	50,19	51,20	50,25	50,24	50,21	50,34	50,16
Sem dreno principal	55,76	54,79	59,10	59,19	54,87	55,00	57,82	57,48
Influência na poropressão	10%	9%	15%	18%	9%	10%	15%	15%
Cortina estendida	50,57	50,18	51,21	50,25	50,25	50,2	50,35	50,16
Influência na poropressão	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Cortina estendida e sem dreno principal	54,78	52,67	57,86	54,26	52,26	52,88	54,32	52,22
Influência na poropressão	8%	5%	13%	8%	4%	5%	8%	4%
Cota de instalação: 41,60 m								
Média histórica dos valores de cota piezométrica: 44,5 m								
Máximo histórico dos valores de cota piezométrica: 46,6 m								

Em ambos os piezômetros, as variações de condutividade hidráulica e estratificação não são perceptíveis nos modelos construídos conforme *as built*. A instalação dos instrumentos muito próximos à linha de drenagem inclinada faz com que a variação dos valores de poropressão seja muito pequena, assim como se observa para os piezômetros PZ-BV79P. Ainda, por estarem mais afastados do dreno vertical principal, o efeito desta linha de drenagem na poropressão é menor para estes piezômetros quando comparado aos piezômetros PZ-BV79P. Por estarem muito próximos ao dreno de montante inclinado, os valores de poropressão medidos nestes pontos são controlados pela ação do dreno inclinado. As Figura 57 a) e b) mostram graficamente o comportamento das poropressões do piezômetro PZ-S3-02 nas configurações conforme *as built* e sem o dreno vertical principal de montante, e as Figura 58 a) e b) mostram o comportamento das poropressões do piezômetro PZ-S3-01 também para a configuração conforme *as built* e sem o dreno vertical principal de montante.

Figura 57 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-S3-02 para os modelos: a) simulados na configuração conforme *as built*; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante

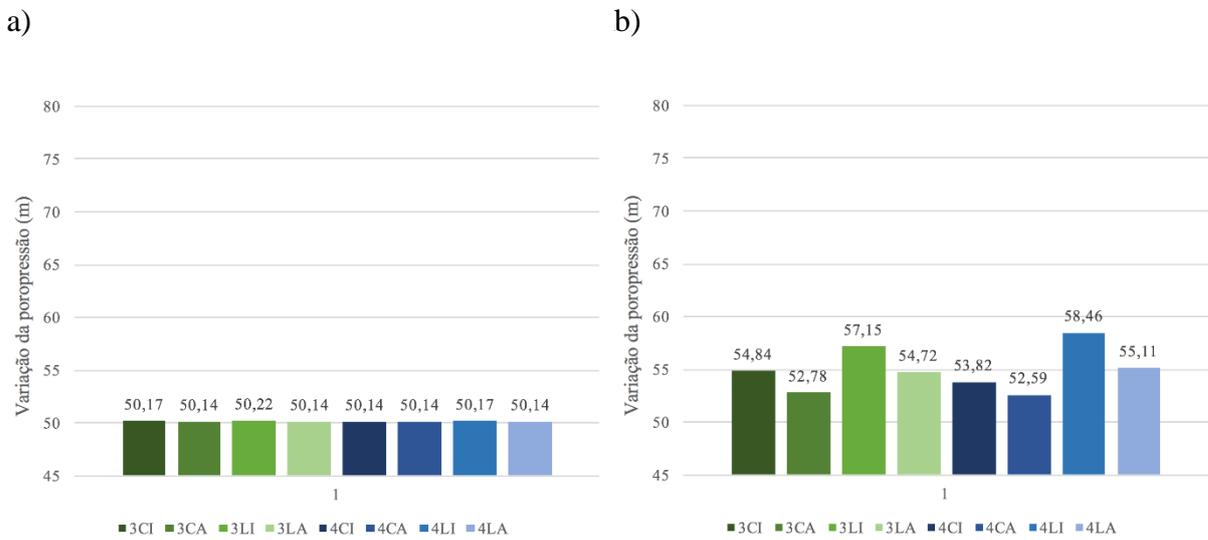
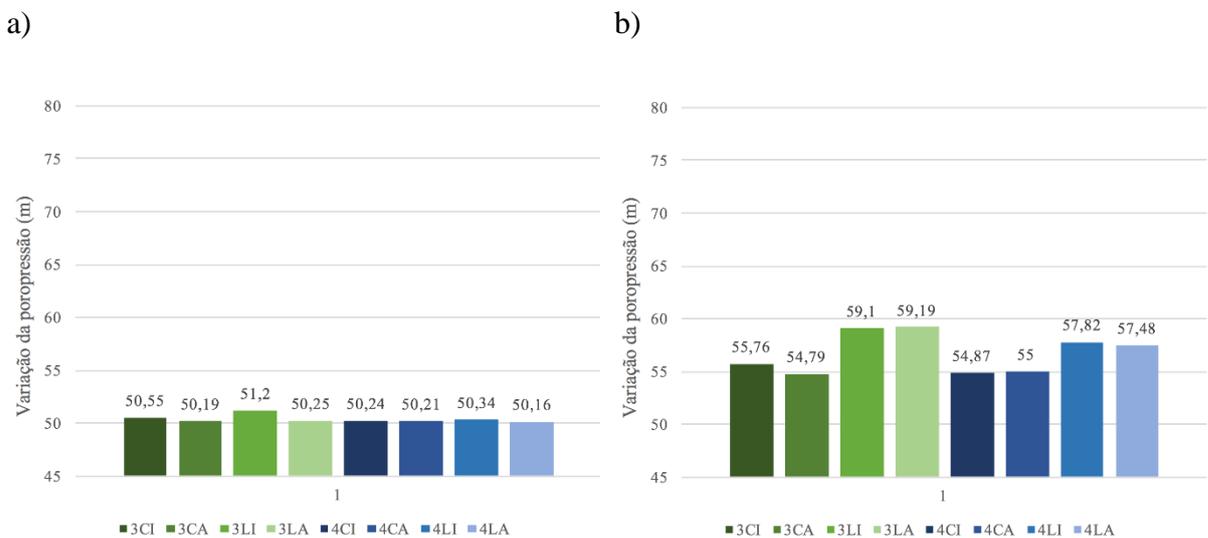


Figura 58 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PZ-S3-02 para os modelos: a) simulados na configuração conforme *as built*; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante



Ao longo dos anos de operação, ambos os piezômetros mostraram variações pequenas, com picos em torno de 0,2 e 0,4 m.c.a. Esse comportamento ao longo do tempo reforça o fato de que a proximidade com os drenos atenua a sensibilidade do instrumento à variação das poropressões conforme alterações nos níveis dos reservatórios a montante e jusante.

Por fim, Tabela 19 traz os valores de poropressão encontrados para o ponto onde está locado o piezômetro PE-S3-01, posicionado próximo ao pé do maciço do vertedouro a jusante, conforme mostrado na Figura 59.

Figura 59 – Localização do piezômetro PE-S3-01 na seção crítica do bloco 21

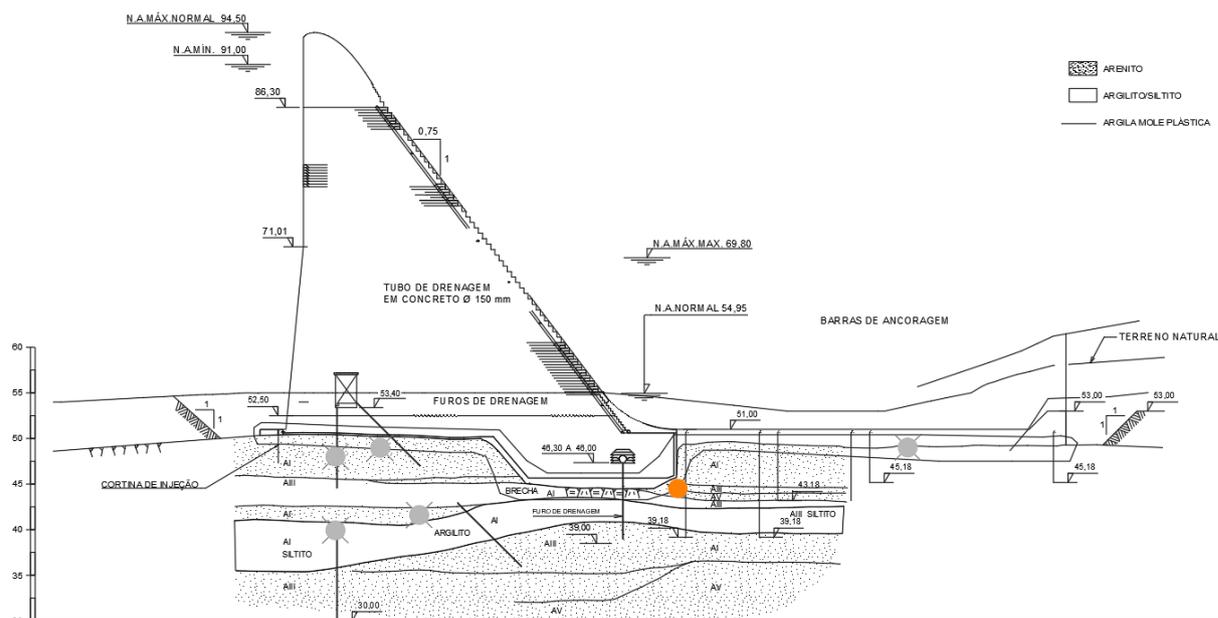


Tabela 19 – Valores de cota piezométrica (em m) do piezômetro PE-S3-01 encontrados nas simulações, conforme modelo proposto

Conf. geotécnica	Modelo Grupo 1				Modelo Grupo 2			
	k campo		k ensaio		k campo		k ensaio	
	Sem Δk	Com Δk						
Configuração <i>as built</i>	49,52	47,77	52,75	52,18	48,98	48,39	50,67	50,32
Sem dreno principal	52,35	49,56	53,04	52,54	51,11	51,36	50,77	50,46
Influência na poropressão	6%	4%	1%	1%	4%	6%	0%	0%
Cortina estendida	49,58	47,85	52,75	52,18	49	48,42	50,64	50,32
Influência na poropressão	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Cortina estendida e sem dreno principal	52,23	49,46	53,03	52,24	51,02	51,12	50,77	50,45
Influência na poropressão	5%	4%	1%	0%	4%	6%	0%	0%

Cota de instalação: 44,50 m

Média histórica dos valores de cota piezométrica: 46,5 m

Máximo histórico dos valores de cota piezométrica: 54,28 m

Percebe-se que neste ponto a influência da retirada do dreno vertical de montante já não é tão expressiva. Existe um aumento nos valores de poropressão com a remoção do dreno, porém bem menor do que quando comparado ao aumento registrado nos piezômetros de montante PZ-BV79p superior e PZ-BV79p inferior. As Figura 60 a) e b) mostram graficamente o comportamento das poropressões na configuração conforme *as built* e sem o dreno vertical de montante. Da mesma forma, a influência da utilização de uma cortina de injeção estendida nos

modelos em que não há o dreno vertical de montante é muito pequena, e é observada apenas nos modelos simulados com a condutividade hidráulica de campo. As Figura 69 a) e b) mostram a influência da cortina de injeção estendida, com e sem o dreno vertical de montante.

Figura 60 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PE-S3-01 para os modelos: a) simulados na configuração conforme *as built*; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante

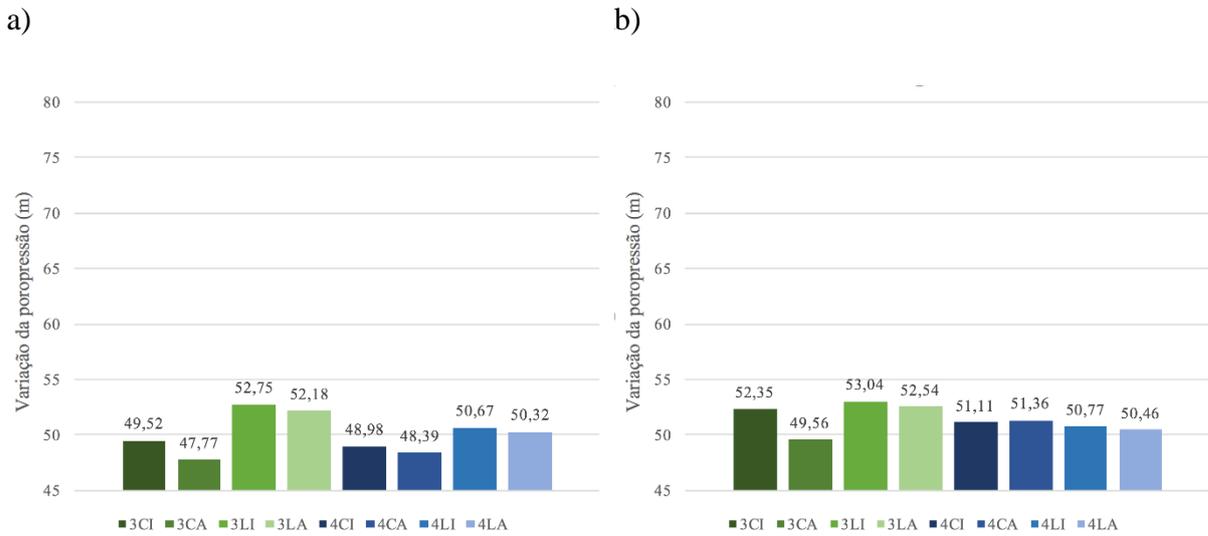
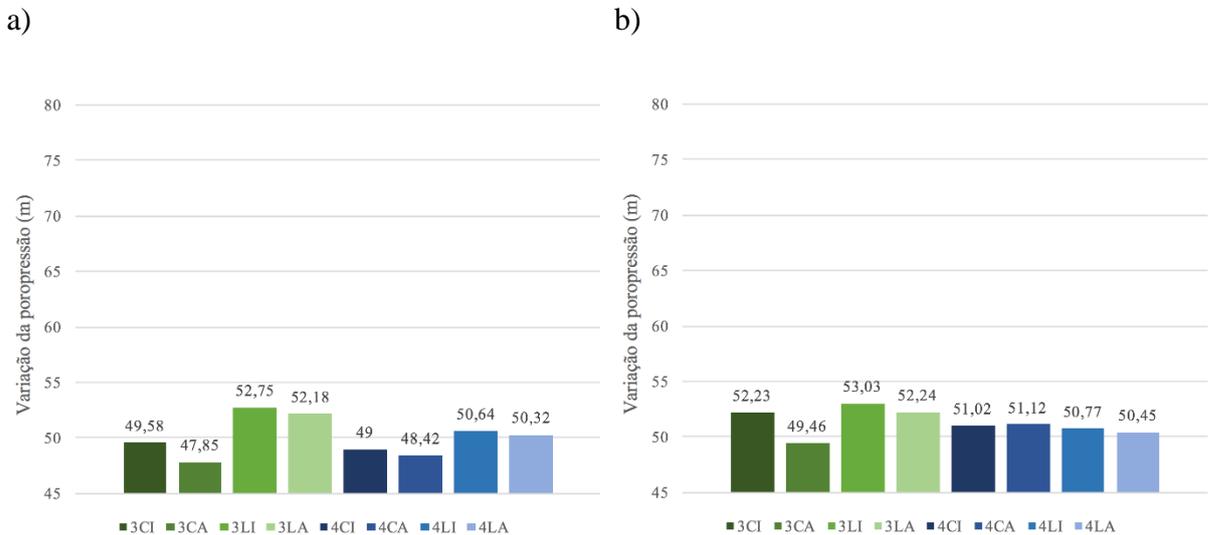


Figura 61 – Gráfico comparativo dos valores de poropressão (m.c.a.) do PE-S3-01 para os modelos: a) simulados na configuração com a cortina de injeção estendida; b) simulados na configuração sem a presença do dreno vertical de montante e com a cortina de injeção estendida



A simulação do fluxo também foi utilizada para reproduzir uma manobra hidráulica realizada em julho de 2016. Neste período, o sistema de drenagem do poço nº 2 foi desligado com o objetivo de construir uma ensecadeira a jusante da barragem para a realização de uma inspeção na bacia de dissipação. A vazão de água descarregada no poço nº 2 foi desviada para o poço nº

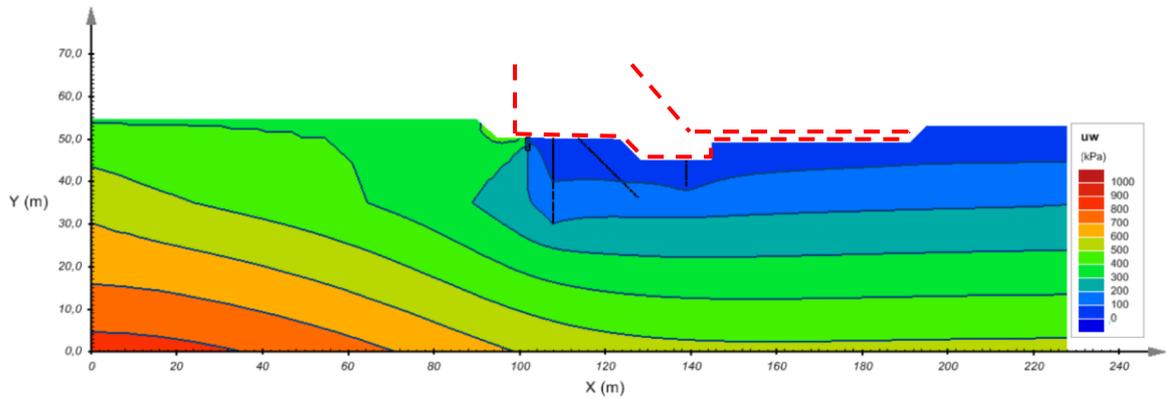
1, e após o desligamento das bombas do sistema foi observada uma elevação do nível d'água, Como consequência, foi constatado um aumento brusco nos valores de poropressão na região, com alguns piezômetros registrando suas máximas históricas. Um dos piezômetros que registrou o valor de poropressão máximo histórico na época do incidente foi o PE-S3-01, chegando à marca de 54,28 m. Uma especulação da causa é que a elevação do nível no poço nº 2 tenha “afogado” o furo de drenagem vertical de jusante, localizado em uma região que não possui acesso. Dessa forma, foi realizada mais uma bateria de simulações, onde foi retirado o dreno vertical de jusante, com modelos dos grupos 1 e 2 e valores de k de campo. Os modelos do grupo 1 apresentaram valores muito próximos à marca histórica do incidente, chegando a 53,68 m sem anisotropia e 52,84 m com a inclusão da anisotropia. Os modelos do grupo 2 apresentaram valores próximos também, porém inferiores: 52,08 m e 52,18 m com a inclusão da anisotropia.

