INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS DA
UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

O EMPREGO DE DIAFRAGMA PLÁSTICO
NA RECUPERAÇÃO DE BARRAGENS

LINDOLFO SOARES

T683

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Siqueira Farjallat

Dissertação de mestrado apresen-
tada ao Instituto de Geociências
da Universidade de São Paulo.

São Paulo
1981

O EMPREGO DE DIAFRAGMA PLÁSTICO NA RECUPERAÇÃO
DE BARRAGENS

DEDALUS - Acervo - IGC

30900005678

LINDOLFO SOARES

Dissertação de Mestrado
apresentada ao Instituto
de Geociências da Uni
versidade de São Paulo

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo Siqueira Farjallat

São Paulo

1981

A

Neyla,
minha mulher;
ao Marcello, Flavia,
Renata e Juliana,
meus filhos.

S U M Á R I O

	Página
RESUMO.....	01
1 INTRODUÇÃO.....	02
2 BARRAGEM DO SARACURUNA - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS.	04
2.1 Principais Características Geológicas Regionais....	05
2.2 Principais Características Geológicas do Local da Barragem.....	08
3 HISTÓRICO DOS PROBLEMAS APRESENTADOS.....	11
4 ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS PROBLEMAS APRESENTADOS.....	15
4.1 Levantamento Geológico de Superfície.....	15
4.2 Investigações Geológicas e Geotécnicas de Subsuperfície.....	15
4.3 Investigações Hidrogeotécnicas.....	16
4.4 Acompanhamento do Comportamento das Vazões pelos Drenos, Carreamento de Sólidos e das Pressões Piezométricas no Aterro, Fundação e Ombreiras da Barragem.....	16
5 CARACTERIZAÇÃO DOS CONDICIONANTES GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS E DOS PROBLEMAS APRESENTADOS.....	17
6 ANÁLISE DOS TRATAMENTOS POSSÍVEIS PARA SOLUÇÃO DOS PROBLEMAS.....	33
6.1 Tapete de Argila Compactada.....	34
6.2 Diafragma Plástico.....	34
6.3 Membrana de Plástico.....	35
6.4 Injeção de Produtos Químicos.....	37
7 DEFINIÇÃO DO TRATAMENTO A SER EXECUTADO.....	38

	Página
8	DETALHAMENTO DAS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS PARA IMPLANTAÇÃO DA ALTERNATIVA ESCOLHIDA..... 39
8.1	Estudos de Campo..... 39
8.2	Estudos de Laboratório..... 49
9	A CONSTRUÇÃO DO DIAFRAGMA PLÁSTICO..... 60
9.1	Guias para Escavação dos Painéis..... 63
9.2	Escavação dos Painéis..... 65
9.3	Limpeza..... 69
9.4	Concretagem..... 70
10	CONTROLES EFETUADOS DURANTE A EXECUÇÃO DOS TRABA LHOS E PRINCIPAIS PROBLEMAS OBSERVADOS..... 76
10.1	Escavação..... 76
10.2	Limpeza..... 82
10.3	Concretagem..... 83
11	AVALIAÇÃO COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM EM PERÍODOS ANTERIOR E POSTERIOR À IMPLANTAÇÃO DO DIAFRAGMA..... 89
11.1	Sólidos Transportados pelas Águas dos Drenos..... 89
11.2	Comportamento Piezométrico da Barragem..... 90
11.3	Comportamento das Vazões pelos Drenos..... 96
12	CONCLUSÕES..... 98
	AGRADECIMENTOS..... 100
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 102

LISTA DAS FIGURAS

DESENHOS

		Página
01	Planta geral e seções principais segundo dados do projeto original.....	06
02	Seção geológica ao longo da ombreira direita e linha do "cut-off".....	12
03	Seção geológica ao longo da ombreira esquerda e linha do "cut-off".....	13
04	Planta de localização dos furos injetados e amostrados, com indicação dos caminhos percorridos pelos traçadores.....	26
05	Planta com indicação de áreas de infiltração definidas a partir de levantamento pelo método de potencial espontâneo.....	28
06	Precipitação pluviométrica, nível do reservatório e cotas piezométricas - Período de janeiro a fevereiro de 1970.....	30
07	Precipitação pluviométrica, nível do reservatório, vazões líquidas e sólidas totais - Período de março de 1970.....	32
08	Localização do diafragma e seção geológica ao longo do seu eixo.....	41
09	Planta de escavação da ombreira direita.....	43
10	Planta de escavação da ombreira esquerda.....	44
11	Planta com localização de áreas de empréstimo de material argiloso.....	48

12	Caracterização granulométrica do material de <u>em</u> préstimo para emprego em argamassa do diafragma plástico.....	50
13	Resistência à compressão simples em função do tempo de cura das misturas A, B e C.....	55
14	Resistência à compressão simples em função do tempo de cura das misturas D, E e F.....	55
15	Resistência à compressão simples em função do tempo de cura das misturas G, H e I.....	55
16	Resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cimento da mistura.....	56
17	Relação entre deformação específica axial e <u>acrêsci</u> mo de pressão axial total.....	58
18	Curva Pressão-Índice de Vazios-Coeficiente de <u>aden</u> samento.....	62
19	Ruptura clássica de parede de painel, em função do muro guia mal implantado.....	64
20	Tipo de muro guia implantado na Barragem do <u>Saracu</u> runa.....	64
21	Esquema de construção alternada de painéis.....	65
22	Esquema de construção justaposta de painéis.....	66
23	Esquema da sequência construtiva do diafragma <u>plás</u> tico da Barragem do Saracuruna.....	67
24	Planta e seção esquemática da central de lama e <u>ar</u> gamassa.....	72
25	Esquema de distribuição de traços de concreto <u>no</u> fundo do painel.....	73

	Página
26 Resistência à compressão simples em função do tempo de cura da argamassa.....	87
27 Comportamento do piezômetro SRP-13.....	91
28 Comportamento anômalo do piezômetro SRP-11.....	93
29 Influência das precipitações pluviométricas no comportamento dos piezômetros das ombreiras.....	94
30 Corte pelo eixo da barragem com indicação das linhas freáticas obtidas através de medidores situados na crista da barragem.....	95
31 Variação das vazões em função do nível d'água do reservatório.....	97

Q U A D R O S

	Página
01 Casos de aplicação de diafragma plástico no Brasil.	03
02 Injeções de corantes em furos de sondagens executadas na Barragem do Saracuruna.....	25
03 Características das misturas para definição da argamassa a ser empregada no diafragma plástico da Barragem do Saracuruna.....	52
04 Resultados dos ensaios de compressão simples sobre amostras de argamassa.....	54
05 Resultados dos ensaios de permeabilidade.....	59
06 Resultados dos ensaios de adensamento.....	61
07 Controle de campo efetuado sobre a lama e a argamassa.....	86

08	Comportamento das vazões antes e após a construção do diafragma.....	96
----	--	----

F O T O G R A F I A S

Este trabalho contém 14 fotografias apresentadas nas páginas seguintes às suas citações no texto.

R E S U M O

O emprego de diafragmas plásticos é uma técnica bastante difundida e aplicada nos países da Europa. O seu uso ainda bastante restrito no Brasil, deve-se provavelmente à "tradição de projetos", às características dos locais e das obras aqui implantadas, à pequena difusão de suas técnicas construtivas e também em função das poucas empreiteiras hoje capacitadas para a sua construção.

Por tratar-se do primeiro caso de aplicação desta técnica no barramento da percolação de água através de fundações e ombreiras de barragens já construídas, é enfocada, basicamente, a metodologia de estudos levados a efeito durante as fases que envolveram a implantação do diafragma plástico na Barragem do Saracuruna entre 1971 e 1974. São descritas as características da barragem e do seu sítio de implantação, as investigações básicas para definição dos problemas apresentados, os critérios adotados na escolha desta alternativa para solução dos problemas, bem como os estudos complementares de campo e de laboratório, os quais serviram, respectivamente, para um melhor conhecimento da faixa de implantação do diafragma e para a definição do material impermeabilizante a ser utilizado na construção da parede impermeável.

Dentro da seqüência construtiva da parede diafragma, são descritos os principais problemas apresentados em suas distintas etapas, e as soluções adotadas para sua resolução.

Finalmente, é apresentada uma série de resultados de acompanhamento do comportamento da barragem em períodos anterior e posterior aos trabalhos de construção do diafragma, procurando demonstrar o desempenho quantitativo da alternativa adotada na solução do problema de percolação d'água e de subpressões da Barragem do Saracuruna.

1 INTRODUÇÃO

O emprego de diafragma plástico é uma técnica relativamente nova, e sua utilização em barragens como dispositivo de vedação à passagem d'água data da década de 1950.

Sua aplicação como elemento de vedação, quer das fundações, quer das ombreiras de barragens se deu primeiramente na Itália, onde Veder e Marconi, embora trabalhando isoladamente, descobriram sua aplicabilidade quase que simultaneamente (Veder e Marconi, 1952 in Schneebeli, 1971).

Atualmente esta técnica é amplamente empregada na Europa, e no Brasil já se tem conhecimento de vários casos de aplicação, para tratamento de fundações de barragens de terra, ensecadeiras e diques (Cimentaciones Especiales S.A., 1970 e Ródio, 1971) (QUADRO 01).

A idéia consiste basicamente na escavação mecânica de uma trincheira isolada, profunda, denominada painel, que é posteriormente preenchida por material impermeável. A ligação por justaposição de todas as trincheiras também construídas desta forma, resulta em uma parede contínua e impermeável. A estabilidade das paredes da trincheira escavada, é assegurada pelo emprego de lama de perfuração que a preenche totalmente durante os processos de escavação, limpeza e posterior preenchimento com argamassa.

O sucesso do emprego de diafragmas, do ponto de vista técnico, está fundamentado principalmente no fato de se conseguir a criação de uma parede contínua e total, implantada transversalmente à direção do fluxo d'água que se pretende barrar, aliado ao custo relativamente baixo de construção (Ferrari, 1974; e 1975).

Estas características levaram a considerar a implantação de diafragma plástico como uma das alternativas possíveis para a so

QUADRO 01

CASOS DE APLICAÇÃO DE DIAFRAGMA PLÁSTICO NO BRASIL (RODIO, 1971)

OBRA / ANO DE CONSTRUÇÃO	ESTADO	PROPRIETÁRIO	DIMENSÕES DO DIAFRAGMA			TERRENO DE FUNDAÇÃO	OBJETIVOS
			LARGURA (m)	PROF. MÁXIMA (m)	COMPRIMENTO (m)		
Arroio Duro 1960/61	Rio Gran de do SuT	DNOS-Deptº Nacional de Obras de Sanea mento	0,40	36	1.040	Aluviões e Are nito	Vedação das fundações da barragem
Batata 1962/63	Maranhão	DNOS-Deptº Nacional de Obras de Sanea mento	0,40	18	460	Aluviões	Vedação das fundações da barragem
Vacacaí Mirim 1962/63	Rio Gran de do SuT	DNOS-Deptº Nacional de Obras de Sanea mento	0,30	14	610	Aluviões e Ar gilito	Vedação das fundações da barragem
Chapéu D'Uvas 1964/65	Minas Ge rais	DNOS-Deptº Nacional de Obras de Sanea mento	0,40	27	213	Aluviões e Al teração de Ro cha	Vedação das fundações da barragem
Passo Fundo 1966/68	Rio Gran de do SuT	DNOS-Deptº Nacional de Obras de Sanea mento	0,40	30	300	Solo Residual e Basalto	Vedação das fundações de dique
Passo Fundo 1966/68	Rio Gran de do SuT	DNOS-Deptº Nacional de Obras de Sanea mento	0,40	13,5	134	Solo Residual e Basalto	Vedação das fundações de dique
Ponte Nova 1966/69	São Paulo	DAEE-Deptº de Águas e Energia Elétrica	0,40	12	2020	Solo Residual e Rocha Altera da	Vedação das fundações da barragem
Ponte Nova 1966/69	São Paulo	DAEE-Deptº de Águas e Energia Elétrica	0,80	16	240	Aluviões e Ro cha Alterada	Vedação das fundações da ensecadeira
Rio Joanes 1969/70	Bahia	Consórcio: Constru tora Goes / Cohabita /Cita	0,60	11	800	Aluviões e Are nito	Vedação das fundações da barragem
Atibainha 1970	São Paulo	COMASP-Cia. Metropo litana de Águas de São Paulo (atual SABESP)	0,40	13	116	Aluviões e So lo de Altera ção com Mata cões	Vedação das fundações da ensecadeira

lução do problema de percolação de águas que se processava por ambas as ombreiras e fundações do aterro compactado da Barragem do Saracuruna. A alternativa proposta pode ser considerada como inovadora, pois desconhecia-se até então no País a recuperação de barragens em operação a partir do emprego desta solução.

