



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
CENTRO DE CIÊNCIAS MATEMÁTICAS E DA NATUREZA
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA**

Pedro Henrique de Abreu de Oliveira

**PROBLEMAS HIDROGEOLÓGICOS EM BARRAGENS
ENVOLVENDO O MECANISMO DE RETROEROSÃO TUBULAR.**

Trabalho de Conclusão de Curso
(Bacharelado em Geologia)

UFRJ
Rio de Janeiro
2012

Pedro Henrique de Abreu de Oliveira

**PROBLEMAS HIDROGEOLÓGICOS EM BARRAGENS
ENVOLVENDO O MECANISMO DE RETROEROSÃO TUBULAR.**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
em Geologia do Instituto de Geociências,
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ,
apresentado como requisito necessário para
obtenção do grau de Bacharel em Geologia.

Orientador:
Gerson Cardoso da Silva Jr.

Oliveira, Pedro Henrique de Abreu.
PROBLEMAS HIDROGEOLÓGICOS EM BARRAGENS
ENVOLVENDO O MECANISMO DE RETROEROSÃO
TUBULAR.
(RJ) /PEDRO HENRIQUE DE ABREU DE OLIVEIRA -
Rio de Janeiro 2012

73 p.

Orientador: Gerson Cardoso da Silva Junior.

Trabalho Final de Curso: Graduação em Geologia –
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Instituto de
Geociências, Departamento de Geologia.

1. “*Piping*” 2. Barragens 3. Hidrogeologia

Pedro Henrique de Abreu de Oliveira

**PROBLEMAS HIDROGEOLÓGICOS EM BARRAGENS
ENVOLVENDO O MECANISMO DE RETROEROSÃO TUBULAR.**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
em Geologia do Instituto de Geociências,
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ,
apresentado como requisito necessário para
obtenção do grau de Bacharel em Geologia.

Orientador:
Gerson Cardoso da Silva Jr.

Aprovada em:

Por:

Orientador: Gerson Cardoso da Silva Jr.

Sumário

AGRADECIMENTOS.....	VI
RESUMO.....	VII
ABSTRACT.....	VIII
1-INTRODUÇÃO.....	1
2-OBJETIVO.....	4
3-METODOLOGIA.....	5
4-HISTÓRICO DAS BARRAGENS E ACIDENTES RELACIONADOS.....	6
4.1 – Histórico.....	6
4.2 – Principais registros de acidentes.....	7
5-TIPOS DE BARRAGENS.....	10
5.1 - Barragens de concreto.....	10
5.1.1- Barragem de contraforte.....	11
5.1.2- Barragem de gravidade.....	12
5.1.3- Barragem em arco.....	14
5.2- Barragens de terra.....	15
5.2.1-Barragem de terra de solo granular.....	16
5.2.2-Barragem de enrocamento.....	17
5.3- Barragem de Alvenaria.....	17
6-ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS RELACIONADOS À IMPLANTAÇÃO E OPERAÇÃO DE BARRAGENS.....	20
6.1- Carga Hidráulica.....	20
6.2 – Lei de Darcy.....	21
6.3- Rede de fluxo.....	24
6.4- Força de percolação.....	27
6.5- Gradiente hidráulico crítico.....	27
6.6- Conceito de Ruptura Hidráulica e o processo de retroerosão tubular (<i>Piping</i>).....	30

7- CASOS ESTUDADOS.....	32
7.1 – Barragem de Camará.....	32
7.1.1 - Introdução	32
7.1.2 – Características da Barragem	32
7.1.3 – Aspectos geológicos da fundação observados durante a construção.....	32
7.1.4 – Processo de ruptura.....	36
7.1.5- Discussão sobre o caso	40
7.2 – Barragem de Santa Helena	41
7.2.1 - Introdução	41
7.2.2 – Características da barragem.....	41
7.2.3 – Aspectos geológicos	42
7.2.4 – Processo de ruptura.....	42
7.2.5 – Processo reconstutivo.....	45
7.2.6 – Discussão sobre o caso	50
8-SISTEMAS DE VEDAÇÃO EM FUNDAÇÃO E CORPO DE BARRAGEM.....	51
8.1 - Introdução.....	51
8.2 – Sistemas de vedação do corpo da barragem	51
8.2.1 - Barragens de terra.....	51
8.2.2 - Barragens de terra-enrocamento.....	52
8.3 - Vedação da Fundação	54
8.3.1 - Trincheiras de vedação.....	55
8.3.2 - Diafragma.....	56
8.3.3- Tapetes	58
8.3.4 - Injeções	58
8.3.5 – Filtros.....	58
9-DISCUSSÃO E CONCLUSÃO	61
10-REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	62

AGRADECIMENTOS

Agradeço principalmente a Universidade Federal do Rio de Janeiro, pelo excelente aprendizado em geologia, agradeço aos meus professores principalmente o meu orientador Gerson Cardoso da Silva Jr. Gostaria de agradecer também aos meus amigos, familiares, meu chefe Guido Guidicini, que sempre esclareceu minhas dúvidas, e especialmente a minha namorada Isa. Sei que os supracitados nunca mediram esforços para me ajudar a concluir esse trabalho.

RESUMO

O presente trabalho reúne informações referentes à classificação e diversas finalidades associadas às barragens, assim como sua história desde os tempos mais primordiais, sendo citados alguns casos mais notáveis de insucessos construtivos. Foram vistos também conceitos hidrogeológicos e geológico-geotécnicos fundamentais e necessários para o entendimento da fenomenologia da retroerosão tubular, ou “*piping*” como é denominado na língua inglesa.

Deu-se ênfase ao estudo dos fatores relacionados à gênese e evolução desse mecanismo, seja este localizado no eixo do barramento ou em sua respectiva fundação. Sendo assim, oportunamente foram relatados dois casos de ruptura de barragens localizadas em território nacional.

Porém, somente após análise da sequência dos fatos ocorridos, pôde-se apresentar, e discutir, os motivos apontados como causadores dos sinistros apresentados nos casos da Barragem de Camará e Barragem de Santa Helena.

Posteriormente, após extensa revisão bibliográfica, foram sugeridas alternativas usadas em casos anteriores que obtiveram sucesso, estas visam evitar, ou pelo menos diminuir a incidência de novas ocorrências de acidentes envolvendo o mesmo mecanismo.

OLIVEIRA, Pedro Henrique de Abreu de. 11/02/2012. 73 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Geologia) – Departamento de Geologia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Palavras-chave: hidrogeologia; geológico-geotécnico; Barragem de Camará; Barragem de Santa Helena; *piping*.

ABSTRACT

This study gathers information related to the classification and various purposes associated with dams, their history since the early days, and some cases of notable constructive failures were studied in detail. Hydrogeological, geological and geotechnical fundamental concepts, and necessary for understanding the phenomenology of the mechanism of piping, were also seen.

The study of factors related to the genesis and evolution of this phenomenon were emphasized, either located in the axis or in the foundation of the dam. Furthermore, two cases of rupture of dams located at Bazil are presented. Therefore, only after the analysis of the facts, it was possible to present and discuss the reasons cited as causes of claims presented in the cases of Camará Dam and Dam of St. Helena.

Later on, after an extensive literature review, alternatives were suggested, used in previous cases that were successful and seeking to avoid, or at least reduce, the incidence of new cases of rupture involving the same phenomenon.

Key-Words: hydrogeological; geological; geotechnical; Camará Dam; St. Helena Dam; piping.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Barragem de Banqiao, China - 1975, após o rompimento.....	pág.8
Figura 2 - Barragem de Teton, USA - 1797, momentos após a ruptura.....	pág.8
Figura 3 - Seção esquemática da Barragem de Schofield, USA-1928.....	pág.9
Figura 4 - Usina hidrelétrica de Itaipú.....	pág.9
Figura 5 - Barragem de gravidade com esforços indicados.....	pág.12
Figura 6 - Desenho esquemático dos “dentes” escavados na fundação da barragem.....	pág.13
Figura 7 - Barragem do tipo arco, Glen Canyon Dam – Utah - EUA.....	pág.14
Figura 8 - Barragem de Algodões, pouco após o rompimento ocorrido no ano de 2009.....	pág.16
Figura 9 - Foto da CGH Falcão, localizada em Sumidouro – Rio de Janeiro.....	pág.18
Figura 10 - Permeâmetro preenchido com areia.....	pág.21
Figura 11 - Esquema representativo das velocidades de percolação e de fluxo.....	pág.23
Figura 12 - Esquema representativo dos elementos constituintes de uma rede de fluxo.....	pág.25
Figura 13 - Representação de uma rede de fluxo.....	pág.25
Figura 14 - Exemplo do estado de areia movediça em barragem.....	pág.29
Figura 15 - Exemplo do estado de areia movediça em escavação.....	pág.30
Figura 16 - Reprodução do modelo geológico local.....	pág.33
Figura 17 - Orientação para injeções de cimento.....	pág.35
Figura 18 - Falha aflorante nas escavações da ombreira esquerda.....	pág.36
Figura 19 - Esquemática reconstruindo a interpretação geológica feita durante a fase construtiva.....	pág.37
Figura 20 - Dados das sondagens realizadas.....	pág.38
Figura 21 - Provável sequencia de ruptura.....	pág.39
Figura 22 - Deslocamento do vertedouro.....	pág.43
Figura 23 - Perfil longitudinal da barragem.....	pág.43

Figura 24 - Fissuras e crateras.....	pág.44
Figura 25 - Ruptura no contato entre o muro direito e o vertedouro.....	pág.45
Figura 26 - Estrutura remanescente.....	pág.46
Figura 27 - Seção transversal ao eixo do barramento.....	pág.46
Figura 28 - Quadro comparativo entre os projetos de construção e de reconstrução da barragem de Sta. Helena.....	pág.47
Figura 29 - Ensecadeira e canal de desvio revestido em concreto.....	pág.48
Figura 30 - Área protegida pela ensecadeira alagada devido forte chuva.....	pág.48
Figura 31 - Processo de remoção do material saturado.....	pág.48
Figura 32 - Barragem de Santa Helena após processo reestruturativo.....	pág.48
Figura 33 - Barragem de Itumbiara.....	pág.52
Figura 34 - Barragem de Salto Osório.....	pág.52
Figura 35 - Barragem de Rio da Casca I.....	pág.53
Figura 36 - Acomodação das transições e núcleo da crista da barragem.....	pág.54
Figura 37 - Barragem de Água Vermelha.....	pág.55
Figura 38 - Barragem de Pedra Redonda.....	pág.56
Figura 39 - Barragem de Saracuruna – localização do diagrama e seção geológica ao longo do eixo.....	pág.57
Figura 40 - Princípio do filtro contra <i>piping</i>	pág.59

1-INTRODUÇÃO

O estudo de uma barragem e, em particular de sua fundação, necessita investigações preliminares que forneçam informações topográficas, hidrológicas e geológico-geotécnicas. As informações topográficas cumprem, previamente, um levantamento topográfico da região onde deverá ser construída a barragem, delineando-se assim a sua bacia de acumulação. Nesta fase são particularmente úteis as fotografias aéreas, que após interpretação, fornecem informações importantes, como o tipo de vegetação constituinte do terreno, pois essa é um indicativo da natureza do terreno. Vales bem encaixados, ou seja, estreitos, revelam a existência de rochas com boa qualidade, visto que suas margens são pouco erodíveis. Já vales planos e largos indicam rochas de qualidade inferior, devido a serem facilmente afetados pela denudação. Outro fator é a existência ou não de canais de erosão, pois sua ausência indica índices de alta permeabilidade, já o caso contrário indica a presença de solos de menor permeabilidade.

As investigações prévias de ordem hidrogeológica visam conhecer o regime de fluxo e hidráulico das águas subterrâneas da região. As informações das condições geológicas regionais são de importância fundamental, visto que cerca de 40% dos acidentes em barragens registrados nos Estados Unidos são, direta ou indiretamente, de ordem geológica. As informações geotécnicas seguem as geológicas, e vice-versa, especialmente quando se trata de barragens de material granular. A verdade é que, para a construção dessas barragens, impõe-se o conhecimento, tão exato quanto possível, das propriedades dos materiais da fundação e dos materiais de empréstimo que serão utilizados na sua constituição.

Segundo Caputo (1977) as barragens são estruturas construídas em vales e destinadas a fechá-los transversalmente, proporcionando assim um represamento de água. Não se deve confundir com *diques*, que são obras construídas ao longo do curso d'água para evitar seu transbordamento para terrenos marginais mais baixos.

Assim como as inúmeras vantagens desfrutadas pela construção de uma barragem, são os riscos que as eventuais falhas presentes na estrutura dessas podem causar à sociedade. No ano de 1946, em Johnstown, nos Estados Unidos, ocorreu o rompimento de uma barragem local, o que gerou uma onda de cheia com altura de, aproximadamente, 20 metros, causando assim a morte de 2209 pessoas (<http://usparks.about.com>, 2012). Felizmente, nem todos os acidentes envolvendo essas obras de engenharia possuem a mesma gravidade, contudo não é permissível que a sociedade conviva com estes tipos de riscos.

Se por um lado existem procedimentos, previstos na forma de lei e de manuais, destinados a avaliar barragens com estruturas de grande porte, por outro as de menor porte são praticamente esquecidas do ponto de vista da segurança. Essas estruturas de porte inferior, usualmente construídas de maneira menos onerosa possível, podem apresentar os mais variados tipos de problemas, assim como as de grande porte, e que apesar de não possuírem dimensões expressivas, são capazes de causar consideráveis prejuízos, tanto sociais, quanto econômicos e ambientais.

As barragens não são obras destinadas a impedir totalmente a passagem de água, seja por suas fundações ou pelos aterros. A percolação de certa quantidade de água é inevitável e, até certo ponto, desejável.

A vazão sob a barragem e estruturas auxiliares não costuma condicionar o projeto, pois salvo no caso de reservatórios muito pequenos, a quantidade de água perdida por percolação costuma ser insignificante em comparação com os volumes utilizados na operação da obra e perdidos por evaporação e infiltração no reservatório.

Há situações excepcionais em que a vazão pelas fundações se torna proibitiva mesmo em barragens grandes, como foi o caso da barragem Hales Bar, nos EUA, construída em região de calcário cavernoso, que veio a ser abandonada (Sandroni, 2001). O que acontece em casos semelhantes é que as águas do reservatório podem migrar em grande vazão para os vazios da rocha calcária, não só impedindo o completo enchimento do lago do reservatório, como provocando variações de nível, fluxo e pressões no aquífero local o que, de sua parte, coloca em risco a própria obra da barragem, como também outras edificações próximas.

As rochas calcárias são rochas carbonáticas, em que predominam os carbonatos de cálcio (CaCO_3) e magnésio, que as compõem em diferentes proporções, formando então os calcários calcíferos, mais ricos em carbonato de cálcio, e os calcários dolomíticos, mais ricos em carbonato de magnésio. As águas pluviais interagem com o gás carbônico, CO_2 , do ar produzindo um ácido fraco, o ácido carbônico (H_2CO_3). Essas águas assim levemente acidificadas, ao encontrar um maciço calcário fraturado, penetram por essas discontinuidades e vão lentamente, através do tempo geológico, dissolvendo a rocha e produzindo vazios que podem evoluir para grandes fendas, cavernas e canais por onde fluem as águas interiores. A maior parte das famosas e belas cavernas brasileiras, com suas estalactites e estalagmites, são feições originadas desse fenômeno de dissolução de rochas calcárias.

O principal fenômeno cárstico de interesse da engenharia é o afundamento, brusco ou lento, de terrenos. Esses afundamentos, que podem destruir por completo edificações de superfície, colocando em risco patrimônios e vidas humanas, são decorrentes do colapso de

um teto de caverna, que pode estar a dezenas de metros de profundidade, ou da contínua migração de solo para o interior de fendas ou cavernas subterrâneas, o que, com o tempo, vai também ocasionar um afundamento em superfície. Em boa parte do território nacional, por decorrência do clima tropical úmido, as rochas calcárias cársticas estão cobertas por uma camada de solo de espessura variada, os chamados carstes cobertos, o que torna muito comum o abatimento decorrente da migração de solo para o interior de fendas e cavernas.

Os processos dinâmicos relacionados à ação mecânica da água nos solos podem interferir na estabilidade e durabilidade das obras de engenharia, associando-se a diversos problemas, tais como a instabilidade de paredes de escavação, inundação durante a escavação, deflagração de movimentos de massa em taludes e encostas, rupturas e erosão tubular regressiva (*piping*).

O presente trabalho baseia-se na revisão de casos de sinistros ocorridos em território nacional e possíveis soluções adotadas à respeito do mecanismo de *piping*. Busca-se, através de uma revisão bibliográfica teórica e avaliação de estudos de caso, a compreensão dos mecanismos que regem tais fenômenos e suas consequências.

Após esta breve introdução, apresenta-se o segundo capítulo que demonstra os principais objetivos do presente estudo. Já no capítulo três abordou-se o método de pesquisa realizado para obter as informações necessárias. O quarto capítulo é destinado à compreensão da origem das barragens e foram abordados os casos mais famosos de insucessos registrados na literatura. No quinto capítulo foram compilados dados a fim de se ter uma classificação detalhada dos principais tipos de barragens. O capítulo seis traz esclarecimento sobre os conceitos hidrogeológicos e geológico-geotécnicos básicos necessários para a compreensão da gênese e desenvolvimento do mecanismo de erosão tubular regressiva (*piping*). No sétimo capítulo são apresentados casos nacionais de sinistros ocorridos e no oitavo capítulo as possíveis soluções sugeridas a fim de evitar novas ocorrências de casos semelhantes. O capítulo nove é dedicado a discussões e conclusões e, por fim, no último capítulo apresenta-se a bibliografia pesquisada.

2-OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é o estudo do mecanismo de erosão tubular regressiva, conhecido na literatura de língua inglesa como *piping*, caracterizando as principais condições hidrogeológicas geradoras e a sua fenomenologia, com a apresentação de estudos de casos específicos.

Foi dada ênfase à compreensão e conseqüente discussão de casos de sinistros ocorridos em território nacional e internacional. O primeiro caso é o da barragem de Camará, oficialmente chamada de Ozanete Duarte Gondim, empreendimento construído no Rio Riachão, afluente do Rio Maranguape, localizado na divisa dos municípios de Alagoa Nova e Areia, cerca de 162 km de João Pessoa, no Estado da Paraíba. Essa barragem rompeu no dia 17 de junho de 2004.

Outro caso estudado é o do rompimento da barragem de Santa Helena, localizada no rio Jacuípe, município de Dias d'Ávila, Estado da Bahia. A água represada pela barragem de Santa Helena tinha como destino o abastecimento de empresas inseridas no Polo Petroquímico de Camaçari. Antes, o abastecimento era realizado através do rio Joanes, porém devido o fato de o rio Jacuípe possuir uma vazão elevada, foi construída uma adutora com 11 km de extensão para levar água desse rio até as empresas do Polo Petroquímico. O início do processo construtivo ocorreu em agosto de 1976 e foi finalizado em dezembro de 1979. A ruptura do corpo do barramento composto por terra homogênea com dreno vertical de areia ocorreu na tarde do dia 09 de maio de 1985. Graças ao acionamento da defesa civil, por parte do prefeito, não foram constatadas vítimas a jusante da barragem.

3-METODOLOGIA

Primeiramente, foram pesquisados trabalhos publicados na literatura nacional e internacional sobre o tema nos quais se destacam como principais referências os livros e artigos: Geologia de Engenharia (ABGE, 2011), Mecânica dos solos e suas aplicações 2 (CAPUTO, 1977), Introdução à mecânica dos solos (VARGAS, 1977). Curso básico de mecânica dos solos (SOUZA PINTO, 2000). Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas (FIORI E CARIGNANI, 2009). Outros trabalhos de destaque são: Parecer técnico sobre as causas de ruptura da barragem Camará (KANJI, 2004). O imprevisível e o imprevisto em obras de engenharia (NIEBLE, 2005).