Nos demais períodos de operação da usina, o piezômetro mostra uma leve tendência de aumento nos valores de poropressão, e uma sensibilidade maior à variação do nível d'água quando comparado aos demais piezômetros da seção do vertedouro analisada. É observada uma variação padrão em torno de 1 m.c.a., e nos picos, em torno de 2 m.c.a.

A seguir são apresentadas algumas figuras que mostram as interferências e distorções causadas nas redes de fluxo da fundação da UHE Dona Francisca, conforme os modelos propostos. A Figura 62 mostra a alteração do regime de poropressões e a Figura 63 a alteração das linhas equipotenciais dos modelos: a) conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*; e b) conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, com a inclusão da anisotropia do material de fundação.

Figura 62 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, com a inclusão da anisotropia do material

a)



b)

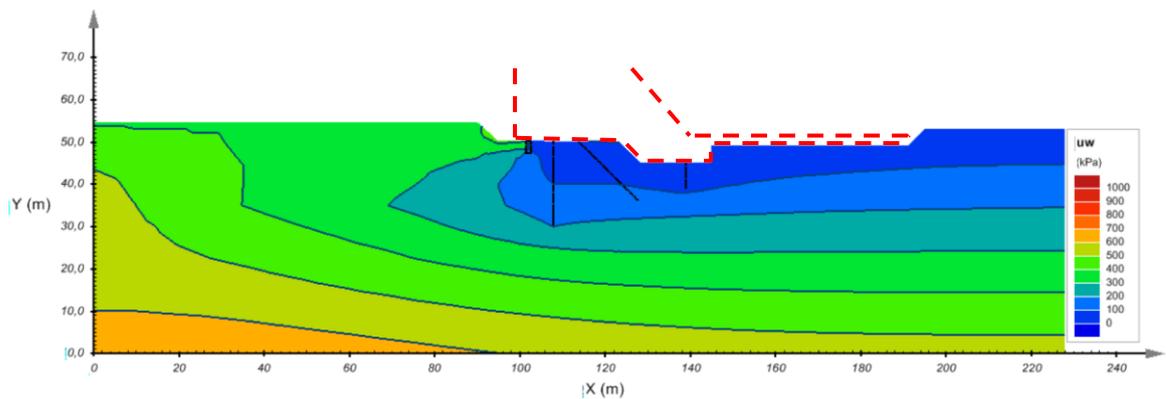
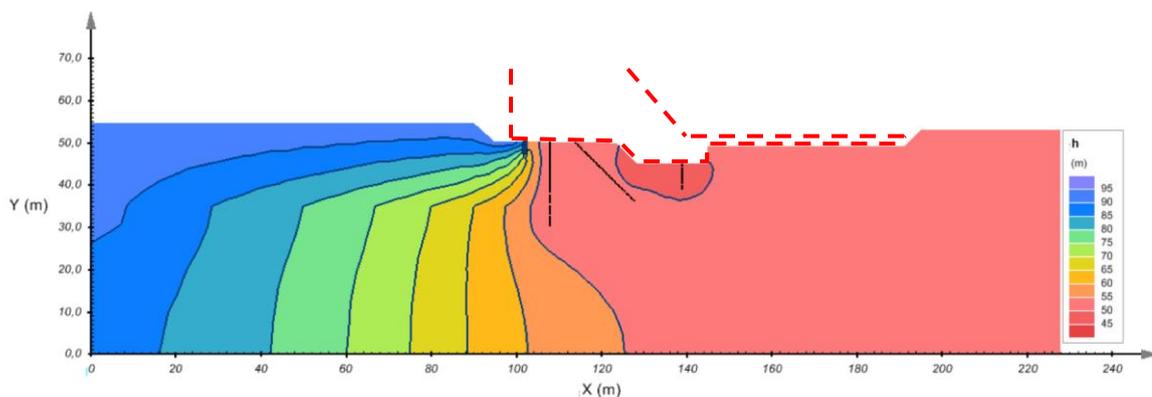
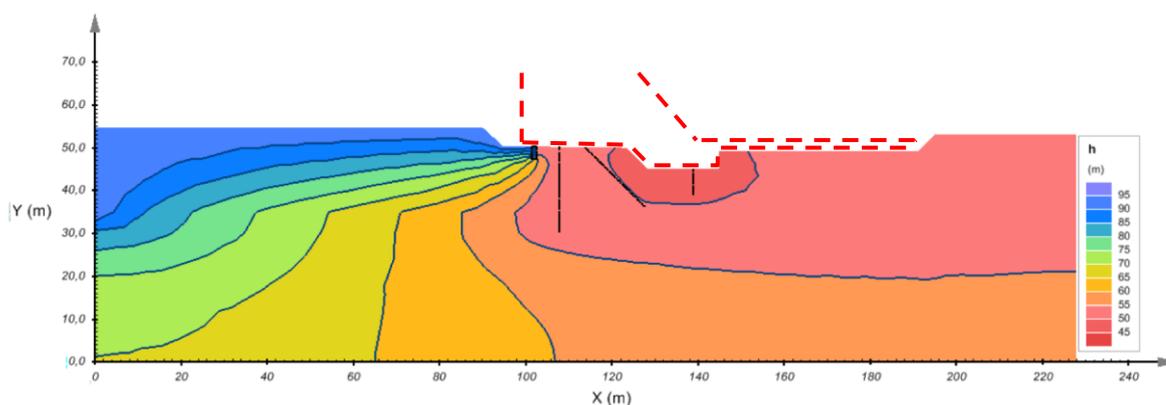


Figura 63 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*; b) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, com a inclusão da anisotropia do material

a)



b)



As figuras apresentadas ilustram o efeito da anisotropia que os materiais caracterizados como arenito possuem. Comparando-se as imagens a) e b) da Figura 62, é possível identificar a influência na poropressão da fundação, como consequência da perturbação que a anisotropia gera na rede de fluxo, mostradas na figura 63. As linhas de poropressão, assim como as equipotenciais, tendem a se alongar na direção de maior permeabilidade, que neste caso é horizontal.

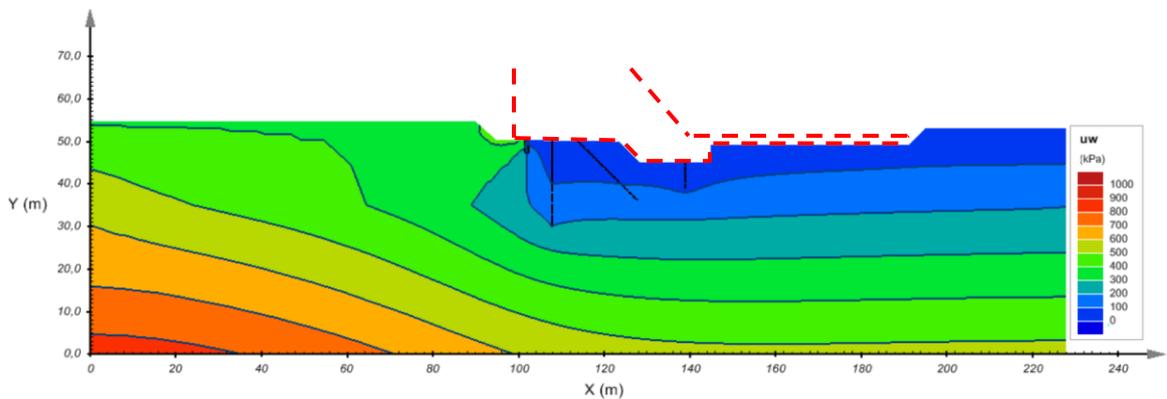
Tomando-se por referência os valores das simulações feitas com a supressão do dreno vertical principal, em que é possível visualizar com maior clareza a variação de poropressão em cada modelo, observa-se que a inclusão da anisotropia, em geral, acarreta na diminuição dos valores de poropressão registrados pelos piezômetros. Este efeito é observado principalmente naqueles instrumentos instalados em cotas próximas ao contato entre o maciço da barragem e a fundação,

e nos modelos simulados com os valores de condutividade hidráulica obtidos em campo. Já nos modelos simulados com a inclusão da camada de siltito, em que parte das camadas de arenito é substituída, o efeito da anisotropia dos arenitos é menor. Conforme já discutido, as lentes que contém material silteoso e argiloso são compostas por conglomerados destes materiais envoltos em uma matriz arenítica. Por estarem dispostos de forma aleatória, não é possível determinar um padrão de anisotropia, tendo sido consideradas nos modelos como uma camada isotrópica.

As Figuras 64 e 65 mostram alteração do regime de poropressões e a alteração das linhas equipotenciais dos modelos: a) conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; e b) conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório.

Figura 64 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório

a)



b)

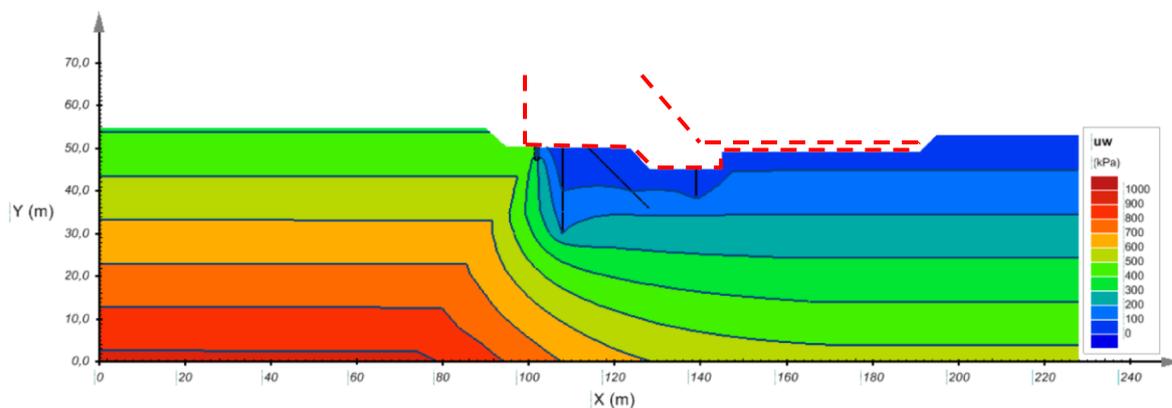
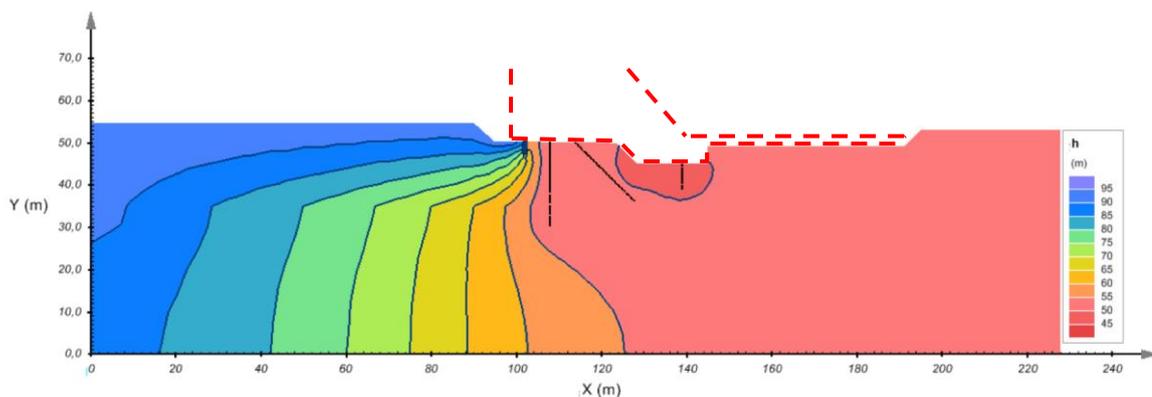
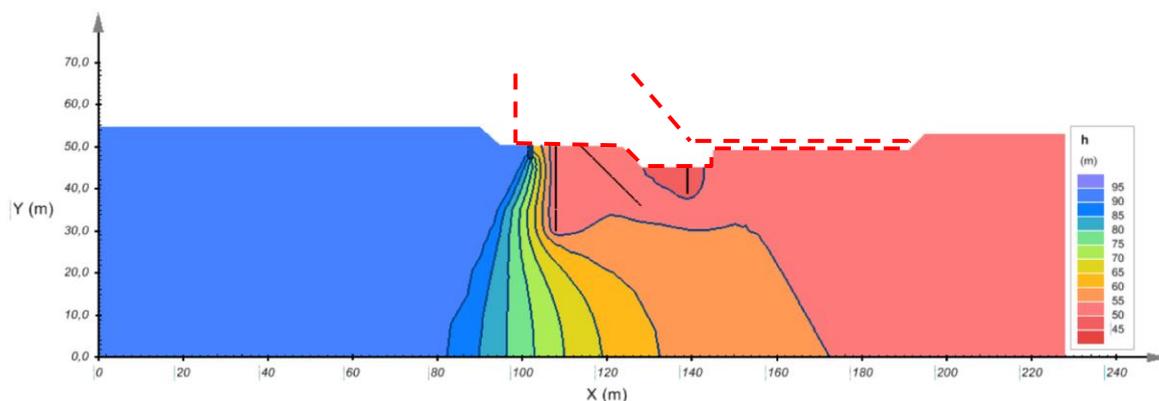


Figura 65 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; b) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório

a)



b)



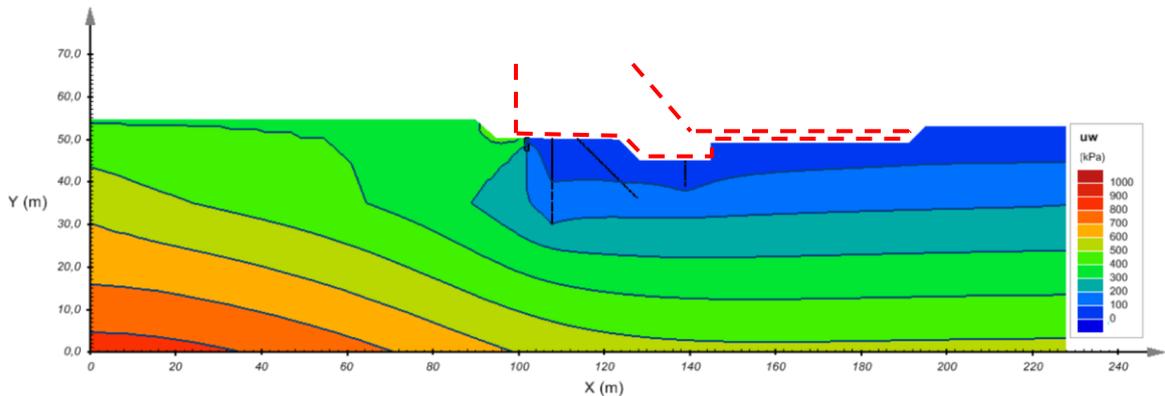
As figuras apresentadas mostram a diferença do comportamento das subpressões e nas redes de fluxo entre os modelos que consideram a seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, e os modelos que consideram a mesma configuração, porém com valores de condutividade hidráulica obtidos em laboratório. Conforme já discutido, nos modelos construídos com os valores de k obtidos em laboratório na área sobre o qual foi construído o vertedouro e mantidos os valores de k obtidos em campo nas áreas laterais adjacentes, a perda de carga fica concentrada na zona de menor permeabilidade.

Tomando-se novamente os valores de propressão obtidos para os piezômetros na configuração dos dispositivos de drenagem em que é feita a supressão do dreno principal vertical, todos os instrumentos (exceto o PE-S3-01) apresentaram valores maiores nos modelos em que foi

considerado o k de laboratório. Embora as linhas equipotenciais mostradas na Figura 65 se comportem de forma parecida no entorno dos dispositivos de drenagem, nos modelos com o k de laboratório o fluxo d'água começa a sofrer efetivamente perda de carga apenas quando passa a percolar na região de menor permeabilidade. Dessa forma, os valores de poropressão observados nestes modelos passam a ser maiores, visto que até chegar na zona abaixo do vertedouro, o fluxo hidráulico mantém a sua energia total de montante. Na sequência, a Figura 66 mostra a alteração do regime de poropressões e a Figura 67 a alteração das linhas equipotenciais dos modelos: a) conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; e b) conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito.