O trabalho desenvolvido a seguir, procura traduzir a experiência vivida pelo autor, como residente de obra, quando acompanhou as etapas de investigações, implantação e avaliação do desempenho do diafragma.

2 BARRAGEM DO SARACURUNA - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

As características da obra em questão, os aspectos geológicos regionais e do local de implantação da barragem foram obtidos em parte através de consulta feita a relatórios da fase de investigação e construção (Geotécnica S.A., 1959, 1962 a, 1962 b, 1963 a, 1963 b, e 1963 c), e complementados por levantamento expedito de campo (IPT, 1970 a).

A Barragem do Saracuruna, localiza-se no sopé da Serra do Mar, próximo à cidade de Duque de Caxias no Estado do Rio de Janeiro, no alto curso do rio Saracuruna, cerca de 500 m a jusante da junção dos rios Mantiquira e Pedra Branca.

Foi construída durante o período de 1960 a 1962 e sua finalidade é a de suprir de água a Refinaria Duque de Caxias (REDUC) de propriedade da Pétroleo Brasileiro S.A.-PETROBRÁS. Logo após o enchimento do reservatório, em 1962, ocorreram vazamentos em ambas as ombreiras acompanhados de carreamento de material sólido e desenvolvimento de altas pressões piezométricas no pé do talude de jusante da barragem.

Trata-se de uma barragem de terra compactada, de seção homogênea e com proteção de enrocamento a montante. Seu comprimento ao longo do coroamento é de 140 metros e sua altura máxima sobre as fundações é de 38 metros.

O volume d'água armazenado, com o nível d'água de montante

na cota 78,75 m (Nível d'água máximo) é de $5,3 \times 10^6 \text{ m}^3$, o que garanti tiria a vazão firme de 520 L/s caso, não ocorressem percolação e perdas d'água através de suas fundações e ombreiras.

O aterro compactado possui volume de 180.000 m^3 e é dotado em suas fundações de uma trincheira de vedação de argila compacta da, localizada a montante do eixo da barragem. Esta trincheira no leito do rio e várzea aluvionar, possui profundidade tal (cerca de 10 m) que atinge o topo da rocha alterada e à medida que se encaminha para as ombreiras, sua profundidade diminui gradativamente, atingindo nas proximidades da cota de coroamento da barragem a profundidade de 1 metro.

O tratamento das fundações através de cortina de injeção de cimento está limitado ao leito do rio e várzea aluvionar e sua profundidade atinge cerca de 15 metros em rocha praticamente sã.

As principais características geométricas da obra estão apresentadas na FIGURA 01.

2.1 PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS REGIONAIS

A área de interesse da Barragem do Saracuruna (FOTO Nº 1) situa-se num trecho da Serra do Mar, integrado na muralha oeste do graben Campo Grande-Guanabara-Rio Bonito, constituída de vários degraus topográficos escalonados do litoral para o interior. A área apresenta relevo acidentado em vales fechados, com as cristas mais elevadas dispostas segundo a direção $N25^{\circ}-30^{\circ}E$ nas proximidades e a noroeste da barragem (Geotécnica S/A, 1959 in IPT, 1970 a).

A leste da obra, a direção morfológica predominante dispõe-se segundo $N60^{\circ}E$, que é a direção das principais linhas tectônicas da Serra do Mar no Estado do Rio de Janeiro.

FOTO Nº 1 - Fotografia aérea da região onde acha-se implantada a Barragem do Saracuruna ③, logo após a junção dos Rios Mantiqueira ① e Pedra Branca ② formadores do rio Saracuruna ④. Observar controle das drenagens locais pelas linhas estruturais de direções $N25^{\circ}-30^{\circ}E$ e $N60^{\circ}-70^{\circ}W$ a noroeste da barragem. A sudeste da mesma as linhas estruturais têm direções preferenciais segundo $N60^{\circ}E$. Escala aproximada 1:35.000.

--- Gnaissificação

--- Diáclases

Na região do rio Saracuruna, os vales e rios secundários se guem direções distintas formando um sistema morfológico retangu lar, constituído por espinhas nas direções $N25^{\circ}-30^{\circ}E$ principal, e $N60^{\circ}-70^{\circ}W$ secundária.

Esta situação indica uma anomalia possivelmente tectônica na região de interesse à barragem, contudo os levantamentos de campo não evidenciaram qualquer indício de falhamento.

As unidades litológicas desta região são representadas por uma seqüência de granitos, migmatitos e ortognaisses de idade pré-cambriana.

Nas encostas o maciço rochoso é recoberto, em sua maioria, por camadas de solo de alteração de rocha, de composição areno-argilosa, bastante micáceo, de coloração acinzentada e/ou amarela da. Por vezes, recobrando estas camadas, ocorrem solos coluvionares constituídos essencialmente de material argilo-arenoso, de cor vermelha onde acham-se imersos matacões e blocos de diversos tama^{nhos} e variados graus de alteração.

No sopé das escarpas os solos coluvionares misturam-se a de pósitos de talus formados essencialmente por matacões e blocos ro chosos angulosos, de dimensões variadas e diversos graus de alte ração.

Nos talvegues dos rios, é comum a ocorrência de pequenos de pósitos aluvionares, constituídos predominantemente por cascalhos graúdos misturados a areias grossas. Secundariamente podem ocor rer finas camadas argilosas intercaladas nesses materiais.

2.2 PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DO LOCAL DA BARRAGEM

No local de implantação da barragem o tipo de rocha predomi nante é um migmatito estromatítico que, da ombreira direita para

o sul, caracteriza-se por faixas de paleossoma essencialmente gnáissico mesocrático com hornblenda e biotita, intercaladas a faixas de neossoma geralmente granítico e eventualmente pegmatítico, leucocrático, quartzo-feldspático, de constituição granulométrica mais grosseira. O paleossoma e o neossoma contribuem em partes a proximadamente iguais para a constituição do maciço rochoso.

Esta unidade litológica, é cortada mais ao sul do eixo da barragem, por um dique de lamprôfiro com atitude $N70^{\circ}E-85^{\circ}S$.

Na região da ombreira esquerda da barragem, e ao norte da área do reservatório, predomina um gnaisse leucocrático, muito grosseiro, que corresponde possivelmente ao neossoma do migmatito que predomina ao sul da ombreira direita da barragem.

As atitudes de gnaissificação e acamamento migmatítico são muito uniformes por toda a região da obra, com direções invariavelmente dispostas entre $N25^{\circ}E$ e $N32^{\circ}E$ e mergulhos entre $50^{\circ}N$ até verticais (FOTO Nº 2). Exceção a esta situação encontra-se na região da ombreira direita, próximo ao eixo da barragem. Neste local, em afloramentos ali existentes, as estruturas apresentam direções predominantemente EW e $N40^{\circ}W$, com mergulhos respectivos de $75^{\circ}N$ e $65^{\circ}S$. Embora não esteja afastada a possibilidade de tratar-se de blocos e matacões deslocados, a justaposição paralela das pontas rochosas aflorantes, leva a crer tratar-se de material "in situ".

Estes fatos sugerem a existência de uma dobra presente nesta ombreira, uma vez que não se observaram em nenhum lugar na área estudada próxima à barragem evidências indicativas de falhamentos - (IPT, 1970a).

O topo do maciço rochoso, representado por rocha praticamente sã, localiza-se em média a cerca de 30 m de profundidade, passando gradativamente em direção à superfície do terreno, para ro

FOTO Nº 2 - Fotografia aérea (detalhe da foto anterior) mostrando a uniformidade das direções das atitudes dos planos de gnaissificação e acamamento dos migmatitos na área da barragem do Saracuruna. Escala aproximada 1:10.000 .

↖ Direção e mergulho dos planos de gnaissificação e acamamento.

—— Gnaissificação

- - - - Diáclases

cha alterada, e solo de alteração de rocha. Este solo, constituído por areias médias e grossas, siltosas e muito micáceas, atinge por vezes espessuras da ordem de 35 m. Tanto na rocha alterada como no solo de alteração de rocha, são encontrados "níveis" de rochas, com graus de alteração menores, do que o grau de alteração do meio em que estão imersas. Estes níveis são representados, geralmente, por neossoma de constituição quartzo-feldspática, minerais estes mais resistentes à ação intempérica que as biotitas e hornblenda presentes em grande quantidade no paleossoma.

Esta diferente susceptibilidade à alteração, traduz-se em uma superfície de contato bastante irregular, similar a um perfil denteado, entre a rocha alterada e o maciço rochoso são. Esta irregularidade é ainda reforçada pelo mergulho acentuado do acamamento migmatítico e da gnaissificação.

Uma camada de solo coluvionar, com espessura média em torno de 7 m de constituição argilo-areno-siltosa com notável quantidade de matacões e blocos rochosos, repousa em toda a região da barragem ou diretamente sobre solo de alteração de rocha, ou rocha alterada ou maciço rochoso.

As seções geológicas apresentadas nas FIGURAS 02 e 03, foram obtidas a partir de observações de superfície e resultados de sondagens, e indicam o posicionamento, distribuição e espessuras médias das unidades acima descritas.

3 HISTÓRICO DOS PROBLEMAS APRESENTADOS

Os principais eventos observados na Barragem do Saracuruna, anteriores ao ano de 1969, e a seguir descritos, foram obtidos a partir de consulta a relatórios de acompanhamento emitidos pela Geotécnica S.A.-Engenheiros Consultores, projetista da obra em

Fig. 02 - Seção Geológica ao longo da ombreira direita e linha do "cut-off"

Fig. 03 - Seção Geológica ao longo da ombreira esquerda e linha do "cut-off"

questão (Geotécnica S.A., 1962 a, 1962 b, 1963 a, 1963 c e 1968).

Durante a fase de enchimento do reservatório, em janeiro de 1962, quando o nível d'água atingiu a cota de 65,0 m, surgiram vazamentos em ambas as ombreiras, acompanhados de carreamento de material sólido e desenvolvimento de altas pressões piezométricas no pé do talude de jusante.

Durante o período de 1962 a 1966, foram feitas várias tentativas através da injeção de calda de cimento, para diminuir as vazões que então se processavam (Geotécnica S.A., 1962 a, 1962 b, 1963 c).

No decorrer deste período foram ainda construídos drenos coletores das águas de infiltração e executadas análises sistemáticas para determinação de eventual carreamento de materiais sólidos pelas águas desses drenos (Geotécnica S.A., 1966).

No fim de 1965 e início de 1966, devido a chuvas excepcionais, o nível d'água do reservatório manteve-se durante 90 dias em sua cota máxima (78,75 m), fato este que se refletiu imediatamente nas vazões observadas nos drenos coletores de água, as quais atingiram valores máximos de 27,7 L/s.

Observou-se também, que a vazão dos coletores d'água aumentou rápida e imediatamente após a elevação do nível d'água do reservatório e mesmo após a estabilização deste, a vazão continuou aumentando gradativamente, permitindo a estimativa de 41,7 L/s caso se mantivesse o nível d'água do reservatório durante 6 meses em sua cota máxima.

Outras constatações foram feitas durante o período em que o nível d'água se manteve elevado: aparecimento de zonas úmidas no pé de jusante da barragem, próximo à ombreira esquerda; a maior parte das infiltrações ocorria pela ombreira direita; os níveis

piezométricos do maciço compactado atingiram valores acima da cota de 50,0 m (valor este adotado como máximo pelos projetistas no cálculo da estabilidade da barragem); presença de materiais sólidos nas águas coletadas nos drenos indicando provável ocorrência de fenômenos de lixiviação do maciço de terra compactado ou de suas fundações.

4 ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS PROBLEMAS APRESENTADOS

Frente aos problemas apresentados, foram efetuados estudos geológicos e geotécnicos visando tanto à caracterização detalhada e quantificação dos mesmos como suas implicações no contexto geral da obra; suas interrelações com o meio físico onde encontram-se implantadas as obras; e a definição dos principais condicionantes geológicos favoráveis à manifestação dos problemas.