Essa pesquisa buscou a definição de diversos conceitos hidrogeológicos, geológicos e geotécnicos que são fundamentais no estudo das barragens e necessários para a compreensão do desenvolvimento, e gênese, do mecanismo de erosão tubular regressiva. Posteriormente foram pesquisados casos de ocorrência de *piping* registrados no território nacional e possíveis soluções sugeridas para serem tomadas em casos semelhantes.

4-HISTÓRICO DAS BARRAGENS E ACIDENTES RELACIONADOS.

Assim como desde os tempos mais primórdios a água tem sido um bem precioso e fundamental para a civilização, a preocupação em como disponibilizar este bem para o consumo humano sempre esteve presente na sociedade.

A escolha do local para a implantação de uma barragem é feita segundo um planejamento geral em que contemplam as condições geológicas e geotécnicas da região, além de outros fatores, como; hidráulicos, hidrelétricos e político-econômicos. Seja sua função destinada à geração de energia elétrica, a exemplo da Usina Hidrelétrica de Itaipú – PR, ou para abastecimento de polos petroquímicos, como é o caso da barragem de Santa Helena – Salvador – BA, as barragens tem assumido um posto de fundamental importância no avanço evolutivo da humanidade.

Abordou-se nesse capítulo um breve histórico de barragens já construídas, assim como são citados alguns incidentes que se tem registro envolvendo essas estruturas.

4.1 – Histórico

As primeiras obras hidráulicas provavelmente foram executadas antes que o homem fosse homem, *Homo Sapiens*. Tais e quais os castores e outros seres construtores, o homem primitivo já se envolvia com obras hidráulicas. Mas eram oriundas mais de uma inteligência instintiva do que fruto de reflexão.

Muitos conceitos errôneos e a falta de transmissão do conhecimento, dentre outros, foram fatores que limitaram a evolução científica durante todo período um desde a Antiguidade até o Renascimento. É claro que vários outros fatores histórico-tecnológicos reforçaram esta limitação (PEREIRA, 1994 apud SILVA; PIRES 2006).

Conforme Costa e Lança (2001), as primeiras barragens surgiram da necessidade de armazenar as águas das chuvas de modo a poder utilizá-las durante a época de seca. Os mesmos autores citam registros de barragens antigas. Segundo eles, a primeira de que se tem registro foi construída na região conhecida como Caldéia, no rio Tigre. Outra muito antiga teve sua construção no rio Nilo, nas proximidades de Mênfis.

Na Índia é incontável a quantidade de barragens, de modo que quando os ingleses ocuparam esse território encontraram, só nas adjacências de Madrastra, milhares de barragens

de pequeno porte, todas destinadas à irrigação. Uma dessas, localizada em Ponniary, inundava mais de 200 Km².

Na ilha do Ceilão, quando os portugueses lá desembarcaram, encontraram mais de 700 barragens. Os árabes na Península Ibérica construíram centenas de obras de barramento com a finalidade de armazenamento destinado à irrigação.

Em suma, onde há civilização existem também barragens e demais obras hidráulicas destinadas ao bom aproveitamento da água. Problemas tendem a surgir quando essas estruturas são executadas de forma errônea ou quando a manutenção destas é negligenciada, e caso ocorra a manutenção do barramento essa deverá ser bem executada. Em média, ocorrem dez rompimentos significativos de barragens no mundo a cada década. Durante o século XX, houve 200 casos notáveis de falhas em reservatórios ao redor do mundo e mais de 250.000 pessoas foram fatalmente vitimadas em desastres desse tipo (MCCULLY, 2001 apud ZUFFO, 2005).

4.2 – Principais registros de acidentes

Mcculy (ZUFFO, 2005) constata que o maior desastre mundial relacionado com ruptura de barragens ocorreu na província de Henan, na China, em agosto de 1975. Muito embora as autoridades chinesas tenham conseguido abafar o caso por quase duas décadas, há indícios de que cerca de 230.000 pessoas tenham perdido suas vidas nesta catástrofe. As barragens de Banqiao (fig.01) e Shimantan foram construídas na bacia do rio Huai, um tributário do Yangtze, em meados da década de 1950.



Figura 01 - Barragem de Banqiao, China - 1975, após o rompimento, Fonte: <http://revoada.net/10-grandes-desastres-nao-naturais>.

No ano de 1979, um acidente com grandes perdas econômicas ocorreu na Barragem de Teton (fig.02). A obra, uma barragem de terra destinada ao armazenamento de água, sofre uma ruptura por erosão interna regressiva, *piping*, na fundação da região de uma das ombreiras. A ruptura foi rápida e desde a primeira observação de problemas até o colapso total do corpo de barramento foram cerca de 5 horas. O problema foi identificado como sendo uma área de concentração do gradiente hidráulico excessivo na fundação junto de uma trincheira de vedação de concreto e o solo siltoso erodível, utilizado como aterro.



Figura 02 - Barragem de Teton, USA - 1979, momentos após a ruptura. Fonte: Fernandes, 1977.

Segundo Carbajo (2005), a barragem de Camará, localizada na cidade de Alagoa Nova-PB, rompeu em 2004 por erosão interna regressiva na fundação. O autor afirma que a barragem havia sido construída com sua ombreira esquerda apoiada em fundações de rocha alterada, por onde o processo erosivo teve início.

O acidente de Scofield , ou Schofield, relatado a seguir, é um exemplo de barragem cujo maciço foi razoavelmente bem compactado, que sofreu um sério acidente por carreamento devido à inexistência de filtragem adequada em seu sistema de drenagem interna. A barragem de Scofield foi construída no ano de 1925, em Utah, nos Estados Unidos. O acidente se deu em 1928 quando o reservatório estava no nível mais alto desde a entrada em operação. O problema se deu devido à barragem ter sofrido perda substancial de material de porção de montante por carreamento. O maciço de terra com 19 metros de altura foi construído conforme mostrado na seção da fig.03.

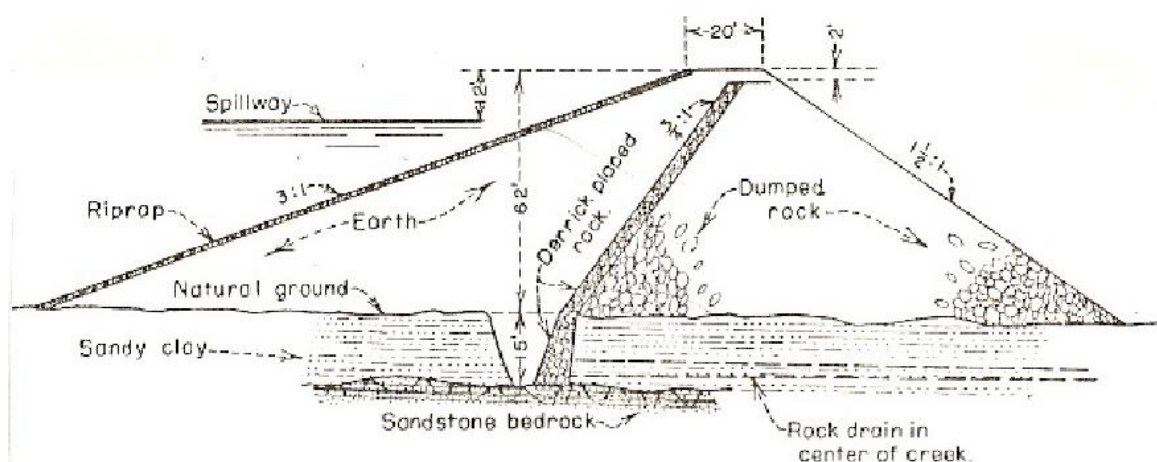


Figura 03 – Seção esquemática da Barragem de Schofield, USA-1928. Apostila barragens, Sandroni, 2006.

A zona de montante foi construída com uma argila siltosa de coloração amarelo-clara derivada de coluvionamento dos arenitos e folhelhos das encostas vizinhas. A zona de jusante foi formada por rocha de pedreira em blocos com peso de até 6 toneladas. Entre as duas zonas foi colocada uma faixa de blocos assentados com grua. O maciço argiloso foi construído em camadas de 15 centímetros previamente umedecidas e compactadas com rolo liso de 10 toneladas. A superfície era escarificada antes do lançamento da próxima camada. O acidente se deve ao carreamento do material argiloso para o interior da zona de enrocamento a jusante. Só não ocorreu um desastre porque o enrocamento resistiu tempo suficiente para que se lançassem sacos de areia e solo a montante.

5-TIPOS DE BARRAGENS

De forma sucinta pode-se classificar as barragens como sendo de concreto, aterro ou alvenaria. Cada uma tem características específicas como: modo construtivo, solicitações, exigências de fundação e comportamentos que devem ser considerados sempre que se estuda um determinado empreendimento de tal porte.

A respeito das principais finalidades dessas obras pode-se citar o amortecimento de cheias, armazenamento de água para abastecimento de cidades, suprimento à irrigação, lazer e acumulação de resíduos tóxicos. Porém, a sua principal função está relacionada à produção de energia elétrica nas usinas hidrelétricas.

A barragem cujo objetivo é desviar o curso d'água é denominada barragem de derivação, caso contrário, denominam-se as barragens com objetivos diferentes (por exemplo, produção de energia ou armazenamento de água), como barragens de acumulação.

5.1 - Barragens de concreto

O concreto tradicional, concreto compactado a rolo (CCR) e o concreto ciclópico são os materiais usados na construção de barragens de concreto. Com esse tipo de material os principais tipos de barragens são as de peso (ou gravidade), contrafortes e em arco.

Para a adoção da barragem de concreto para o barramento, o local deve possuir as seguintes características:

- A largura do vale na cota da crista da barragem deve ser a mais estreita do trecho barrável do rio.
- Disponibilidade de pedreiras para a obtenção da brita e jazidas de areia facilmente exploráveis nas proximidades do local.
- Facilidade de adquirir cimento em quantidade suficiente na região.
- As fundações e ombreiras devem ser de material resistente; caso as fundações possuam uma camada superficial de aluvião, esta não deve ser muito espessa, para não encarecer a obra com os trabalhos de remoção da mesma.
- Facilidade para construção de acessos.

5.1.1- Barragem de contraforte

As barragens de contrafortes (fig.04), também denominadas de gravidade aliviada, possuem subpressão (pressão ascendente exercida pela água que infiltra por fissuras e poros da rocha no contato entre a base do barramento e fundação ou descontinuidades) muito reduzida quando comparadas as de gravidade.



Figura 04 – Usina hidrelétrica de Itaipú, fonte: <http://jie.itaipu.gov.br>

Isso ocorre porque as barragens de contrafortes possuem menor área da base, enquanto o peso da água sobre o parâmetro inclinado de montante praticamente elimina a possibilidade de tombamento. Em contrapartida a diminuição do peso as torna mais sensíveis a problemas de deslizamento, tornando comum o uso de reforços atirantados na fundação.

Essas barragens tem sua economicidade fortemente controlada pela geologia, pois dependendo da altura e geometria dessas obras chega-se a usar cerca de 25% a 40% menos de concreto que as barragens de concreto-gravidade. Por outro lado os esforços compressivos aplicados sob os contrafortes aumentam, requerendo fundações de melhor qualidade.

5.1.2- Barragem de gravidade

As barragens de gravidade (fig.05), também chamadas de concreto-gravidade ou barragem de peso, são caracterizadas por terem a sua estabilidade assegurada pelo seu próprio peso. O peso do barramento, em conjunto com as dimensões da base, deve ser adequado à resistência da fundação.

Os principais esforços atuantes são o peso do próprio barramento (P), a supressão (U) e empuxo da água (E). Esses esforços são representados segundo a norma italiana por um diagrama triangular, que varia de um valor máximo, expresso por $m\gamma_a h$, até zero a jusante. O coeficiente m cresce até o valor máximo igual a 1 (um), à medida que piora a natureza do material de fundação.

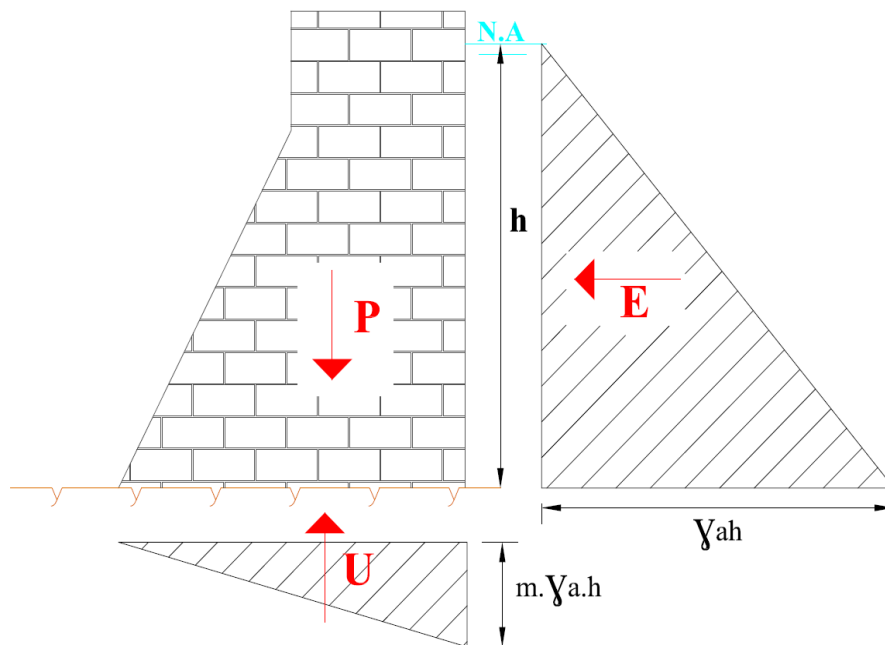


Figura 05 – Barragem de gravidade com esforços indicados, Fonte: Autor.

Onde:

P =Peso do próprio barramento.

E =Empuxo da água.

U = Subpressão.

γ_a = peso específico da água.

h = altura.

m = momento.

Além desses esforços vale considerar, ainda, o coeficiente de atrito da barragem com o terreno, expresso pela letra f . Alguns autores admitem o valor de 0,5 até 0,8. Um

procedimento utilizado visando aumentar esse valor é abrir chavetas ou “dentes” no terreno da fundação (fig.06).

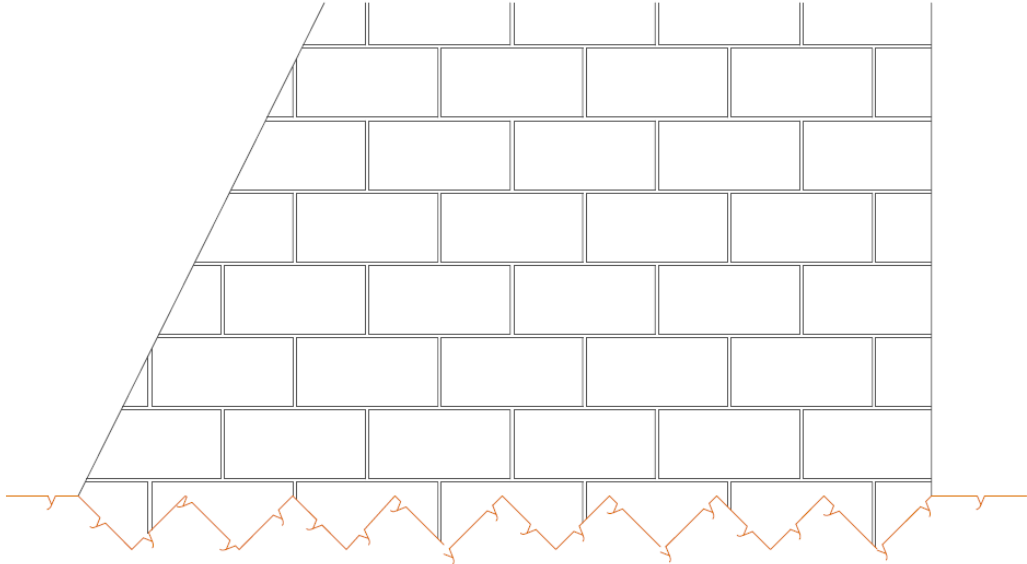


FIGURA 06 – Desenho esquemático dos “dentes” escavados na fundação da barragem, visando aumentar o valor de atrito da mesma com o terreno, Fonte: Autor.

A respeito do esforço de subpressão, esse é definido como a pressão ascendente exercida pela água que infiltra por fissuras e poros da rocha no contato entre a base do barramento e fundação ou discontinuidades.

As condições de estabilidade a serem satisfeitas entre as forças verticais, horizontais e momentos são as mesmas usadas no dimensionamento dos muros de arrimo, ou seja:

- Segurança contra o tombamento: $\Sigma M = 0$.
- Segurança contra o escorregamento: $\Sigma H / \Sigma V$ inferior ou igual a f .
- Segurança contra a ruptura da fundação: $\rho_{\text{máx.}} < \rho_{\text{terreno}}$.

Onde:

M = momentos.

$\rho_{\text{máx.}}$ = pressão máxima.

ρ_{terreno} = pressão admissível do terreno.

Quando o equilíbrio entre as forças resistentes e as forças desestabilizadoras é rompido podem-se originar dois mecanismos de ruptura. São esses o mecanismo de tombamento e o mecanismo de deslizamento.

O mecanismo de tombamento ocorre com menor frequência que o de deslizamento, isso decorre do fato que antes de ocorrer o tombamento, desenvolvem-se esforços como o de tração e aumentos de subpressão a montante e conseqüentemente aumentos de compressão a jusante, e por fim ocorre a ruptura por deslizamento.

5.1.3- Barragem em arco

Nas barragens em formato de arco (fig.07) a estabilidade é garantida pela forma curvilínea assumida, o que faz com que as pressões exercidas pela água sejam, em sua grande maioria, transferidas para as ombreiras. É importante que os locais escolhidos para esse tipo de barragem sejam vales estreitos e regulares para que assim a transferência de esforços para as ombreiras ocorra de forma eficaz .