Figura 66 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito

a)



b)

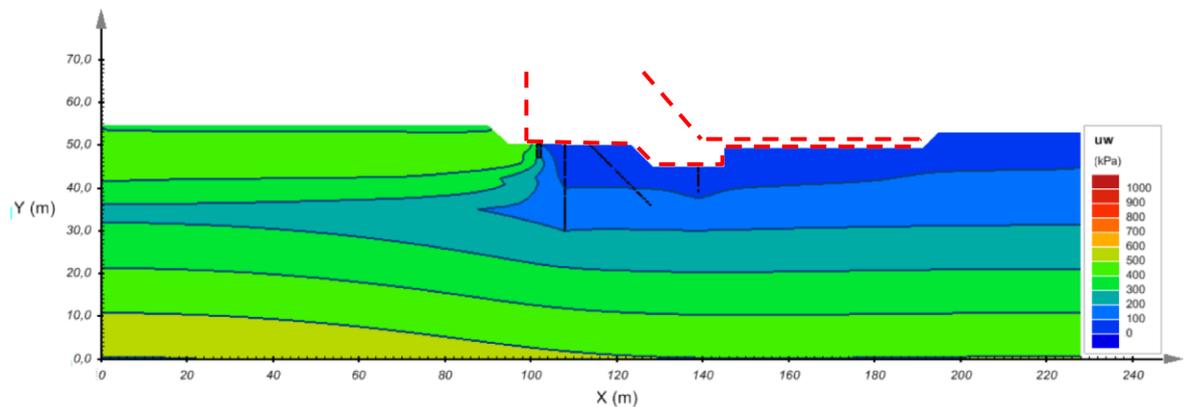
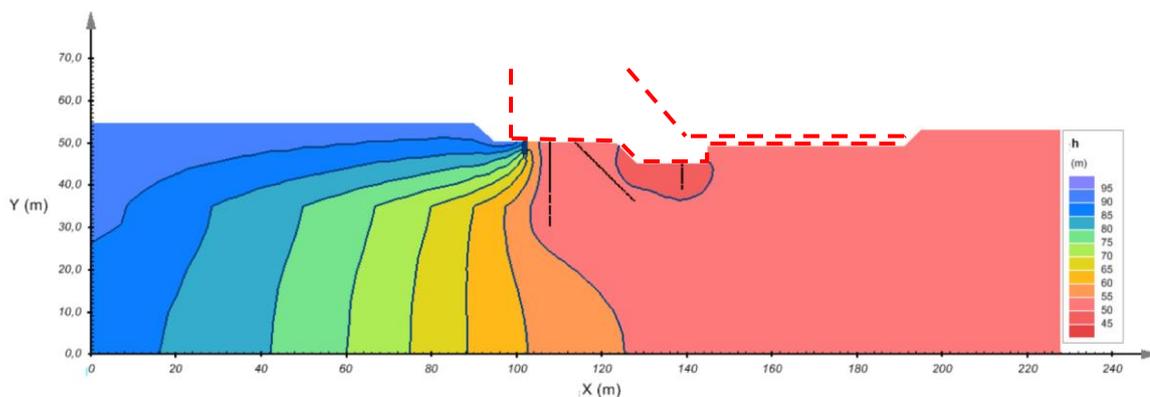
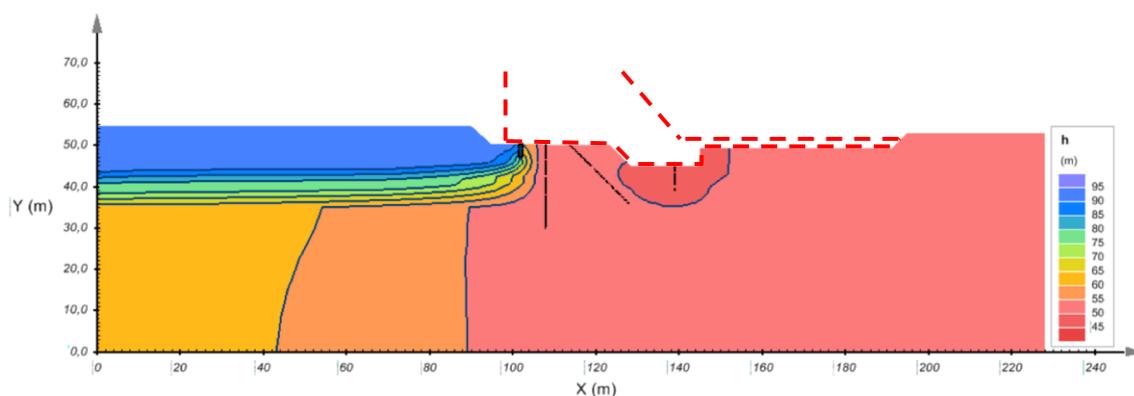


Figura 67 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; b) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito

a)



b)



As figuras apresentadas mostram a diferença do comportamento das poropressões e nas redes de fluxo entre os modelos que consideram a seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, e os modelos que consideram a mesma configuração, porém com a inclusão da camada de siltito. A inclusão de uma camada menos permeável altera o regime de fluxo hidráulico que percola pela fundação, visto que o fluxo tende a se manter nas camadas mais permeáveis.

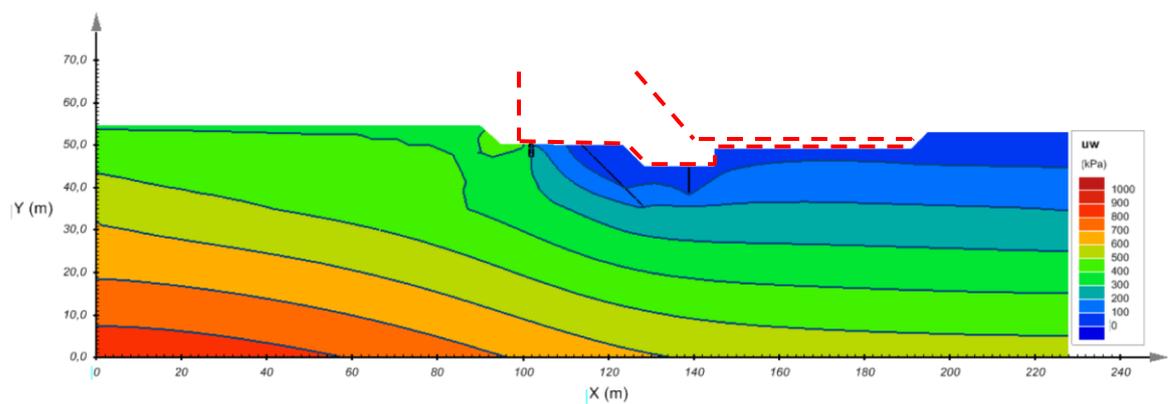
Em comparação aos modelos que consideram apenas camadas de arenito e o coeficiente de condutividade hidráulica de campo, a inclusão da camada de siltito reflete em uma pequena diminuição dos valores de poropressão. Essa diminuição é mais perceptível no PZ-BV79P

inferior, que está locando em uma das lentes de siltito. O fluxo de água tende a se manter nas camadas superiores de arenito, que têm um coeficiente de condutividade hidráulica maior, o que acaba suavizando os valores de poropressão neste ponto. A Figura 67 ainda mostra que a maior parcela de perda de energia está concentrada na camada de siltito, justamente por possuir um k menor. Quanto menor a permeabilidade do material, maior é a energia necessária para que a água percole pelos poros.

Por fim, as Figuras 68 e 69 mostram os efeitos da variação dos dispositivos de controle de fluxo e poropressões nas redes de fluxo do modelo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003).

Figura 68 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante, mas com cortina de injeção estendida

a)



b)

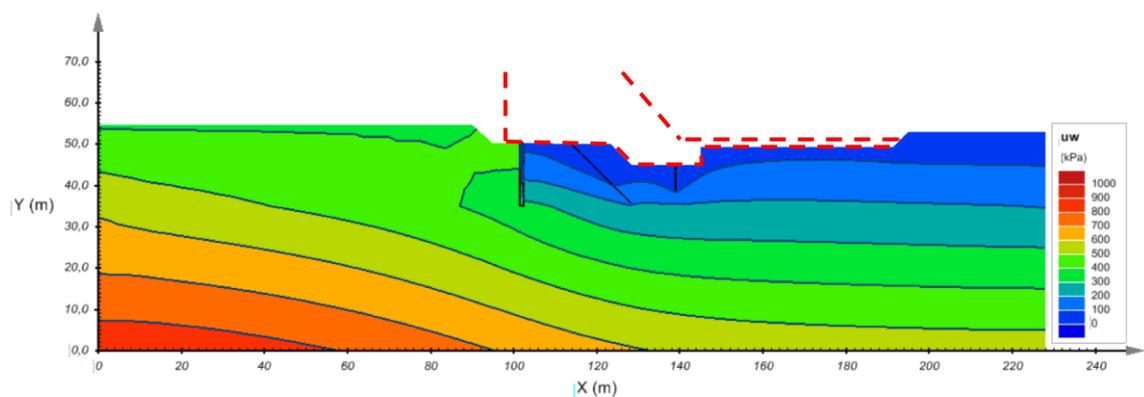
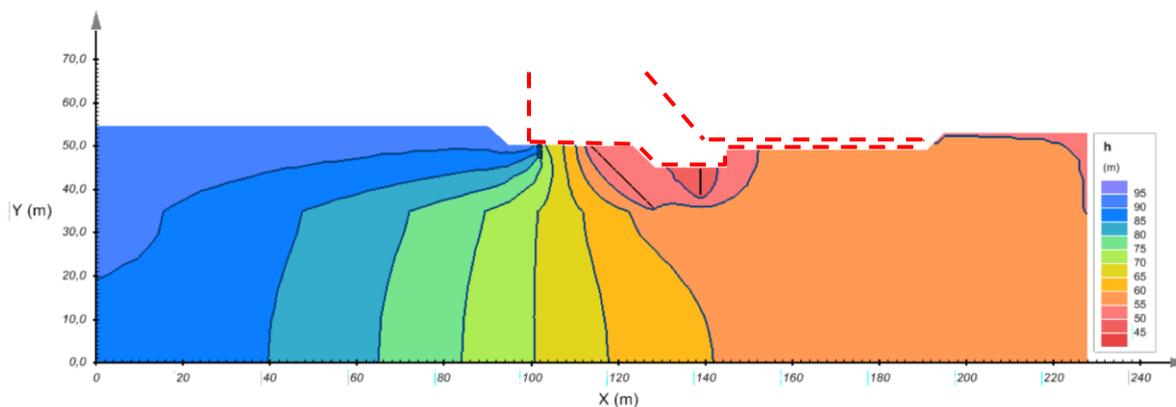
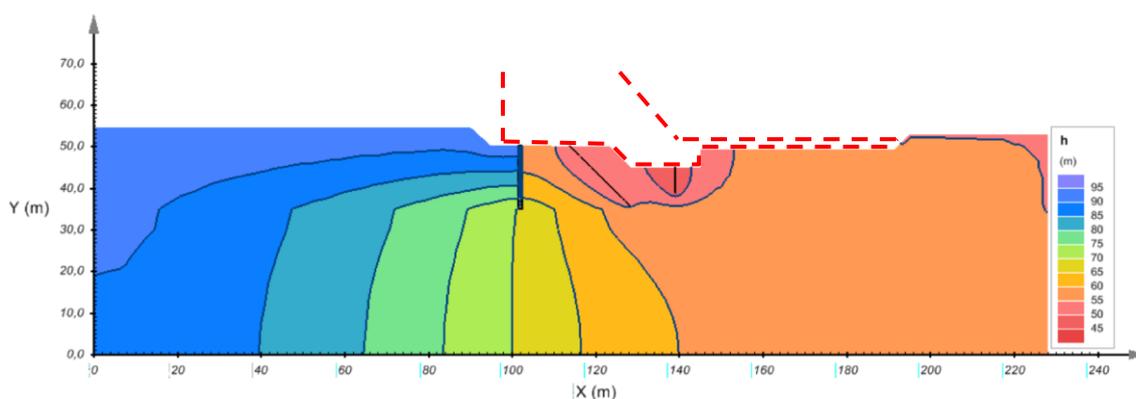


Figura 69 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante; b) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante, mas com cortina de injeção estendida

a)



b)



Através das Figuras 68 e 69 é possível observar o efeito da supressão do dreno vertical principal na distribuição das poropressões e linhas equipotenciais, e como a execução de uma cortina de injeção com maior comprimento pode auxiliar no controle do fluxo e na diminuição das subpressões no contato entre o maciço da barragem e a fundação.

A retirada do dreno vertical de montante causa um acréscimo nos valores de poropressão registrados pelos piezômetros nas simulações, principalmente nos piezômetros PZ-BV79P, instalados mais próximos à linha de drenagem principal. Para os modelos simulados com a seção geotécnica composta apenas com camadas de arenito e sem anisotropia, nestes instrumentos o aumento observado é em torno de 30%. Conforme a locação dos piezômetros

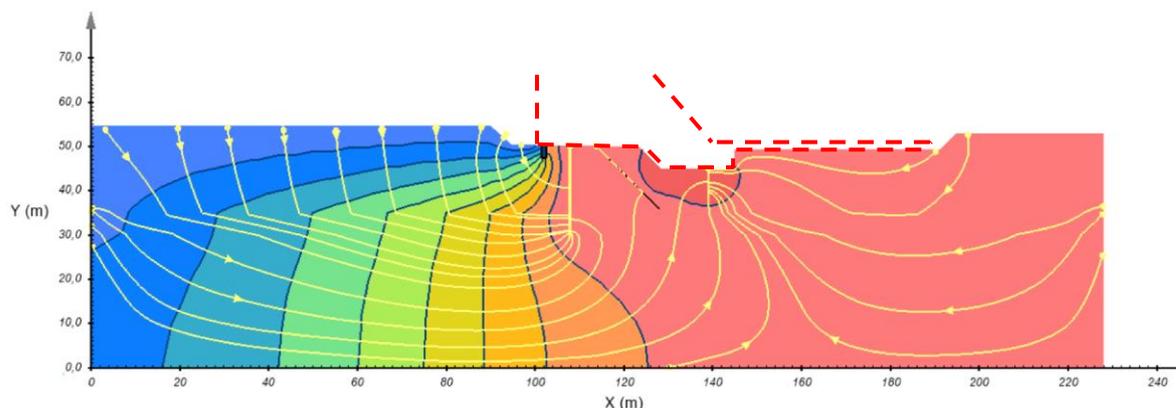
se afasta para jusante, o efeito da supressão desta linha de drenagem é menor: nos piezômetros PZ-S3-02 e PZ-S3-01, o aumento gira em torno de 5 a 10%, enquanto para o PE-S3-01, o incremento nos valores de poropressão não passa de 6%. O efeito também é amenizado pela presença do dreno de montante inclinado a 45° e do dreno vertical de jusante, que na ausência do dreno principal passam a exercer maior influência no fluxo d'água que percola pela fundação.

Já a execução de uma cortina estendida no cenário em que o dreno principal é retirado mostra que o dispositivo pode auxiliar na diminuição das poropressões, mas não possui a mesma eficiência das linhas de drenagem. Nos piezômetros de montante localizados próximos ao contato entre o maciço da barragem e a fundação, a influência da cortina estendida é mais perceptível: ainda existe um acréscimo nos valores de poropressão, porém esse acréscimo diminui de 30% para 13% no PZ-BV79P superior, e de 9% para 5% no PZ-S3-02, simulados com a seção geotécnica que contempla apenas as camadas de arenito e não considera a anisotropia do material. Para os modelos que consideram a camada de siltito, o acréscimo das poropressões com a retirada do dreno vertical de montante é menor, e conseqüentemente a influência da cortina estendida é menos perceptível.

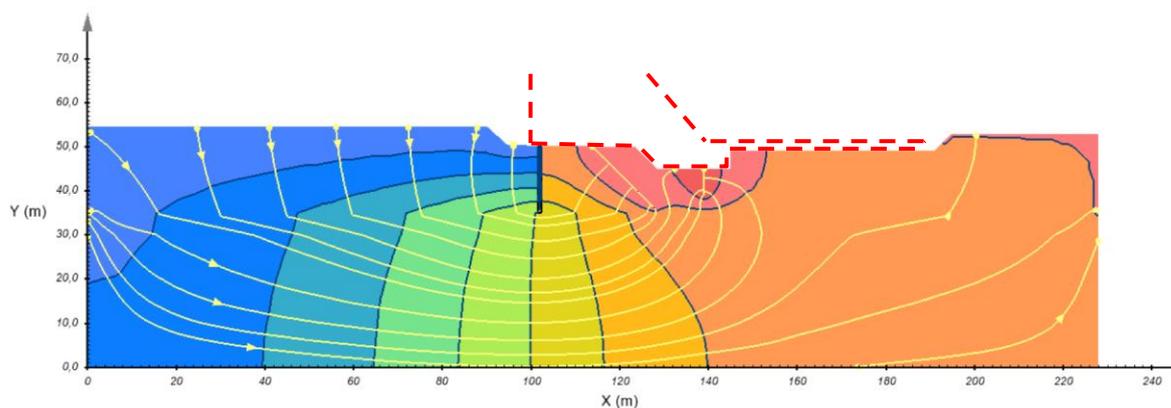
Os resultados encontrados reforçam que, embora a cortina de injeção possa influenciar no direcionamento do fluxo e controle das poropressões, esta solução com o dispositivo estendido é pouco utilizada na prática. Recomenda-se que as cortinas de injeção sejam utilizadas como um complemento aos dispositivos de drenagem, os quais são os principais responsáveis pelo alívio das subpressões na fundação da barragem. Isso fica claro nas imagens da Figura 70, onde é possível ver o comportamento das linhas de fluxo na fundação da barragem. Na imagem (a), que reproduz as redes de fluxo no modelo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, é possível observar que a maior concentração das linhas de fluxo se direciona para o dreno vertical de montante, responsável pela maior parcela de alívio das poropressões. Já na imagem (b), a qual traz a mesma configuração geotécnica das fundações, porém não possui o dreno vertical de montante e apresenta a cortina de injeção estendida, observa-se que parte do fluxo é desviada pela presença da cortina, e que as linhas de fluxo se direcionam para os drenos de montante inclinado e de jusante vertical. A imagem ilustra o fato de que o efeito da cortina de injeção estendida é mais perceptível nos instrumentos posicionados a montante e próximo ao contato da base do maciço e fundação.

Figura 70 – a) rede de fluxo do modelo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*; b) rede de fluxo do modelo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem a presença do dreno vertical de montante, mas com cortina de injeção estendida

a)



b)



5.2.1 Discussão dos valores de poropressão dos demais instrumentos da usina

A seguir é discutida de forma breve a variação pontual dos valores de poropressão observada nas medições dos piezômetros instalados na usina. O objetivo desse tópico não é discutir o comportamento dos instrumentos de monitoramento ao longo dos anos, mas sim analisar a variação pontual dos valores de poropressão e sua sensibilidade conforme as oscilações observadas no nível do reservatório.

5.2.1.1 Seção de instrumentação S1

A seção S1, correspondente ao bloco 06, é composta por dois piezômetros de corda vibrante: PZ-S1-02 e PZ-S1-01, instalados próximos à linha de drenagem inclinada. Ambos os

piezômetros mostram variações nas medidas de poropressão conforme a oscilação do nível do reservatório, apresentando variações suaves em torno de 0,2 m.c.a., e picos bem definidos que variam entre 2 a 3 m.c.a.