Os principais trabalhos desenvolvidos foram:

4.1 LEVANTAMENTO GEOLÓGICO DE SUPERFÍCIE

Este trabalho foi direcionado no sentido de se obterem as informações geológicas, litológicas, estruturais, estado de alteração da rocha e ocorrência e distribuição de solos nas áreas próximas à barragem e que pudessem ser os condicionantes dos problemas surgidos.

4.2 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DE SUBSUPERFÍCIE

Estas investigações foram desenvolvidas a partir da execução de sondagens a percussão com avanço pelo método de lavagem e sondagens rotativas e tiveram como finalidade principal investigar as características das rochas presentes nas ombreiras e fundações, além de permitir o conhecimento do aterro compactado da barragem

e do manto de intemperismo que ocorre na área.

Estas investigações foram ainda complementadas com a abertura de poços de inspeção e amostragem. A abertura de poços teve como finalidade principal, coletar blocos de amostras indeformadas dos solos presentes nas ombreiras e aterro compactado da barragem, além de permitir uma observação direta do estado de compactação do aterro da barragem.

A partir das amostras retiradas dos poços foram realizados ensaios de laboratório, os quais constaram de caracterização, permeabilidade e compressão triaxial.

4.3 INVESTIGAÇÕES HIDROGEOTÉCNICAS

Estas investigações foram dirigidas no sentido de se definirem as características hidrogeotécnicas do local da obra em termos qualitativos e quantitativos. Para determinação da permeabilidade foram realizados ensaios rotineiros de infiltração e perda d'água sob pressão e ensaios de injeção de fumaça, injeção de corantes e de isótopos radioativos. Foram também instaladados piezômetros do tipo Casagrande nas ombreiras, fundações e aterro compactado da barragem para que se pudesse determinar as características do lençol freático e suas variações ao longo de um período de tempo, onde ocorressem variações significativas do nível d'água do reservatório, e de precipitações pluviométricas.

4.4 ACOMPANHAMENTO DO COMPORTAMENTO DAS VAZÕES PELOS DRENOS, CARREAMENTO DE SÓLIDOS E DAS PRESSÕES PIEZOMÉTRICAS NO ATERRO, FUNDAÇÃO E OMBREIRAS DA BARRAGEM

Após a caracterização das litologias, sua distribuição, estado de alteração e comportamento hidrogeotécnico, passou-se à medição sistemática das vazões apresentadas pelos drenos, dos mate

riais sólidos por eles transportados e dos níveis dos piezômetros instalados por toda a área de interesse às investigações.

Este acompanhamento foi executado buscando-se definir a influência das variações do nível d'água do reservatório e das precipitações pluviométricas no comportamento das vazões líquidas que se processavam pelos drenos, no carreamento de material sólido através destes drenos, e ainda, a influência desses efeitos nas pressões medidas nos piezômetros situados a jusante do eixo da barragem.

5 CARACTERIZAÇÃO DOS CONDICIONANTES GEOLÓGICOS/GEOTÉCNICOS E DOS PROBLEMAS APRESENTADOS

A análise conjunta executada a partir dos resultados obtidos nas investigações e acompanhamento do comportamento da obra, permitiu a caracterização dos principais condicionantes geológicos e dos problemas apresentados.

Os estudos geológicos de caráter regional e local objetivaram colher informações de como se processavam as infiltrações d'água que ocorriam no local da obra, isto é, se estas ocorriam por fluxos preferenciais através de um meio fraturado (planos de falhas ou zonas fraturadas), ou se de maneira generalizada como através de um meio poroso.

Os estudos não indicaram presença de falhamentos ou mesmo sistema de fraturas que pudessem ser considerados diretamente responsáveis pelas infiltrações d'água. A presença de uma estrutura dobrada localizada na ombreira direita a montante do eixo, não parecia exercer influência nas infiltrações, uma vez que os ensaios de perda d'água ali efetuados indicaram coeficientes de permeabilidade bastante baixos em relação aos solos que recobrem tal estrutura.

A análise da geologia local mostrou que as ombreiras são formadas superficialmente por solo coluvionar predominantemente argiloso, cuja espessura atinge até 10 m, capeando solo de alteração de rocha com espessuras de até 16 m de características arenosas, cuja granulometria varia de média a grossa.

Ambos os tipos de solo englobam grande quantidade de matações, e nos solos coluvionares é de grande importância a presença de orifícios tubulares distribuídos caoticamente e que indicaram a presença de numerosos e antigos saúveiros abandonados.

Estes orifícios (FOTO Nº 3), de diâmetros variando entre 0,2 e 8,0 cm e cujo número alcançava por vezes até 20 por metro quadrado, apresentavam intercomunicação entre si, formando uma verdadeira rede subterrânea de canais, canalículos e "panelas". Sua distribuição era mais freqüente na ombreira direita.

Esta intercomunicação foi confirmada pela execução de vários ensaios de injeção de fumaça por meio de um "extintor de saúvas", e ressurgimento de fumaça em vários pontos do terreno, por vezes distanciados até 4 m do ponto de injeção (FOTO Nº 4).

Nos locais de ressurgimento de fumaça foram abertos pequenos poços de observação, que serviram também como locais de novas injeções, permitindo assim a constatação de novas intercomunicações.

A presença destes orifícios interligados e abertos para a superfície, poderia anular completamente as características de baixa permeabilidade natural comum aos solos coluvionares argilosos. Esta situação poderia agravar-se ainda mais na faixa de oscilação do nível do reservatório, onde o embate das ondas no talude acaba por expor orifícios maiores em contato direto com as águas represadas (FOTO Nº 5).

FOTO Nº 3 - Bloco de amostra indeformada retirada em solos coluvionares da margem direita da barragem mostrando orifício com diâmetro aproximado de 2 cm preenchido por parafina, indicativo da presença de antigos formigueiros naquela área.

FOTO Nº 4 - Saída de fumaça na superfície do terreno, durante a realização de ensaio de injeção de fumaça em ponto localizado a cerca de 4 m do local mostrado.

FOTO Nº 5 - Exposição de 2 orifícios com cerca de 5 cm de diâmetro, pela ação contínua do embate das ondas do reservatório que provocam a remoção de material de cobertura superficial. Observar nas vizinhanças dos orifícios maiores, vários outros orifícios de dimensões menores.

Nas ombreiras, a camada do solo de alteração de rocha apresenta espessuras variáveis, e seu contato com a camada superior, solo coluvionar, se dá através de uma superfície bastante regular.

Estas duas unidades de solos estão ausentes nas proximidades do rio na zona do "cut-off" da barragem, pois foram removidas quando do tratamento das fundações durante a construção. Esta constatação foi feita através da leitura de relatórios da fase construtiva da obra e de sondagens rotativas realizadas naquela zona, visando exatamente a comprovação dessas informações. Tais sondagens revelaram ainda a presença de fraturas preenchidas por calda de cimento, indicando tratamento impermeabilizante nas rochas de fundação, pelo menos naquela região.

Abaixo das camadas de solo, ocorre o maciço rochoso migmatítico, constituído em sua porção superior por uma camada de rocha alterada e fraturada, capeando a rocha sã, pouco fraturada (FIGURAS 01, 02 e 03).

Os contatos entre o solo de alteração de rocha e rocha alterada, e entre esta e a rocha sã, são por vezes gradacionais, e por vezes bruscos. Estes contatos formam por vezes superfícies planas ou ligeiramente onduladas com mergulhos sub-horizontais. Por vezes este contato se dá por uma superfície bastante irregular, condicionada pela maior ou menor profundidade de alteração do paleossoma gnáissico.

A permeabilidade das fundações foi estudada através de ensaios de infiltração e de perda d'água sob pressão, os quais apresentaram os seguintes resultados:

A camada de solo de alteração de rocha apresenta um coeficiente de permeabilidade (K) variando entre 7.10^{-5} cm/s e 2.10^{-3} cm/s, correspondentes a valores médios próprios de areias finas

siltosas e areias médias, respectivamente, e portanto de acordo com a natureza dos materiais que compõem a referida camada.

Em sua porção constituída por rocha alterada, o maciço rochoso apresenta trechos de baixa ($K < 5.10^{-4}$ cm/s) e média permeabilidade (K entre 5.10^{-4} e 5.10^{-3} cm/s), ocorrendo localmente trechos impermeáveis. Na sua porção constituída por rocha sã, predominam trechos impermeáveis e de baixa permeabilidade. Já na zona do "cut-off", onde foram executadas injeções de impermeabilização por calda de cimento, o maciço rochoso apresenta somente trechos impermeáveis e de baixa permeabilidade, evidenciando-se assim a eficiência deste tratamento, homogeneizando as permeabilidades do maciço, com a eliminação de trechos de permeabilidade média. Ainda para a obtenção de informações sobre as características hidrogeotécnicas do maciço e com o objetivo também de se determinarem eventuais caminhos localizados ou preferenciais de percolação d'água, foram realizados ensaios de infiltração e de perda d'água sob pressão, com adição de corantes.

Estes ensaios foram feitos numa tentativa de aumentar o número de dados já existentes, uma vez que a técnica de utilização de traçadores era, na ocasião, pouco conhecida e difundida em nosso meio técnico.

Foram injetados em furos de sondagens vários tipos de corantes, em diversos níveis do terreno. Por vezes a injeção era realizada apenas em um trecho do furo, ensaiando-se desta forma uma determinada faixa do subsolo; por vezes ensaiava-se integralmente o furo, abrangendo assim todas as unidades litológicas atravessadas pela sondagem. Os resultados obtidos em ambos os processos foram considerados negativos, não se registrando durante a realização das injeções e mesmo após vários dias de observações de campo, o

aparecimento de água colorida nos drenos coletores de água da barragem.

O QUADRO 02, indica as principais características dos ensaíos e comentários sobre os resultados obtidos. A FIGURA 04 apresenta a localização dos furos ensaiados.

Dentro dos trabalhos desenvolvidos para a caracterização hidrogeotécnica do maciço, foi empregada ainda a técnica de injeções de isótopos radioativos para se tentar definir as características de permeabilidade dos solos e rochas das ombreiras. Tais trabalhos foram realizados pela equipe técnica do Serviço de Aplicação de Isótopos na Indústria, do Instituto de Energia Atômica de São Paulo - I. E. A. e foram de fundamental importância na interpretação do problema.

A aplicação desta tecnologia visou obter indicações de como se processavam possíveis fluxos entre a água existente nos furos de sondagens e a água presente nos piezômetros localizados a montante do eixo da barragem, ou entre a água dos furos de sondagens e a água do reservatório.

A técnica de ensaio consistiu basicamente na injeção de isótopos de bromo radioativo Br^{82} , na forma NH_4Br irradiado, com meia vida de 36 horas, no fundo dos furos de sondagens anteriormente executadas nas ombreiras e a montante do eixo da barragem.

Quando a radioatividade era detectada nas amostras de água coletadas em um dos piezômetros, eram então realizadas nos mesmos amostragens em intervalos de tempo regulares, até o limite de detecção do cintilador. Quando a presença do traçador radioativo durante as injeções não era observada em determinados piezômetros, aí eram coletadas amostras de água, até cerca de 250 horas após a injeção (correspondente a 7 meias-vidas do Br^{82}) (IEA, 1970).

QUADRO 02

INJEÇÕES DE CORANTES EM FUROS DE SONDAGENS EXECUTADAS NA BARRAGEM DO SARACURUNA

ENSAIO Nº	SONDAGEM	TRECHO DE ENSAIO (m)	MATERIAL ENSAIADO	CORANTE UTILIZADO	RESULTADO
1	SRP-21	33,00 a 35,75	rocha sã	Anilina	negativo
2	SRP-21	0,00 a 41,40	aterro, solos e rocha	Bicromato de sódio	negativo
3	SRP-15	17,97 a 20,97	rocha sã	Anilina	após 3 minutos do início da injeção, verificou-se ressurgimento de água em coletor da ombreira direita.
4	SRP- 1	0,00 a 30,05	solos e rocha	Rodamina B	negativo
7	SR-20	0,00 a 23,50	rocha	Fluorescina	negativo, ensaio efetuado durante a injeção de radiosótopos.
8	SR-6	1,70 a 36,68	aterro, solos e rocha	Fluorescina	negativo, ensaio efetuado durante a injeção de radiosótopos.
9	SRP- 5	0,00 a 26,60	solos e rocha	Anilina	negativo
10	SR-18	0,00 a 29,40	solos e rocha	Rodamina B	negativo

OBS.: SR - Sondagem rotativa.