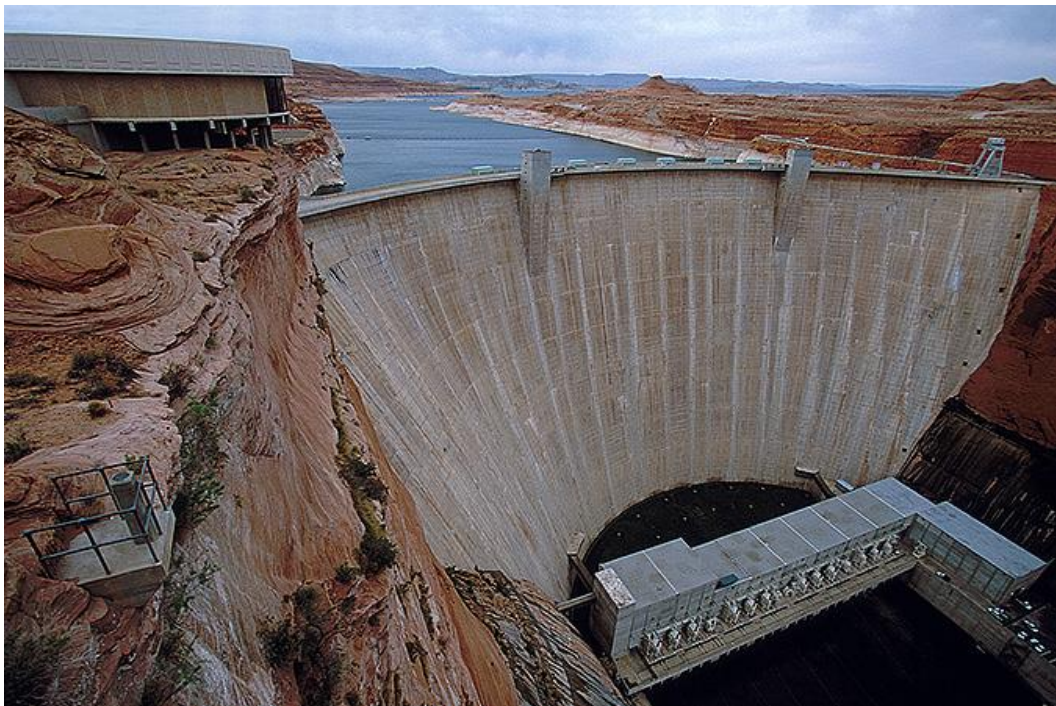


Figura 07- Barragem do tipo arco, Glen Canyon Dam – Utah - EUA, Fonte: <http://pinker.wjh.harvard.edu>

Frequentemente, essas barragens requerem escavações consideráveis nas ombreiras e no leito do rio, seja com o intuito de atingir a rocha sã, visto que as exigências de fundação são maiores nesse tipo de barramento, ou simplesmente para atingir uma geometria adequada.

5.2- Barragens de terra

Já nas construções das barragens de aterro são usados materiais de pouca resistência quando comparados com o usado nos barramentos de concreto. As barragens de terra junto com as de enrocamento compõem os tipos mais comuns.

Este tipo de barragem é apropriado para locais onde haja disponibilidade de solo argiloso ou areno/argiloso, além da facilidade de situar o vertedouro em uma das margens, utilizando o solo escavado para construção da barragem, evitando, sempre que possível, o bota-fora de material.

Um local com as seguintes características básicas seria adequado para a construção e uma barragem de terra:

- Possibilidade de posicionamento do vertedouro fora do corpo da barragem, utilizando-se favoravelmente as condições topográficas, para dirigir as águas lateralmente, contornando assim a mesma.
- Facilidade de localização do vertedouro, visando evitar correntes com altas velocidades ao longo dos taludes da barragem.
- Estabilidade e confiabilidade das fundações sob as barragens.
- Possibilidade para diminuição dos volumes de materiais de construção, da barragem a ser construída no local mais estreito do rio, como eixo longitudinal perpendicular às ombreiras.
- A montante do local de construção da barragem não devem existir desmoronamentos e, caso existam, devem ser estabilizados.
- Possibilidade de espaço razoável para a construção do maciço, no caso de se optar por sangradouros no trecho do leito do rio.
- Existindo locais topográfica e geologicamente adequados, é recomendável construção de pequenos diques em cotas inferiores á do coroamento da barragem para que, na decorrência de cheias excepcionais, possam os mesmos romper, funcionando como descarregadores auxiliares, impedindo o transbordamento do maciço e sua conseqüente destruição (diques fusíveis).

O tipo de barragem de terra, homogênea ou zoneada, é geralmente escolhido em função do volume e da qualidade dos materiais existentes no local, dos processos construtivos a serem utilizados dos solos que constituem as fundações da barragem. Sempre que possível,

devem ser utilizados, no corpo da barragem, materiais escavados para construção do vertedouro e outras escavações obrigatórias. Se no local da barragem houver quantidades suficientes de solo argiloso ou areno-siltoso/argiloso, a barragem homogênea é a mais recomendada para alturas aproximadas de até 10 metros, por ser mais simples e prática em termos construtivos.

5.2.1-Barragem de terra de solo granular

As barragens de terra (fig.08) são feitas com a utilização de solo composto por granulometria fina a grossa, tendo permeabilidade baixa e com comportamento condicionado principalmente pelas forças de poropressão.



Figura 08 – Barragem de Algodões, pouco após o rompimento ocorrido no ano de 2009. Fonte: <http://www.portalcotanorte.meionorte.com>

As barragens homogêneas e as barragens zoneadas são as mais utilizadas e ambas são construídas utilizando compactadores de solo. Nos barramentos homogêneos é usado um mesmo tipo de solo. É comum a utilização de solo argiloso e de baixa permeabilidade, outra característica são os taludes abatidos (de 2,5 a 2,0 H/ 1 V).

Já o mesmo não ocorre com as barragens zoneadas, nesse tipo de barramento um núcleo impermeável é envolto por zonas externas, composta em sua maioria de material granular mais permeável e resistente à deslizamentos. Em ambas variantes, os esforços transmitidos para as fundações são baixos, de maneira que estas podem ser construídas sobre fundações de solo, desde que sejam compatíveis com a resistência e deformabilidade dos próprios materiais da barragem.

Nesses tipos de barragem os problemas envolvendo erosão interna, ou “piping”, são mais comuns. Outros mecanismos de acidentes assim como, galgamento (“overtopping”), deslizamento de taludes e fissuramento, também ocorrem com maior frequência em barramentos de terra.

5.2.2-Barragem de enrocamento

Entende-se por barragem de enrocamento, aquela que é composta por aterro feito com fragmentos de rocha ou cascalho, que sofreu compactação através de rolos vibratórios pesados. É importante a ausência de finos disseminados na massa, pois esta deve ser livremente drenante. Por outro lado uma combinação adequada de finos granulares podem melhorar as características de resistência e deformabilidade do material.

Problemas relacionados a deslizamento de taludes são menos comuns nesse tipo de barragem, dado o elevado ângulo de atrito do enrocamento. Estas são construídas, preferencialmente, sobre fundações resistentes, porém sua implantação em outros tipos de fundação é comum, já sendo relatados casos de construção sobre rocha alterada, saprolitos densos, aluviões compactados e outros materiais que possuem deformabilidade e resistência compatíveis com os dos materiais usados no eixo do barramento.

5.3- Barragem de Alvenaria

As barragens de alvenaria (fig.9), abordadas nesse estudo, são as do tipo de gravidade, e consistem de um muro, cuja seção transversal se aproxima de um triângulo retângulo, e que resiste através do seu peso próprio à pressão da água presente no reservatório e à subpressão exercida pela água que se infiltra pelas fundações. Este tipo de barragem possui um trecho central de barramento.



Figura 9 – Foto da CGH Falcão, localizada em Sumidouro – Rio de Janeiro, Fonte: Autor.

O vertedouro, preferivelmente coincide com a parte central do vale, onde corre o rio, destinado a permitir o extravasamento da água excedente. As barragens de alvenaria de pedra argamassada são recomendáveis para vales relativamente estreitos, onde o represamento requer pouca altura, e onde a construção de um canal extravasador é problemática. O vale deve ter fundações em rocha e encostas amplas, inclinadas e rochosas ou com rocha situada a pouca profundidade.

Embora a construção de uma barragem desse tipo seja mais demorada que a de concreto, nas regiões ricas em pedras e para barragens com pouco volume de material, a construção em alvenaria pode ser a alternativa mais econômica.

Para ser viável a adoção de barragem de pedra argamassada, o local escolhido para o barramento deve ter as seguintes características:

- Disponibilidade, nas proximidades do local, de pedras em quantidade suficiente, com dimensão de 15 a 30 cm, forma semi-regular, com pelo menos duas faces paralelas, ou existência de pedra apropriada de fácil exploração.
- Facilidade em adquirir areia e cimento na região.
- A largura do vale na cota da crista da barragem deve ser a menor existente no trecho do curso d'água em que se deseja instalar um barramento.

- As ombreiras ou encostas e as fundações devem ser resistentes, constituídas de rocha sã ou pouco fraturada. Se a fundação for recoberta por uma camada de aluvião, esta não deve ser muito espessa, visto ser necessária a sua remoção.
- Disponibilidade de acesso para transporte do material e equipamentos, ou facilidade para sua remoção.

6-ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS **RELACIONADOS À IMPLANTAÇÃO E OPERAÇÃO DE BARRAGENS**

Nesse capítulo serão abordados conceitos hidrogeológicos e geotécnicos sobre a movimentação d'água subterrânea. Dentre os diversos tipos de problemas geológico-geotécnico que se pode encarar quando se pretende implantar uma barragem destacam-se, devido aos grandes danos causados, os relacionados à instabilidade das encostas dos reservatórios e ombreiras, e o desenvolvimento de erosão interna regressiva (*piping*). É sobre esse último mecanismo que foi dado mais atenção, assim, visando o entendimento de seu processo evolutivo.

6.1- Carga Hidráulica

No estudo de fluxo da água, é conveniente expressar as componentes de energia pelas correspondentes cargas em termos de altura de coluna d'água. Conforme demonstrado por Bernoulli, a carga total ao longo de qualquer linha de fluxo de fluido incompressível mantém-se constante. Sendo assim a carga total é igual ao somatório de três parcelas:

$$\text{Carga Total} = \text{Carga Altimétrica} + \text{Carga Piezométrica} + \text{Carga Cinética}$$

Devido a velocidade de percolação da água ser muito baixa, nos problemas relacionados a esse assunto a carga cinética é totalmente desprezível. Sendo assim a equação básica assume a forma:

$$\text{Carga Total} = \text{Carga Altimétrica} + \text{Carga Piezométrica}$$

Entende-se por carga altimétrica a diferença de cota entre o ponto considerado e qualquer cota definida como referência. Já no caso da piezométrica, define-se como sendo a pressão neutra no ponto, expressa em altura de coluna d'água (fig.10).

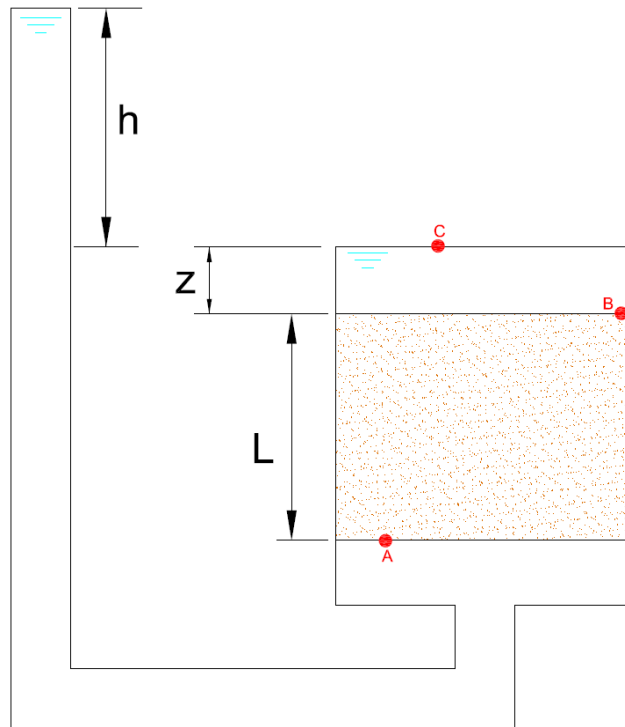


Figura 10 – Permeâmetro preenchido com areia, Fonte: Autor.

Onde:

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

z = carga piezométrica.

h = diferença de carga que se dissipará na percolação.

Caso deseje-se calcular a carga total (h_n) apresentada em um ponto qualquer, deve-se somar a carga altimétrica com a carga piezométrica. Por exemplo, no ponto A, a carga altimétrica é igual a 0 (zero) e a piezométrica é igual a carga total, ou seja, $h_A = L+z+h$.

Já no caso do ponto B, a carga altimétrica é igual a L e a piezométrica é nula, logo a carga total será: $h_B = L+z$. Para o ponto C, temos que a carga altimétrica é igual a $L+z$ e a piezométrica igual a z , dessa forma temos que o valor assumido para a carga total nesse ponto será o somatório: $h_C = L+z$.

6.2 – Lei de Darcy

Com certa frequência a água ocupa a maior parte, ou a totalidade, dos vazios presentes no solo, essa quando submetida a diferenças de potenciais se desloca no seu interior. O estudo

da percolação da água nos solos é muito importante, pois intervém num grande número de problemas práticos, que podem ser agrupados em três tipos:

- i. Nos cálculos das vazões, por exemplo, na estimativa da quantidade de água que se infiltra numa escavação.
- ii. Na análise de recalque, porque, frequentemente, esse está relacionado com a diminuição do índice de vazios, que ocorre pela expulsão de água deste.
- iii. Nos estudos de estabilidade, devido ao fato de que a tensão efetiva (que comanda a resistência do solo) depende da pressão neutra, que, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação da água.

Experimentalmente, no ano de 1856, o engenheiro francês Henry Philibert Gaspard Darcy analisou o comportamento do fluxo aquoso em um permeâmetro preenchido com areia e verificou como os diversos fatores geométricos influenciavam a vazão d'água e chegou a uma equação que ficou conhecida pelo seu nome:

(Lei de Darcy)

$$Q = K \frac{dh}{dL} A$$

Onde:

Q = Vazão do fluxo subterrâneo pela seção transversal

dh = Carga que dissipa na percolação.

dL = Distância ao longo da qual a carga se dissipa.

A = Área da seção transversal do permeâmetro.

K = Coeficiente de permeabilidade.

A relação h (carga que dissipa na percolação) por L (distância ao longo da qual a carga se dissipa) é chamada de gradiente hidráulico, expresso pela letra i . Portanto, a Lei de Darcy assume o seu formato mais usual.

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

Como a vazão dividida pela área indica a velocidade com que a água sai da areia. Esta velocidade, v , é chamada de velocidade de percolação. Em função dela a Lei de Darcy fica sendo:

$$v = K \cdot i$$

A velocidade considerada na Lei de Darcy é a vazão dividida pela área total. Logo, esse valor é referente à velocidade de água do ponto 1 ao ponto 4, ou dos pontos 3 ao 4 (fig.11). Porém, é sabido que a água percola somente pelos espaços vazios presentes nos solos e não por todo seu volume, sendo assim, deve-se entender que a água não passa por toda a área, e sim somente pelos espaços vazios. Sendo assim a velocidade medida pela Lei de Darcy é aparente, aproximada, ou também chamada velocidade de descarga.

Para se obter um valor mais preciso, pois a água percorre um caminho tortuoso e não linear, conforme indicado na figura, da água percolante, deve-se aplicar o conceito de porosidade efetiva, indicado por n , que por definição é calculado pela relação entre o volume de vazios e o volume total.

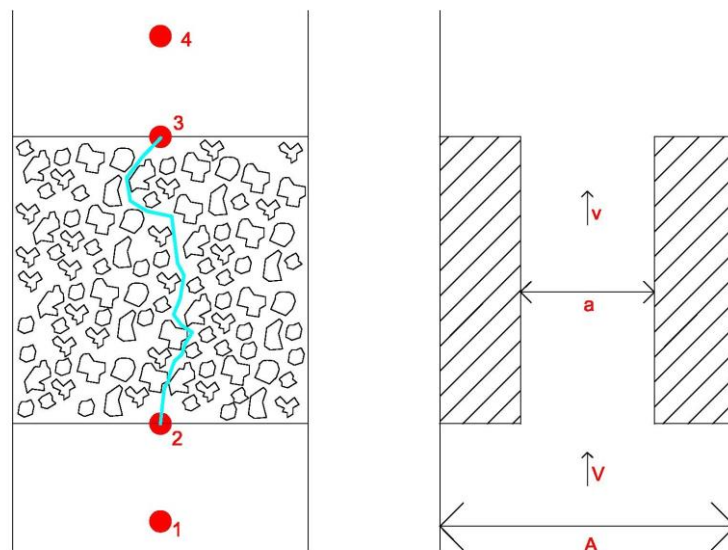


Figura 11 – Esquema representativo das velocidades de percolação e de fluxo, Fonte: Autor.

Então, a velocidade média linear pode então ser expressa por:

$$\bar{v} = v \frac{A}{a} = \frac{v}{n}$$

Onde:

v = Velocidade de fluxo.

\bar{v} = Velocidade de descarga (real de fluxo).

A = Área total

a = Área referente aos espaços vazios.

n = Porosidade efetiva.

6.3- Rede de fluxo

Para que ocorra movimento de água entre dois pontos em um meio poroso, é necessário que haja, entre eles, uma diferença de carga total. Conforme visto anteriormente, entende-se por carga total o somatório da carga altimétrica e carga piezométrica. A energia cinética deveria ser inserida nesse somatório, mas devido à velocidade de percolação da água ser muito baixa em meios porosos, essa é totalmente desprezível.

Quando o fluxo de água ocorre sempre na mesma direção, denomina-se esse por fluxo unidimensional. Se o fluxo das partículas de água se desloca em um plano, livremente, o fluxo é bidimensional. Agora, se as partículas se deslocam segundo qualquer direção do espaço real, o fluxo é denominado tridimensional. A migração das partículas de água para um poço é um exemplo claro desse tipo de fluxo. Já no caso das percolações pelas fundações de uma barragem, o fluxo assumido é o bidimensional. Devido à possibilidade de se interpretar o fluxo como sendo bidimensional nas obras de engenharia, como é o caso em muitos problemas de estabilidade de barragens, este merece destaque dentre os outros.

O trajeto que a água percorrer através de um meio saturado é designado como linha de fluxo. O fato de ser estabelecido um regime laminar, conclusão que pode ser comprovada através de experimentos feitos em modelos de areia, indica que ocorre a impossibilidade do cruzamento das linhas de fluxo. Por outro lado, devido à perda de carga no percurso, haverá uma determinada fração de carga total sendo consumida ao longo da linha de fluxo. Define-se o conceito de linha equipotencial como o lugar geométrico dos pontos com igual carga total (fig.12).

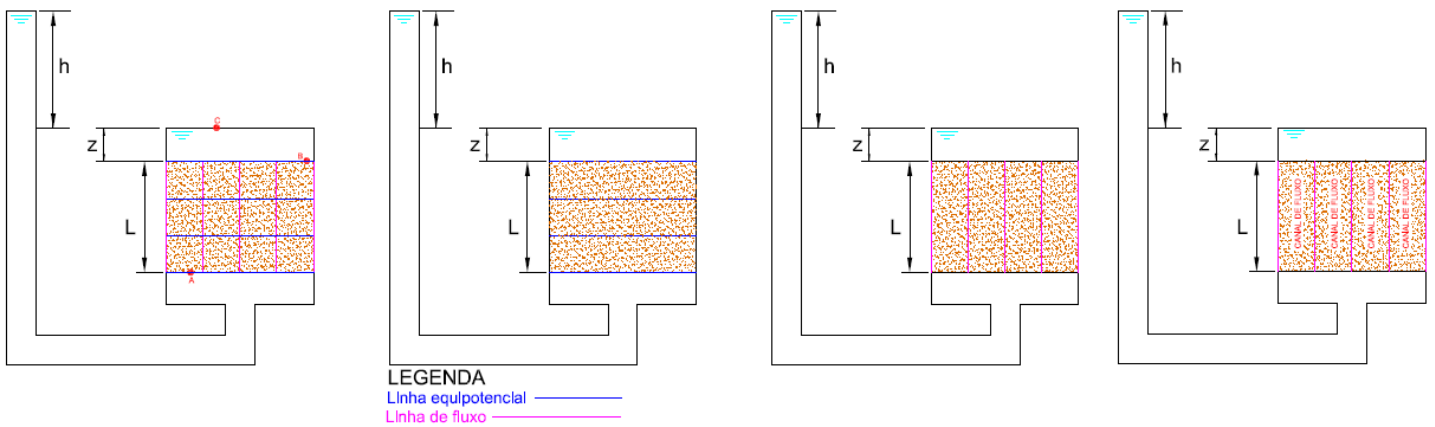


Figura 12 – Esquema representativo dos elementos constituintes de uma rede de fluxo, Fonte: Autor.