5.2.1.2 Seção de instrumentação S2

A seção S2, correspondente ao bloco 17, é composta por três piezômetros de corda vibrante: PZ-S2-01 (posicionado a montante da seção), PE-S2-01 (posicionado a jusante da seção, próximo ao pé do bloco) e PE-S2-02 (posicionado na bacia de dissipação); e dois piezômetros de tubo aberto: PZ-BV48AP superior e PZ-BV48AP inferior, ambos posicionados junto à linha de drenagem vertical de montante. O piezômetro PZ-S2-01 apresenta pouca variação ao longo dos anos, com exceção do primeiro ano de funcionamento e do período correspondente ao incidente com o desligamento do poço de drenagem, em que apresentou uma variação de 2,5 m.c.a. No restante do tempo, mostra uma oscilação de aproximadamente 0,2 m.c.a., com picos bem definidos de aproximadamente 0,5 m.c.a. Os piezômetros de tubo aberto PZ-BV48AP também apresentam uma variação pequena ao longo do tempo. Da sua instalação até a metade de 2010, as leituras mostram uma tendência de crescimento, com pequenos picos definidos de 0,3 a 0,5 m.c.a., conforme a variação do nível do reservatório. Após 2010, ambos apresentam uma inversão na sua tendência, diminuindo os valores de poropressão e oscilando sempre em torno de 0,1 e 0,2 m.c.a. Diferentemente dos piezômetros que estão localizados próximos à linha de drenagem, os instrumentos instalados mais a jusante da barragem apresentam oscilações maiores nos valores de poropressão. O PE-S2-01 apresenta picos de poropressão bem definidos, que variam de 2 a 4 m.c.a. ao longo do histórico de medições, chegando a variações superiores a 6 m.c.a. no período de desligamento do poço de drenagem. Por sua vez, o PE-S2-02 mostra uma tendência de crescimento nos valores de poropressão até meados de 2010, apresentando ao longo do tempo picos com variação próxima a 1 m.c.a., e chegando a variações em torno de 10 m.c.a. no período de desligamento do poço de drenagem.

5.2.1.3 Seção de instrumentação S4

A seção S4, correspondente ao bloco 28, é composta por dois piezômetros de corda vibrante: PZ-S4-02 e PZ-S4-01, ambos localizados próximos à linha de drenos inclinada. As medidas do PZ-S4-02 apresentaram alguns picos maiores no início das medições, mas mostram tendência de estabilização a partir de 2004. Após 2010, os valores de poropressão flutuam próximos da cota 54,8 m, registrando picos com variações em torno de 0,4 e 0,8 m.c.a. Já o PZ-S4-01

apresenta leve tendência de crescimento nas medidas de poropressão ao longo dos anos, porém com variações menores, em torno de 0,2 m.c.a.

5.2.1.4 Seção de instrumentação S5

A seção S5, correspondente ao bloco 30, possui três piezômetros de corda vibrante: PZ-S5-01, PZ-S5-02 e PZ-S5-03. O PZ-S5-01, posicionado a montante das linhas de drenagem, é o que apresenta uma variação maior nas medidas de poropressão ao longo dos anos, registrando picos bem definidos com variações em torno de 1 m.c.a., conforme a oscilação observada no nível do reservatório. Os outros dois piezômetros, inclinados na direção de jusante, mostram comportamento similar, com variações nas medidas de poropressão um pouco menores, em que os picos variam em torno de 0,2 e 0,5 m.c.a.

5.2.1.5 Seção de instrumentação S6

A seção S6, correspondente ao bloco 25, possui três piezômetros de corda vibrante: PZ-S6-01, PZ-S6-02 e PZ-S6-03; e dois piezômetros de tubo aberto: PZ-BV105AP superior e PZ-BV105AP inferior. O piezômetro PZ-S6-01, instalado em um ponto mais distante das linhas de dreno quando comparado aos demais instrumentos, apresenta variações de 2 a 4 m.c.a. nos picos, que se mostram condizentes à variação do nível do reservatório. Os outros dois piezômetros de corda vibrante PZ-S6-02 e PZ-S6-03, instalados próximos à linha de drenagem inclinada, mostram uma variação menor nos valores de poropressão dos picos, em torno de 0,2 m.c.a. No incidente com o desligamento do poço de drenagem, apresentaram uma sensibilidade nas medições, com variações de pico maiores, em torno de 0,6 m.c.a. Da mesma forma, os piezômetros de tubo aberto PZ-BV105AP, os quais são uma adaptação do furo de drenagem vertical, apresentam pouca variação nos valores de poropressão, em torno de 0,1 e 0,3 m.c.a. na ocorrência dos picos.

5.2.1.6 Seção de instrumentação S7

Por fim, a seção S7, correspondente aos blocos 29 e 30, possui dois piezômetros de tubo aberto: PZ-S7-01 e PZ-S7-02, os quais são uma adaptação do furo de drenagem vertical. Ambos os piezômetros registram uma variação muito pequena nos valores de poropressão, variando em torno de 0,2 e 0,4 m.c.a.

Independente do comportamento geral dos piezômetros ao longo dos anos de operação da usina, é possível observar que os instrumentos que apresentam variações de pico maiores nos valores de poropressão são aqueles posicionados em locais mais afastados dos sistemas de drenagem.

Esta constatação corrobora os valores observados nas simulações feitas para os modelos construídos conforme as plantas *as built*. Nestes modelos, os valores de poropressão observados nos pontos correspondentes aos piezômetros que foram instalados próximos às linhas de drenagem não apresentam mudanças significativas quando são variados os parâmetros geotécnicos. Embora a poropressão esteja relacionada principalmente à diferença de nível entre os reservatórios de montante e jusante, a inclusão da anisotropia dos materiais e a consideração de uma permeabilidade menor apenas na área situada abaixo da região do vertedouro (devido ao confinamento do material submetido ao peso da estrutura), causam uma perturbação nas redes de fluxo, onde a distribuição da perda de carga ao longo da fundação é também alterada. Essa alteração deveria refletir nos valores de poropressão, a qual só é percebida nestes instrumentos quando o dispositivo de drenagem principal é suprimido das simulações.

5.2.2 Análise das vazões

Além dos valores de poropressão nos pontos onde estão locados os piezômetros na usina, foram definidas seções para a análise das alterações no regime de vazões conforme as mudanças propostas para cada modelo.

Os gráficos das figuras abaixo mostram a variação da vazão unitária (vazão que passa em cada canal de fluxo) na fundação da barragem, em uma seção definida próxima ao dreno vertical de montante. Os resultados foram agrupados conforme as variações dos dispositivos de controle de fluxo e drenagem nos modelos, e as vazões são apresentadas de forma relativa, onde a menor vazão unitária registrada no conjunto de modelos equivale a 1, e as demais são representadas em função do seu aumento proporcional. A Figura 71 mostra a variação nos modelos construídos conforme *as built*; a Figura 72 nos modelos construídos sem o dreno vertical de montante; a Figura 73 nos modelos construídos com a cortina de injeção estendida; e a Figura 74 nos modelos construídos sem o dreno principal de montante e com a cortina de injeção estendida.

Figura 71 – Variação da vazão nos modelos construídos conforme configuração *as built*. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = $6,77E-07$ m³/s; modelos do grupo 2 = $1,96E-06$ m³/s

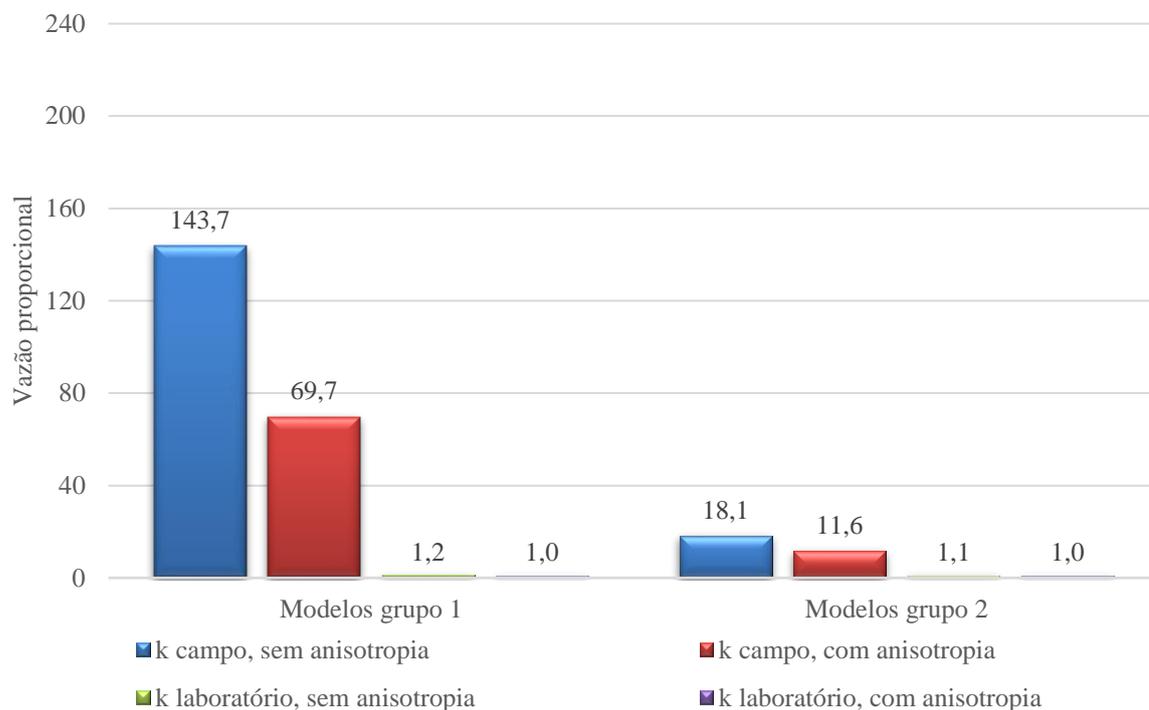


Figura 72 – Variação da vazão nos modelos construídos sem o dreno principal. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = $4,36E-07$ m³/s; modelos do grupo 2 = $1,03E-06$ m³/s

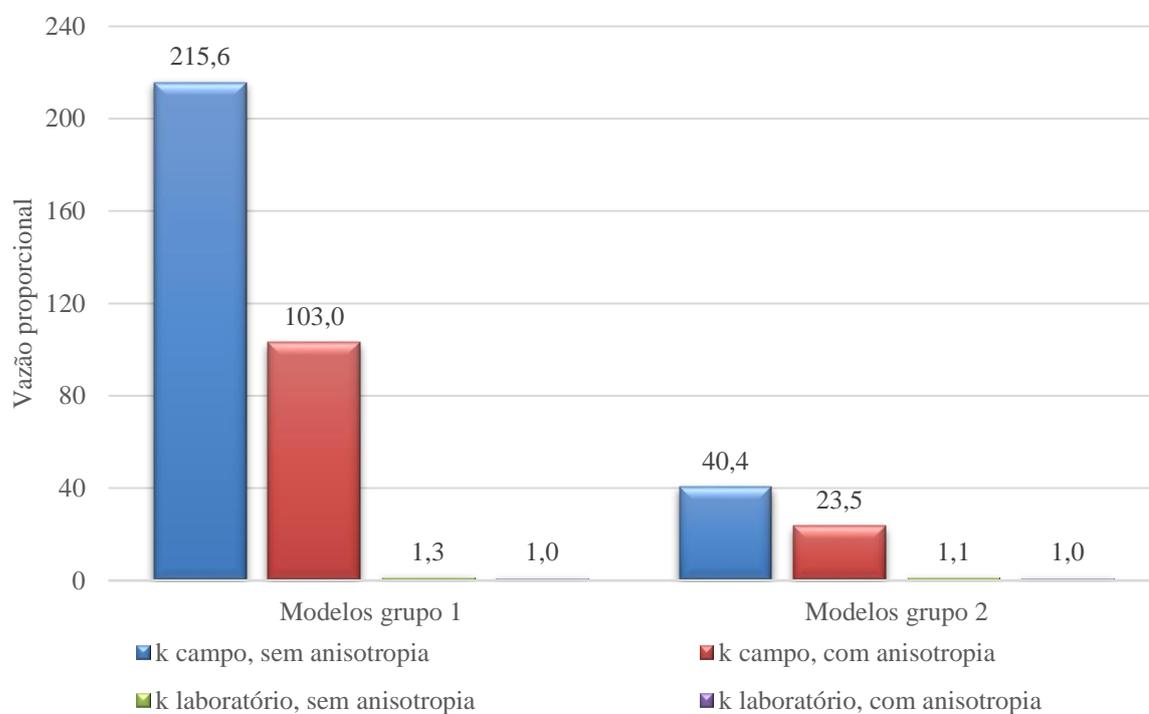


Figura 73 – Variação da vazão nos modelos construídos com a cortina de injeção estendida. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = $4,84E-07$ m³/s; modelos do grupo 2 = $6,70E-07$ m³/s

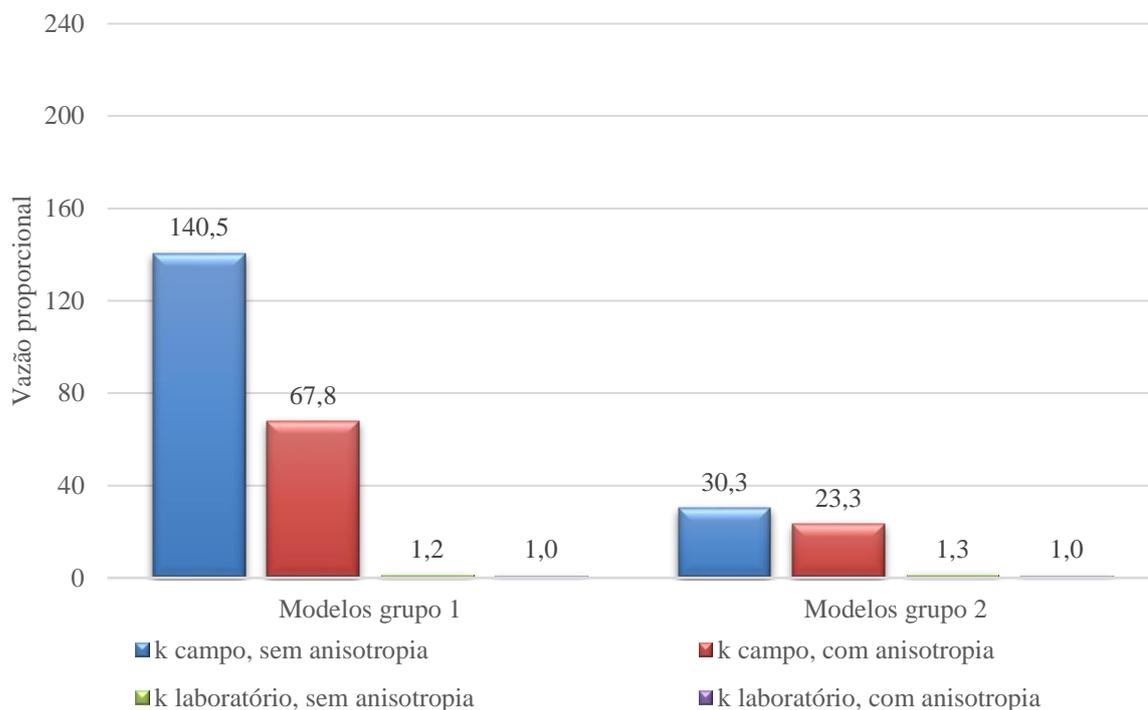
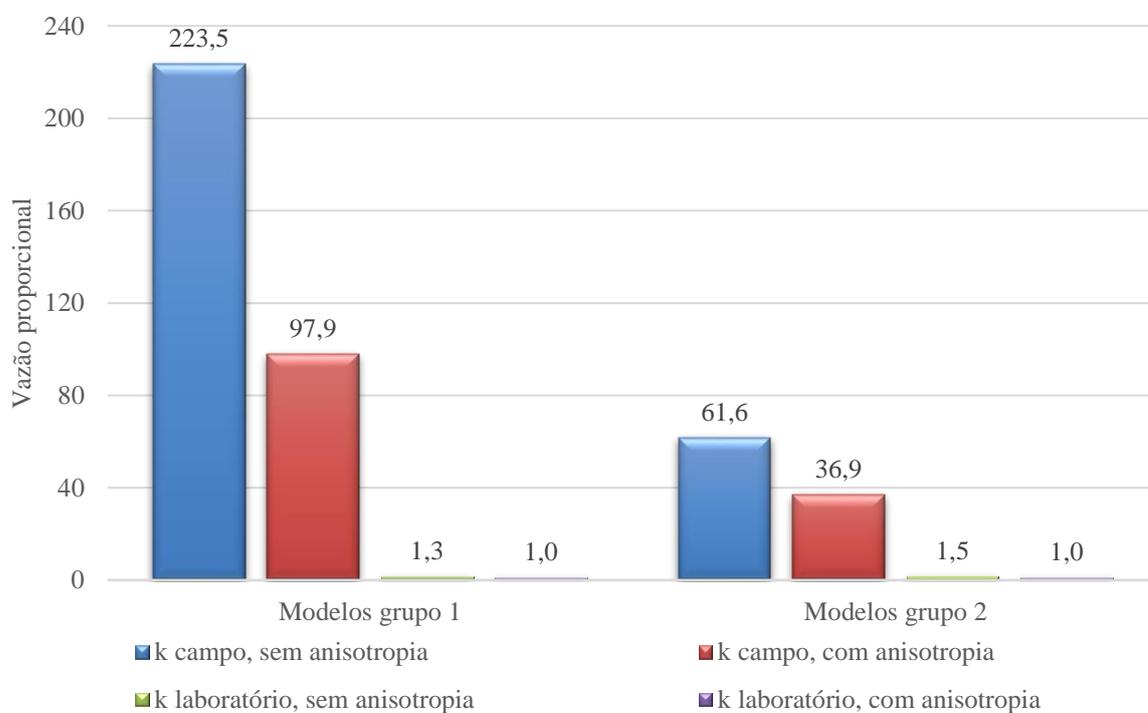