SRP - Sondagem rotativa com instalação de piezômetro.

- A localização das sondagens está apresentada na FIGURA 04.

- Os ensaios nºs 5 e 6 não foram realizados.

Fig. 4 - Planta de localização dos furos injetados e amostrados com indicação dos caminhos percorridos pelos traçadores.

O resultado destes ensaios permitiu obter, basicamente, as seguintes conclusões:

As infiltrações que se processavam por ambas as ombreiras o corriam de modo generalizado não se acusando caminhos preferenciais de percolação determinado por um meio fraturado, tais como falhas ou fraturas. As áreas por onde se processavam as infiltrações provenientes do reservatório, não se restringiam às proximidades da barragem, porém estendiam-se por muitos metros a montante (FIGURA 04).

Constatou-se ainda, que a permeabilidade da ombreira direita atingia um valor médio de $3,5 \cdot 10^{-2}$ cm/s, superando assim em cerca de 6 vezes o valor médio da permeabilidade da ombreira esquerda que era de $5,4 \cdot 10^{-3}$ cm/s. O cálculo da velocidade de fluxo entre o furo de injeção e os de amostragem de água, considerou o caminho percorrido pela água entre os 2 furos como sendo uma reta e ainda a hipótese de regime laminar de escoamento.

Com relação às investigações das áreas do fundo do reservatorio por onde se processavam as infiltrações, ou por onde estas infiltrações se davam mais francamente, temos de assinalar os trabalhos desenvolvidos pelo então Instituto de Geociências e Astronomia da USP (Saravalle, 1973) o qual, aplicando métodos geofísicos de Potencial Espontâneo, definiu as áreas mais susceptíveis à passagem da água do fundo do reservatório para o maciço rochoso, através da execução de 9 perfis onde foram efetuadas medidas de potencial a cada 10 metros. Estas áreas, corroborando os resultados obtidos através de radioisótopos, também em linhas gerais apresentavam maior concentração nas proximidades do talude da ombreira direita (FIGURA 05). Desse modo a mesma pode ser definida como uma área onde a impermeabilização superficial natural do maciço era

Fig.05 - Planta com indicação de áreas de infiltração definidas a partir de levantamento pelo método de potencial espontâneo (Saravalle, 1973).

relativamente menor em relação a outras áreas, tornando-se desta forma potencialmente mais favorável à maior alimentação do fluxo d'água em direção a jusante.

Fundamentada na avaliação de todos os resultados, até então existentes, processou-se a instalação de 52 novos piezômetros tipo Casagrande, que, associados à instrumentação pré-existente, permitiram a obtenção de informações em vários pontos das ombreiras, fundações e maciço compactado, sobre o comportamento das pressões piezométricas frente às oscilações do nível d'água do reservatório, e frente às infiltrações resultantes de precipitações pluviométricas.

Os valores piezométricos alcançados com a gradual elevação do nível d'água do reservatório durante teste específico para esta finalidade permitiram concluir que a elevação dos níveis piezométricos em todos os locais da obra apresentava estreito relacionamento com a elevação do nível d'água do reservatório. A influência da pluviometria nas variações das pressões piezométricas não pôde ser claramente definida, pois era aparentemente mascarada pela oscilação do nível d'água do reservatório (FIGURA 06). As respostas apresentadas pelos piezômetros instalados aos pares, isto é, no mesmo furo, porém em profundidades diferentes, indicaram claramente que o fluxo d'água se processava pelo regime de escoamento tipo gravidade, ficando assim excluída a hipótese de escoamento confinado através de caminhos preferenciais.

Os dados de pressões piezométricas permitiram também a elaboração do traçado das linhas piezométricas nas fundações e ombreiras. Essas linhas mostraram a baixa influência das trincheiras drenantes da barragem no rebaixamento das cargas piezométricas, e ainda, que as pressões piezométricas nas fundações das barragens apresentavam em grande trecho valores acima da cota 50,0 m, valor

este indicado pelos projetistas como máximo admissível na hipótese de cálculo da estabilidade da barragem.

Os trabalhos de acompanhamento das vazões líquidas e do transporte de sólidos pelos drenos com o enchimento do reservatório, mostraram que as variações das vazões d'água que se processavam por estes, mantinham estreita relação com as variações do nível d'água do reservatório e a análise do material sólido carregado através dos drenos indicou valores em mg/L, sistematicamente menores que os valores apresentados pelas águas do reservatório coletadas a diversas profundidades, indicando assim estar ocorrendo uma provável colmatação e/ou assoreamento nas ombreiras e superfície de fundo do reservatório (FIGURA 07).

Os ensaios para determinação da coesão, e ângulo de atrito interno, realizados sobre amostras indeformadas de solo de alteração de rocha retirados de poços abertos nas ombreiras, mostraram resultados bastante heterogêneos, o que não permitiu nem mesmo uma avaliação das estabilidades das ombreiras (IPT, 1970 a).

Quanto ao aterro compactado da barragem, os ensaios realizados indicaram coesão efetiva entre 0,1 e 0,3 kg/cm², e ângulo de atrito interno de 28° a 33°. Estes valores quando tratados para determinação da estabilidade dos taludes pelo método de Bishop modificado, considerando-se o nível do reservatório na cota 74,0 m, e a inexistência de pressões neutras no maciço, indicaram os seguintes coeficientes de segurança:

Coesão efetiva (kg/cm ²)	Atrito interno	Coefficiente de segurança
0,1	33°	1,56
0,2	30°	1,61
0,3	28°	1,67

(IPT, 1970 a)

Tais valores, contudo, descem para níveis críticos, supondo-se o aterro compactado saturado:

Coesão efetiva (kg/cm ²)	Atrito interno	Coefficiente de segurança
0,1	33 ⁰	0,73
0,2	30 ⁰	0,81
0,3	28 ⁰	0,94

(IPT, 1970 a)

Estes resultados indicaram a grande influência das pressões neutras na estabilidade do aterro compactado, confirmando-se as sim as recomendações da projetista em manter o nível d'água do re servatório abaixo da cota 74,0 m, a não ser que fossem tomadas providências para que não surgissem pressões neutras, no talude de jusante da barragem que pudessem ultrapassar a cota 50,0 m.

6 ANÁLISE DOS TRATAMENTOS POSSÍVEIS PARA SOLUÇÃO DOS PROBLEMAS

Os estudos indicaram como principal problema da barragem a percolação d'água que se processava pelas ombreiras e fundações, sem contudo caracterizar uma percolação preferencial, ao longo de planos de falhas ou fraturas, mas sim generalizadamente atra vés do solo areno-siltoso resultante da alteração das rochas mig matíticas.

Associado a este problema, soma-se a estabilidade do maciço compactado da barragem, que apresentava valores de coeficiente de segurança críticos para o reservatório, operando na cota máxima (78,75 m) e necessária para o abastecimento da Refinaria Duque de Caxias.

Esta situação indicava, em princípio, a necessidade de se a dotar uma solução que impedisse, ou reduzisse a passagem d'água do reservatório para o maciço, ou promovesse ao longo do aterro

compactado da barragem, suas fundações e ombreiras, o barramento do fluxo d'água proveniente do reservatório.

Para sanar o comportamento deficiente da obra em questão, foram então indicadas possíveis soluções, cuja escolha, além de critérios geotécnicos, envolvia também estudos de caráter mais amplo, ou seja, necessidade de água da Refinaria Duque de Caxias a curto e médio prazo, as características de regime do rio Saracuruna, e a própria operação da barragem.

Assim, como alternativas de solução ao problema geotécnico da barragem, puderam ser apresentadas:

6.1 TAPETE DE ARGILA COMPACTADA

Este tratamento compreendia a construção de um tapete de argila compactada a partir do eixo da barragem até 180 m a montante, cobrindo a parte submersível das ombreiras e fundo do reservatório.

A adoção desta alternativa implicaria ou na relocação da torre de tomada d'água para montante, fora da área por onde se estenderia o tapete, uma vez que este cobriria as tomadas d'água existentes no pé da torre, ou na construção de uma estrutura de concreto ao redor da torre para encosto do tapete argiloso pela mesma razão exposta anteriormente.

O prazo para sua execução foi estimado em cerca de 14 meses, não se considerando paralisações devido a chuvas, havendo necessidade de que o reservatório permanecesse vazio por um período aproximado de 10 meses.

6.2 DIAFRAGMA PLÁSTICO

Esta solução propunha a interceptação do fluxo d'água das infiltrações pela implantação de diafragma plástico localizado ao

longo da linha do "cut-off" da barragem, e estendendo-se lateralmente, em ambas as ombreiras, até profundidades que atingissem o topo da rocha sã. Este posicionamento se deve ao fato de que ao longo do eixo do "cut-off" foi executada, durante a preparação das fundações da barragem, remoção de parte do material alterado existente nas ombreiras e remoção total dos materiais incoerentes no trecho correspondente ao leito do rio e várzea aluvionar (FIGURA 01). Neste último trecho, foi executado ainda o tratamento das fundações através de injeções de calda de cimento, conforme dados do projeto original da barragem e constatação feita posteriormente através de furos de sondagens ali realizados.

Nesta posição, a profundidade do diafragma necessária para atingir o topo da rocha praticamente sã é sensivelmente menor (cerca de 30%) do que a posição ao longo do eixo da barragem.

O tratamento efetuado na linha do "cut-off" na parte central da barragem e as características de baixa permeabilidade encontradas no maciço de terra compactada indicaram não ser necessária a execução da parede impermeável neste trecho.

Esta solução não exigiria o esvaziamento total do reservatório, porém apenas seu rebaixamento por um período muito curto, até a cota 63,0 m (cota aproximada da projeção na superfície, da linha de tratamento das fundações no trecho central da barragem). O prazo mínimo estimado para sua conclusão seria de aproximadamente 6 meses, considerando-se a operação simultânea de quatro equipamentos de escavação.

6.3 MEMBRANA DE PLÁSTICO

Outra solução indicada para resolução do problema foi a instalação de uma membrana plástica a montante do eixo, recobrindo

as partes permeáveis das ombreiras e do fundo do reservatório.

Esta solução, empregada com alguma frequência em países da Europa e nos Estados Unidos, em obras de recuperação de barragens que apresentaram problemas de infiltração de água, até esta ocasião não foi aplicada em barragens brasileiras.

Este tratamento, segundo bibliografia especializada, consiste na cobertura da zona permeável, por uma membrana contínua de plástico flexível. A ancoragem ao solo é feita através de pequenas valetas revestidas pela membrana, que é posteriormente preenchida por terra compactada, fixando-se desta forma a membrana à superfície do terreno. A literatura recomenda ainda que seja feita a cobertura da membrana com o próprio material do aterro e enrocamento, proporcionando assim proteção contra a incidência dos raios solares e contra a danificação pela passagem de equipamentos e pessoal diretamente sobre a mesma, além da sua aplicação sobre taludes de 1:3 (V:H) (Elges e Plessis, 1973).

Neste ponto residia uma das principais dificuldades da aplicação da membrana plástica, uma vez que a topografia das ombreiras da Barragem do Saracuruna bastante íngreme e irregular não permitia a cobertura da membrana com solo ou enrocamento, ficando assim as partes emersas da membrana, ou as partes correspondentes à faixa de oscilação do reservatório, sujeitas à ação intempérica e/ou antrópica.

Associados a esta situação, ocorriam ainda, disseminados pela superfície das ombreiras, blocos e matacões constituídos por rocha sã que deveriam ser totalmente removidos, evitando-se assim eventuais perfurações da membrana.

A adoção deste tratamento não poderia ser encarada como permanente, uma vez que após certos períodos de tempo, cuja avaliação

ção seria feita a partir de observações sistemáticas da membrana "in situ", haveria necessidade de sua substituição em função da atuação intempérica e microbiológica que altera as suas características. Esta constatação foi feita em ensaios de laboratório sobre diversas amostras de plásticos indicados para esta aplicação. Os principais ensaios realizados sobre as amostras foram: densidade, dureza, tração, imersão em diversas soluções químicas, exposição em estufa, rasgamento, intemperismo acelerado e resistência microbiológica (IPT, 1969, 1970 b, 1970 d, 1970 e, e 1970 f).

Como não havia entre o meio técnico brasileiro experiência anterior, esta solução envolveria portanto certos riscos, que só poderiam ser vencidos com a contratação de técnico estrangeiro experiente, tanto no projeto como na instalação da membrana.