A representação gráfica conhecida como rede de fluxo (fig.13) facilita muito a compreensão dos caminhos percorridos pela água e da correspondente dissipação de carga. Tomemos como exemplo um permeâmetro preenchido com areia. Tanto para o traçado da rede como para os cálculos, é conveniente escolher espaçamentos iguais entre as linhas, formando quadrados.

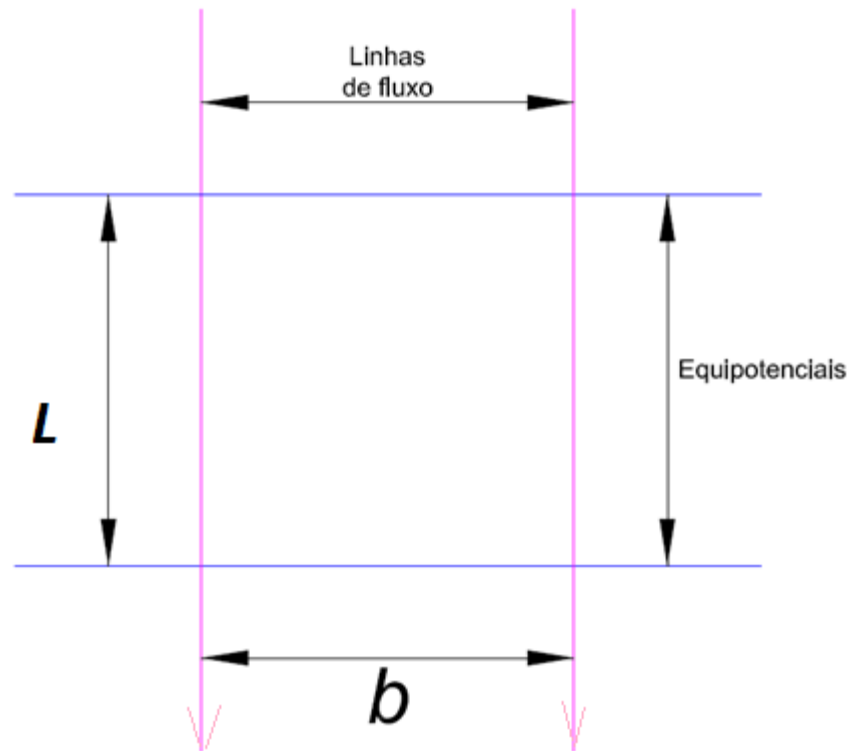


Figura 13 – Representação de uma rede de fluxo, Fonte: Autor

Sendo:

$N_f = n^\circ$ de canais de fluxo.

$N_d = n^\circ$ de faixas de perda potencial.

$L =$ distância entre equipotenciais.

$b =$ largura do canal de fluxo.

Os valores atribuídos não precisam ser inteiros.

Há um número ilimitado de linhas de fluxo e equipotenciais, dessas escolhem-se apenas algumas, numa forma conveniente, para a representação da percolação. Em meios isotrópicos, as linhas de fluxo seguem caminhos de máximo gradiente (distância mínima), dessa forma as linhas de fluxo interceptam as equipotenciais, formado ângulos retos.

Após a construção da rede de fluxo com igual espaçamento entre as linhas equipotenciais, visando a que a perda de carga em cada faixa de perda de potencial fosse igual, consegue-se obter dessa a perda em cada uma por:

$$h_n = h/N_d$$

Pode-se calcular o gradiente, através de:

$$i = \frac{h}{L} = \frac{h}{L \cdot N_d}$$

Já no caso do cálculo da vazão por um elemento qualquer da rede de fluxo (fig.14), pela lei de Darcy:

$$q_i = \frac{K h}{L \cdot N_d \cdot b} = \frac{K h}{N_d}$$

No caso do cálculo da vazão total:

$$Q = k h \frac{N_f}{N_d}$$

6.4- Força de percolação

Quando a água está confinada no interior dos poros ou das fraturas e por algum motivo ocorre qualquer alteração nas condições de contorno do nível piezométrico, ocorrerá, conseqüentemente, igual alteração nas poropressões, havendo, em contrapartida, uma variação nas tensões efetivas. Porém, caso a água não esteja confinada, as mudanças ocorridas nas cargas hidráulicas irão ocasionar fluxo e o escoamento estará sujeito então ao atrito entre o fluido e o meio. Esta carga se dissipa em atrito viscoso na percolação através do solo. Como é uma energia que se dissipa por atrito, ela provoca um esforço ou arraste na direção do movimento. Esta força atua nas partículas, tendendo a carregá-las. Só não o faz porque o peso das partículas a ela se contrapõe, ou por que as partículas são contidas por outra força externa, como o peso de outra partícula de classe granulométrica superior.

Em relação às condições estáticas, a força de percolação corresponde à transferência de uma parte das poropressões, atuando como tensão efetiva na direção do fluxo.

A força de percolação (F_p) é igual ao produto da diferença de carga (Δh) pela densidade da água (γ_a) e a área de aplicação da força (A), dessa forma temos:

$$F_p = \Delta h \cdot \gamma_a \cdot A$$

Num fluxo uniforme, esta força se dissipa uniformemente em todo o volume de solo, dessa forma a força por unidade de volume fica sendo:

$$Fp = \frac{(\Delta h \cdot \gamma_a \cdot A)}{L \cdot A} = \left(\frac{\Delta h}{L}\right) \cdot \gamma_a = i \cdot \gamma_a$$

Onde:

$A \cdot L$ = volume do solo

6.5- Gradiente hidráulico crítico

Quando as forças de percolação, agindo verticalmente de baixo para cima tornam-se iguais ao peso submerso do solo, as tensões efetivas no mesmo reduzem-se a zero, e assim ocorrerá um processo denominado de liquefação.

Dessa forma, entende-se por liquefação como sendo a perda de coesão do solo e, conseqüentemente, redução para zero na capacidade de suporte ocasionando o fenômeno conhecido como areia movediça.

Para se conhecer o gradiente que provoca este tipo de estado, incomum no sedimento arenoso, deve-se determinar o valor que conduz a tensão efetiva a zero, conforme visto na expressão:

$$i_c = \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_a)}{\gamma_a}$$

Onde:

i_c = Índice crítico.

γ_a = massa específica da água.

γ_{sat} = massa específica aparente do solo saturado.

Areias movediças, na natureza, são de rara ocorrência, mas o homem é capaz de criar esta situação nas suas obras. Por exemplo, no caso de uma barragem construída sobre uma camada de areia fina sobreposta a uma de areia grossa (fig.14). A água do reservatório percolará pela fundação, percorrendo horizontalmente, e preferencialmente, a camada de areia grossa, e emergirá a jusante através da areia fina. Neste movimento ascendente, ocorre a possibilidade de atingir-se o valor crítico, e assim ocorrerá, eventualmente, o tombamento da mesma.

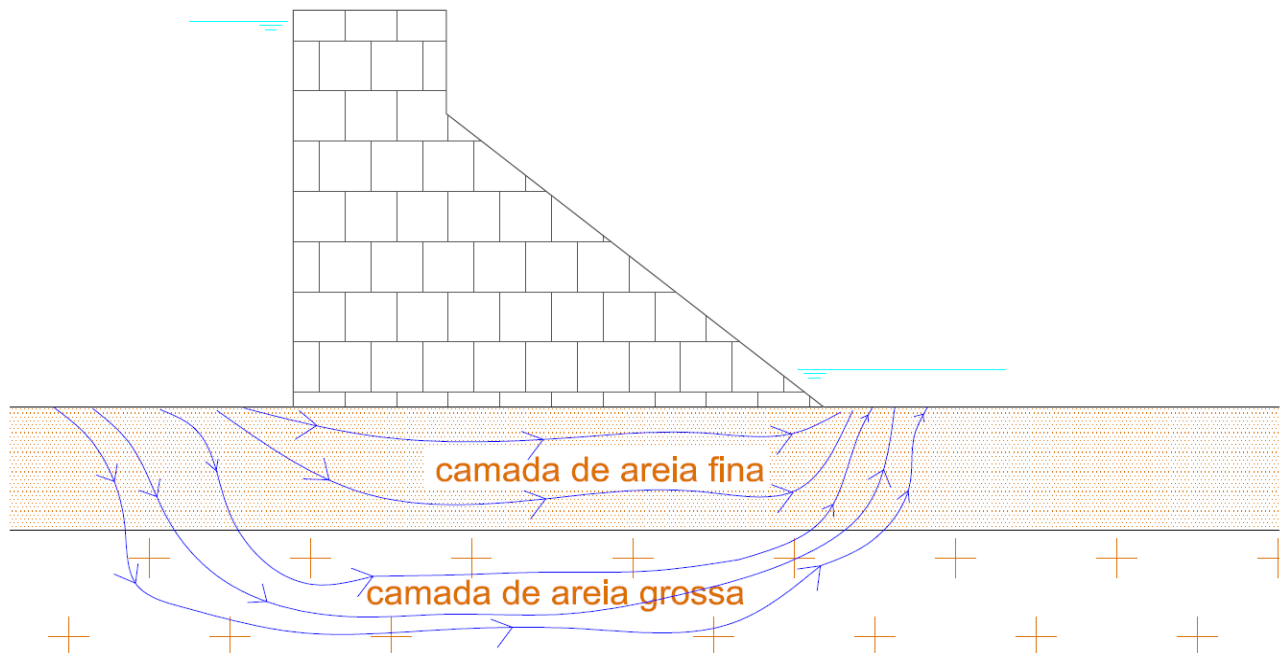


Figura 14 – Exemplo do estado de areia movediça em barragem, Fonte: Autor.

Assim como nesse exemplo, a possibilidade de se atingir o gradiente crítico ocorre também na situação em que estacas-prancha são ancoradas em uma escavação em areia (fig. 15), na qual o nível d'água é rebaixado para que se possa trabalhar a seco no local. Caso ocorra a perda de resistência, devido à presença do estado de areia movediça, “mergulhão” as pessoas e equipamentos que estiverem trabalhando no fundo da escavação e, eventualmente, ocorrerá a ruptura do escoramento por falta de sustentação lateral.

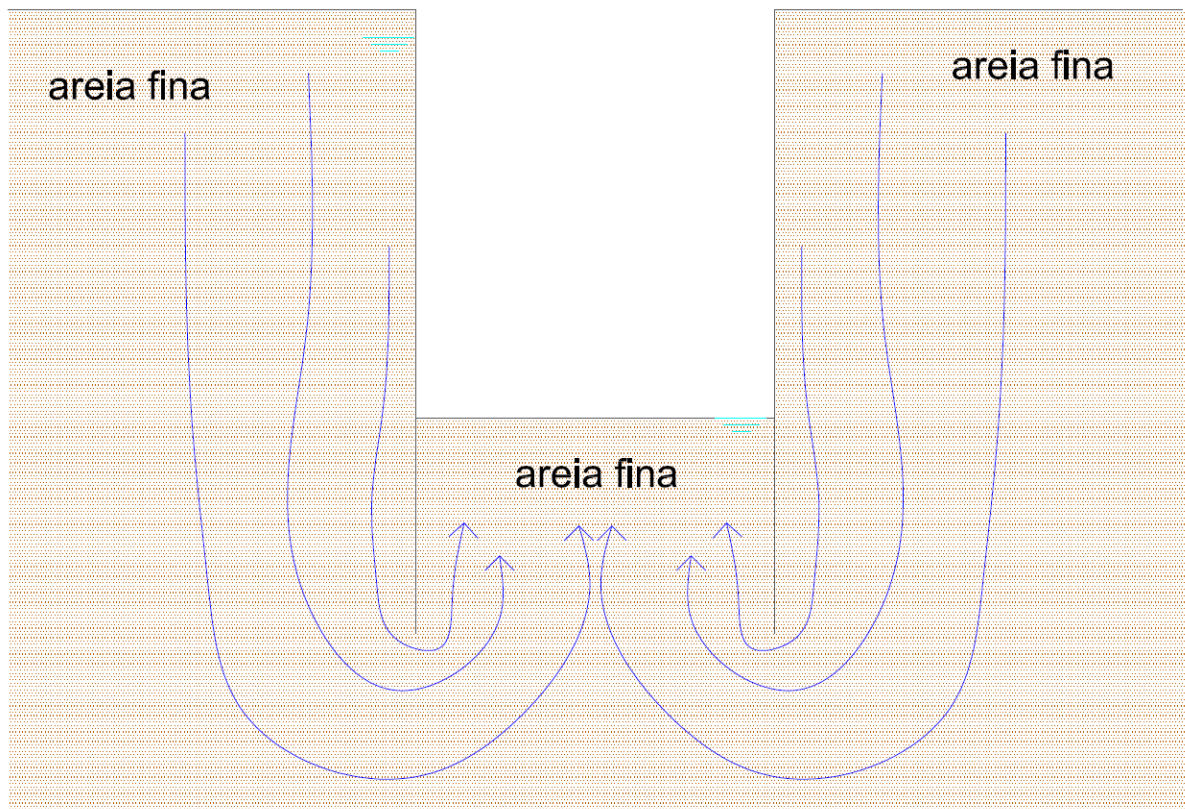


Figura 15 – Exemplo da ocorrência de gradiente crítico (areia movediça) em escavação.

Note-se que areia movediça não é um tipo de areia, mas um estado do solo em que as forças de percolação fazem as tensões efetivas ficarem nulas. Não existem argilas movediças, pois essas apresentam consistência mesmo quando a tensão efetiva é nula. Teoricamente, poderiam ocorrer areias grossas e pedregulhos movediços, mas as vazões correspondentes ao gradiente crítico seriam demasiadamente elevadas. Resta, dessa forma, a ocorrência desse estado apenas para as areias finas.

6.6- Conceito de Ruptura Hidráulica e o processo de retroerosão tubular (*Piping*)

Chama-se de ruptura hidráulica a perda de resistência e estabilidade do solo, conseqüentemente, a danificação da estrutura constituída por ele ou sobre ele fundada, por efeito das pressões de percolação d'água.

Há um primeiro tipo de ruptura hidráulica em que o solo perde total ou parcialmente a sua resistência em virtude de perda de peso, devido a um fluxo ascendente de um fluido. Outro tipo de ruptura hidráulica dá-se nos casos em que há erosão, isto é, arrastamento dos grãos do solo pelas forças de percolação.

Quando a perda de resistência se inicia num ponto, ocorre erosão neste local, o que provoca ainda maior concentração de fluxo para esta região; com o aumento do gradiente, surge maior erosão e assim, progressivamente, forma-se um furo que progride regressivamente para o interior do solo. Este fenômeno, conhecido pelo nome de *piping*. Nesse caso ocorre a erosão interna, porém esse mecanismo não difere muito da erosão superficial provocada pela ação das chuvas (Souza Pinto, 2000).

Ela se inicia num ponto de emergência d'água e progride regressivamente carreando os grãos de solo em torno de um filete d'água, cujo gradiente é suficiente para arrastar os grãos. Portanto trata-se de uma retroerosão subterrânea, que tem como resultado um tubo ao longo de um filete d'água. A literatura refere-se ao termo também como retroerosão tubular, entubamento ou erosão tubular progressiva.

A erosão tubular progressiva sob fundação de barragens foi inicialmente estudada por Bligh (*apud* Sandroni, 2006). Esse indicou que quando a água percola com suficiente pressão é capaz de solapar o material sob a mesma, pondo assim em risco a sua estabilidade.

O fenômeno de *piping* através do corpo de barragem de terra dá-se, geralmente, quando a linha freática intercepta o talude ou uma ombreira de jusante, fora de qualquer filtro; ou quando uma linha de fluxo encontra uma tubulação de drenagem ou de descarga, com juntas ou superfícies de contato não protegidas, dentro da barragem. Outra posição crítica de *piping* ocorre ao longo das superfícies de contato terra-concreto.

O *piping* é um dos mecanismos capazes de criar situações de risco em fundações de barragens. Esse consiste na possibilidade de materiais da fundação, ou do corpo da barragem, serem carreados pelo fluxo d'água. Portanto, o que se teme é que o fluxo de água promova "erosão interna", isto é, o arraste ou carregamento de partículas sólidas ou de material em solução provocando danos ao eixo do barramento ou ombreiras e assim criando a possibilidade de ocorrência de acidentes.

7- CASOS ESTUDADOS

7.1 – Barragem de Camará

7.1.1 - Introdução

A barragem de Camará, oficialmente chamada de Ozanete Duarte Gondim, rompeu no dia 17 de junho de 2004. O empreendimento foi construído no Rio Riachão, afluente do Rio Maranguape, localizado na divisa dos municípios de Alagoa Nova e Areia, a 162 km de João Pessoa, no Estado da Paraíba.

7.1.2 – Características da Barragem

A geologia local é constituída de rochas pré-Cambrianas, do Complexo Migmatítico-Gnáissico, representadas por migmatitos heterogêneos. A área onde se encontrava o vertedouro, no leito do rio, é cortada por diques de granito de granulção fina a média. Estas rochas apresentam xistosidade com direção perpendicular ao eixo do barramento, com mergulhos para a ombreira direita. Na ombreira esquerda, a xistosidade tem mergulho da ordem de 30° a 35° (Kanji, 2004):.

A barragem de Camará era do tipo de gravidade em concreto compactado a rolo (CCR), com coroamento na cota 465 m, e sua bacia de dissipação apresentava-se na elevação 416,00 m. A face de montante, em concreto convencional era vertical, e a de jusante tinha inclinação (H:V) de 0,4:1 da crista até a elevação 457,00 m e abaixo dessa inclinação 0,8:1. A largura da base do eixo do barramento media 49 m de largura. O vertedor, situado na parte central da barragem tinha crista na cota 461 m. A barragem apresentava galeria de inspeção e de drenagem, sendo horizontal na parede central e inclinada junto às ombreiras.

Realizaram-se injeções de caldas de cimento, visando o preenchimento de uma cavidade de 3,00 metros de profundidade, entre as estacas 0+0,67 a 4+4,67 (ou seja, cobrindo toda a ombreira esquerda), a cada 3,5m a 0,75m da parede de montante, com profundidades de 9 a 28m.

A barragem tinha uma linha de furos de drenos, com equidistância de 3,5 m de furo a furo, com profundidades de 11 m até 28 m, que foi realizada a 6,75 m de distância da linha de injeções. Na estaca 6+12,2 m possuía tomada d'água constituída de tubulação de 0,8 m de diâmetro, com válvula dispersora a jusante de 0,4 m de diâmetro.

7.1.3 – Aspectos geológicos da fundação observados durante a construção

A construção da barragem foi realizada durante o ano de 2001, tendo sido completada e inaugurada em fevereiro de 2002.

Após uma das visitas à obra, realizada no dia 14/02/2001, visando inspecionar as fundações foi constatada a presença de uma falha na ombreira esquerda. Em seguida, elaboraram-se procedimentos para o tratamento da falha, a qual possuía preenchimento de solo com cerca de 30cm de espessura. Foram realizadas três sondagens rotativas, SR-01, SR-02 e SR-03, as quais interceptaram a falha entre 9,5 m e 11,0 m profundidade, respectivamente, sendo que nessa última a perda d'água foi total no ensaio de perda d'água.

Durante a mesma visita, foram realizadas quatro perfurações com perfuratriz (*rock drill*) no sentido da extensão lateral do preenchimento de solo da fratura e foram detectadas profundidade máximas de 3,0 m e mínimas de 1,6 m (fig.16).