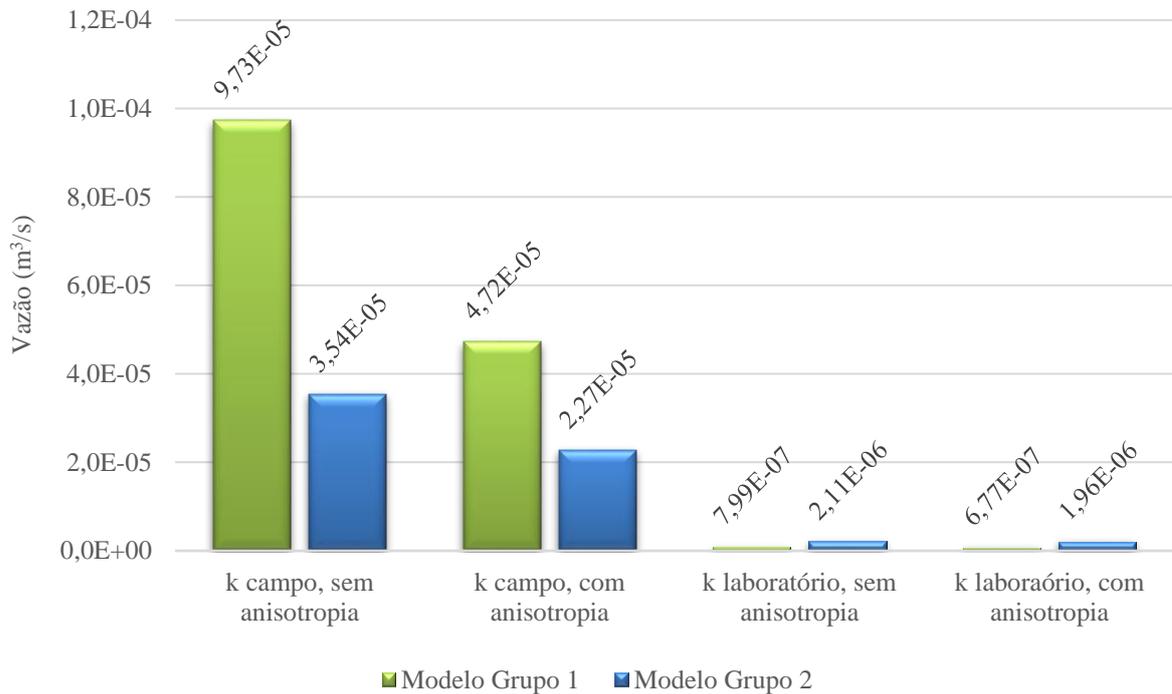
Figura 74 – Variação da vazão nos modelos construídos sem o dreno principal e com a cortina de injeção estendida. Vazão unitária de referência dos modelos do grupo 1 = $3,75E-07$ m³/s; modelos do grupo 2 = $5,15E-07$ m³/s



A partir dos gráficos é possível observar tanto o efeito da inclusão da camada de siltito, a qual é menos permeável quando comparada às demais camadas de arenito, quanto da anisotropia e dos coeficientes de condutividade hidráulica encontrados em campo e laboratório nas vazões que percolam pela fundação da usina. Para todas as configurações dos dispositivos de controle de fluxo e drenagem, as vazões são significativamente maiores nos modelos em que os coeficientes de condutividade hidráulica também são maiores. Tanto para os modelos do grupo 1, construídos apenas com estratificações de arenito, quanto para os modelos do grupo 2, onde há a inclusão de uma camada intermediária de siltito, as vazões são maiores para os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos nos ensaios de campo. Ainda, é apenas nestes modelos que se observa a influência da anisotropia nos valores de vazão, em que a consideração de uma permeabilidade menor no sentido paralelo ao fluxo leva a vazões menores. Nos modelos em que foram considerados os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em laboratório apenas na região abaixo do vertedouro, e mantido os coeficientes de campo nas áreas adjacentes, a diferença brusca de permeabilidade entre estas áreas é muito maior do que a diferença de permeabilidade resultante da anisotropia natural das estratificações da fundação.

Embora ambos os modelos do grupo 1 e 2 mostrem claramente a diferença da influência dos coeficientes de condutividade hidráulica encontrados em campo e em laboratório, a inclusão da camada de siltito nos modelos do grupo 2 mostra que a presença de uma camada menos permeável atenua este efeito. Nos modelos do grupo 2, mesmo utilizando-se os valores de k de campo, são esperadas vazões menores graças à inclusão de uma camada intermediária menos permeável.

Na execução da limpeza e desobstrução dos drenos de alívio da fundação em março de 2019, foram feitas medidas das vazões dreno a dreno, antes e depois dos procedimentos. A média da contribuição dos drenos que estão localizados no bloco 21 resultou em uma vazão unitária de $4,04E-05$ m³/s antes da limpeza, e $2,6E-05$ m³/s após a finalização dos procedimentos de manutenção. O gráfico da Figura 75 mostra um comparativo dos resultados de vazão representativa da seção simulada construída conforme *as built*.

Figura 75 – Comparativo das vazões dos modelos construídos conforme *as built* (em m³/s)

No comparativo com as vazões observadas em campo, o modelo que mais se aproxima do modelo real é a simulação que considera os valores de condutividade hidráulica obtidos em campo, e que considera a anisotropia dos materiais (4,72E-05 e 2,27E-05 m³/s). Os modelos que consideram o k de laboratório apresentaram vazões expressivamente menores, de acordo com o esperado. Uma das explicações para essa dispersão dos modelos que consideram os valores de condutividade hidráulica obtidos em laboratório em relação aos valores de campo é o fato de que os corpos de prova ensaiados são homogêneos, e representam apenas a permeabilidade primária do material que compõe a rocha. Embora os corpos de prova tenham sido moldados em amostras indeformadas de campo, não foi possível obter amostras que representem também as fissuras e brechas existentes na rocha sedimentar de arenito que compõe o leito de assentamento da barragem. Conforme já citado, a permeabilidade nos maciços rochosos é comandada pela permeabilidade relativa às fissuras e descontinuidades, onde o fluxo percola principalmente através de descontinuidades. Nos ensaios de laboratório, o aumento da tensão confinante comprime a microestrutura do arenito, rearranjando as partículas e diminuindo o tamanho dos poros, e conseqüentemente reduzindo a condutividade hidráulica da amostra.

5.2.3 Considerações sobre os modelos simulados

A UHE Dona Francisca possui 5 piezômetros ativos instalados na seção crítica do bloco 21, escolhida para as análises do fluxo hidráulico da fundação. Destes, quatro estão locados próximos às linhas de drenagem de montante, dificultando a análise das poropressões na fundação. A análise dos piezômetros das demais seções do vertedouro também mostra que os instrumentos que estão localizados próximos às linhas de drenagem de montante apresentam uma variação muito pequena nos valores de poropressão, independente de oscilações mais significativas dos níveis dos reservatórios de montante e jusante. Em contrapartida, os piezômetros locados a jusante do vertedouro apresentam maior sensibilidade aos níveis dos reservatórios. Desta forma, o efeito das mudanças nos parâmetros geotécnicos é percebido apenas no piezômetro instalado a jusante, PE-S3-01, ou nos modelos em que foi retirado o dreno vertical de montante.

Tomando-se então por referência o PE-S3-01, que tem como média histórica de cota piezométrica o valor de 46,5 m, o modelo que mais se aproxima deste valor é o que considera a seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003), com a inclusão da anisotropia e valores de condutividade hidráulica obtidos em campo. Para este modelo, a simulação mostra um valor de cota piezométrica correspondente a 47,77 m. Retomando a análise feita sem o dreno vertical de jusante, com o objetivo de fazer uma retroanálise do incidente com as bombas do poço número 2, o modelo que mais se aproxima dos valores observados em campo também considera apenas as camadas de arenito. Por outro lado, as vazões obtidas nas simulações que mais se aproximam dos valores observados na barragem são aquelas correspondentes aos modelos reproduzidos com a inclusão da camada de siltito, valores de k obtidos em campo e anisotropia dos arenitos. Embora as vazões mais próximas sejam as que consideram uma lente de camada menos permeável, a vazão do modelo que considera apenas as camadas de arenito, k de campo e anisotropia do material, também fica muito próxima dos dados reais. Com base nos dados de piezometria e de vazões, pode-se inferir que o modelo que melhor representa as condições atuais de campo é o modelo simplificado proposto por Sobrinho et al. (2003) com os valores de k de campo, porém com a inclusão da anisotropia do material.

No que diz respeito às simulações feitas na época de projeto, o comparativo entre os valores encontrados nas simulações apresentadas por Sobrinho et al. (2003) mostra que as simulações de projeto e as propostas por esta pesquisa têm a mesma ordem de grandeza de poropressões. A Tabela 20 mostra um comparativo entre os valores encontrados por Sobrinho et al. (2003)

(interpolação visual da imagem publicada no estudo), os valores encontrados nas simulações feitas nesta pesquisa para o modelo que melhor se ajustou à resposta operacional da barragem e as médias históricas de cada piezômetro.

Tabela 20 – Comparativo entre as cotas piezométricas observadas nas simulações propostas por Sobrinho et al. (2003), as observadas no modelo desta pesquisa que melhor representou os valores observados em campo e as médias históricas observadas ao longo da operação da barragem

Piezômetro	Cota piezométrica observada nas simulações apresentadas por Sobrinho et al. (2003)	Cota piezométrica observada nas simulações conforme seção <i>as built</i> do grupo 1, com anisotropia	Média histórica
PZ-BV79p superior	53,00 m	50,35 m	54,10 m
PZ-BV79p inferior	52,92 m	50,32 m	54,20 m
PZ-S3-02	51,50 m	50,14 m	52,30 m
PZ-S3-01	51,60 m	50,19 m	44,50 m
PE-S3-01	47,50 m	47,77 m	46,50 m

Os valores encontrados por Sobrinho et al., comparados às médias históricas, mostram que as simulações de projeto se aproximam do comportamento observado ao longo da operação. Os resultados encontrados no estudo citado também salientam os efeitos do dreno vertical de montante, uma vez que os valores de poropressão observados nos pontos referentes aos piezômetros PZ-BV79P inferior e superior são muito similares, o que pode ser explicado pela proximidade à linha de drenagem.

Em relação aos coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em laboratório, os resultados encontrados nas simulações em que eles foram utilizados mostram que o arranjo proposto não é o mais adequado. Embora exista uma zona abaixo da estrutura de concreto que está confinada, e que por consequência poderia apresentar um coeficiente de condutividade hidráulica diferente daqueles encontrados em ensaios de campo, normalmente feitos próximos à superfície, o que comanda a permeabilidade de um maciço rochoso são as suas descontinuidades. Mesmo que a permeabilidade relacionada à microestrutura do material que compõe a rocha sedimentar diminua expressivamente com o acréscimo de tensão, conforme observado nos ensaios realizados em laboratório, a tensão sob a qual está submetida a fundação da usina pode não ser suficiente para acarretar no fechamento das fissuras e brechas. Dessa forma, os coeficientes encontrados em campo acabam refletindo melhor o comportamento real do fluxo hidráulico das fundações. Outra possibilidade seria o fato de que alguns materiais de arenito mostraram em ensaios triaxiais que, embora em um primeiro momento o acréscimo de carga resulte na redução da permeabilidade, quando se aproximam da ruptura observa-se um aumento notável da

permeabilidade. O incremento de carga pode gerar deformações, e conseqüentemente aumentar a permeabilidade. Contudo, só seria possível validar esta hipótese se houvessem dados referentes às deformações da fundação na época da construção da usina, e realizados ensaios triaxiais com medidas de deformação lateral.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas com o estudo proposto e as sugestões para contribuições e trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

Os ensaios de condutividade hidráulica conduzidos em laboratório mostram que os materiais retirados do Lambedor e da margem esquerda a jusante da barragem, caracterizados como rochas sedimentares, possuem uma anisotropia significativa e que a permeabilidade muda drasticamente conforme o acréscimo de tensão confinante. Nas amostras retiradas do Lambedor, material caracterizado como similar ao maciço de fundação da barragem, a diminuição do coeficiente de condutividade hidráulica é superior a 25 vezes para grandes tensões (de $1,1\text{E-}06$ para $4,3\text{E-}8$ cm/s), enquanto a anisotropia fica em torno de 7 a 10 vezes ($k_h = 4,28\text{E-}08$ cm/s e $k_v = 3,13\text{E-}07$ cm/s; $k_h = 2,19\text{E-}07$ cm/s e $k_v = 2,02\text{E-}06$ cm/s).

Em relação à amostra com maior presença de material siltoso, os ensaios mostram uma queda menor da permeabilidade quando comparada às amostras de arenito (de $2,59\text{E-}05$ cm/s para $3,87\text{E-}06$ cm/s). Embora seja esperada uma permeabilidade menor em materiais com características siltosas, no leito de assentamento da barragem este material está presente na forma de conglomerados envoltos em uma matriz arenítica, dispostos de forma aleatória. Nesta configuração, o que comanda a velocidade do fluxo que percola na amostra é a matriz de arenito.

Em relação às respostas de poropressão e vazões obtidas através das simulações dos modelos nas suas diversas configurações, pode-se concluir que:

- Embora a UHE Dona Francisca tenha 5 piezômetros ativos instalados na seção crítica analisada, 4 deles estão muito próximos às linhas de drenagem de montante. Sendo assim, a inclusão de uma camada de siltito na estrutura geológica da fundação e a alteração dos valores de condutividade hidráulica não causa mudanças significativas nos valores de poropressão nos pontos de medição;

- A análise dos resultados de campo dos piezômetros instalados nos demais blocos do vertedouro mostra que os instrumentos que estão localizados próximos às linhas de drenagem de montante apresentam uma variação muito pequena nos valores de poropressão, independente das oscilações dos reservatórios de montante e jusante. Contudo, aqueles instalados a jusante do vertedouro mostram maior sensibilidade às variações dos níveis dos reservatórios;
- O modelo que mais se aproxima dos valores de poropressão registrados em campo, tanto ao longo da operação quanto no incidente ocorrido com as bombas do poço nº 2, é o que considera apenas as camadas de arenito e coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em campo;
- O modelo com a inclusão da camada de siltito, coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em campo e inclusão da anisotropia nos materiais de arenito é o que apresenta valores de vazão mais próximos daqueles registradas em campo;
- O modelo que considera apenas as camadas de arenito, k de campo e inclusão da anisotropia apresenta valores de vazão próximos aos registrados em campo. Fazendo-se um balanço entre os valores de poropressão e de vazão obtidos, pode-se dizer que esta configuração é a que melhor representa as condições do fluxo hidráulico das fundações da usina;
- A utilização dos coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em laboratório não se mostrou adequada. Embora os resultados obtidos nos ensaios comprovem que existe uma influência grande das tensões na permeabilidade relacionada à microestrutura das amostras, o que comanda a permeabilidade em campo é a parcela referente às fissuras e juntas do maciço de fundação, as quais não foram possíveis representar nos ensaios de laboratório;
- Em geral, a supressão do dreno vertical de montante leva a um aumento nos valores de poropressões, principalmente nos piezômetros instalados a montante da barragem. Nos modelos simulados apenas com as camadas de arenito e k de campo, o incremento nas poropressões dos piezômetros mais sensíveis à retirada do dreno (PZ-BV79P) gira em torno de 20 a 30%. Conforme a locação dos piezômetros se afasta para jusante, o efeito da supressão é menor, não passando de 6%.

- O aumento dos valores de poropressão na ausência do dreno vertical de montante é atenuado quando se insere nos modelos uma cortina de injeção estendida. Nos modelos e piezômetros mais sensíveis à retirada do dreno, o aumento passa a ser em torno de 13 a 22%.
- As simulações dos modelos conforme *as built*, porém com a cortina estendida, mostram que esta alteração não influencia nos valores de poropressão. Embora a presença da cortina estendida na ausência da linha de drenagem principal atenuar o aumento das poropressões, as grandes responsáveis pelo controle das pressões são as linhas de dreno, o que reforça a ideia de que as cortinas de injeção devem ser utilizadas apenas como um complemento ao sistema de drenagem.

A modelagem numérica do fluxo da fundação da UHE Dona Francisca mostrou que os parâmetros geotécnicos iniciais adotados em projeto refletem de forma satisfatória as condições da fundação da barragem nesta fase de operação. Embora a execução da barragem e o enchimento do reservatório possam acarretar em mudanças nas condições de contorno do maciço de fundação, o perfil geotécnico traçado a partir das sondagens e os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em ensaios de campo levam a valores de poropressão e vazões condizentes com a resposta dada pela barragem. Embora ensaios de laboratório demonstrem a influência do acréscimo de tensões na permeabilidade dos materiais, para que estes valores possam ser levados em consideração é necessário reproduzir também as fissuras e juntas existentes no material *in situ*, as quais comandam a permeabilidade em campo.

A análise das simulações e da resposta dos instrumentos de monitoramento ao longo da operação da usina mostra que a UHE Dona Francisca opera conforme o previsto em projeto. Salvo nas ocasiões atípicas, como quando foi realizada a manobra das bombas de drenagem para a manutenção da bacia de dissipação, as poropressões se apresentam dentro dos limites esperados, assim como as vazões observadas. As cotas piezométricas oscilam conforme a variação dos níveis do reservatório e as vazões apresentam uma queda lenta ao longo dos anos, o que indica normalidade nas condições de fluxo hidráulico das fundações da estrutura.

Ressalta-se mais uma vez que o estudo mostra também a importância do sistema de drenagem, o qual tem papel fundamental no alívio das subpressões. O aumento expressivo nos valores de cota piezométrica quando o dreno vertical de montante é suprimido mostra que a manutenção

e plena operação destes dispositivos é crucial para a estabilidade do maciço da barragem. Conforme já discutido, uma das regiões mais críticas de uma barragem de concreto é o contato entre o maciço de barramento e a fundação, onde existem subpressões significativas que podem levar ao colapso da estrutura. Desta forma, infere-se que os piezômetros e demais instrumentos de monitoramento sejam instalados próximos a esta área. Contudo, no caso da UHE Dona Francisca, os piezômetros de montante estão muito próximos às linhas de drenagem, e acabam por sofrer uma influência grande destes dispositivos.

Os resultados obtidos quanto ao sistema de drenagem levam à necessidade de uma discussão mais apurada da localização dos instrumentos de monitoramento instalados comumente em estruturas de barragem. Embora o mais sensato seja monitorar os pontos críticos do maciço, pontos adicionais podem auxiliar na identificação de anomalias. Os piezômetros localizados próximo às linhas de drenagem sofrem grande influência dos drenos, conforme demonstrado, mas servem como um parâmetro de controle do bom funcionamento do sistema de drenagem.