6.4 INJEÇÃO DE PRODUTOS QUÍMICOS

A implantação de uma cortina impermeável a partir da injeção de produtos químicos teria sua posição coincidente com o eixo do "cut-off" penetrando também pelas ombreiras. Esta cortina não seria construída na parte central da barragem devido às mesmas condições apontadas para a implantação do diafragma plástico.

Contudo, antes de sua construção alguns itens deveriam ser definidos através de ensaios preliminares de campo: - o produto a ser injetado, sua composição química, o espaçamento entre os furos, o número de linhas de injeção, pressões de injeção e ainda avaliação de possível carreamento do produto recém injetado pela ação do fluxo d'água de percolação.

Sua construção poderia se dar em um período compreendido entre 2 e 4 meses sem a necessidade de se promover o rebaixamento do nível d'água do reservatório, uma vez que as injeções na parte

submersa da barragem poderiam ser executadas a partir de plataformas flutuantes colocadas no lago.

7 DEFINIÇÃO DO TRATAMENTO A SER EXECUTADO

Após a avaliação das possíveis alternativas que poderiam ser adotadas para eliminação dos problemas geotécnicos apresentados pela obra, foi escolhida a solução de implantação de diafragma plástico.

Esta decisão, além de baseada em fundamentos técnicos da alternativa, levou ainda em consideração outros fatores de fundamental importância às necessidades da Refinaria Duque de Caxias, tais como necessidades de água a curto e médio prazo, características do regime do rio Saracuruna e a própria operação da barragem.

Os fatores técnicos que mais pesaram na definição da solução a ser implantada foram: a) a não necessidade de se promover o esgotamento total do reservatório, mas apenas rebaixá-lo até a cota aproximada de 63,0 m durante o período construtivo, podendo este nível ser gradativamente elevado à medida que o diafragma fosse progredindo em direção às cotas mais altas do talude da barragem; b) tratar-se de solução permanente, não necessitando ser refeita; c) permitir a comprovação da continuidade do septo impermeável em contraposição à injeção de produtos químicos; d) facilidade de localização e substituição de trechos defeituosos ainda durante a fase construtiva; e) como a barragem já estava construída à cerca de 10 anos, praticamente todas as deformações do aterro compactado já haviam teoricamente se processado, eliminando assim a possibilidade de surgirem fissuras na parede impermeável em razão de diferenças de comportamento elasto-plástico entre ela e o aterro compactado (Marsal e Nuñez, 1975); f) tecnologia e metodologia

construtiva de domínio de técnicos brasileiros; g) construção em tempo relativamente curto e não dependente de condições climáticas; h) comprovação de resultados positivos de sua aplicação na vedação das fundações de diversos diques e barragens brasileiras; i) a não necessidade de execução de obras complementares envolvendo estruturas já existentes na barragem.

Os custos não tiveram influência na definição da escolha da solução, uma vez que as alternativas que se afiguravam mais viáveis tecnicamente: tapete impermeável, injeções de produtos químicos e diafragma plástico, apresentavam orçamentos praticamente iguais - Cr\$ 1.700.000,00 (janeiro de 1970).

8 DETALHAMENTO DAS CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS PARA IMPLANTAÇÃO DA ALTERNATIVA ESCOLHIDA

Uma vez definida a alternativa, passou-se então à realização de estudos complementares para caracterização detalhada de sua implantação (IPT, 1973). Estes estudos visavam, basicamente, definir os seguintes pontos: a) qual a profundidade mínima que o diafragma deveria penetrar no topo do maciço rochoso constituído por rocha praticamente sã a fim de garantir o embutimento de sua base em terreno pouco permeável; b) localização detalhada e até que ponto deveria penetrar lateralmente esta parede impermeável nas ombreiras; c) características do material de empréstimo para emprego como lama de perfuração e preparo da argamassa de concretagem; d) caracterização da argamassa de concretagem.

8.1 ESTUDOS DE CAMPO

Os trabalhos de investigação para definição da penetração do diafragma no topo do maciço caracterizado como rocha praticamente sã, foram desenvolvidos basicamente através de sondagens a percus

são com avanço pelo método de lavagem. Estas sondagens foram executadas ao longo do eixo do "cut-off" e ainda ao longo das ombreiras, até o ponto em que a rocha praticamente sã, praticamente impermeável fosse encontrada nas proximidades da cota 79,0 m, uma vez que a altura máxima do nível d'água do reservatório atinge a cota 78,75 m.

Estas sondagens permitiram a localização definitiva e mais - favorável, na prática, do eixo de implantação do diafragma (FIGURA 08).

Na ombreira esquerda, devido a sua forma e dimensões, a área para implantação de diafragma era bastante limitada, não admitindo muitas opções de posicionamento para a parede impermeável. A posição foi então escolhida de forma a coincidir aproximadamente com a crista topográfica do terreno, uma vez que a configuração do topo do maciço rochoso acompanha em linhas gerais a configuração do relevo. A penetração lateral neste eixo seria de cerca de 60 m e a profundidade dos painéis da ordem de 30 m.

Na ombreira direita, em função de suas características topográficas, havia possibilidades de vários posicionamentos para o diafragma. A definição final do eixo nesta área foi feita a partir de resultados de investigações geológicas e geotécnicas que indicaram presença de matacões tanto em superfície como em subsuperfície disseminados por toda a ombreira, porém aparentemente com menor frequência na direção do eixo da barragem e a jusante desta linha. As sondagens indicaram ainda que para qualquer posição do diafragma, sua penetração lateral nesta ombreira seria da ordem de 20 m, e a profundidade máxima dos painéis seria de 30 m.

O critério de penetração do mesmo para seu embutimento em rocha praticamente sã, foi definido a partir da impenetrabilidade do

Fig.08 - Localização do diáfagma e seção geológica ao longo do seu eixo

trêpano de perfuração. Considerou-se terreno impenetrável ao diafragma aquele onde após 3 ensaios consecutivos de 10 minutos de duração cada um, a penetração observada fosse inferior a 5 cm por ensaio.

A partir da definição da penetração lateral do diafragma nas ombreiras optou-se pela abertura de trincheiras, uma em cada ombreira, com o piso na cota de coroamento da barragem (82,0 m) e com direção próxima de seu eixo (FIGURAS 09 e 10; FOTOS N^{os} 6 e 7) evitando-se a construção desnecessária da parede impermeável acima do nível d'água do reservatório. Eliminava-se, dessa maneira, 990 m² de diafragma e a necessidade de construir plataformas onerosas e demoradas ao longo dos fortes declives das ombreiras. A FOTO N^o 8 mostra uma dessas plataformas construída no talude de montante do aterro compactado da barragem.

Uma vez conhecida a posição final da parede impermeável, foram determinadas suas dimensões objetivando a prospecção de material de empréstimo argiloso necessário ao preparo da lama de perfuração e da argamassa para concretagem dos painéis.

Dimensões previstas do diafragma:

- Comprimento máximo..... 210 m
- Profundidade máxima..... 35 m
- Largura..... 0,40 e 0,60 m
- Área de vedação aproximada..... 3.600 m²

Estes elementos, e mais as características geotécnicas do terreno, as condições topográficas da área e infra-estrutura disponível na barragem, serviram de base para a elaboração das especificações construtivas do diafragma (IPT, 1971 d). As especificações basearam-se ainda em entrevistas realizadas com representantes técnicos de firmas com experiência e equipamentos para execu

(escala 1:500)

Fig.09 - Planta de escavação da ombreira direita (IPT, 1973).

(escala 1:500)

Fig.10 - Planta de escavação da ombreira esquerda (IPT,1973).

FOTO Nº 6 - Aspecto geral da trincheira aberta nos solos da ombreira direita (ao fundo). Observar, em função das características topográficas, as várias posições possíveis para localização do eixo. Em primeiro plano, o corte aberto na ombreira esquerda.

FOTO Nº 7 - Vista geral da ombreira esquerda, e do posicionamento praticamente único da trincheira aberta para implantação do diafragma.

FOTO Nº 8 - Plataforma construída no talude de montante da barragem para assentar equipamento de perfuração dos painéis. Dependendo da inclinação do terreno, estas plataformas atingiam até 4 m de altura no seu ponto mais alto.

tar o trabalho proposto. Buscou-se fugir a especificações rígidas conforme normalmente existentes em países europeus (Holding Rodio, 1967; Fleming et alii, 1974), dirigindo-se então as especificações construtivas mais às características da argamassa, e do desempenho final do diafragma a ser construído.

Definidos os volumes mínimos necessários para a preparação da argamassa e da lama de perfuração, foram selecionadas nas proximidades da obra (FIGURA 11) três áreas de empréstimo onde se deveria proceder a cubagem e amostragem do material visando sua caracterização e preparação de corpos de prova de argamassa para serem submetidos a ensaios.

Nestas áreas foram preliminarmente executadas sondagens a trado (cinco em cada área), para possibilitar uma primeira avaliação dos volumes existentes e características do material.

A análise macroscópica, tátil-visual, mostrou que o material das três áreas escolhidas era muito semelhante, pouco diferindo quanto à cor, textura ou composição granulométrica, e que o volume do material argiloso existente em qualquer das áreas isoladamente era suficiente para atender as necessidades construtivas do diafragma.

A escolha da área a ser explorada recaiu sobre a de nº 1, em função da facilidade de acesso (já existente), desmonte e carregamento do material, e nela foi executado um poço de inspeção onde foram coletadas amostras para ensaios laboratoriais.

As observações feitas nos poços e nas sondagens a trado indicaram a espessura média de 1,5 m da camada argilosa (solo coluvionar), passando gradativamente em profundidade para material silto-argilo-arenoso. Esta camada argilosa era coberta superficial

Fig.11 - Planta com localização de áreas de empréstimo de material argiloso(IPT,1973).

mente por solo vegetal com espessura aproximada de 0,15 m.

8.2 ESTUDOS DE LABORATÓRIO

Com o material coletado no poço de amostragem (cerca de 900 kg), foram executadas análise mineralógica por microscopia petrográfica e difratometria de raio-X, tendo-se identificado a presença dos seguintes minerais: caulinita e gibbsita (abundantes) e sericita-ilita (traços), além da baixa porcentagem de quartzo (IPT, 1972).

Ainda sobre este material, e aqueles obtidos nos furos de sondagens a trado, foram executados ensaios de caracterização granulométrica, cujos resultados apresentados na FIGURA 12 indicaram ocorrer certa homogeneidade na distribuição granulométrica por toda a área. A faixa granulométrica obtida, quando analisada comparativamente aos resultados de outros estudos realizados para finalidades semelhantes, apresentava porcentagens de areia aceitáveis e indicativas de boa trabalhabilidade da lama para o preparo de argamassa (IPT, 1972).

Os ensaios de caracterização sobre este material indicaram Limites de Liquidez de 76% e Índice de Plasticidade de 40%, classificando-se, portanto, próximo ao limite entre os grupos CH e MH do Sistema Unificado de Classificação de Solos.

Com o material amostrado foram preparadas lamas com umidades iguais a 100%, 125% e 150%, que depois de perfeitamente homogeneizadas através de mistura manual ficaram depositadas cerca de cinco dias para avaliação de sua sedimentação e dos seus constituintes arenosos.

Para a preparação da argamassa com estas três lamas, retirou-se a água superficial quase limpa observada nos tanques de de

Fig. 12 - Caracterização granulométrica do material de empréstimo para emprego em argamassa do diafragma plástico.

cantação da lama (camada esta tanto mais espessa quanto maior as umidades empregadas para o preparo da lama) e não se utilizou o material correspondente aos 5 cm inferiores do tanque, nos quais poderiam eventualmente estar sedimentados os grãos mais grosseiros da mistura.

Com as lamas, assim obtidas, foram preparadas três amostras de argamassa com diferentes quantidades de cimento, que após completa homogeneização foram colocadas em caixas de madeira para se proceder a cura em câmara úmida.

As principais características das argamassas preparadas estão apresentadas no QUADRO 03, permitindo as seguintes constatações:

- a) O teor da areia observado situava-se bem próximo ao teor de areia do solo empregado, indicando não ter ocorrido sedimentação pronunciada dos grãos durante o período de deposição da lama.
- b) Os teores de umidade das misturas variaram entre 86,6 e 107,5% independentemente das misturas terem sido preparadas com umidades de até 150%, fato este decorrente da sedimentação da lama, da qual resultou a separação de água na parte superior do tanque e conforme já salientado, retirada antes da preparação da argamassa.
- c) A densidade da mistura sofreu pequenas variações em função da quantidade de água empregada no preparo da lama.