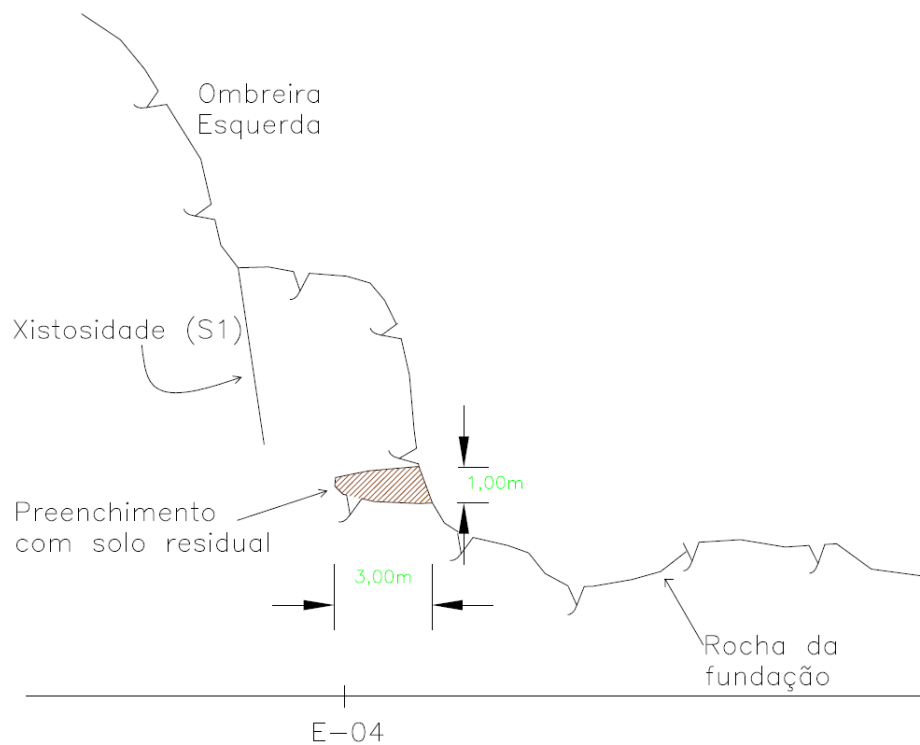


Figura 16 – Reprodução do modelo geológico local. (Adaptado de : Parecer técnico sobre as causas da ruptura da barragem de Camará, 2004).

Conforme transcrito no relatório elaborado após visita ao sítio, por parte do consultor, foram mencionadas medidas a fim de se buscar um eficiente tratamento da ombreira em função da presença da falha com preenchimento de solo. Foram sugeridas, no total, cinco medidas:

- i. Realização da limpeza da superfície da ombreira esquerda com ênfase para os planos de xistosidade perpendiculares ao eixo da barragem com preenchimento de aproximadamente 30 cm.
- ii. Proteção da zona de preenchimento da ombreira esquerda para posterior execução do plano de injeções adensado e com controle específico. Sugeriu-se muro de concreto ou concreto projetado.
- iii. Retirada do material de preenchimento e sua substituição por concreto. Sugeriu-se a retirada de seções de 3,0 m de comprimento por desmonte hidráulico e preenchimento com concreto projetado em trechos sucessivos ou alternados.
- iv. Ênfase em todo o plano de injeções e drenagem ao longo do eixo da barragem, com adensamento da malha na zona de preenchimento. Complementação da linha perpendicular à primária, ao longo do preenchimento no sentido de jusante, com controle rigoroso e testes de permeabilidade. Sugeriram-se diferentes traços de calda.
- v. Proteção a montante da barragem na interseção da zona de preenchimento com apoio do maciço em concreto compactado a rolo (CCR). Sugeriu-se solo ou concreto projetado.

Ainda nesse mesmo relatório:

“Entende-se que a solução mais objetiva para a questão do preenchimento na ombreira esquerda seria a retirada do material, complementada pelo desmonte da cunha instável acima desta zona. Entretanto, devido aos riscos operacionais e de segurança, bem com do comprometimento do cronograma, sugere-se um dos tratamentos, ii) ou iii), supracitados.”

Dessa forma, entende-se claramente que a interpretação dada, auxiliada pelas perfurações realizadas foi a de que na ombreira esquerda encontrava-se uma fratura com preenchimento de solo, aproximadamente 30 centímetros, cuja profundidade não ultrapassava o valor de 3,00 metros. Assim, interpretou-se que a remoção e posterior substituição do solo por concreto, conforme descrito na recomendação iii), seria a medida apropriada e suficiente para sanar o problema encontrado.

A respeito do muro de concreto proposto, esse teria a função de evitar o deslizamento da placa de rocha situada acima do preenchimento da falha (fig. 18), e para fins de segurança durante os serviços de tratamento da mesma.

Em outra visita, já com o material removido que preenchia a falha, foi realizada a injeção de calda de cimento (fig. 17).

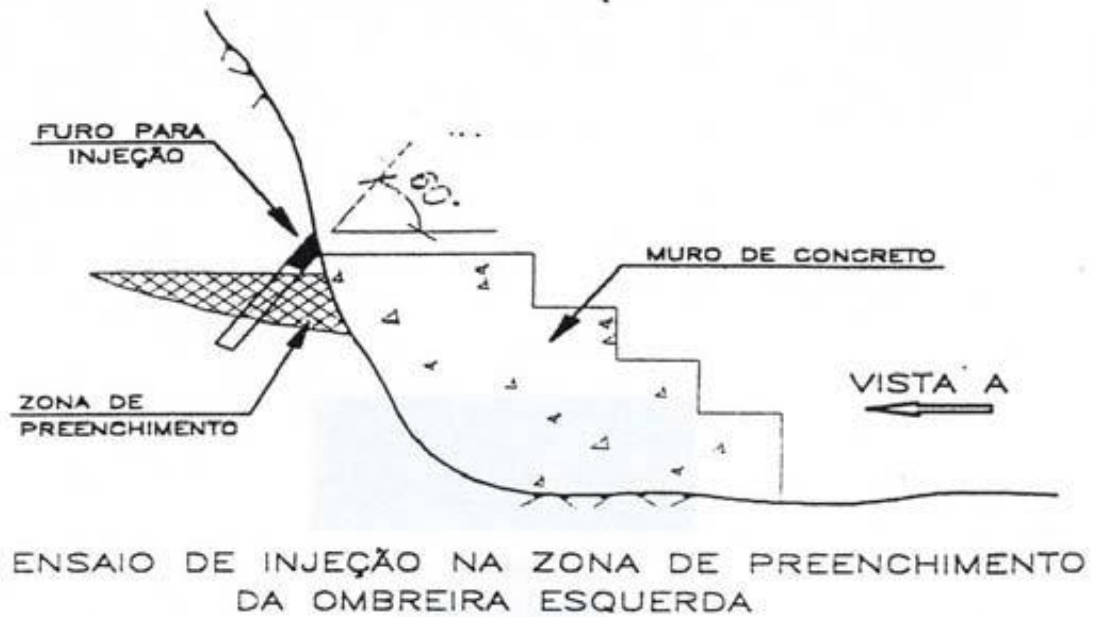


Figura 1

Figura 17 – Orientação para injeções de cimento, Fonte: Parecer técnico sobre as causas da ruptura da barragem de Camará, 2004.



Figura 18 - Falha aflorante nas escavações da ombreira esquerda, Fonte: Parecer técnico sobre as causas da ruptura da barragem de Câmara, 2004.

7.1.4 – Processo de ruptura

Durante a construção da barragem foi detectada uma cavidade, que só posteriormente foi interpretada como sendo uma caixa de falha, a denominada falha da ombreira esquerda. Antes de chegarem a essa conclusão, a feição foi interpretada como sendo limitada e não contínua, e com profundidade inferior a 3,0 metros (Kanji, 2004):

Essa conclusão errônea por parte dos consultores foi apoiada pela prospecção realizada através de perfurações a roto-percussão no maciço rochoso de margem esquerda. Assim, ter-se-ia acreditado que a simples remoção do solo de preenchimento, e posterior substituição por calda de cimento, seria oportuna e suficiente para garantir a estabilidade da fundação da barragem.

A respeito desse julgamento inadequado na interpretação geológica do local, deve-se esclarecer que o imprevisto residiu no fato de que essa feição (falha da ombreira esquerda) apresenta reentrâncias, ou seja áreas de menor espessura e outras de maior espessura, e observando em seção um aspecto semelhante ao de “amêndoas”, resultado do espessamentos e adelgaçamentos da zona de cisalhamento (fig. 19).

Infelizmente, os furos realizados na ombreira esquerda encontraram uma das regiões de adelgaçamento, induzindo, dessa forma, ao julgamento inadequado, e assim levando a interpretação errada do real aspecto apresentado por essa feição geológica.

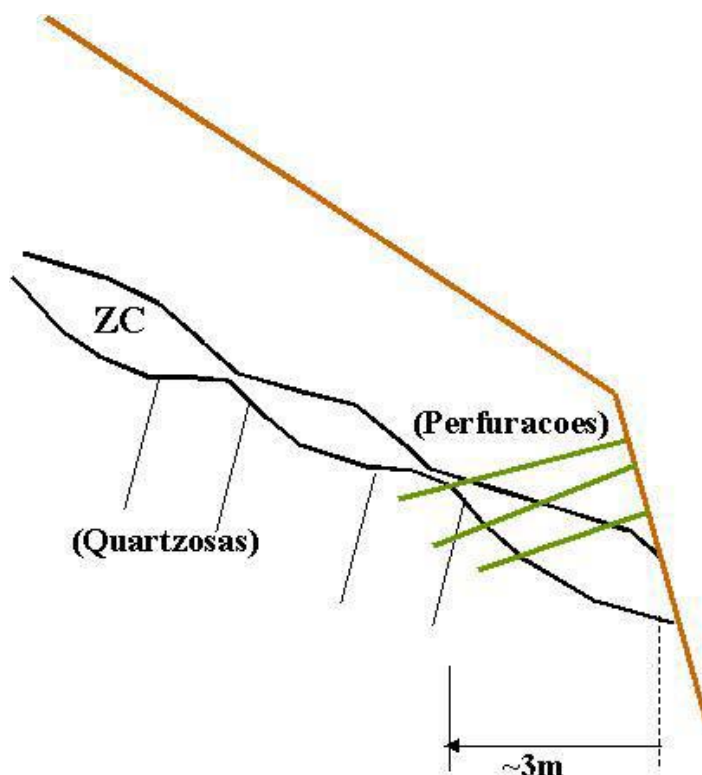
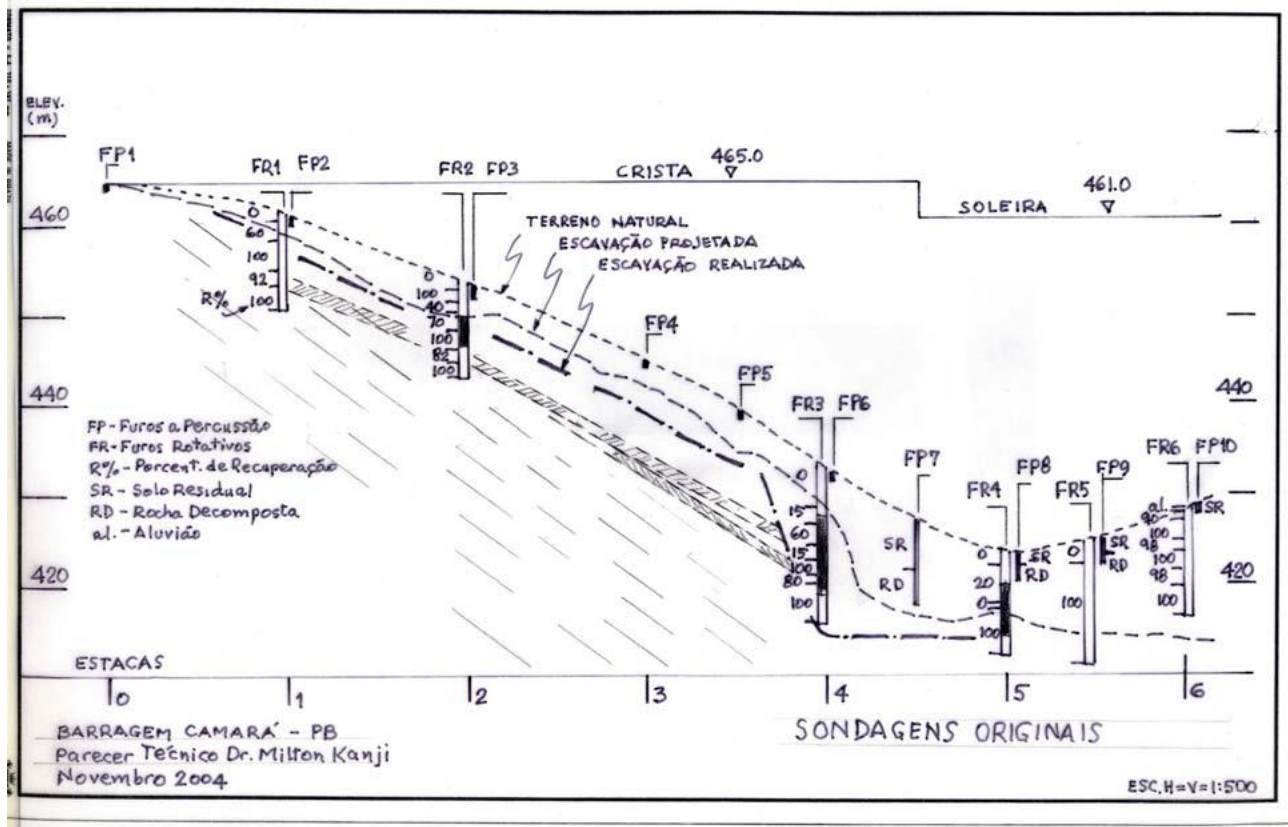


Figura 19 – Figura esquemática reconstruindo a interpretação geológica feita durante a fase construtiva, apoiada por perfurações, na qual não foi detectada continuidade na zona de cisalhamento, devido aos espessamentos e adelgaçamentos da mesma, conduzindo ao julgamento inadequado das características geológicas, Fonte: Parecer técnico sobre as causas da ruptura da barragem de Câmara, 2004.

O julgamento inadequado na interpretação é justificado pelo fato de que a feição foi interceptada entre 9,5 m e 11 m de profundidade na sondagem FR03 (com perda d'água total no ensaio de perda d'água), sondagem distante 3,0 m a 4,0 m da parede da escavação realizada em direção ao vertedor, portanto fora do maciço remanescente. Por outro lado, a sondagem adicional SR03, distante cerca de 4,0 m da parede de escavação, não indica claramente a presença da zona de cisalhamento.

A partir dos dados das sondagens (fig. 20), realizadas durante o projeto básico e processo construtivo, foram elaboradas seções geológicas ao longo do eixo da barragem.

Nessas, observam-se zonas sombreadas, indicativas de trechos de baixa porcentagem de recuperação de testemunho.



A sequência evolutiva da ruptura da barragem (fig. 21) pode ser explicada e enumerada da seguinte forma (Kanji, 2004):

- I. Após o término da construção, o material alterado na camada/lente da fundação da ombreira esquerda (“da suposta falha”), foi sendo submetido à percolação de água, face aos gradientes instalados. Apesar do tratamento realizado com injeções de calda de cimento, caminhos preferenciais de percolação poderiam continuar conduzindo água por esta e outras estruturas geológicas que se intercomunicam.
- II. A pressão exercida pela água do reservatório, praticamente iniciou uma erosão interna regressiva (*piping*) com carreamento de boa parte do material alterado da “falha” e das fraturas interligadas, deixando as mesmas porosas, vazias e sem nenhuma coesão.

- III. Posteriormente ocorreu o desenvolvimento de vazios na rocha o que ocasionou o colapso desses blocos, aumentando gradativamente assim a vazão de água pela fundação da ombreira esquerda.
- IV. Os processos anteriores se repetiram continuamente e regressivamente até o colapso de um bloco à jusante. Este bloco iniciou um efeito de colapso progressivo da ombreira à jusante de barragem, desconfinando regressivamente todo o maciço da fundação das estruturas de concreto da ombreira esquerda.
- V. Quando o reservatório foi carregado mais rapidamente, em 2004, a água em alta pressão conseguiu desestabilizar totalmente os blocos de rocha da fundação, que já não possuíam nenhuma coesão, lançando-os continuamente até o esvaziamento do reservatório.
- VI. Por fim, sem o apoio da fundação, pelo período de 11 dias, as estruturas de concreto da ombreira esquerda não resistiram e sofreram colapso total.

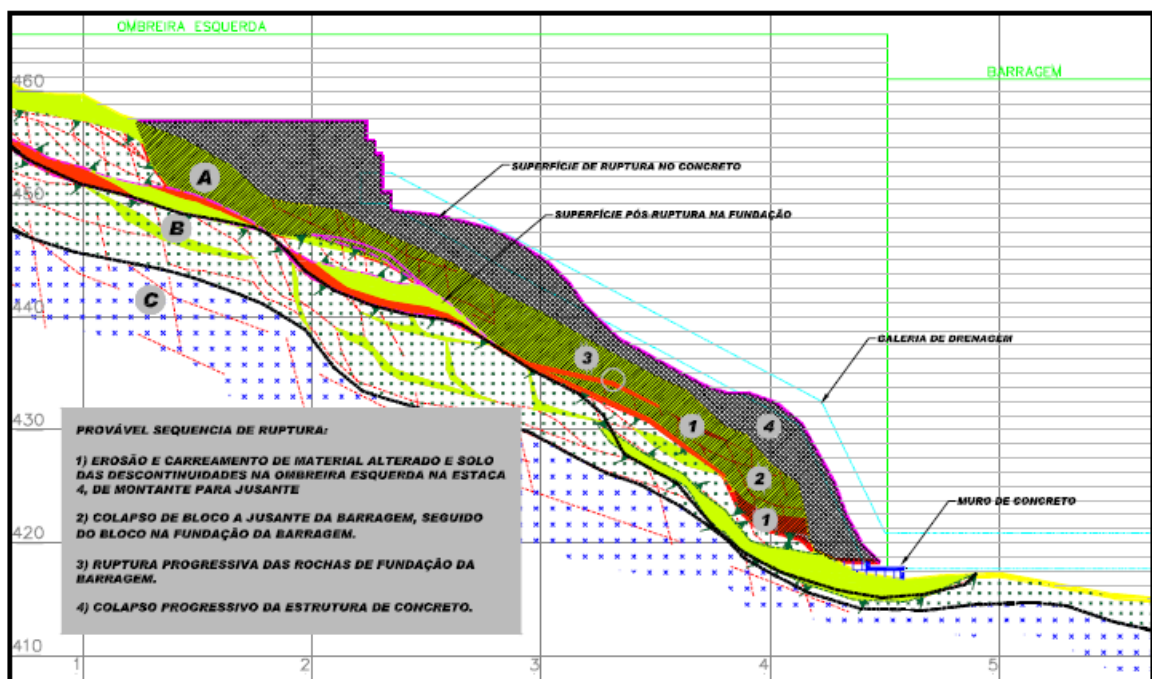


Figura 21 – Provável sequência de ruptura, Fonte: Parecer técnico sobre as causas da ruptura da barragem de Câmara, 2004.

7.1.5- Discussão sobre o caso

Os seguintes fatos levam a interpretar que a barragem de Camará rompeu, na ombreira esquerda, devido a não ter sido observada e eficientemente monitorada durante, e após, o processo construtivo, conforme é recomendado pelos diversos organismos internacionais, e também pelo Manual de Segurança e Inspeção de Barragem do Ministério de Integração Nacional. Após a construção do empreendimento a mesma emitiu diversos sinais das deficiências presente em sua fundação e, devido à inexistência dessa monitoração e observação sistemática, não foi possível interpretar corretamente o modelo geológico local, sendo assim as medidas necessárias tomadas para sanar ou minimizar o problema foram insuficientes, ocasionando assim sua ruptura.