6.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Através das simulações realizadas e dos resultados obtidos, foi possível observar que a instrumentação de campo, embora com algumas restrições, reflete de forma fidedigna as condições do fluxo hidráulico que percola na fundação da barragem. Embora existam manuais técnicos e de boas práticas para a concepção, execução, manutenção e monitoramento de barragens, sabe-se que existem muitas incertezas atreladas, principalmente, a parâmetros geológicos e geotécnicos da fundação. Sendo assim, para trabalhos e pesquisas futuras sugere-se:

- Para a UHE Dona Francisca, sugere-se um estudo tridimensional do fluxo hidráulico da fundação, com o objetivo de avaliar a influência do sistema de drenagem da fundação nas medidas de poropressão como um todo, visto que a análise bidimensional permite uma visão apenas pontual da atuação dos drenos;
- Estudo tridimensional do fluxo hidráulico que ocorre nas ombreiras da barragem. As ombreiras são compostas por rochas basálticas fraturadas e alteradas, e apresentam infiltrações significativas no lado direito que demandam uma atenção especial;

- Avaliação de outras estruturas de barragem e da instrumentação de poropressões para a análise do grau de independência entre os medidores para monitoramento e os sistemas de drenagem.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM D5084/90**: Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. Annual Book of ASTM Standards, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GELOGIA DE ENGENHARIA (ABGE). **Primeiro Relato do Comitê de Estudos Geotécnicos de Rochas Sedimentares**. In: Artigo Técnico no 15. São Paulo, 1 ed., 1988. 160 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017.
- _____. **NBR 7180**: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7181**: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Manual do Empreendedor – Volume V – Guia Para Elaboração de Projetos de Barragens**. Brasília: ANA, 2015a. 194 p.
- _____. **Manual do Empreendedor – Volume VII – Guia Para Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens**. Brasília: ANA, 2015b. 140 p.
- _____. **Relatório de Segurança de Barragens 2016**. Brasília: ANA, 2017. 225 p.
- _____. **Relatório de Segurança de Barragens 2017**. Brasília: ANA, 2018a. 225 p.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. Matriz de Energia Elétrica. Brasília, 2018. Disponível em: <http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/OperacaoCapacidadeBrasil.cfm>. Acesso em: 28 ago. 2018.
- AGUIAR, R. A.; FERNANDES, A. M.; BORN, O. Aspectos modernos do gerenciamento de consórcios EPC no caso da UHE Dona Francisca. In: XXIV SEMINARIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2001, Fortaleza. **Anais...**Rio de Janeiro: CBDB, 2001. p.31-p.49.
- AZEVEDO, F. S. **Estudo experimental da influência de tensões na permeabilidade de rochas produtoras de petróleo**. 2005. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- BASSO, S. P. Dona Francisca Hydroelectric Development on the Jacuí River. **Main Brazilian Dams III: Design, Construction and Performance**. CIGB/ICOLD, 2009. p. 137-148.
- BRASIL. Presidência da República. Subchefia para Assuntos Jurídicos. **Lei n. 12.334**, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 40 da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, DF, 2010. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/112334.htm >. Acesso em: 07 ago. 2018.
- CEDERGREN, H. R. **Seepage, Drainage, and Flow Nets**. New York: John Wiley & Sons, 1967.

CHEN, X.; YU, J.; TANG, C.; LI, H.; WANG, S. Experimental and Numerical Investigation of Permeability Evolution with Damage of Sandstone Under Triaxial Compression. **Rock Mechanics and Rock Engineering**. 2017.

DEFESA CIVIL DE MINAS GERAIS. **Informações do Desastre Barragem de Rejeitos em Brumadinho - 28/12/19**. Minas Gerais, MG, 2019. Disponível em: <<http://www.defesacivil.mg.gov.br/index.php/component/gmg/page/787-informacoes-do-desastre-barragem-de-rejeitos-em-brumadinho-28-12-19>>

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétrica**. Rio de Janeiro: Centrais Elétricas Brasileiras S.A., 2003. 279 p.

ENGEVIX S.A. **Determinação dos Parâmetros Geomecânicos dos Siltitos e Argilitos**. 1998a. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-RL-0006. 27 p.

_____. **Relatório dos Consultores Paulo Teixeira da Cruz e José Carlos Degaspere**. 1998b. UHE Dona Francisca. Relatório 8447/BP-3G-RL-0005. 9 p.

_____. **Barragem e vertedouro: instrumentação, planta e simbologia**. 2001a. UHE Dona Francisca. Desenhos 8447bp-3g15-0022-f.

_____. **Barragem e vertedouro: leito do rio, seção geológica e barragem BL21**. 2001b. UHE Dona Francisca. Desenhos 8447bp-3ga1-0062-b.

_____. **Vertedouro: geometria – seção e detalhes**. 2001c. UHE Dona Francisca. Desenhos 8447bp-3016-0005-a.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2 ed. Curitiba: Editora UFPR, 2009.

FONSECA, I. F. **A construção de grandes barragens no Brasil, na China e na Índia: similitudes e peculiaridades dos processos de licenciamento ambiental em países emergentes**. Rio de Janeiro: IPEA, 2013.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. **Groundwater**. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1979.

GARCÍA, L. A.; BUENO, I. E.; TORRES, A.M. Advances on the Failure Analysis of the Dam-Foundation Interface of Concrete Dams. **Materials – Open Access Journal of Materials Science**. Basel, v. 8, p. 8255-8278, Dec. 2015.

GOLZE, A. R. **Handbook of dam engineering**. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1979.

GUTSTEIN, D. **Projeto de estruturas de barragens de gravidade de concreto por meio de métodos computacionais: visão geral e metodologia**. 2011. 303 p. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, 2011.

HAAR, M. E. **Groundwater and seepage**. New York: McGraw-Hill Inc., 1962.

HOFFMAN, F. O.; HAMMONDS, J. S. Propagation of Uncertainty in Risk Assessments: The Need to Distinguish Between Uncertainty Due of Knowledge and Uncertainty Due to Variability. **Risk Analysis**, v. 14, n. 5, p. 707-712, 1994.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Concrete Dams – Control and Treatment of Cracks, Bulletin 107**. Paris: CICB/ICOLD, 1997.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. **Key world energy statistics**. Paris: IEA, 2017.

ISB – INSTRUMENTAÇÃO E SEGURANÇA DE BARRAGENS. **Limpeza dos drenos de alívio de fundação UHE Dona Francisca**. 2019. UHE Dona Francisca. Relatório ISB 003. 30 p.

LELIAVSKY, S. **Design of dams for percolation and erosion**. London: Chapman, 1965.

LOPES, M. B. **Análise da eficiência do sistema de vedação da fundação em granito de uma barragem de concreto**. 2018. Dissertação de Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica de Barragens – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, UFOP, Minas Gerais.

MAGNA ENGENHARIA. **Relatório final dos ensaios de cisalhamento direto sobre amostras indeformadas do basalto “GM” na umidade natural e saturada**. 1993. UHE Dona Francisca. Relatório 8447bp-3grl- 0008-anexo_Ensaio cisalhamento direto. 18 p.

MENEZES, F. F. Anisotropy of volume change and permeability evolution of hard sandstones under triaxial stress conditions. **Journal of Petroleum Science and Engineering** **174**. p. 921-939, 2018.

PASTORE, E. L.; CRUZ, P. T.; FREITAS JR., M. S. Fundações de Barragens e Estruturas em Arenitos: Natureza dos Maciços e Controle de Fluxo e Erosões. In: XXX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2015, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: CBDB. Não paginado.

PINHEIRO, R. J. B. **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da serra geral no estado do Rio Grande do Sul**. 2000. 342 p. Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2000.

PINHEIRO, R. J. B.; NUMMER, A. V.; BARONI, M. SCHNEIDER, I. T. Avaliação da Condutividade Hidráulica das Unidades Geológico-Geotécnicas de Santa Maria (RS) com a Utilização de Piezômetros. In: **Anuário do Instituto de Geociências – UFRJ**, 2018, Rio de Janeiro. v. 41. p. 212-221.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3a ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2006.

PINTO, J. S. **Estudo da condutividade hidráulica de solos para a disposição de resíduos sólidos na região de Santa Maria**. 2005. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria.

RENAUD, S.; BOUAANANI, N.; MIQUEL, B. Critical Appraisal of Common Simplified Assumptions in Seismic Stability Analyses of Gravity Dams. **Journal of Performance of Constructed Facilities**. v. 30.04016017, p. 1-13, 2016.

SABARLY, F. Les Injections et les Drainages de Fondation de Barrages en Roches Peu Permeables. **Géotechnique**, **18**. p. 229-249.

SANTOS, V. O. **Segurança de Barragens de Concreto: Auscultação por Instrumentação da Barragem da UHE Dona Francisca – RS**. 2018. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

SINGHAL, B. B. S.; GUPTA, R. P. **Applied Hydrogeology of Fractured Rocks**. 2nd ed. India: Springer, 2010.

SISTEMA DE MONITORAMENTO E ALERTA DE DESASTRES DO RIO GRANDE DO SUL (SMAD). UHE Dona Francisca Jusante – Rio Jacuí. Porto Alegre: Disponível em:

<<http://www.smad.rs.gov.br/estacoes/informacaoDaEstacao.php?codigo=85395300> >. Acesso em: 26 ago. 2018.

SOBRINHO, J. A.; ALBERTONI, C. A.; TAJIMA, R.; MORAES, R. B. Investigação dos materiais de fundação da UHE Dona Francisca. In: XXIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 1999, Belo Horizonte. **Anais...** CBDB, Rio de Janeiro. v. 1. p. 229-236.

SOBRINHO, J. A.; FERNANDES, A. M.; BASSO, S. P; PEREIRA, R. F.; SILVA, L. B.; FOES, P. A. Critical conditions of seepage under RCC dam on permeable foundation: the case of the Dona Francisca Dam. In: SEVENTH BENCHMARK WORKSHOP ON NUMERICAL ANALYSIS OF DAMS, 2003, Bucharest. **Proceedings...** ICOLD, Romania. p.420-427.

VOLKMER, M. V. **Análise de Subpressão em Fundações Rochosas e seus Efeitos na Estabilidade de Barragens Tipo Gravidade**. 2011. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UNB, Brasília.

WANG, J. A.; PARK, H. D. Fluid permeability of sedimentary rocks in a complete stress-strain process. **Engineering Geology** **63**. p. 291-300, 2002.

WRIGHT, D. E.; CYGANIEWICZ, J. M.; MCELROY, C. H.; JAMES, R. L. **Training Aids for Dam Safety, Module: Evaluation of Seepage Conditions**. Denver, CO: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1990.

ZHANG, L.; PENG, M.; CHANG, D.; XU, Y. **Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment**. Singapore: John Wiley & Sons, 2016.

APÊNDICE A – Resultados das simulações

Figura A. 1 – a) regime de poropressões conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*

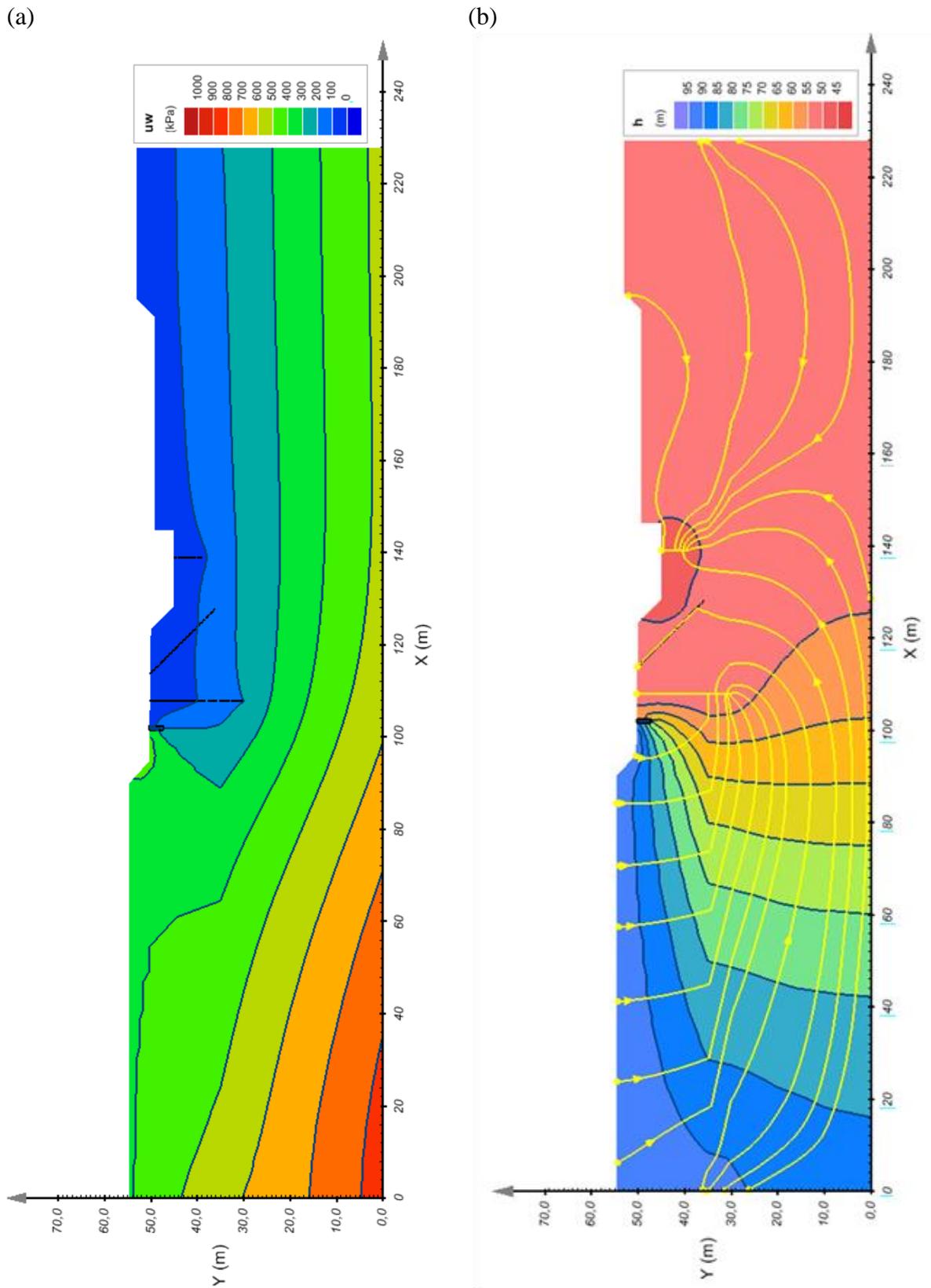
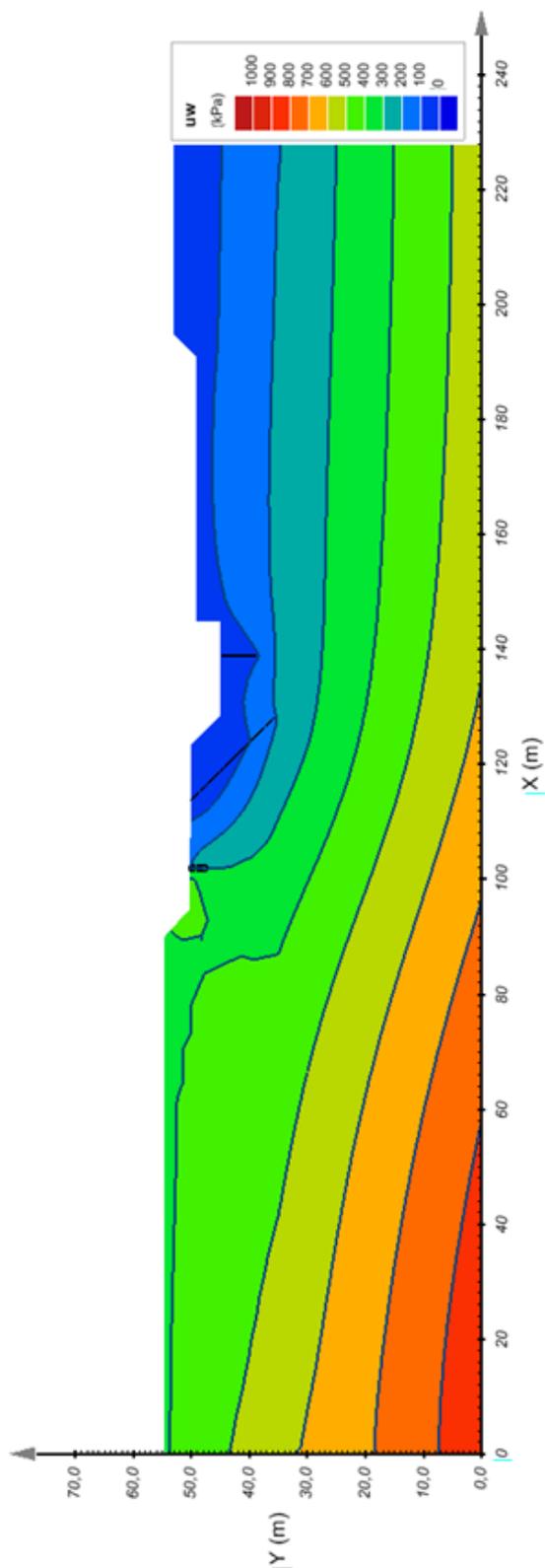


Figura A. 2 – a) regime de poropressões conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem o dreno vertical de montante; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem o dreno vertical de montante

(a)



(b)

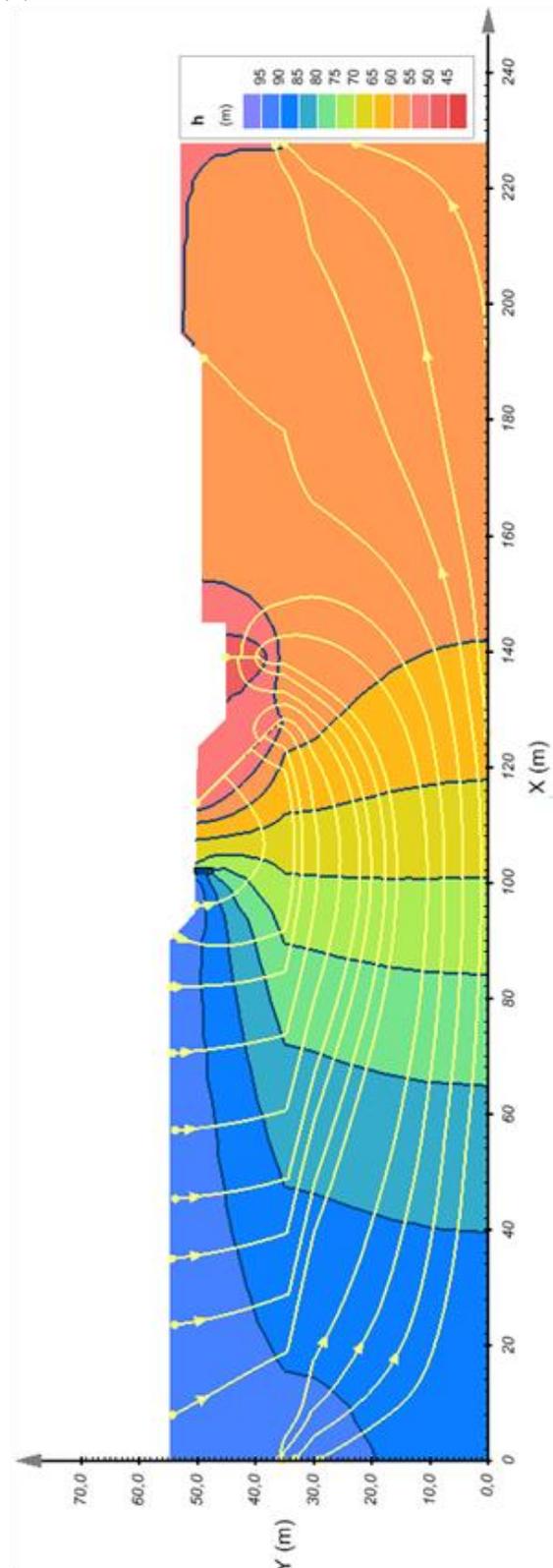


Figura A. 3 – a) regime de poropressões conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) com a cortina estendida; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) com a cortina estendida