Com as amostras de argamassa, foram realizados ensaios de compressão simples, de permeabilidade e adensamento após 7, 28 e 84 dias de cura em câmara úmida. Os resultados destes ensaios indicaram as seguintes características: (IPT, 1971 b e 1971 c).

QUADRO 03

CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS PARA DEFINIÇÃO
DA ARGAMASSA A SER EMPREGADA NO DIAFRAGMA
PLÁSTICO DA BARRAGEM DO SARACURUNA

(in IPT, 1971 b e 1971 c)

Mistura	Quantidade de água na lama (%)	Quantidade de cimento na mistura (kg/m³)	Características médias das misturas		
			Teor de umidade (%)	Densidade natural (g/cm³)	Teor de areia (%)
A	100	80	95,7	1,41	36
B	100	100	94,0	1,41	36
C	100	130	90,0	1,41	34
D	125	80	97,0	1,39	34
E	125	100	93,3	1,40	36
F	125	130	86,6	1,43	33
G	150	80	107,5	1,35	35
H	150	100	106,8	1,35	33
I	150	130	102,2	1,35	35

8.2.1 Ensaio de compressão axial simples

Estes ensaios tiveram o objetivo de avaliar o ganho da resistência da argamassa em função do tempo de cura e da dosagem de cimento empregada. Foram realizados após 7, 28 e 84 dias de cura sobre pelo menos 2 corpos de prova de cada mistura da argamassa.

O QUADRO 04 apresenta os resultados obtidos e a sua avaliação indica que os valores de resistência à compressão para qualquer período de cura, aumentaram com os teores de cimento, e que, para todas as misturas preparadas a resistência à compressão aumentou acentuadamente até os 28 dias de cura. Observou-se também, que o aumento no tempo de cura de 28 para 84 dias teve pequeno efeito no ganho de resistência (valores médios em torno de 10%). As FIGURAS 13, 14 e 15 ilustram o ganho da resistência à compressão com o tempo de cura.

Os valores obtidos nos ensaios de compressão simples puderam ser agrupados para as misturas com o mesmo teor de cimento, uma vez que foi observado que a água empregada no preparo da lama em função da metodologia adotada, pouco influenciou na variação das porcentagens de umidade das misturas. Assim, temos os seguintes valores médios de resistência à compressão simples:

MISTURA	QUANTIDADE DE CIMENTO (kg/ m ³)	VALORES MÉDIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (kg/cm ²)			
		3 dias	7 dias	28 dias	84 dias
A,D,G	80	0,16	0,47	0,73	0,81
B,E,H	100	0,16	0,55	1,18	1,27
C,F,I	130	0,32	1,12	1,86	1,59

Os gráficos apresentados na FIGURA 16 ilustram os resultados indicados acima.

QUADRO 04

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES
 SOBRE AMOSTRAS DE ARGAMASSA

(in IPT, 1971 b e 1971 c)

MISTURA	QUANTIDADE DE CIMENTO (kg/ m³)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (kg/cm²)			
		3 dias	7 dias	28 dias	84 dias
A	80	0,16	0,39	0,68	0,70
B	100	0,16	0,66	1,08	1,34
C	130	0,34	1,41	1,86	1,90
D	80	*	0,36	0,52	0,77
E	100	*	0,43	1,44	1,57
F	130	*	0,98	2,14	**
G	80	*	0,66	0,98	0,96
H	100	*	0,56	1,04	0,96
I	130	*	0,96	1,60	1,29

* Ensaio não realizado por dificuldade em se moldarem corpos de prova, e em função da pouca representatividade dos ensaios com apenas 3 dias de cura.

** Ensaio não realizado por falta de material.

FIGURA 13

FIGURA 14

FIGURA 15

Fig. N°s 13, 14 e 15 - Resistência à compressão simples em função do tempo de cura das misturas.

Fig. 16 - Resistência à compressão simples em função do tempo de cura e teor de cimento da mistura.

Como o diafragma seria implantado em solo de alteração de rocha e ao longo do maciço compactado da barragem de terra, construído há cerca de 10 anos, tempo suficiente para que se dêem os recalques e deformações do maciço (Marsal e Nuñez, 1975), não se previa a ação de esforços a níveis que pudessem deformar a parede impermeável a ponto de provocar sua ruptura (Little, 1974). Mesmo diante deste quadro foram determinados durante a realização dos ensaios de compressão simples, a relação entre a deformação axial e a pressão axial total. Estas determinações foram feitas apenas sobre materiais submetidos a 84 dias de cura, tempo este suficiente para que as misturas teoricamente atingissem seus valores máximos de resistência.

Os valores obtidos podem ser visualizados na FIGURA 17.

8.2.2 Ensaio de permeabilidade

Foram realizados ensaios de permeabilidade sobre corpos de prova das misturas preparadas, a fim de obter informações se as permeabilidades obtidas nestas argamassas estariam compativeis com a permeabilidade do produto final desejado.

Os coeficientes de permeabilidade K obtidos estão apresentados no QUADRO 05, onde observa-se que os limites de variação situam-se entre $5,5 \cdot 10^{-6}$ e $3,0 \cdot 10^{-7}$ cm/s, valores estes considerados perfeitamente satisfatórios para o diafragma proposto, e compativeis com valores de permeabilidades de outros diafragmas. (Saragiotto, 1969; Brito e Decourt, 1970; IPT, 1971 a; Carvalho, Muniz e Silva, 1971; Sliwinski, 1974; Little, 1974; Kennard, 1974).

Não se evidencia nos resultados obtidos, que a oscilação dos valores seja função do teor de água ou cimento empregado nas misturas, ou mesmo função do tempo de cura.

MISTURA	UMIDADE (%)	
A	98,49	—○—○—○—
B	95,36	—●—●—●—
C	91,69	—△—△—△—
D	98,68	—▲—▲—▲—
E	89,80	—□—□—□—
G	104,29	—■—■—■—
H	101,47	—x—x—x—
I	108,35	—*—*—*—

TEMPO DE CURA = 84 DIAS

A MISTURA "F" NÃO FOI ENSAIADA POR FALTA DE MATERIAL

Fig. 17 - Relação entre deformação específica axial e acréscimo de pressão axial total.

QUADRO 05

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

(in IPT, 1971 b e 1971 c)

MISTURA	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE (K)		
	$K_{20^{\circ}\text{C}}$ (cm/s)		
	Tempo de cura 7 dias	Tempo de cura 28 dias	Tempo de cura 84 dias
A	$6,7 \cdot 10^{-7}$	$5,3 \cdot 10^{-6}$	$5,3 \cdot 10^{-7}$
B	$5,1 \cdot 10^{-7}$	$4,2 \cdot 10^{-7}$	$4,7 \cdot 10^{-7}$
C	$2,6 \cdot 10^{-7}$	$3,2 \cdot 10^{-7}$	$3,4 \cdot 10^{-7}$
D	$2,1 \cdot 10^{-6}$	$2,4 \cdot 10^{-6}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$
E	$8,5 \cdot 10^{-7}$	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$5,6 \cdot 10^{-7}$
F	$1,1 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$
G	$1,2 \cdot 10^{-6}$	$8,1 \times 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-6}$
H	$8,1 \cdot 10^{-7}$	$5,2 \cdot 10^{-7}$	$5,5 \cdot 10^{-6}$
I	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$6,8 \cdot 10^{-7}$	$1,3 \cdot 10^{-6}$

OBS.: Ensaio realizado com permeâmetro de carga variável.

8.2.3 Ensaio de adensamento

Foram realizados em todas as amostras de argamassa, ensaios de adensamento após 7, 28 e 84 dias de cura. Os resultados destes ensaios indicaram pressões de pré-adensamento bastante uniformes para as misturas contendo o mesmo teor de cimento, e que estas pressões, para qualquer período de cura, aumentaram com o teor de cimento. Como as pressões de pré-adensamento de maciços compactados giram entre 3 e 5 kg/cm², estes ensaios buscaram definir qual argamassa apresentaria, após 84 dias de cura, valores de pressões de pré-adensamento compatíveis com os valores médios dos aterros compactados. Os ensaios mostraram que argamassas com teores de cimento de 130 kg/m³ de lama apresentaram resultados médios de pressões de pré-adensamento de 3,40 kg/cm² e portanto indicadas para construção de parede impermeável (Tressoldi e Nuske, 1981 b).

No QUADRO 06 são apresentados os resultados dos ensaios de adensamento após cura de 84 dias, e na FIGURA 18 a curva obtida no ensaio realizado sobre amostra com 130 kg de cimento por m³ de lama.

A avaliação global de todos os resultados obtidos nos ensaios de dosagem da argamassa permitiu definir que o material da área de empréstimo escolhida é satisfatório, e que a umidade da lama para o preparo da argamassa deveria se situar acima de 100%, enquanto que a quantidade de cimento adicionado à lama poderia ser de 120 kg por m³ de lama.

9 A CONSTRUÇÃO DO DIAFRAGMA PLÁSTICO

A sequência construtiva do diafragma plástico previa o seu início nas cotas mais baixas, para que, à medida em que fossem concluídos estes trechos, pudesse ser feita a reposição do enro

QUADRO 06

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

(in IPT, 1971 c)

TEMPO DE CURA: 84 dias

MISTURA	CORPO DE PROVA		PRESSÃO DE PRÉ- -ADENSAMENTO (kg/cm ²)	ÍNDICE DE COMPRESSÃO
	UMIDADE (%)	DENSIDADE NATURAL (g/cm ³)		
A	94,6	1,44	1,10	1,07
B	95,8	1,48	2,90	1,11
C	88,3	1,46	3,20	1,09
D	92,1	1,42	1,18	1,05
E	92,8	1,46	2,60	1,17
F	84,7	1,45	4,60	1,14
G	101,2	1,38	1,80	1,32
H	107,9	1,41	2,40	1,46
I	92,7	1,40	2,30	1,40

CURVA PRESSÃO-ÍNDICE DE VAZIOS-COEF. DE ADEUSAMENTO

Pressão (kg/cm^2) —→

INUNDADO

AMOSTRA F

TEMPO DE CURA: 84 DIAS

Coeficiente de adensamento (cm^2/seg) —→

Pré-adensamento { Pressão 4,60 kg/cm^2 Índice de compressão 1,145
Índice de vazios 2,34 Índice de expansão

FIG.18-Curva Pressão -Índice de Vazios-Coeficiente de adensamento.

camento e o nível do reservatório elevado gradativamente.

Este esquema construtivo permitiria que a barragem apresentasse uma reserva maior de água para atravessar o período de menor intensidade pluviométrica, possibilitando ainda o acompanhamento do comportamento das subpressões e das vazões dos drenos, com implantação progressiva da cortina.

9.1 GUIAS PARA ESCAVAÇÃO DOS PAINÉIS

A literatura recomenda para início da abertura dos painéis, a colocação de guias de escavação no terreno, constituídas por caixas metálicas ou de madeira removíveis e, portanto, reaproveitáveis, ou guias de concreto, fixas e, contínuas (Saragiotto, 1969; Schneebeili, 1971; Sliwinski e Fleming, 1974). As duas primeiras opções eram as comumente empregadas em obras realizadas no Brasil (Carvalho, Muniz e Hokama, 1971), não se tendo até aquela ocasião conhecimento da aplicação de guias de concreto.

Estas paredes têm como finalidade servir de guia inicial para os equipamentos de escavação, impedindo desvios acentuados no painel; evitar desmoronamentos superficiais devido ao empuxo do terreno, e ainda desmoronamentos causados por solapamento devido ao embate provocado pela lama de perfuração (Schneebeili, 1971). A FIGURA 19 apresenta um corte transversal destas guias, indicando o tipo clássico de problema de estabilidade que ocorre mais frequentemente.

No caso da Barragem do Saracuruna, logo após o rebaixamento do nível d'água do reservatório, procedeu-se à retirada do enrocamento de uma faixa de cerca de 2 metros de largura ao longo de todo eixo de implantação do diafragma. Ao longo do eixo foram então construídas as muretas-guia para escavação, constituídas de

duas paredes paralelas e contínuas de concreto, de aproximadamente 0,15 m de largura, espaçadas de 0,65 m, com cerca de 0,80 m de profundidade, e implantadas em uma vala previamente aberta no a terro compactado da barragem (FIGURA 20).