Assim como o fato anterior, a característica de ter sido apoiada em maciço rochoso que, após a ruptura, se mostrou de qualidade questionável, evidenciando uma interpretação geológica deficiente das condições de sua fundação, também influenciou negativamente quando se refere à estabilidade da mesma. Sendo assim, a união de decisões erradas, fundamentadas em um modelo inverossímil, em conjunto com características geológicas desfavoráveis, levaram ao sinistro da barragem de Camará (Kanji, 2004).

7.2 – Barragem de Santa Helena

7.2.1 - Introdução

A barragem de Santa Helena, localizada no rio Jacuípe, município de Dias d'Ávila, Estado da Bahia, teve o início do processo construtivo em agosto de 1976 e finalizada em dezembro de 1979. O projeto foi feito pela empresa Geotécnica S.A. e a responsável pela fiscalização era a empresa ECLA.

A água represada pela barragem de Santa Helena tinha como destino o abastecimento de empresas inseridas no Polo Petroquímico de Camaçari. Antes de a mesma entrar em operação, o abastecimento era realizado através do rio Joanes, porém devido o fato da vazão elevada do rio Jacuípe foi construída uma adutora com 11 km de extensão, visando suprir com as águas desse rio as empresas do Polo Petroquímico e região metropolitana de Salvador (Carvalho, 1999).

7.2.2 – Características da barragem

A barragem era do tipo de terra homogênea com dreno vertical de areia, e com as seguintes dimensões de projeto:

- Comprimento pelo coroamento.....260 m.
- Largura do coroamento.....7,5 m.
- Cota do coroamento.....23 m.
- Altura máxima sobre a fundação.....28,5 m.
- Largura do vertedouro.....21,5 m.
- Cota da soleira do vertedouro.....8,0 m.
- Dimensões das comportas de setor (duas).....10,75 x 12,0 m.
- Descarga máxima (Tr=10.000 anos).....1750 m³/s.
- Volume total acumulado (cota 20m).....241x10⁶ m³.
- Nível de represamento.....20,0 m.
- Bacia de dissipação.....Tipo III pelo *Bureau of Reclamation*.

7.2.3 – Aspectos geológicos

O que se sabe á respeito da geologia local é que a área contemplada pela Barragem de Santa Helena é composta por arenitos friáveis, siltitos e folhelhos.

A fundação do eixo do barramento é feita sobre material classificado como arenoso com bolsões de argila. Já o vertedouro apresenta fundação sobre aterro argiloso compactado e arenito, com um colchão de areia na parte final.

7.2.4 – Processo de ruptura

Os primeiros indícios de ruptura do corpo da barragem surgiram na manhã do dia 08 de maio do ano de 1985. Nos dias 26 e 28 abril de 1985, após chuvas intensas na região, foi medida a vazão máxima apresentada pela barragem, esse valor era igual a 300 m³/s, com a máxima medida anteriormente assumindo um valor próximo da metade do anterior citado, aproximadamente 165 m³/s.

A presença de fissuras no contato entre o maciço argiloso e a estrutura do vertedouro, o surgimento de crateras de dimensões consideráveis abertas neste mesmo maciço, ao turbilhonamento de água pelos muros dos vertedouros eram indícios claros de que o eixo da barragem Santa Helena iria colapsar.

O prefeito da cidade local acionou a defesa civil, visando alertar a população de que uma futura catástrofe atingiria o município, e que assim diversas pessoas seriam vitimadas pela massa d'água contida em seu reservatório a qual seria liberada durante o rompimento do corpo do barramento de Santa Helena. Dessa forma muitas vidas foram salvas, porém os danos ao meio ambiente e aos imóveis constituintes da cidade localizada a jusante assumiram dimensões assustadoras.

O processo de ruptura da barragem pode ser descrito da seguinte maneira; primeiramente pôde-se perceber o deslocamento ou destruição parcial da laje do rápido (fig. 22). Logo após, ocorreu de forma rápida, devido aos altos gradientes de saída, o erosão tubular regressiva da camada de brita e de areia que estava presente na fundação do canal sangradouro (fig. 23).



Figura 22 – Deslocamento do vertedouro. Fonte: Erton, 1999.

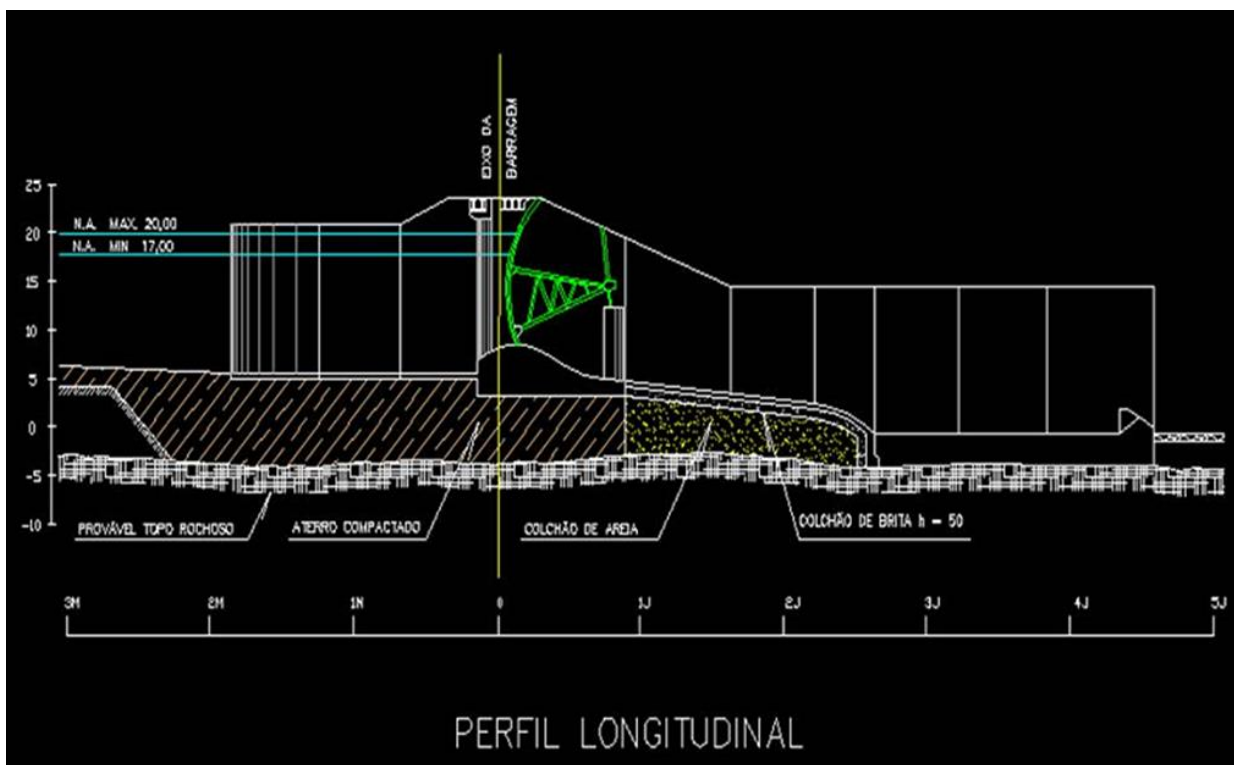


Figura 23 – Perfil longitudinal da barragem, Fonte: Erton, 1999.

Conforme já era esperado, ocorreu o deslocamento lateral do processo erosivo sob os muros do rápido até atingir o filtro horizontal de ambos os lados do extravasor, ocorre então o avanço gradual da erosão interna do material argiloso do maciço da barragem. Tendo como consequência o aparecimento de trincas e depressões no corpo da barragem (fig.24), já sem estabilidade ocorre então o tombamento do muro esquerdo e ruptura da laje direita do vertedouro, abrindo assim um canal e a erosão do muro esquerdo evoluiu de forma acelerada.

A comporta da direita não resistiu aos esforços atuantes e foi arrastada pela força da água. Finalmente as águas rompem o contato entre o muro direito e o vertedouro (fig. 25), local por onde foi escoada toda a água presente no reservatório.

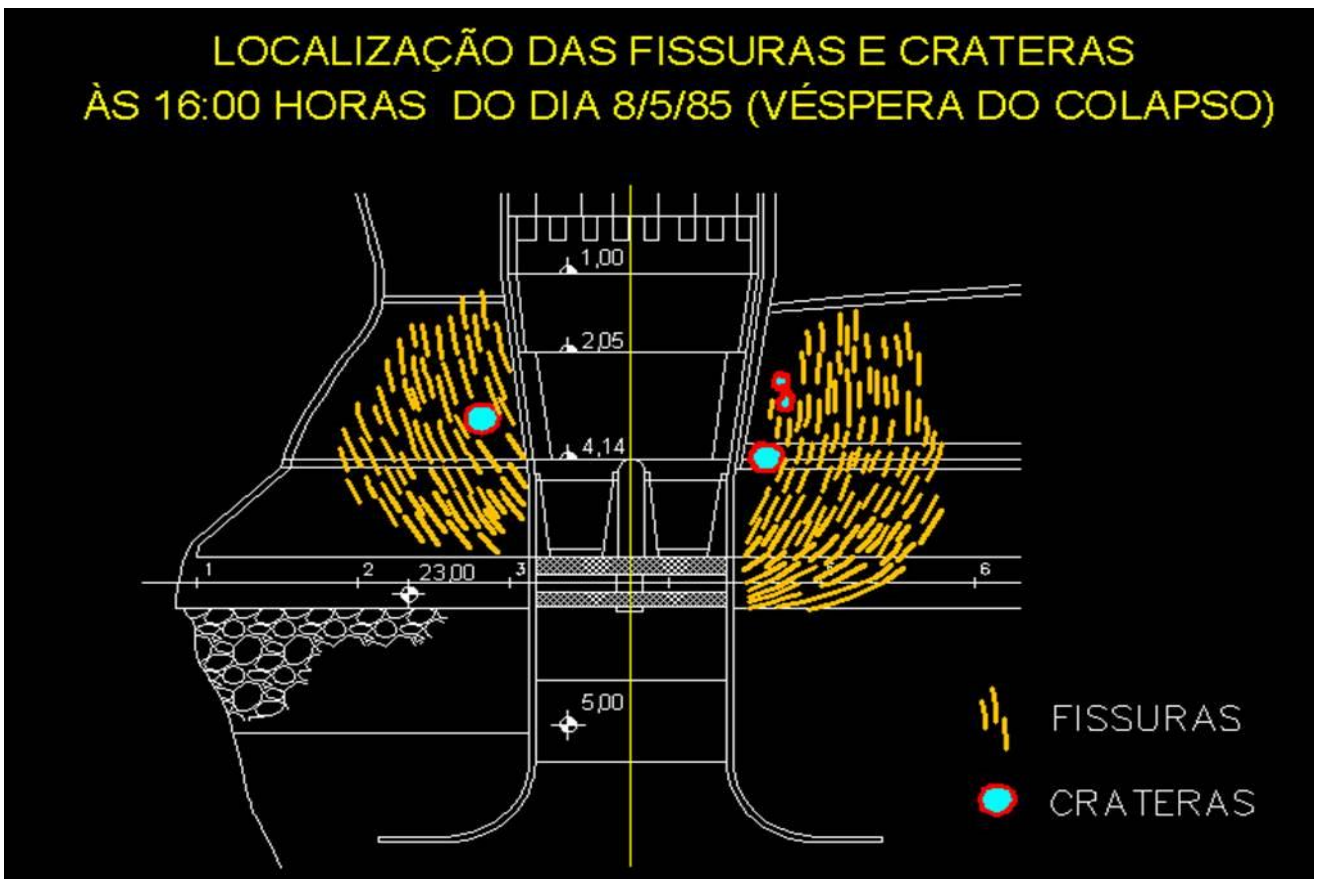


Figura 24 – Fissuras e crateras, Fonte: Erton, 1999.



Figura 25 – Ruptura no contato entre o muro direito e o vertedouro, Fonte: Erton, 1999.

7.2.5 – Processo reconstutivo

A ruptura do corpo do barramento composto por terra homogênea com dreno vertical de areia ocorreu na tarde do dia 09 de maio de 1985. No ano de 1998, mês de junho, após realizados estudos a fim de reaproveitar a única parte remanescente do eixo da barragem (fig. 26), localizado na margem direita, foi reiniciada a reconstrução de um novo eixo de barramento, essa foi concluída dois anos após a retomada do processo construtivo. O projeto e a construção ficaram sobre a responsabilidade da empresa Villa Nova, e as responsáveis pela fiscalização do empreendimento foram as empresas Tecnosolo e Geohidro. Dentre as principais mudanças entre o projeto de construção e o de reconstrução, Geotécnica e Villa Nova respectivamente, podem ser citadas o acréscimo de uma comporta e a adoção de uma laje de concreto sem tapete de areia no final do vertedouro (fig. 27), local de início do processo de erosão tubular que após o alastramento através do corpo da barragem ocasionou o colapso da mesma.

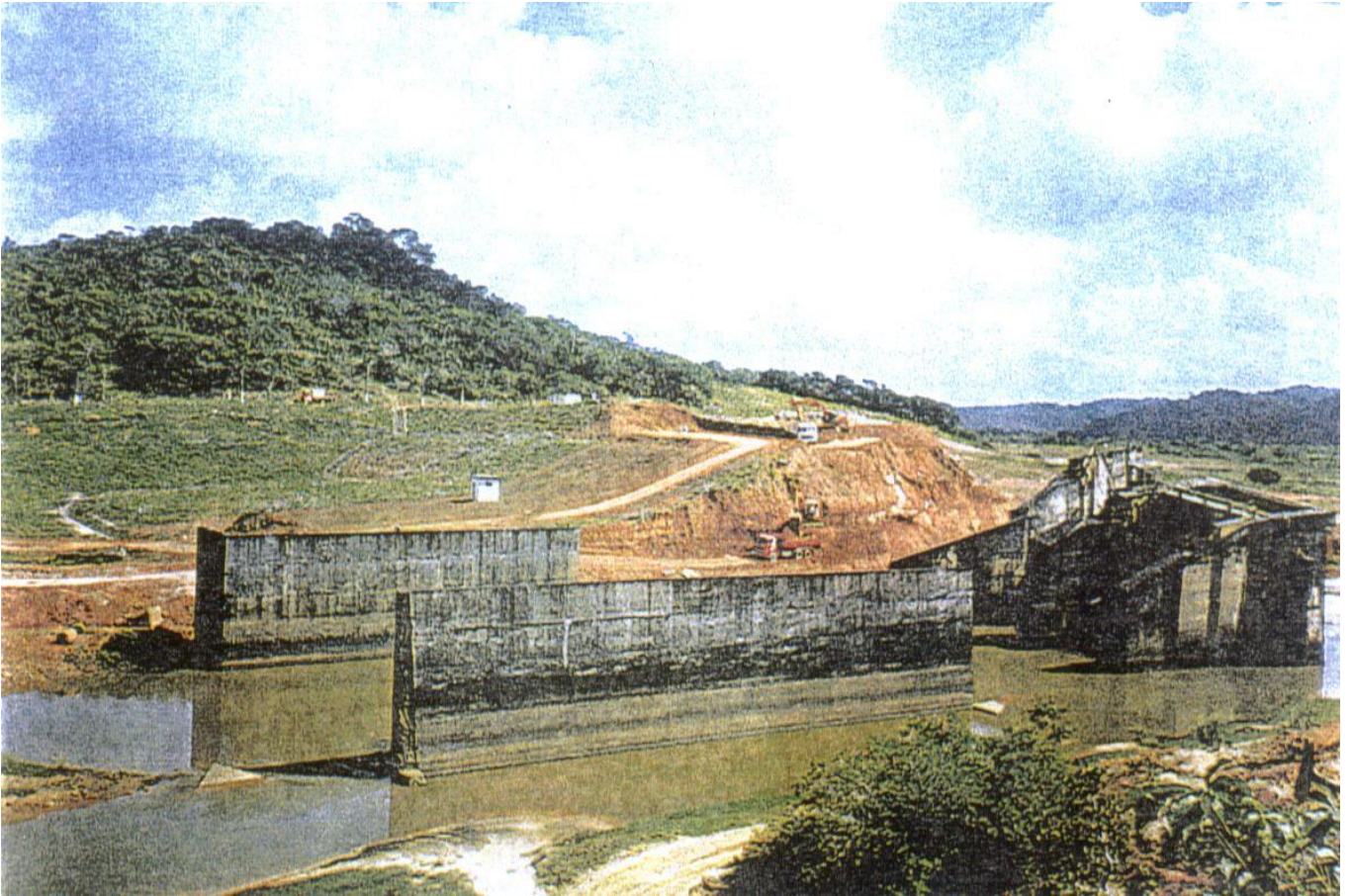


Figura 26 – Estrutura remanescente, utilizada no processo de reconstrução, Fonte: Erton, 1999.

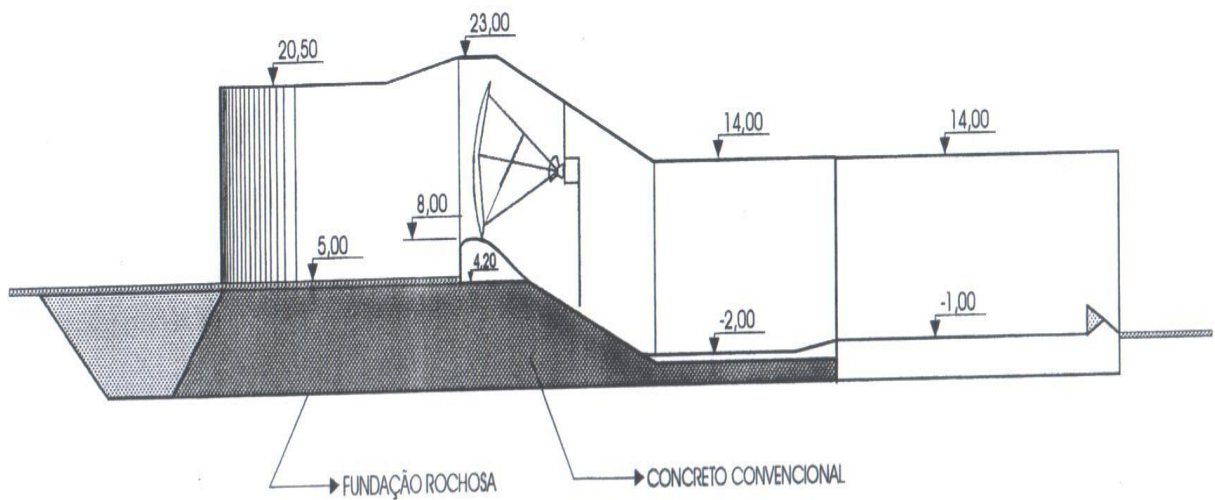


Figura 27 – Seção transversal ao eixo do barramento, Fonte: Erton, 1999.

Quadro Comparativo entre as características do novo e antigo barramento:

Característica	Antigo Barramento (Geotécnica)	Novo Barramento (Villa Nova)
Comprimento pelo coroamento	260,00m	290,00m
Cota do coroamento	23,00m	23,00m
Altura máx. sobre a fundação	28,50m	27,50m
Largura do vertedouro	21,50m	26,00m
Cota da soleira do vertedouro	8,00m	8,00m
Dimensões das comportas	10,75x12,00m	6,93x12,50m
Descarga máx. (Tr=10.000 anos)	1.750 m ³ /s	1.776 m ³ /s
Volume total acumulado (cota 20m)	241x10 ⁶ m ³	241x10 ⁶ m ³
Nível máx. de represamento	20,00m	20,00m

Figura 28 - Quadro comparativo entre os projetos de construção e de reconstrução da barragem de Santa Helena, Fonte: Autor.