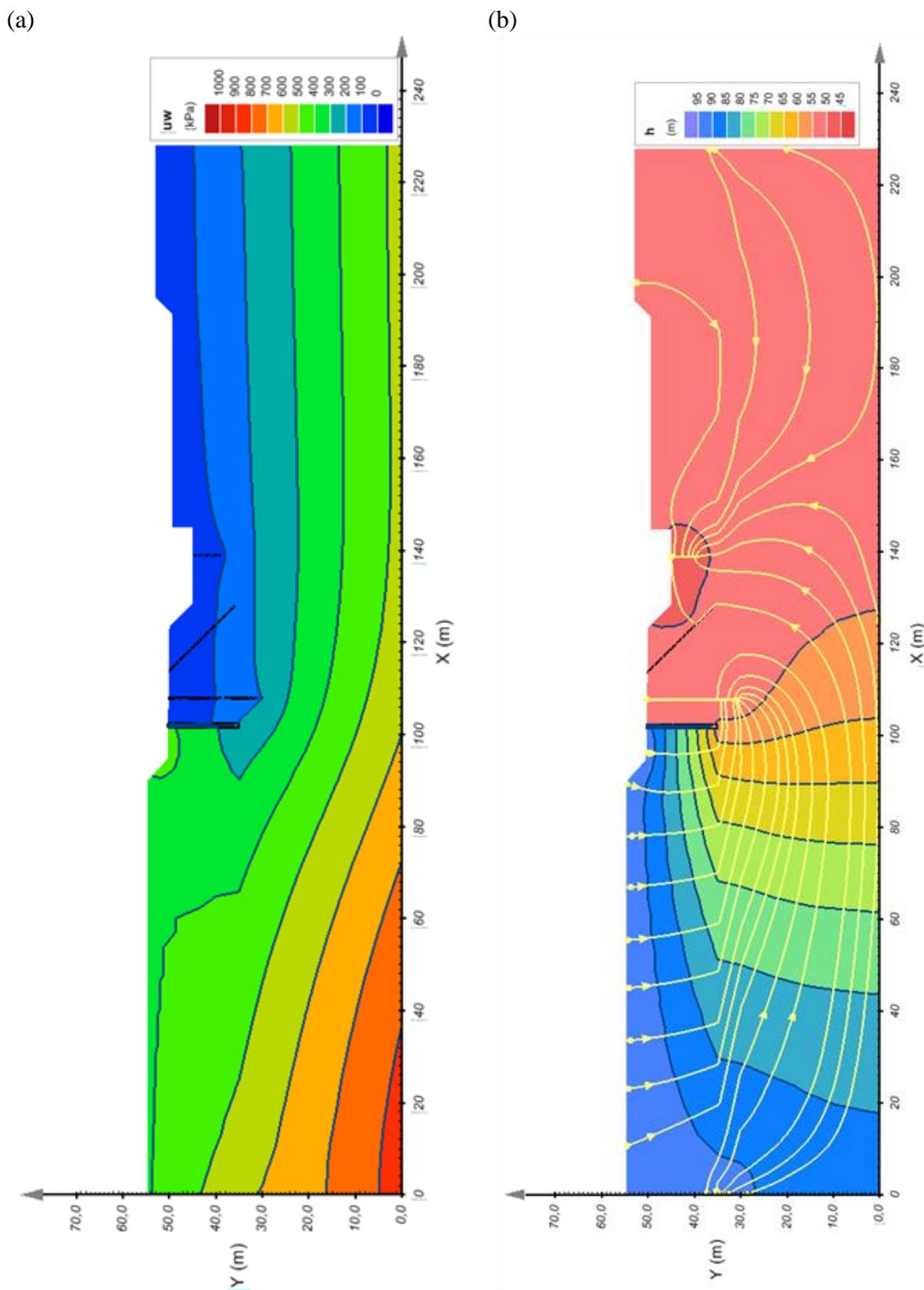
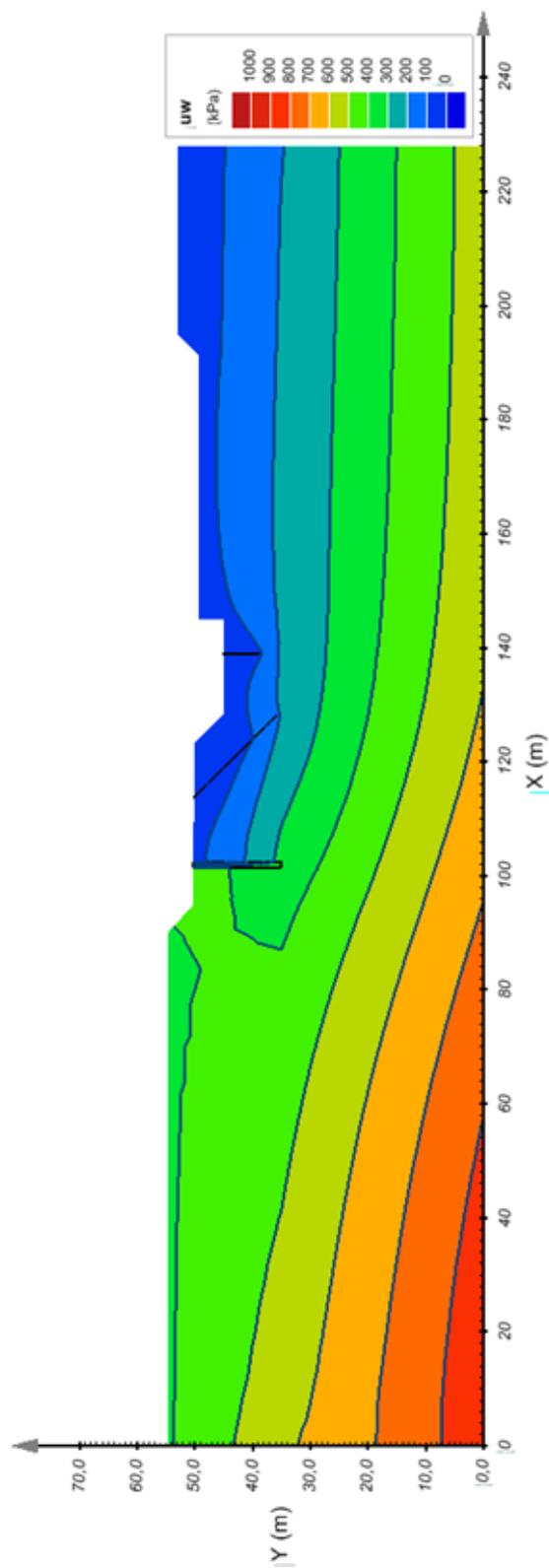


Figura A. 4 – a) regime de poropressões conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem o dreno vertical de montante e cortina estendida; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) sem o dreno vertical de montante e cortina estendida

(a)



(b)

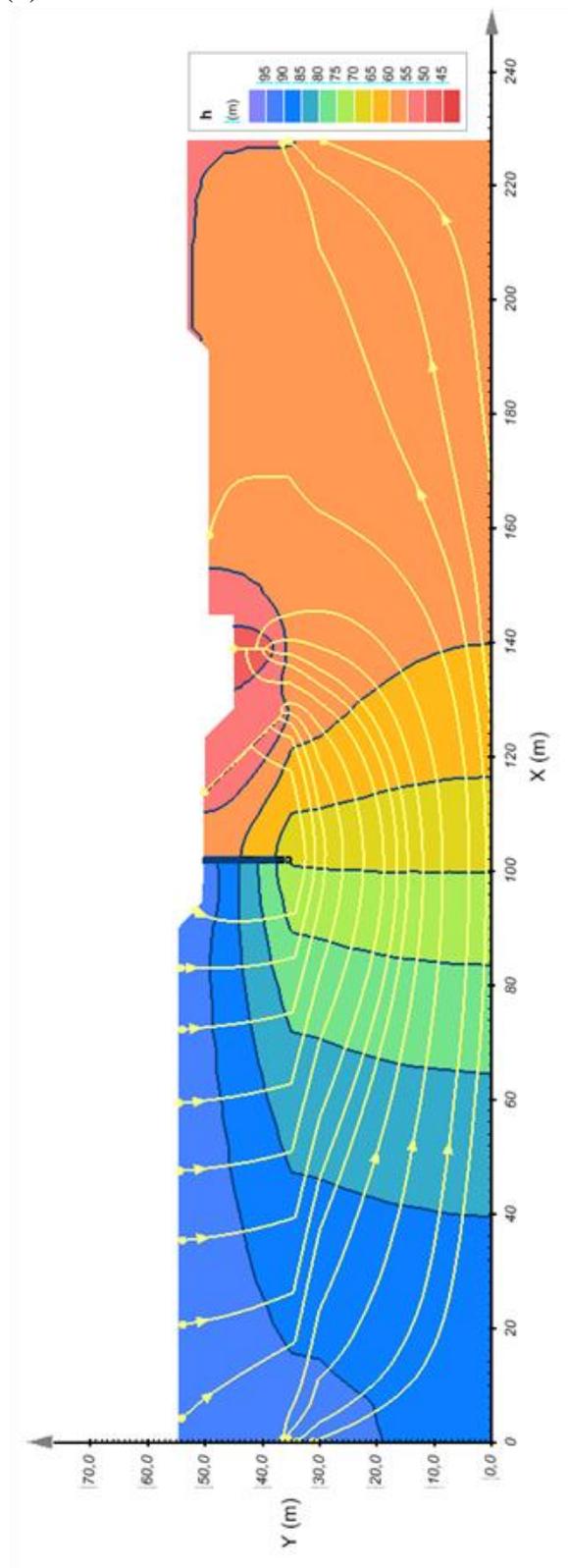


Figura A. 5 – a) regime das linhas equipotenciais conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, com a inclusão da anisotropia do material; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e plantas *as built*, com a inclusão da anisotropia do material

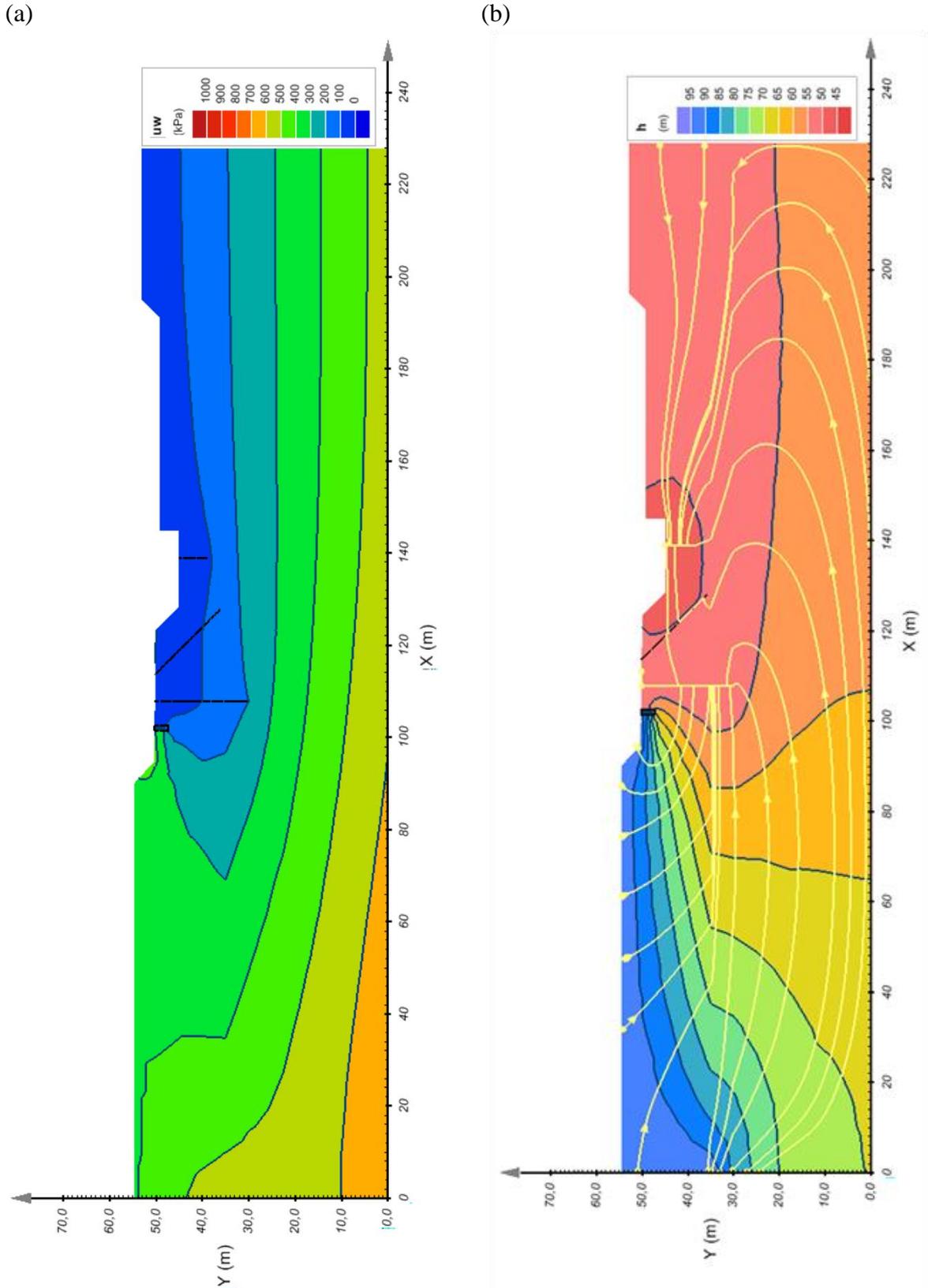


Figura A. 6 - a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a utilização dos valores de k obtidos em laboratório

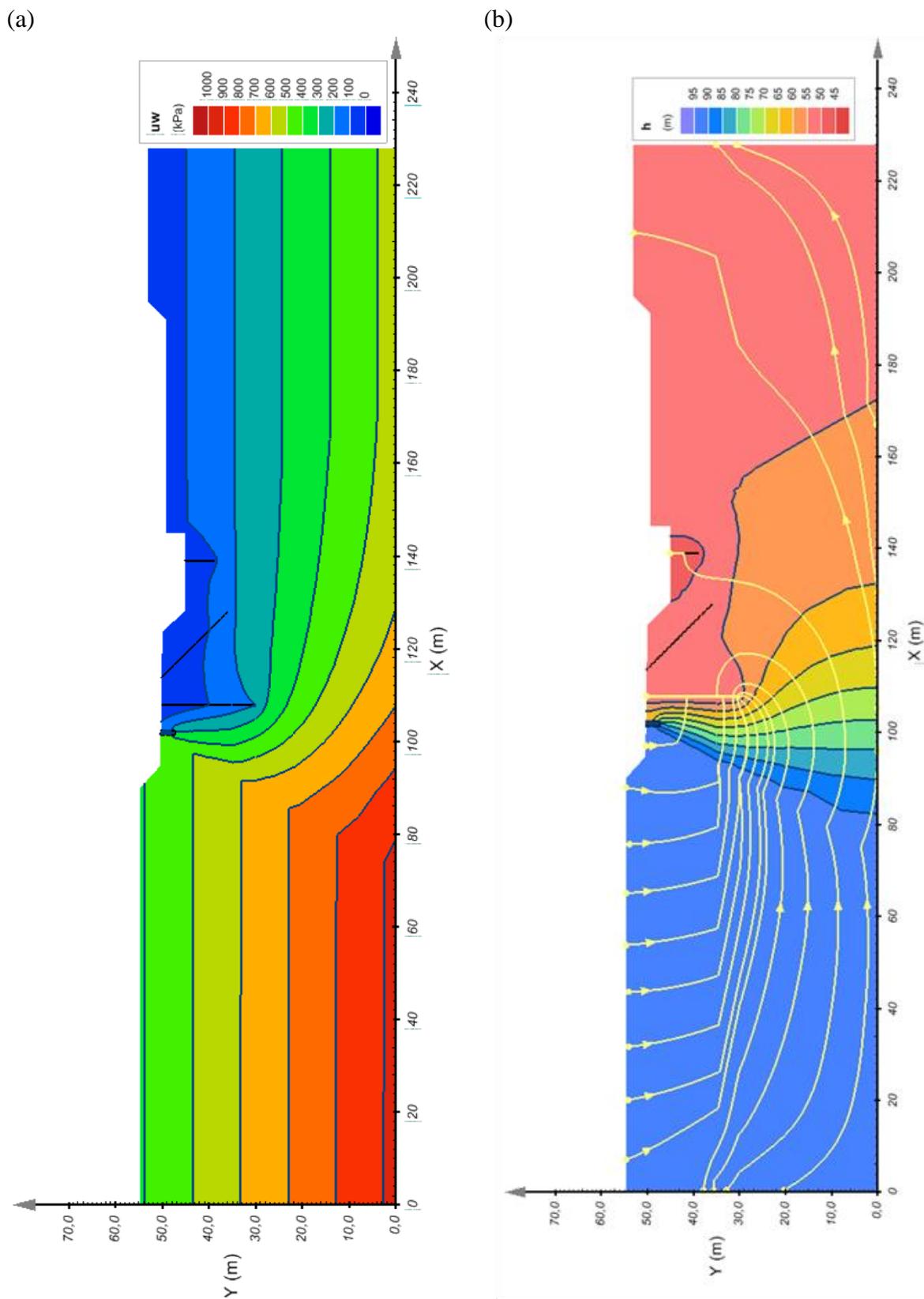


Figura A. 7 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito; b) regime de linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito

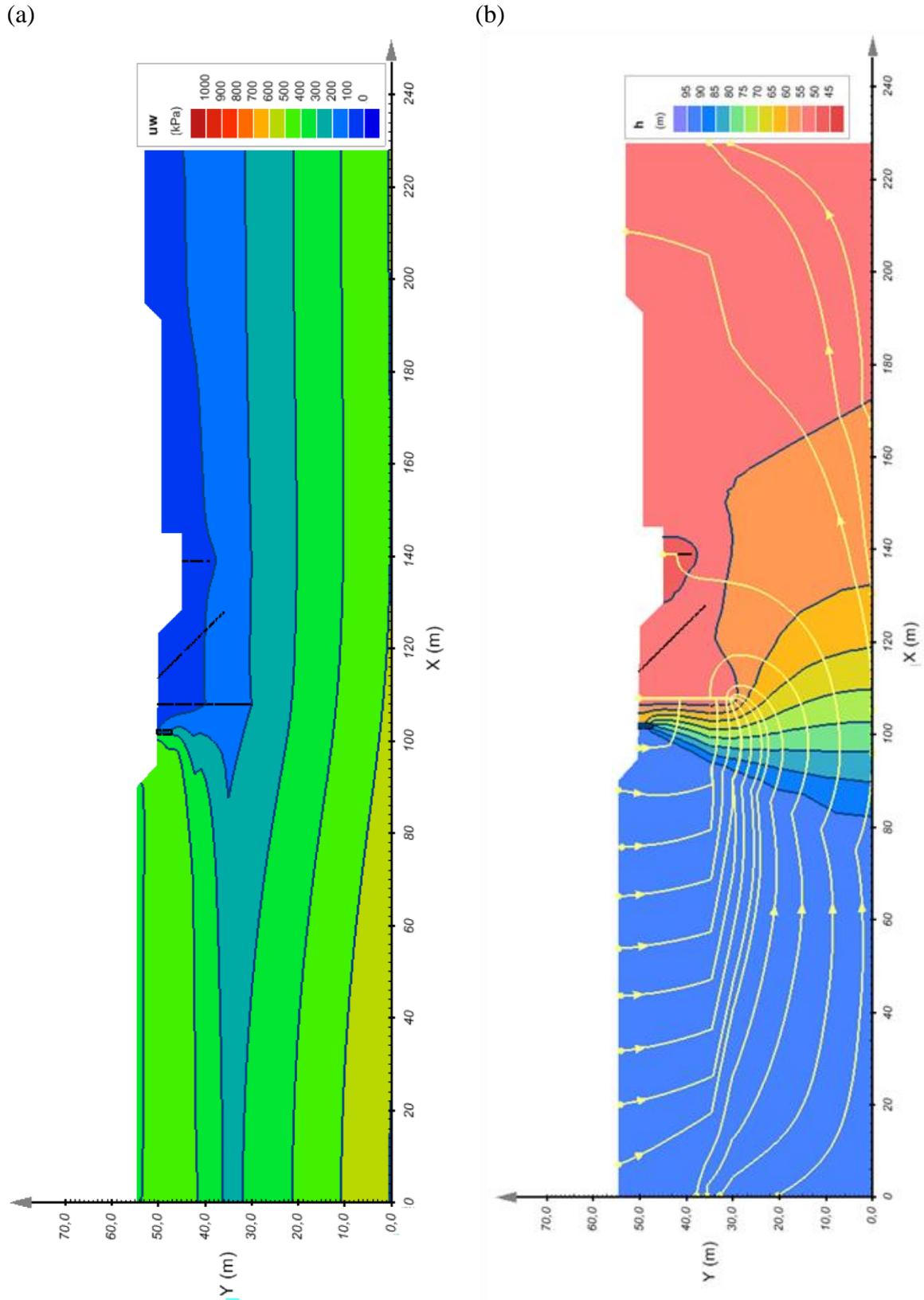
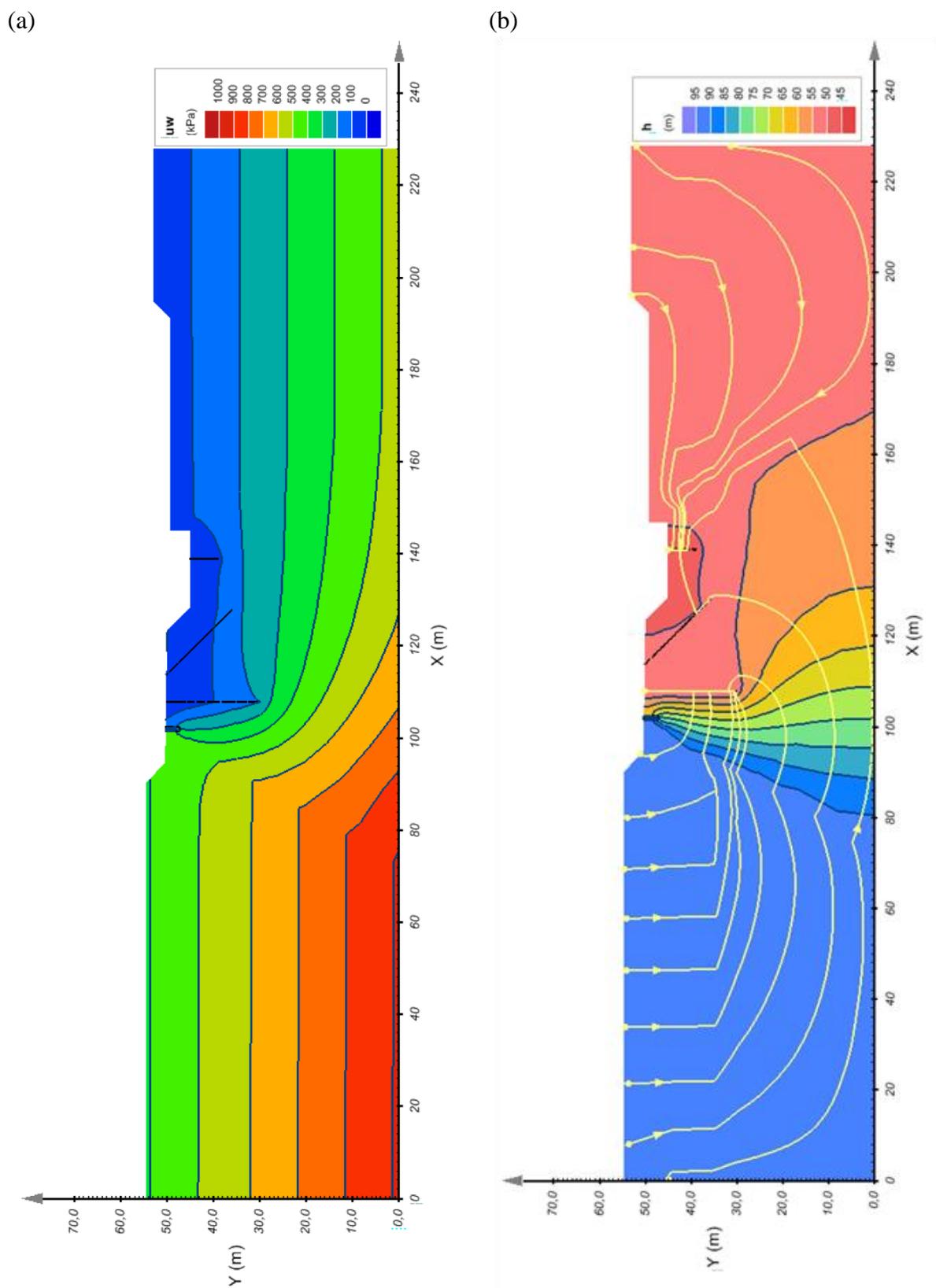
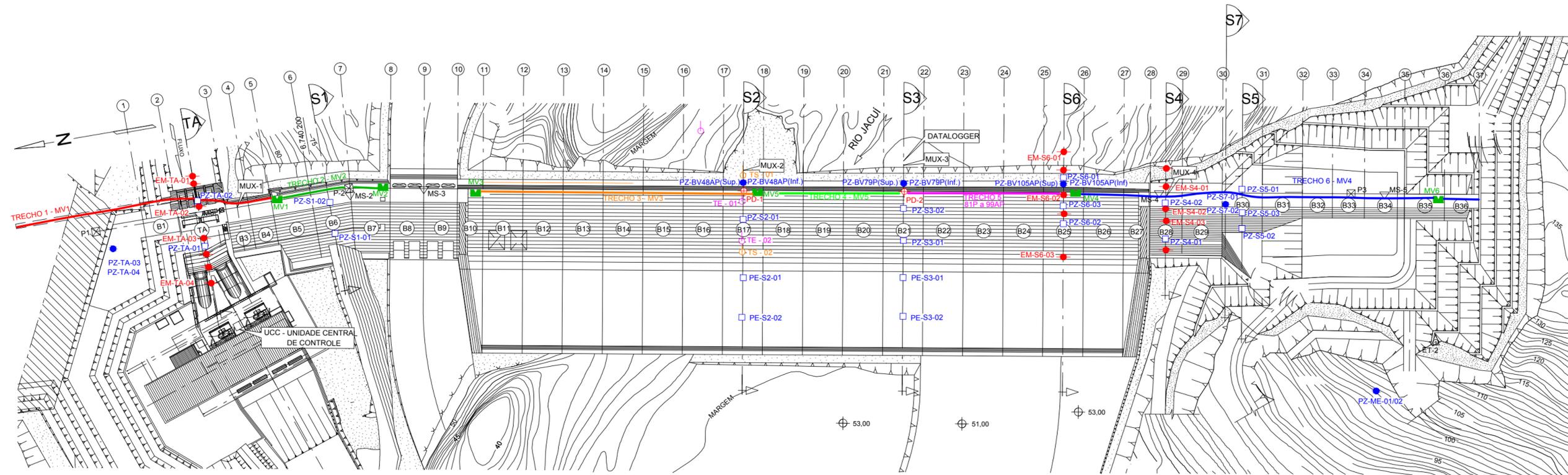


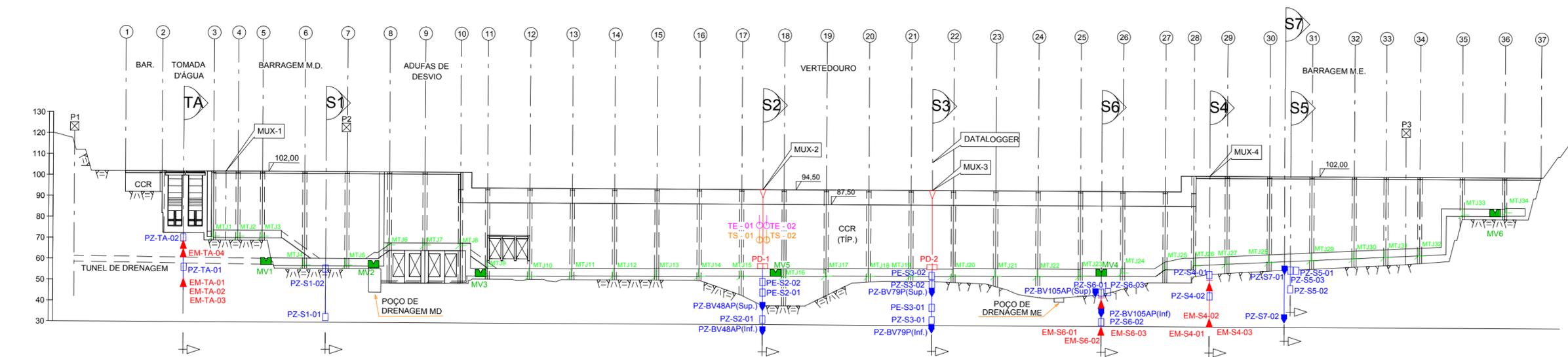
Figura A. 8 – a) regime de poropressão conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito e utilização dos valores de k obtidos em laboratório; b) regime das linhas equipotenciais e de fluxo conforme seção geotécnica proposta por Sobrinho et al. (2003) e planta *as built*, com a inclusão da camada de siltito e utilização dos valores de k obtidos em laboratório



**ANEXO A – Planta de localização da instrumentação da UHE Dona
Francisca**



PLANTA
SEM ESCALA



PERFIL LONGITUDINAL
SEM ESCALA

MARCO SUPERFICIAL	COORDENADAS TOPOGRÁFICAS	
	N	E
MS-1	6.740.258,765	278.405,955
MS-2	6.740.182,323	278.405,760
MS-3	6.740.147,069	278.399,340
MS-4	6.739.785,745	278.333,542
MS-5	6.739.675,032	278.313,381

ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA	COORDENADAS TOPOGRÁFICAS	
	N	E
ET-1	6.740.296,222	278.266,261
ET-2	6.739.662,725	278.235,924

NOTA:

A SEÇÃO INSTRUMENTADA S6, POSICIONADA NO CENTRO DO BLOCO 25, FOI ACRESCENTADA EM FUNÇÃO DAS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS DA FUNDAÇÃO. POR ESTA RAZÃO, OS EXTENSÔMETROS MÚLTIPLOS DISPOSTOS EM FORMA DE ROSETA, EM-S3-01/02/03 ANTERIORMENTE POSICIONADOS NA SEÇÃO S3, FORAM DESLOCADOS PARA SEÇÃO S6 E PASSARÃO A SER DESIGNADOS COMO EM-S6-01/02/03. DA MESMA FORMA OS PIEZÔMETROS PZ-S5-04/05/06, POSICIONADOS ANTERIORMENTE NA SEÇÃO S5, FORAM DESLOCADOS PARA SEÇÃO S6 E PASSARÃO A SER DESIGNADOS COMO PZ-S6-01/02/03 RESPECTIVAMENTE.

LEGENDA ADOTADA NESTA DISSERTAÇÃO

INSTRUMENTO	SIGLA	SÍMBOLO EM PLANTA	SÍMBOLO EM SEÇÃO
MEDIDOR TRIANGULAR DE VAZÃO	MV		
MEDIDOR TRIANGULAR JUNTA	MTJ		
PÊNULO DIRETO	PD		
PIEZÔMETRO DE TUBO ABERTO	PTA		
PIEZÔMETRO DE CORDA VIBRANTE	PCV		
TERMÔMETRO EMBUTIDO	TE		
TERMÔMETRO DE SUPERFÍCIE	TS		
EXTENSÔMETRO MÚLTIPLO	EM		

- ANEXO I -
Planta Baixa e Perfil Longitudinal Barragem de CCR da UHE Dona Francisca
&
Localização da Instrumentação da Barragem de CCR da UHE Dona Francisca

Disponível em:
DOS SANTOS, V.O. Relatório de Análise da Instrumentação Geotécnica da Barragem da UHE Dona Francisca - Monitoramento até Novembro/2017. 2018. Relatório Técnico, Porto Alegre-RS.

**ANEXO B – Características geológicas e geotécnicas das Ombreiras da
UHE Dona Francisca**

Em junho de 1993 foram realizados ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas, na umidade natural e saturada, do material de basalto GM, referente à área das ombreiras da barragem. Foram retiradas 03 amostras da ombreira direita e 11 amostras da ombreira esquerda, junto ao talude esquerdo do canal de adução. No relatório do estudo geotécnico, emitido pela Magna Engenharia (1993), é relatado que, *in situ*, a rocha basáltica GM se encontra muito fraturada e alterada, composta por fragmentos angulosos de basalto de cor cinza e tamanho menor que 15 cm, envoltos por argila de cor marrom escura que preenche as fraturas (a proporção de finos encontrada foi de 10% do volume total da rocha). Para os ensaios, foi aplicada uma carga vertical de pré-adensamento em 05 subestágios e posterior descarregamento (cálculo do módulo de deformabilidade secante), e na sequência foi feita a aplicação de cargas de confinamento e das cargas cisalhantes.

Os resultados obtidos para a resistência ao cisalhamento do material são apresentados nas Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23. Ressalta-se que, quando comparados os resultados para os ensaios com umidade natural e saturado, não houve alterações significativas, o que aponta que o maior responsável pela resistência ao cisalhamento do material é o ângulo de atrito entre as partículas granulares do material.

Tabela 21 – Tensão Normal e Tangencial dos ensaios de cisalhamento direto em Basalto GM

Amostra	Tensão Normal (kgf/cm ²)	Tensão Tangencial (kgf/cm ²)	Observações
01	-	-	Problemas no ensaio
02	1,80	1,62	
03	5,21	3,88	
04	-	-	Problemas no ensaio
05	6,97	3,59	
06	2,42	1,60	
07	1,08	1,15	
08	9,69	6,25	
09	2,43	1,60	Saturado
10	4,84	3,20	Saturado
11	4,84	3,20	
12	7,24	4,58	
13	8,40	5,27	Saturado
14	3,69	2,61	

(fonte: adaptado de MAGNA, 1993)

Tabela 22 – Tensão Normal e Tangencial de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto em Basalto GM

Amostra	Tensão Normal Residual (kgf/cm ²)	Tensão Tangencial Residual (kgf/cm ²)
02	2,50	1,85
06	3,31	2,50

(fonte: adaptado de MAGNA, 1993)

Tabela 23 – Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto em Basalto GM

Envoltória de Ruptura (kgf/cm ²)	Observações
$\tau = 0,47 + \sigma_N \times \text{tg } 29,77^\circ$	Equação considera todos os ensaios realizados (saturado e natural)
$\tau = 0,48 + \sigma_N \times \text{tg } 29,33^\circ$	Equação considera somente as amostras com umidade natural
$\tau = 0,16 + \sigma_N \times \text{tg } 31,48^\circ$	Equação considera somente os ensaios executados em meio saturado
$\tau = 0,43 + \sigma_N \times \text{tg } 30,789^\circ$	Equação considera as amostras na umidade natural, salvo amostra n° 5

(fonte: adaptado de MAGNA, 1993)

Os módulos de deformabilidade encontrados nos ensaios de pré-adensamento e confinamento apresentaram valores baixos, o que indica que o basalto GM *in situ* encontrava-se pouco compacto e que, com o acréscimo de carga da estrutura da barragem, deveria sofrer deformações acentuadas. Desta forma, foram previstos recalques acentuados durante a construção da obra e recomendados cuidados especiais durante a escavação dos taludes em função do risco de escorregamento de materiais.