A construção prévia da totalidade da guia de escavação em concreto, evitaria trabalhos posteriores de verificação de sua lo cação e alinhamento, bem como eventuais deslocamentos da guia du rante início da escavação do painel.

Após o término do diafragma esta guia não seria removida, fi cando portanto incorporada ao produto final.

Fig. 19 – Ruptura clássica de parede de painel, em função do muro guia mal implantado (in Schneebeli, 1971)

Fig. 20 – Tipo de muro guia implantado na Barragem do Saracuruna

9.2 ESCAVAÇÃO DOS PAINÉIS

As dimensões dos painéis (largura de 0,40 m e comprimento de 4,00 m) foram definidas a partir da experiência prévia de outras obras (Saragiotto, 1969; IPT, 1971 a), onde se observou maior estabilidade de painéis com menores dimensões e a não necessidade de deslocamentos do funil de concretagem para uma distribuição uniforme da argamassa ao longo de todo o comprimento do painel (Sliwinski e Fleming, 1974). Com estas dimensões os painéis necessitariam de menor volume de argamassa, podendo portanto serem concretados mais rapidamente.

A construção da parede diafragma poderia ser feita através da implantação de painéis numa seqüência alternada (FIGURA 21) ou numa seqüência justaposta (FIGURA 22) (Cimentaciones Especiales S.A. 1970; Schneebeli, 1971; Carvalho, Muniz e Hokama, 1971).

Fig. 21 - Esquema de construção alternado de painéis

- Seqüência construtiva:
- Escavação dos furos de junta A e B, escavação do "miolo" do painel 1 - concretagem;
 - Idem para o painel 3;
 - Idem para o painel 5;
 - Reescavação dos furos de juntas B e C, escavação do "miolo" do painel 2 - concretagem;
 - Idem para o painel 4.

Fig.22 - Esquema de construção justaposta de painéis

Seqüência construtiva: - Escavação dos furos de junta A e B, escavação do "miolo" do painel 1 com concretagem:

- Reescavação do furo de junta B, escavação do furo de junta C, escavação do "miolo" do painel 2 - Concretagem;
- Idem para os demais painéis.

Na execução dos trabalhos numa seqüência justaposta de painéis haveria necessidade de aguardar a "pega" da argamassa do painel lateral por um período de 10 dias, antes de se proceder à reescavação do furo de junta. Caso esta reescavação fosse antecipada, poderia provocar a ruptura da argamassa ainda em processo de ganho de resistência.

Esta situação levou a se optar para a Barragem do Saracuruna, a construção numa seqüência alternada. Esta opção foi feita em função do menor tempo, (cerca de 3 dias), para a construção da plataforma e mudança dos equipamentos de perfuração à posição do novo painel.

O esquema construtivo para esta seqüência de trabalho pode ser visualizado na FIGURA 23.

Fig. 23 - Esquema da sequência construtiva do diafragma plástico da Barragem do Saracuruna

Para cada um dos ramos do diafragma, procedeu-se da seguinte forma:

Com o equipamento de perfuração do tipo denominado "cureta" - FOTO Nº 8- (tubo de aço de 3 a 5 m de comprimento, com diâmetro de 0,40 m pesando cerca de 600 kg dotado de sapata removível e válvula retentora de material) através de seguidos movimentos de per

cussão, abriam-se dois furos (A e B FIGURA 23) denominados de furos de junta, com seus centros distanciados de 4,00 m. Estes furos deveriam atingir as profundidades previamente estabelecidas através das sondagens, ou a partir da avaliação dos graus de alteração do material que estava sendo escavado. Para a execução destes furos, quando localizados no corpo da barragem, apenas se adicionava ãgua para a formação de lama, uma vez que o material argiloso era fornecido pelo próprio aterro da barragem.

A profundidade atingida por estes 2 furos de junta era considerada como a profundidade final do painel, e caso a diferença de profundidade entre eles fosse muito acentuada, buscava-se diminuir esta diferença, tentando-se aprofundar o furo de junta mais raso (1ª Etapa da FIGURA 23) para que a base do painel ficasse o máximo possível horizontalizada.

Vencida esta primeira etapa, passava-se então a retirar o material restante existente entre os 2 furos de junta através também de golpes de percussão.

Como todo o equipamento de perfuração estava montado sobre uma plataforma móvel sobre trilhos, a cureta promovia ao longo de todo o comprimento do painel esta remoção a partir de pequenos avanços em profundidade, evitando-se assim possíveis desvios da cureta e conseqüentemente do painel em construção (2ª Etapa da FIGURA 23).

Por vezes, quando a cureta encontrava núcleos de material resistente, passava-se então ao emprego de trépano (peça maciça de ferro, com ponta cortante pesando cerca de 1.200 kg) para promover a fragmentação desse material. Tão logo esta faixa fosse ultrapassada, retornava-se ao uso da cureta para retirada do material fragmentado, pois esta promovia avanços mais rápidos e com me

nores desvios dos furos.

Terminada esta etapa tinha-se uma painel totalmente escavado e preenchido por lama de perfuração. A etapa construtiva seguinte era a retirada de fragmentos de rocha e material arenoso depositado no fundo do painel.

9.3 LIMPEZA

Denomina-se limpeza os trabalhos de remoção de fragmentos de rocha e areia, depositados no fundo do painel quando ao término da escavação. Esta atividade tem como objetivo permitir que a argamassa de concretagem ao ser introduzida no painel assente-se diretamente sobre a rocha praticamente impermeável, sem a presença de uma camada de detritos que poderia se constituir em uma faixa contínua e preferencial de percolação d'água.

A limpeza era feita inicialmente com a própria cureta de perfuração, através de movimentos de percussão curtos e rápidos em toda a extensão do fundo do painel. Removido este material, passava-se então à limpeza com auxílio de bombas de sucção com o mangote colocado e preso internamente à cureta, o que facilitava seu deslocamento ao longo do painel, propiciando assim uma limpeza mais efetiva de toda a base da faixa escavada.

A limpeza era considerada satisfatória, quando o material depositado no fundo do painel apresentasse espessura inferior a 5 cm, comprovada através do uso de amostrador de válvula tipo "baldinho".

O processo de limpeza mantinha-se, até instantes antes da concretagem, interrompido apenas durante o tempo suficiente para a retirada da cureta com o mangote da bomba de sucção e introdução do funil de condução da argamassa.

Observou-se que nos estágios finais de limpeza com a bomba de sucção, as amostras succionadas do fundo do painel e colocadas em uma proveta graduada, raramente apresentavam espessura de material sedimentado superior a 2 cm após decorrido 1 minuto para decantação. Correlacionando-se este valor com a espessura do material depositado no fundo do painel, constatou-se que a camada sedimentada era da ordem de 5 cm. A partir destes dados a avaliação da limpeza através do material sedimentado em proveta, passou a ser um método auxiliar para liberação da concretagem do painel.

Os estágios finais da limpeza representavam o momento crítico em termos de estabilidade dos painéis, pois a densidade de lama de perfuração, com a retirada dos materiais de granulometria mais grosseira caía para valores médios de até $1,03 \text{ g/cm}^3$, nas amostras coletadas em várias profundidades do painel.

9.4 CONCRETAGEM

Concretagem é o ato de preencher a cava previamente aberta, com material de características definidas e próprias para a função a que se destina. Embora o material introduzido nos painéis da Barragem do Saracuruna, não pudesse ser classificado como concreto, pois era composto de uma mistura de solo, água e cimento, adotou-se o termo concretagem por ser de uso consagrado nas obras similares.

A forma mais comum de introduzir a argamassa nos painéis é por intermédio de uma coluna de tubos com diâmetro de 15 a 20 cm, tendo acoplado em sua extremidade superior um dispositivo em forma de funil para se depositar a argamassa. A extremidade inferior fica situada a poucos centímetros do fundo do painel (Schnnebeli, 1971).

Durante os trabalhos de limpeza, eram feitas com o próprio equipamento medidas de profundidade do painel determinando-se,

desta forma, a posição em que deveria permanecer a boca inferior da tubulação de concretagem e o volume teórico da argamassa necessária para o seu preenchimento. As medidas eram executadas em quatro pontos ao longo do painel, sendo uma em cada furo de junta, e duas em sua porção central. Com esta informação prévia, capacitava-se então a central de produção da argamassa para a concretagem contínua do painel em questão. As providências básicas para o atendimento contínuo da demanda eram: homogeneização e verificação da densidade da lama anteriormente preparada e se o volume existente no tanque era suficiente para a elaboração da argamassa necessária para preenchimento do painel.

A argamassa preparada na central (FIGURA 24) localizada na pequena elevação da ombreira esquerda (cota aproximada 95 m) era conduzida para dentro do tubo de concretagem através de uma mangueira Sansuy de 6", obtendo-se desta forma uma concretagem praticamente contínua, uma vez que a preparação de cada traço de argamassa com 2,96 m³ demandava cerca de 4 minutos.

O lançamento da argamassa de enchimento do painel, que, conforme dito anteriormente, era feito com a extremidade inferior do funil próximo ao fundo do painel, visava garantir o enchimento gradual do mesmo de baixo para cima, com a conseqüente expulsão da lama de perfuração evitando que esta fosse englobada pela argamassa. A lama expulsa do painel durante a concretagem era conduzida ao reservatório da barragem, onde ocorria sua sedimentação, fato este que poderia eventualmente auxiliar na impermeabilização do fundo do reservatório.

Parte da primeira argamassa introduzida no painel era "queimada", isto é, era expulsa do painel através da adição em profundidade de novo traço de argamassa quando o painel já estivesse

Fig. 24 - Planta e seção esquemática da central de lama e argamassa

completamente preenchido. Esta prática propõe que, com a expulsão da argamassa, seja eliminado o material por ela englobado; pois admite-se que o primeiro traço lançado bruscamente no painel, englobe e arraste consigo material depositado no fundo da vala. Reid, (1974) estudando concretagens de diafragmas rígidos, mostrou que a primeira argamassa lançada não chegava à superfície do painel pela adição de novos traços (FIGURA 25). Nos trabalhos de Saracuruna, constatou-se, porém, que o primeiro traço lançado efetivamente ascendia à superfície do painel pelo lançamento de novos traços de

argamassa em profundidade. Esta constatação foi feita pela adição de corante (Rodamina) ao primeiro traço lançado no painel. Não se observou contudo, neste material, a presença de quantidade excessiva de areia ou mesmo blocos de argila desprendidos do aterro da barragem, indicando assim a estabilidade das paredes de escavação e a boa limpeza efetuada antes da concretagem.

Fig. 25 — Esquema de distribuição de traços de concreto no fundo do painel (in Reid, 1974)

Trabalhos similares anteriormente executados (Saragiotto, 1961; Carvalho, Muniz e Hokama, 1971) assinalam que a concretagem dos painéis era executada através de caminhões-tanque que transportavam o material da central até o ponto de lançamento. No caso da Barragem do Saracuruna, devido ao material constituinte e à declividade do terreno ao longo do paramento de montante, esta técnica não poderia ser empregada, pois exigiria a retirada do enrocamento e a abertura de acessos para o veículo a todos os painéis. Optou-se, inicialmente, pela condução da argamassa através de canaletas de madeira (FOTOS N^{os} 9 e 10), porém as irregularidades da canaleta e a sua forte declividade provocavam excessiva perda de argamassa ao longo de todo o percurso. Além disso, quando terminados os trabalhos de concretagem, era exigida a sua total limpeza, para que na próxima concretagem não fossem arrastadas para o painel placas de argamassa endurecida aderida à canaleta. Visando a eliminação destes problemas, foi feita então a tentativa

FOTO Nº 9 - Vista geral do talude de montante, mostrando as canaletas de madeira para condução da argamassa de concretagem aos painéis.

FOTO Nº 10 - Vista das canaletas de madeira para condução da argamassa de concretagem aos painéis. Ao fundo a central de produção de argamassa localizada na ombreira esquerda.

de se conduzir a argamassa aos painéis, através de mangueira tipo Sansuy de 6". Uma das extremidades da mangueira era acoplada diretamente ao misturador através de um tubo dotado de chave tipo gaveta para controlar a saída da argamassa. A outra extremidade era colocada internamente ao tubo de concretagem, nas proximidades de sua boca inferior. Em função do desnível entre a central e o fundo do painel, a argamassa fluía para este devido à ação da gravidade. As pressões da argamassa em sua chegada ao painel, considerando-se os desníveis citados, atingiam normalmente valores superiores a $5,0 \text{ kg/cm}^2$ (não se considerando perdas de carga na tubulação).