Foram adotadas como etapas desse novo processo construtivo: a limpeza da área, com remoção de 10.000 m³ de concreto, porém, aproveitando toda a estrutura da bacia de dissipação; construção de um canal de desvio revestido em concreto (fig. 29).



Figura 29 – Ensecadeira e canal de desvio revestido em concreto, Fonte: Carvalho, 1999.

Na fundação do vertedouro, escavação até o topo da rocha, enchimento com CCR sobre o arenito partindo daí as estruturas.

Durante a etapa de reconstrução da barragem uma forte chuva atingiu a região, dia 20 de dezembro de 1999 o que ocasionou o alagamento da área protegida pela ensecadeira (fig. 30). Após esse imprevisto, foram tomadas medidas, bombeamento da água e remoção do material saturado (fig. 31), a fim de retomarem a etapa de reestruturativa (fig.32).



Figura 30 – Área protegida pela ensecadeira alagada devido forte chuva, Fonte: Erton, 1999.



Figura 31 – Processo de remoção do material saturado, Fonte: Erton, 1999.



Figura 32 – Barragem de Santa Helena após processo reconstutivo, Fonte: Erton, 1999.

7.2.6 – Discussão sobre o caso

Diferente do ocorrido no caso anterior, Barragem de Camará, a Barragem de Santa Helena foi monitorada e inspecionada durante todo o seu processo construtivo. Porém, isso não foi suficiente para evitar seu rompimento ocorrido em 9 de maio de 85.

Devido ao fato de se ter incorporado um tapete de areia no final da fundação da estrutura do vertedouro, gradientes hidráulicos altos se instalaram, e assim se deu início o processo de retroerosão tubular, que começou nesse colchão de areia e posteriormente se alastrou para o corpo da barragem.

8-SISTEMAS DE VEDAÇÃO EM FUNDAÇÃO E CORPO DE BARRAGEM

8.1 - Introdução

Toda barragem requer uma zona de baixa permeabilidade, comumente denominada de “vedação”. Essa visa controlar o fluxo, pelo corpo e fundação, da barragem, que imediatamente a jusante é disciplinado pelos sistemas de drenagem.

A vedação, em geral, deve ser estendida á fundação da barragem em todos os horizontes de permeabilidade elevada.

Em princípio, as vedações, tanto da barragem como da fundação, devem ser centrais, logo, localizadas a partir do eixo da barragem e estendendo-se para montante. Há casos em que essa se localiza no espaldar de montante ou mesmo sobreposta a este, a exemplo das barragens de enrocamento com paramento de concreto.

Nos itens a seguir serão abordados os principais sistemas de vedação normalmente utilizados.

8.2 – Sistemas de vedação do corpo da barragem

Na vedação do corpo da barragem normalmente utiliza-se solo compactado. Essa deve ocupar a região central ou ficar embutida no espaldar de montante. A vedação do corpo da barragem é denominada de núcleo.

8.2.1 - Barragens de terra

Em barramentos de terra, ditas homogêneas, costuma-se criar um “pseudo-núcleo” com largura da base superior ou igual a $1/3 H$, sendo H a altura da barragem, onde o solo pode ser compactado com umidade acima da ótima para se obter a menor permeabilidade.

Visando evitar a formação de “borrachudos” e de laminações, que podem se tornar caminhos preferenciais de fluxo, deve-se limitar a umidade a um valor pouco inferior ao limite de plasticidade (Cruz, 2004).

Quase sempre uma anisotropia de permeabilidade é induzida pelo processo de compactação que, geralmente, apresenta crescimento no valor a medida que se diminui a profundidade, e que chega a alcançar valores elevados nos 5 a 10 metros superiores do terreno, fato decorrente ao baixo nível de tensões verticais resultantes da compactação com equipamentos pesados (fig.33).

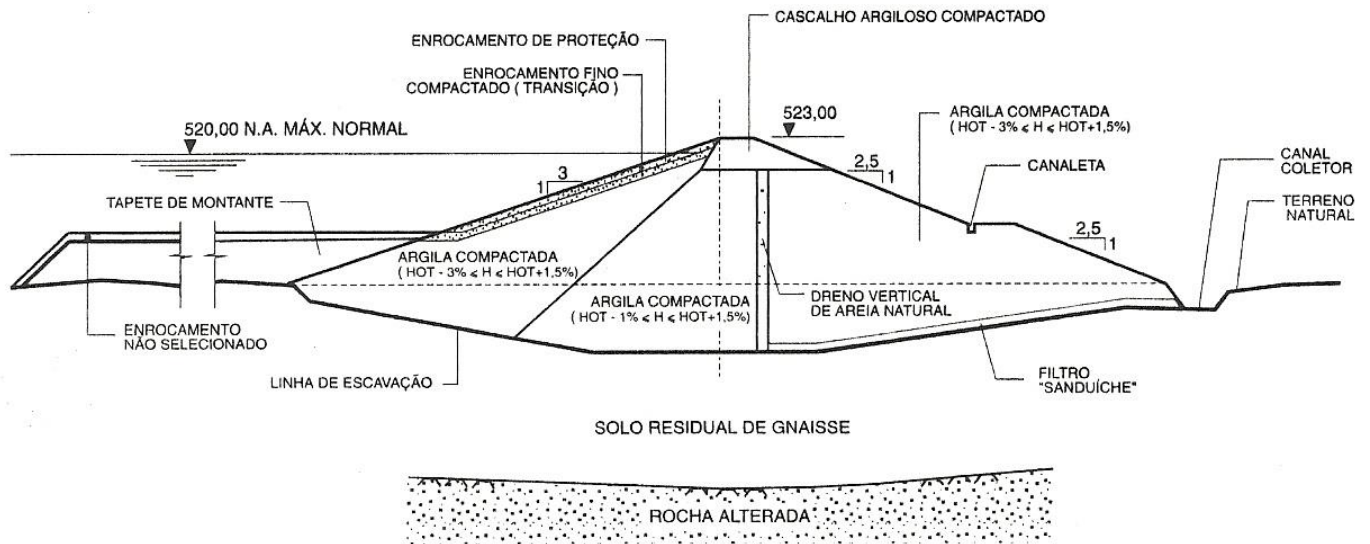


Figura 33 – Barragem de Itumbiara, Fonte: ABMS/ABGE, 1983.

8.2.2 - Barragens de terra-enrocamento

Já no caso das barragens de terra-enrocamento, a vedação se confunde com o núcleo, que em muito dos casos é a única zona de baixa permeabilidade de todo o eixo de barramento (fig. 34 e 35).

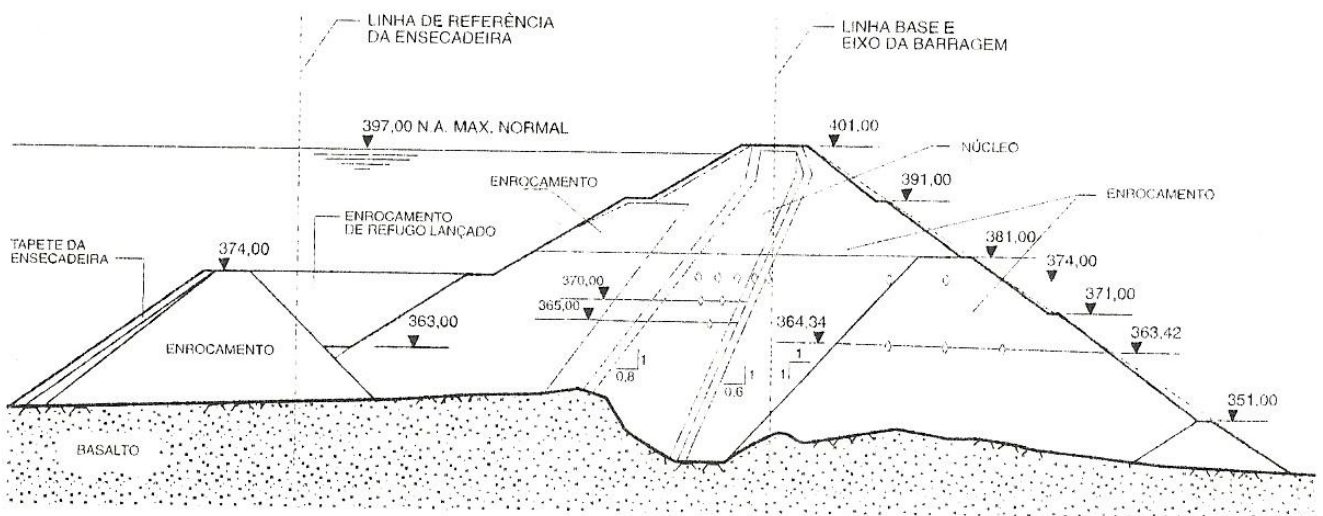


Figura 34 – Barragem de Salto Osório, Fonte: CIGB/ICOLD/CBGB, 1983.

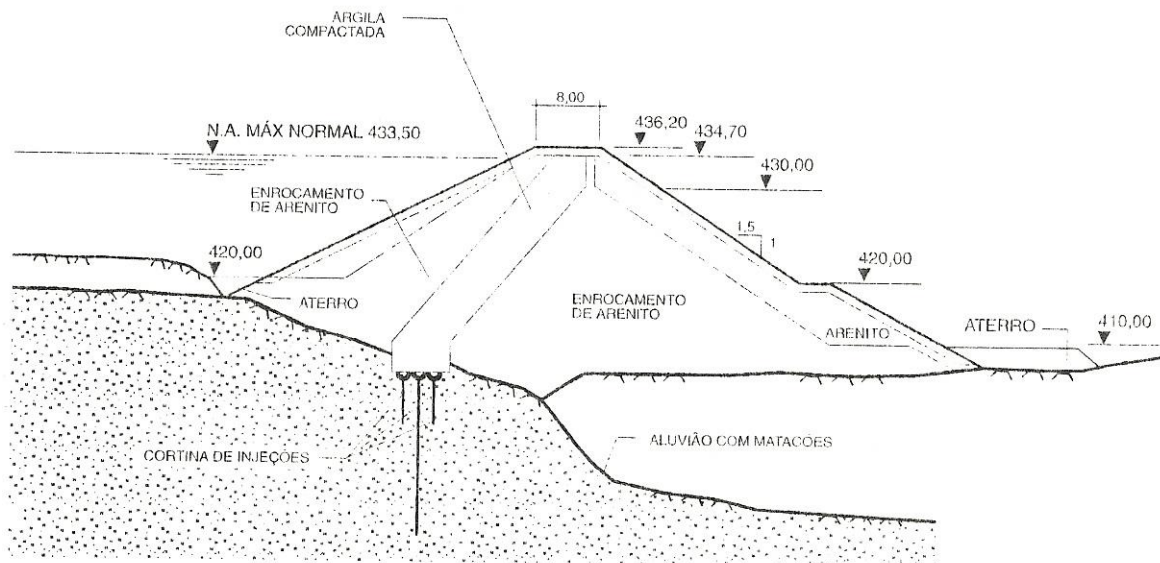
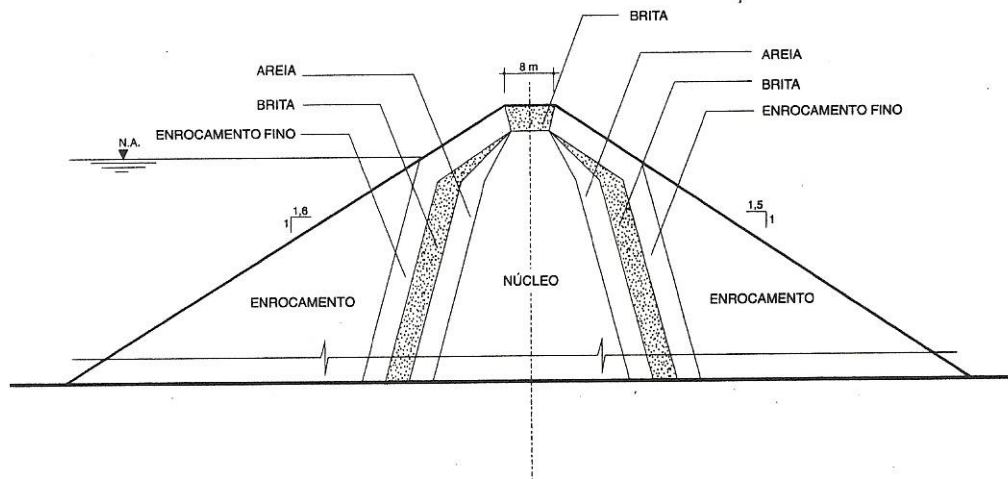


Figura 35 – Barragem de Rio da Casca I, Fonte: CIGB/ICOLD/CBGB, 1982.

Preferivelmente, procura-se evitar núcleos muito delgados e com interfaces “quebradas”, pois devido à transmissão de tensões nas interfaces pode ocorrer o fenômeno de arqueamento, que resulta num estado de tensões insuficiente para evitar a ocorrência de uma ruptura hidráulica (Carvalho, 1984). A princípio aconselha-se projetar um núcleo com $b > 0,3$ a $0,5 h$, sendo b a largura do núcleo para a correspondente altura h , em qualquer elevação da barragem.

As interfaces núcleo-transições, a montante assim como a jusante, devem ser retílineas. As alternativas para acomodação das transições e espaldares no topo da barragem são representadas na figura 36.

Visando acomodar as transições e o núcleo, utiliza-se a ideia de alargar a crista do eixo do barramento, dessa forma, inevitavelmente, tornam-se os espaldares mais íngremes próximo à mesma. Este talude mais íngreme deve interceptar o talude normal a partir de certa altura, mantendo a seção da barragem abaixo desta cota igual à da primeira alternativa.



a) Crista da Barragem - Alternativa 1

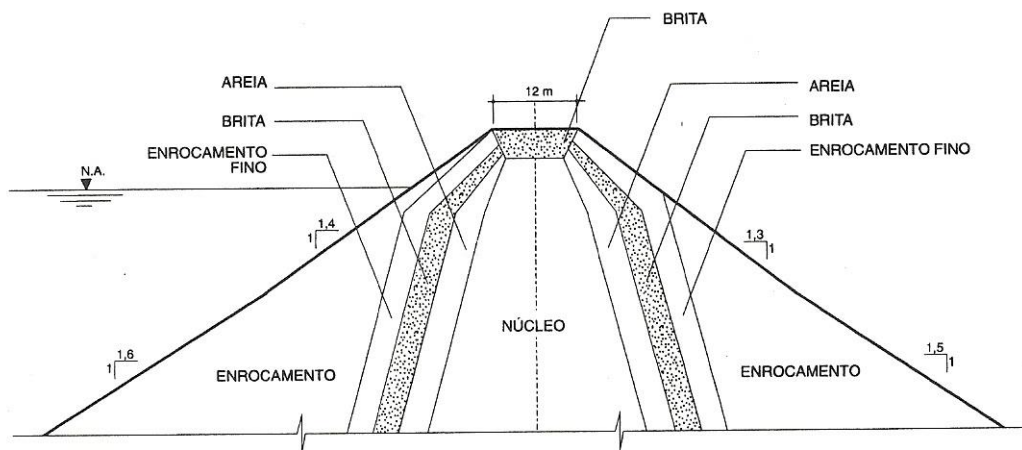


Figura 36 – Acomodação das transições e núcleo da crista da barragem, Fonte: CIGB/ICOLD/CBGB, 1982.

8.3 - Vedação da Fundação

Um dos itens mais difíceis do projeto e da execução da obra é a vedação da fundação, isso é decorrente do fato de que, em geral, as feições da fundação que necessitam de vedação encontram-se saturadas e, quando sua remoção é exigida, poderão envolver sistemas de rebaixamento do lençol freático.

O fluxo aquoso assumido pela fundação em certas barragens é majoritário em relação ao que ocorre pelo maciço. Devido a grande maioria dos casos de ocorrência de piping serem originados na fundação, a vedação deve ser interpretada como uma segunda linha de defesa, pois de forma alguma esta deverá ser encarada como a única linha de defesa. O sistema de drenagem das fundações é de importância fundamental quando se trata de controle de fluxo.

A seguir, são discutidos os principais sistemas de vedação que, comumente, são empregados em barragens construídas em território nacional.

8.3.1 - Trincheiras de vedação

Dentre as soluções empregadas visando a estanqueidade em fundações, a opção do uso de trincheira de vedação é a mais eficaz. Isso é explicado pelo fato de possuir a característica de interceptar integralmente afeição permeável onde se deseja interromper o fluxo. É importante considerar alguns aspectos quando se tem em mente a adoção desse sistema de vedação, são estes (Cruz, 2004);

- Largura da base da trincheira.
- Compatibilidade da deformação da trincheira com a do material adjacente.
- Estabilidade dos taludes de escavação.

Trincheiras de vedação centrais são as mais comuns. Algumas têm profundidades significativas, a exemplo da barragem de água vermelha (fig. 37).

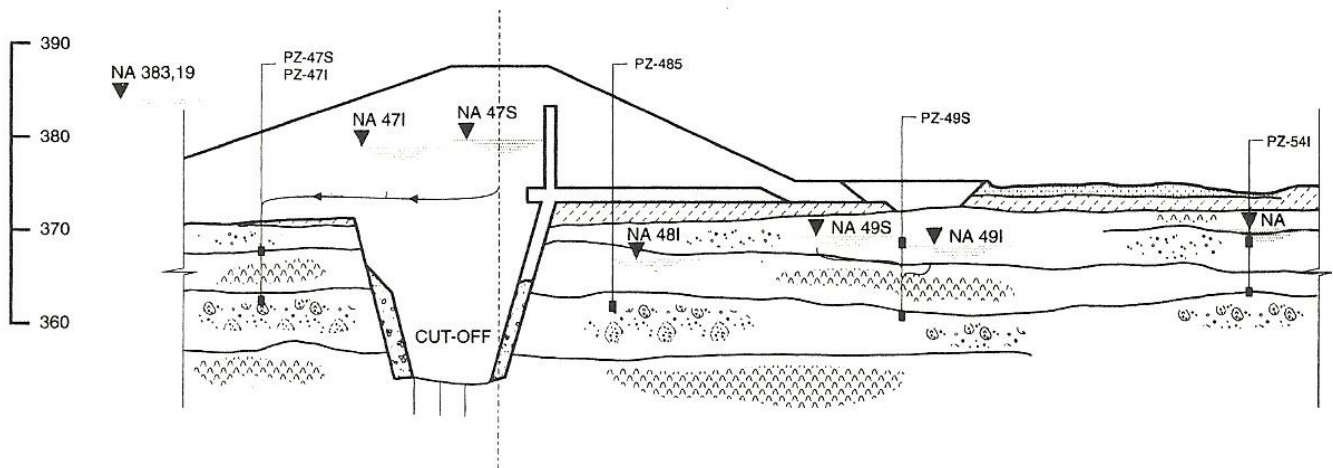


Figura 37 – Barragem de Água Vermelha, Fonte: CIGB/ICOLD/CBGB, 1982.

Uma alternativa utilizada, quando se objetiva a vedação da fundação de uma barragem, é a utilização da trincheira de vedação posicionada a montante, como foi realizado na barragem de Pedra Redonda (fig. 38). A sua localização, a montante, visou confinar o aluvião arenoso que estava sujeito a liquefação devido a altos gradientes de saída, além disso, esta contribuiu para a estabilidade do talude de montante.

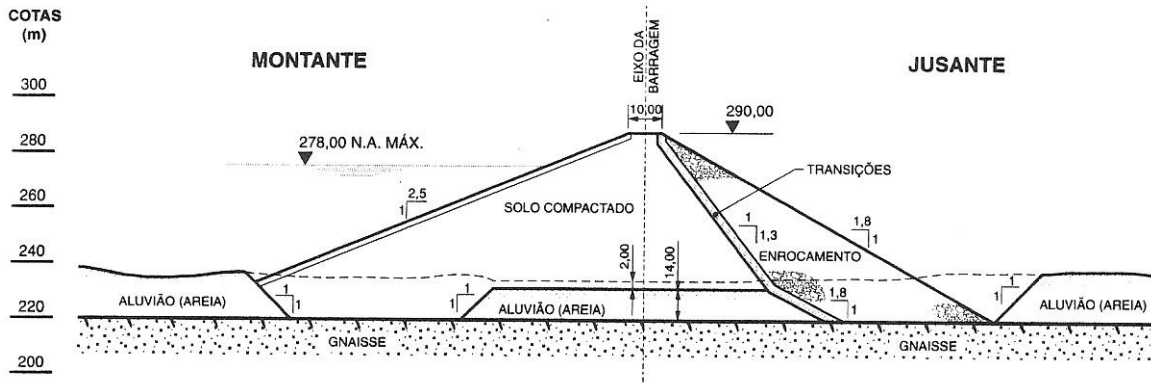


Figura 38 – Barragem de Pedra Redonda, Fonte: cortesia SIRAC, 1990.

8.3.2 - Diafragma

Diafragmas plásticos, rígidos, colunas injetadas, colunas secantes de concreto, entre outras soluções apresentadas objetivando a estanqueidade de fundações em barragens tem sido advogadas como eficientes para o controle de fluxo em formações arenosas e em cascalhos.

Um caso notável que serve de exemplo quando se trata da adoção de diafragma plástico é o da barragem de Saracuruna. Era prevista no projeto original a execução de uma trincheira de vedação, onde essa era seguida de injeções de calda de cimento (fig. 39), devido à ocorrência de um número elevado de formigueiros que se interligavam, elevando assim a permeabilidade média da área escolhida para locação do eixo do barramento.

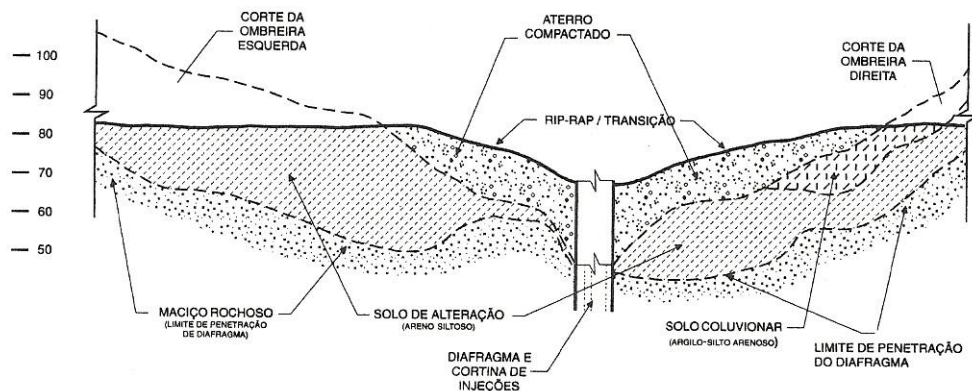
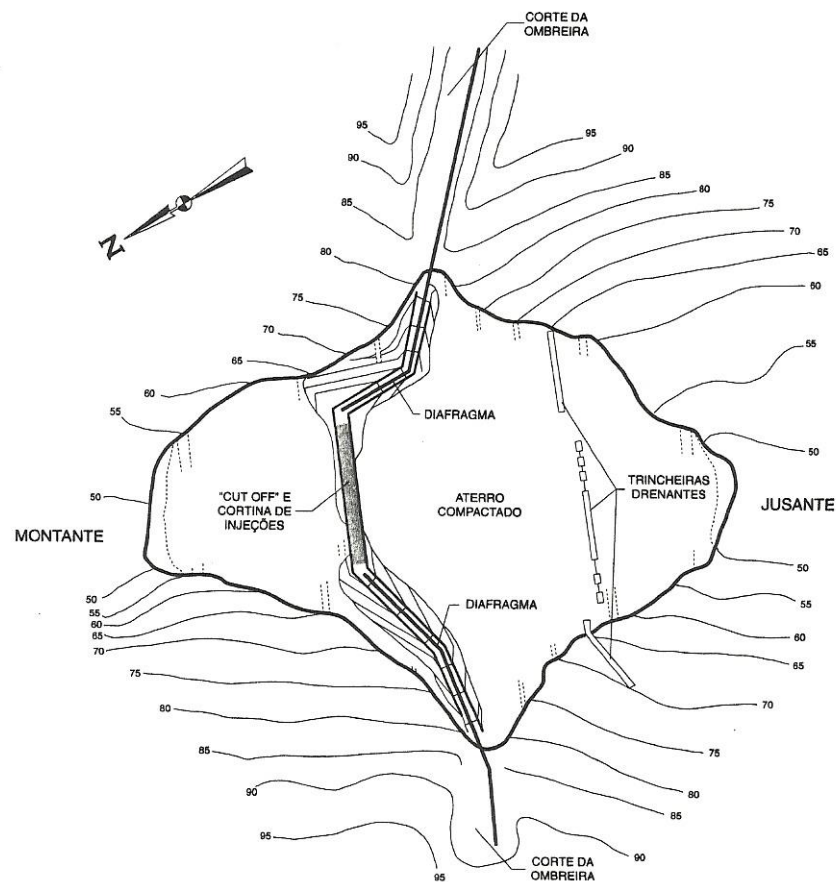


Figura 39 – Barragem de Saracuruna – localização do diagrama e seção geológica ao longo do eixo, Fonte: Ruiz et al., 1976.

Diaframas plásticos foram utilizados como vedações preliminares nas barragens de Tucuruí e Ponta Nova, visando permitir a escavação das trincheiras de vedação procedidas em solo compactado.

8.3.3- Tapetes

Uma solução muito adotada, devido a sua eficiência e baixo custo, visando o controle de fluxo pela fundação da barragem, é a utilização de tapetes vedantes. Entretanto, essa solução é passível de ser ineficiente caso sua execução for feita sem os devidos cuidados especiais. Caso essa seja a alternativa escolhida é preferível considerar sempre a possibilidade de executar o tapete interno, de mais fácil controle (Cruz, 2004).

Já no caso dos tapetes externos pode-se citar a sua utilização nas barragens de Promissão e Ilha solteira. No entanto, esses tapetes têm apresentado pouca eficiência, em partes devido ao fato do fissuramento do mesmo por ressecamento ou por fissuras causadas por recalques diferenciais junto ao pé da barragem.

O controle do fissuramento do tapete argiloso é muito difícil de ser monitorado, esse fato é, em parte, ocasionado por sua grande extensão.

8.3.4 - Injeções

A utilização de injeções de calda de cimento tem sido utilizada extensamente no Brasil. Visa, de maneira geral, homogeneizar a permeabilidade dos maciços rochosos escolhidos para fundação da barragem. É de se esperar, que após a utilização desta técnica a permeabilidade média residual dos maciços injetados apresente valores semelhantes à 10^{-4} cm/s.

Adota-se, em prática comum na utilização dessa solução, caldas grossas com relação água/cimento assumindo valores iguais a 0,5:1,0 até 0,7:1,0, e pressões baixas que variam de 0,15 a 0,25 Kg/cm²/m.

8.3.5 – Filtros

Visando prevenir a erosão regressiva subterrânea, dos solos erodíveis, é necessário que eles sejam impedidos de ter superfícies de saída de água, expostas ao ar, ou em contato com sólido poroso ou com aberturas que permitam a passagem dos seus grãos. Assim, qualquer superfície onde haja emergência d'água deverá ser recoberta com uma camada filtrante, na maioria dos casos de areia, que sirva a essa finalidade, deixando passar a água, porém, impedindo a passagem dos grãos do solo.

No caso dos solos, esses são constituídos por grãos e diferentes tamanhos, de forma que é sempre possível aos grãos menores passarem, sob o efeito da pressão d'água, por entre os

grãos maiores. Nas misturas de agregados grossos com argila, a possibilidade dos grãos coloidais de argila serem carregados é visível.

Entretanto, em um solo de graduação contínua esse arrastamento é mais difícil, pois cada grão de tamanho maior impedirá o movimento dos imediatamente menores, e assim por diante, até os grãos mais finos. Isso é esperado quando dimensiona um filtro, ou seja, a camada que recobre uma superfície de saída d'água visando a sua percolação, porém impedindo a migração dos grãos do solo (Cruz, 2004). Admite-se que o filtro impeça o movimento dos grãos maiores, esse por sua vez impedirão o movimento dos menores. Esse princípio guiou as investigações feitas por Bertram na Universidade de Harvard (Carvalho, 1984). Ele admitia que, se os poros dos filtros fossem suficientemente pequenos para impedir o movimento dos grãos correspondentes ao diâmetro máximo de 85% dos grãos do solo a ser protegido, então as partículas mais finas também seriam impedidas de se moverem. O citado autor estabeleceu, dessa forma, o seguinte critério:

$$D_{15(\text{do filtro})}/D_{85(\text{do solo})} < 4 \quad (\text{equação 1})$$

Desta razão conclui-se que, os diâmetros dos menores poros do filtro (correspondentes aos diâmetros máximos de 15% dos grãos do filtro) não devem ser maiores que 4 vezes os diâmetros máximo dos grãos do solo. Todavia, é necessário que se garanta suficiente permeabilidade para impedir o aparecimento de grandes pressões de percolação na zona de contato entre solo e filtro (fig. 40).

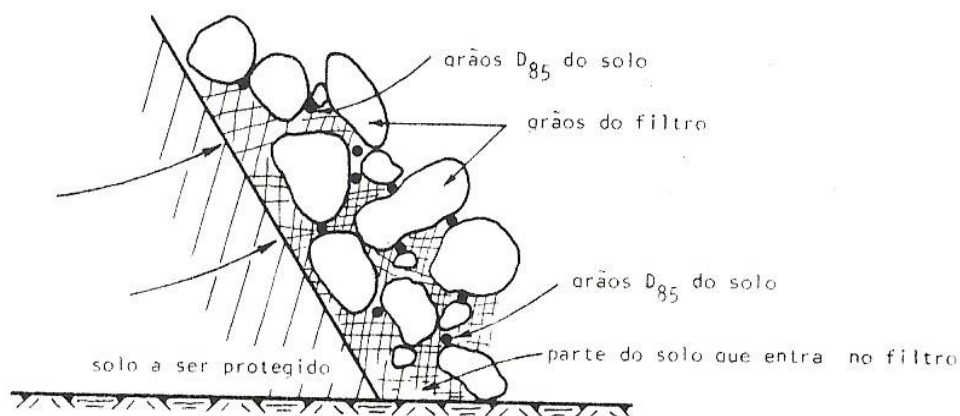


Figura 40 – Princípio do filtro contra *piping*, Fonte: Vargas (1977).

Visando solucionar esse problema Bertram estabeleceu o segundo critério:

$$D_{15(\text{do filtro})}/D_{15(\text{do solo})} > 5 \quad (\text{equação 2})$$

Esse critério corresponde a afirmativa de que os menores poros devem ser, pelo menos 5 vezes maiores que os menores poros do solo, para que a água não tenha dificuldade em passar ao filtro. A figura ilustra a proteção por filtro acima mencionada. Os grãos de diâmetro correspondentes a D_{85} entram no filtro e como que fecham as passagens por entre esses, restando uma parte de restante do solo que consegue penetrar no filtro.

Deve-se observar que nos solos argilosos, como é o caso da maioria dos solos residuais utilizados nas barragens construídas em território nacional, os critérios de Bertram levam a dimensionamento de filtros inaceitavelmente finos. Deve-se lembrar, entretanto, que em tais solos finos intervém uma resistência à erosão que impede o mecanismo do *piping*. E então qualquer critério granulométrico perde o valor.

Os filtros devem, além de tudo, ser suficientemente pesados para não serem eles próprios carregados pelas forças de percolação. Eles são, em sua grande maioria, recobertos por camadas mais grossas cuja função é principalmente a de os manterem estáveis. Para que não haja migração dos grãos dos filtros para as camadas mais grossas superiores, aparece a ideia da zona de transição constituída por camadas sucessivas de granulação cada vez mais grossa, obedecendo ao critério das equações 1 e 2 de uma para a subsequente camada.

Finalmente, os filtros podem também ser usados como interceptores de fluxo. Nesse caso eles não são colocados sobre as superfícies de saída, mas em posição críticas com finalidade de interceptar qualquer fluxo indesejável. Estão nesse caso os filtros verticais de areia.

9-DISCUSSÃO E CONCLUSÃO

Após terem sido observados casos de ruptura históricos, registrados na literatura nacional e internacional, conceitos hidrogeológicos e geológico-geotécnico, assim como os de mecânica dos solos, e por fim observadas as possíveis medidas à serem tomadas em casos de mesma natureza geológico-geotécnica, pode-se concluir que casos de ruptura, originados ou não pelo mecanismo de retroerosão tubular, podem ser evitados se houver, por parte da projetista, empreiteira e proprietário da obra, uma maior preocupação com as etapas construtivas, assim como monitoramento dos empreendimentos após construídos.

No caso da Barragem de Camará houve um julgamento inoportuno, e um tanto quanto errôneo das condições locais, levando assim a uma interpretação inverossímil do modelo geológico apresentado em campo. Infelizmente, a presença de uma caixa de falha localizada na fundação do corpo da barragem, na ombreira esquerda, de difícil caracterização, teve seus sedimentos lavados pelo fluxo de água que se instalou nessa feição geológica, desestabilizando assim a capa de rocha sobreposta a esta. Já sem estabilidade, este corpo rochoso se despreendeu da fundação e criou uma rota preferencial para a percolação do fluxo aquoso, aumentando e acelerando todo o processo erosivo. Ocasionalmente assim a ruptura do corpo de barragem.

Já no caso da barragem de Santa Helena o *piping* se instalou no colchão de areia, localizado no final da fundação do sangradouro, este se instalou neste local devido à concentração de altos gradientes de saída desenvolvidos nessa camada de areia. Posteriormente, o processo erosivo se alastrou lateralmente, desenvolvendo formas de cones invertidos localizados um em cada lado do vertedouro. Por fim, ocorreu a rotura deste barramento devido aos esforços exercidos pela água represada no reservatório.

O que se deve admitir é que, as obras de engenharia visando o barramento d'água, seja esse destinado a produção de energia, lazer, armazenamento de resíduos tóxicos ou abastecimento, possuem, desde sempre, demasiada importância na vida da sociedade humana. Em contrapartida o que não se deve admitir é que estruturas desse porte continuem sendo construídas sem monitoração adequada, e que quando combinada com condições geológico-geotécnicas desfavoráveis, acabam por gerar, assim, acidentes que na maioria dos casos, termina vitimando pessoas e causa danos de proporções consideráveis no meio ambiente e cidades.

10-REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABMS/ABGE. 1983 – Cadastro geotécnico das barragens da Bacia do Alto Paraná, São Paulo.
- BCOLD. 1982 - Main Brazilian Dams, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens
- BLIGHT, W.G. 1910 - Practical Design of Irrigation Works
- CAPUTO, H. P. 1977 – Mecânica dos solos e suas aplicações 2.
- CASAGRANDE, A. 1964 – Percolação de água através de barragens de terra.
- CEDREGREN, h.r. 1967 - Seepage, Drainage, and Flow Nets.
- CIGB/ICOLD/CBGB. 1982 – Barragens do Brasil. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Grandes Barragens.
- CARVALHO, L. H. de, ARAUJO, M. Z. T., 1982. Fundações aluvionares de barragens de terra do Nordeste brasileiro. Anais do VII Congresso brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações, Olinda/Recife. ABMS, v.6.
- CRUZ, P.T. 1996 - 100 Barragens Brasileiras, Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- ERTON, C. 1999 – Apresentação das Causas de Rompimento da Barragem de Santa Helena.
- F. e TEIXEIRA, A.H. 1976 - Studies and corrections of seepage through the abutments and foundations of Saracuruna dam (Rio de Janeiro, Brazil), 12 ICOLD, Q.45 R49, México.
- FIORI, A. PIO, CARMIGNANI, L. 2009 – Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas, aplicação na estabilidade de taludes.
- GALPERIN, A. M. 1993 – Hydrogeology and engineering geology.
- GUERRA, M.O. 1980 - Ação química e biológica na colmatção de filtros e drenos - Implicações no comportamento de barragens no Rio Grande, XIII SNGB, Rio De Janeiro, Brasil.
- HARR, M.E. 1962 - Groundwater and Seepage, Mcgraw-Hill Book Company.
- HARZA, L.F. (1936), “The best means of preventing piping”, II ICOLD – International Committee on Large Dams, Washington, EUA;
- HUMES, C. 1995 - Considerações sobre a determinação da distribuição de vazios de filtros de proteção de obras geotécnicas, Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, Brasil.

HUMES, C. 1998 - Um critério para dimensionamento da espessura de filtros e transições, 1 Simp. Brasileiro sobre Pequenas Centrais Hidrelétricas, Poços de Caldas, Brasil.

ICOLD. 1974 - Lessons from Dam Incidentes, Comitê Internacional de Grandes Barragens.

IFOCS. 1935 -Seções tipo de barragens constantes do Plano de Açudagem em realização, Ministério da Viação e Obras Públicas.

INFANTI, N. & KANJI, M. 1974 - Preliminary considerations on geochemical factors affecting the safety of earth dams, II Cong. Intern. IAEG, São Paulo.

KEVIN, S. RICHARDS, KRISHNA, R. REDDY – Critical appraisal of piping phenomena in earth dams.

MASSAD, F. TEIXEIRA, H. R. 1978 – Comportamento da barragem de Saracuruna decorridos cinco anos após as correções de vazamento pelas ombreiras. Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. ABMS, v. 1.

MCCULLY, 2001 apud ZUFFO, 2005.

MIGUEZ DE MELLO, F. 1981- Segurança de Barragens, Palestra, Recife.

OLIVEIRA, A. M. SANTOS, BRITO, S. N. A. 1997 – Geologia de engenharia.

PENMAN, A. 1977 - The failure of Teton dam – A review, Ground Engineering.

PESSOA, J.C.C. 1964 - Acidentes em barragens, II SNGB, Revista Sanevia, Ano 18, No 26, Rio de Janeiro.

PINTO, C. S. 2000 – Curso básico de mecânica dos solos.

RUIZ, M.D. , CAMARGO, F.P., SOARES, L., ABREU, A.C.S., PINTO, C.S., MASSAD,

SHERARD, J.L. ET AL 1963 - Earth and earth-rock dams, Jonh Wiley & Sons.

SILVEIRA, J.F.A. 1983 - Simpósio sobre Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, ABMS/ABGE, São Paulo.

SOWERS, G.F. 1977 - Earth dam failures – Seminário Failure of Large Dams,Aachen, Alemanha- Vol 4

TAYLOR, D.W. 1948 - Fundamentals of Soil Mechanics.

TERZAGHI, K. & PECK, R. 1967 - Soil Mechanics in Engineering Practice.

VARGAS, M et al. 1955 - A ruptura da barragem de Pampulha, IPT, Pub no 529, São Paulo.

VARGAS, M. 1977 – Introdução à mecânica dos solos.