A pressão com que a argamassa chegava ao painel dispensava os movimentos bruscos verticais do funil de concretagem para forçar a descida da argamassa. A rapidez da concretagem eliminava a necessidade do erguimento gradativo do funil durante o enchimento do painel. Este procedimento é usual quando os processos de concretagem são muito demorados, e visa evitar perturbações na massa em início de consolidação (Carvalho, Muniz e Hokama, 1971).

Este sistema permitiu então maior rapidez nos trabalhos de concretagem, aliado à melhoria de qualidade, economia acentuada de material e limpeza da área de trabalho.

Terminada esta etapa (3ª Etapa da FIGURA 23), procedia-se à cobertura do painel, com areia saturada, para garantir a cura homogênea da argamassa, e evitar sua retração devido sua exposição ao sol (Carvalho, Muniz e Hokama, 1971). Neste sentido, foram executados alguns ensaios, expondo-se amostras de argamassa para cura ao ar livre. Observou-se que nestas amostras, ocorreu acentuada retração com redução média de cerca de 30% do volume original; ao contrário das amostras que ficaram em processo de cura em câmara úmida onde não se observou nenhuma redução volumétrica.

A escavação do painel intermediário (painel 2 da Figura 23) iniciava-se pela reperfuração dos furos de junta (B e C) agora preenchidos por argamassa dos painéis laterais. Para garantir melhor ligação entre os painéis, a reescavação era feita totalmente sobre a argamassa. A reperfuração servia também para avaliação da qualidade da argamassa dos painéis laterais, pois observavam-se na argamassa indícios de eventuais desmoronamentos e a limpeza dos painéis.

10 CONTROLES EFETUADOS DURANTE A EXECUÇÃO DOS TRABALHOS E PRINCIPAIS PROBLEMAS OBSERVADOS

A garantia da qualidade do diafragma em implantação, ficava condicionada à garantia da qualidade de cada uma das etapas de sua construção; assim, para cada trabalho especificado no item 9, foram desenvolvidas atividades de acompanhamento da construção, orientação e controle, visando assegurar as características de qualidade previstas nas especificações e dotar o diafragma de sua função primordial: parede impermeável.

Além do controle específico sobre a construção do diafragma, foram realizados também, controles sistemáticos do comportamento da barragem frente à implantação progressiva da parede impermeável e à elevação gradual do nível d'água do reservatório.

Os principais controles efetuados nas etapas construtivas foram dirigidos aos seguintes aspectos:

10.1 ESCAVAÇÃO

A escavação dos painéis em seus furos de junta, ou em sua porção intermediária não apresentava praticamente nenhum problema quando se processava no aterro compactado da barragem. A produção pode ser considerada muito boa neste material, pois o

painel avançava cerca de 2 metros por hora, ($8,00 \text{ m}^2/\text{hora}$) valor este superior ao obtido em obras semelhantes (Saragiotto, 1969; Carvalho, Muniz e Hokama, 1971) e a estabilidade dos mesmos ficava assegurada pela lama formada com o próprio material do aterro. Praticamente não se observaram neste material desvios com relação à verticalidade, em função de suas características homogêneas e do comprimento da cureta.

Durante a abertura de alguns painéis escavados no aterro compactado e situados nas proximidades da ombreira esquerda, ocorreram problemas de estabilidade das paredes em suas partes superficiais, em função do rápido rebaixamento do nível da lama de perfuração. Isto ocorria quando a perfuração atravessava antigos formigueiros (FOTOS N^{os} 11 e 12) existentes no aterro da barragem, e provavelmente ali construídos durante o período em que o nível do reservatório ficou mantido abaixo da cota 74 m. Quando este fato ocorria, preenchia-se imediatamente o painel com argamassa de maior densidade ($1,6 \text{ g/cm}^3$) e maior teor de cimento (150/160 kg de cimento por m^3 de lama), para que esta obturasse os antigos orifícios seccionados pela escavação. Após 3 dias de cura a perfuração era retomada, reescavando-se inicialmente a argamassa de preenchimento temporário do painel. Caso novos orifícios fossem constatados, repetia-se o processo de concretagem provisória.

Nos trechos escavados em solo de alteração de rocha, sobtoposto ao aterro da barragem também não se verificaram problemas acentuados de estabilidade, pois a lama obtida durante a escavação da parte superior era mantida até o final da abertura do painel.

O problema principal nesta unidade litológica era a escavação do fundo do painel, para o seu embutimento, pois estava-se

FOTO Nº 11 - Poço aberto no aterro compactado da barragem, mostrando orifício com cerca de 8 cm de diâmetro, indicativo de antigo formigueiro.

FOTO Nº 12 - Escavação feita no a-
terro compactado da barragem expon-
do diversos canais originados pela
ação das formigas. Observar na par-
te inferior da foto a argamassa ob-
turando orifícios que se contacta-
vam diretamente com os painéis.

diante de rocha praticamente sã, o que exigia contínuas pancadas com a cureta, ou o emprego do trépano. O processo, porém, pode ser considerado eficiente, uma vez que após o emprego do trépano, foram retirados com a cureta fragmentos de rocha sã com cerca de 30 cm de diâmetro. Esta situação se verificava por vezes também no trecho de solo de alteração de rocha, onde em função da existência de alternâncias de camadas de neossoma granítico com paleossoma gnáissico, ocorriam camadas menos alteradas ou praticamente sãs, constituídas essencialmente por material granítico.

Atravessada esta faixa, quer pelo emprego da cureta, ou uso do trépano, a perfuração prosseguia mais facilmente, avançando em média 1 m por hora (4,00 m²/hora).

Quanto à verticalidade dos painéis neste tipo de material, foram raras as constatações de desvios acentuados. Estes desvios eram observados a partir do deslocamento da posição do cabo de aço içador da cureta em relação ao centro do painel. Quando se observava que os mesmos estavam ocorrendo procedia-se à retificação do painel por meio da própria cureta operando ao longo de todo o trecho desviado, ou pela troca da sapata por uma de diâmetro ligeiramente maior, ou ainda troca da cureta por outra de maior comprimento. Outro procedimento para retificação do trecho desviado era através do emprego do trépano. Qualquer um desses métodos permitia que se obtivesse em poucas horas o realinhamento do painel.

A exigência da verticalidade era mais rígida nos furos de junta, uma vez que esta seria a área de ligação com o painel contíguo. Porém, a comprovação desta ligação ficava garantida pela reescavação do furo de junta que deveria se dar totalmente sobre a argamassa do painel lateral.

Os desvios ocorridos foram em quase sua totalidade observa

dos no trecho correspondente ao solo de alteração da rocha. Estes desvios foram provavelmente condicionados pelos seguintes fatores: a) presença de faixas de material menos alterado em relação ao meio em que estavam imersos; b) forte mergulho destas faixas mais resistentes (geralmente coincidentes com os mergulhos do acamamento migmatítico e a gnaissificação).

Para os painéis escavados fora do aterro compactado, portanto essencialmente em solo de alteração de rocha de constituição predominantemente areno-siltosa, fazia-se necessário o emprego de lama de perfuração obtida com material retirado da área de emprestimo e por vezes adicionando-se bentonita para assegurar a estabilidade de suas paredes (Tressoldi e Nuske, 1981 c).

A lama bentonítica na construção de diafragmas tem sido comumente empregada neste tipo de obra realizada no Brasil, e historicamente pode ser caracterizada como a responsável pelo desenvolvimento das técnicas eficientes e econômicas de escavação dos painéis, além da simplificação dos equipamentos (Sliwinski e Fleming, 1974).

A bentonita empregada em perfurações apresenta características que lhe conferem os seguintes comportamentos: estabilidade da suspensão, que se traduz por uma ausência de decantação, mesmo por um período prolongado; propriedade de formar uma fina película argilosa ("cake") muito pouco permeável sobre uma parede porosa; e elevada viscosidade, a qual pode ser eliminada ou sensivelmente diminuída por agitação (tixotropia), (Schneebeli, 1971).

A preparação de uma suspensão de 5 a 6% com bentonita de boa qualidade, é geralmente suficiente para se obter uma boa lama de perfuração, e o seu controle, que no campo de domínio de perfurações petrolíferas exige uma tecnologia altamente complexa, é des

necessário no campo de escavações para implantação de diafragmas, uma vez que as condições encontradas nas duas formas de aplicação são totalmente diferentes e os volumes envolvidos neste caso são bem menores (Forbes et alii 1973; Sliwinski e Fleming, 1974).

Os controles de campo recomendados na execução de paredes diafragmas são: o controle da viscosidade, o controle da densidade e o controle do teor de areia incorporado durante os trabalhos para que se possam definir necessidade e periodicidade de se processar a desarenação da lama (Cambefort, 1957).

Na Barragem do Saracuruna, em função da não reutilização da lama empregada na perfuração, este último controle foi desnecessário, exercendo-se apenas controles simplificados de campo, caracterizados basicamente pelo uso de uma balança de densidade de lama tipo Baroid e do Funil de Marsh (Baroid Division National Lead Co., 1953; Cambefort, 1957). Procurou-se, com esta sistemática de controle, fugir do extremo da obtenção de uma massa de dados de difícil interceptação, oriundos de especificações complexas para caracterização da mistura bentonítica que inclui vários testes de laboratório, e do extremo da inspeção tátil-visual que exigiria uma vasta experiência prática sobre o assunto, para se poderem julgar as propriedades da bentonita apenas com a sensibilidade do tato.

Os controles assim efetuados indicaram valores de densidades entre 1,09 a 1,12 g/cm³ e de viscosidade ao redor de 40/50 s para o escoamento de 946 cm³ de material. Estes valores mostraram ser a lama empregada suficiente para garantir a estabilidade das paredes dos painéis.

Notou-se ainda, que nas paredes escavadas, em solo de alteração de rocha, contrariamente às aquelas escavadas em aterro compacta

do, depositava-se fina película de material argiloso ("cake") de notando permeabilidade da parede escavada, e cuja direção do fluxo d'água se dava do painel para o maciço (Cambefort, 1957, Saragiotto, 1969; Brito e Decourt, 1970; Schneebeli, 1971; Forber et alii, 1973; Sliwinski e Fleming, 1974; Tressoldi e Nuske 1981 a).

10.2 LIMPEZA

Embora pouco freqüente, os problemas mais sérios ocorridos durante a operação de limpeza foram os desmoronamentos das paredes de painéis. Estes eventos ocorriam normalmente momentos antes de se iniciar a concretagem, isto é, quando ainda se processavam as etapas finais de remoção do material arenoso sedimentado.

Esta limpeza mais refinada era executada por meio de bombas de sucção, fazendo com que o nível de lama no interior do painel baixasse gradativamente. Como o rebaixamento do nível de lama de perfuração resultaria na instabilização imediata das paredes do painel, o seu nível original era mantido ou pela adição de nova lama com baixos teores de areia, ou pela adição de água. Este procedimento contínuo de substituição resultava em um material de preenchimento do painel com densidade muito baixa ($1,03 \text{ g/cm}^3$) gerando condições para ocorrerem os desmoronamentos.

Caso o desmoronamento observado estivesse localizado em profundidade, procedia-se a concretagem do painel até a altura do desmoronamento, retomando-se após a cura da argamassa o processo de escavação e nova limpeza. Caso o desmoronamento se desse em superfície, preenchia-se novamente o painel com lama com pouca areia, reiniciando-se o processo de limpeza com a bomba de sucção.

Para a comprovação dos resultados obtidos na limpeza, além do acompanhamento dos trabalhos de campo, descritos no item 9.3,

em alguns painéis foram executadas sondagens com amostragem continua (tipo Shelby) até o fundo do painel, não se constatando qualque indicação de deposição de material arenoso que pudesse comprometer a impermeabilização da parede diafragma.

10.3 CONCRETAGEM

Sendo os resultados dos trabalhos desenvolvidos nesta etapa, aqueles que teoricamente iriam determinar a qualidade do tratamento proposto, desenvolveu-se uma série de ensaios de acompanhamento buscando registrar as características do material empregado e visando obter um produto final o mais homogêneo possível.

Para se atingirem estes objetivos, os controles efetuados foram principalmente dirigidos à argamassa e à lama para seu preparo.

A lama era preparada a partir da moagem em moinhos de martelo (demolidores) FOTO Nº 13 do material retirado das áreas de emprêstimo. Nesta operação adicionava-se água na relação em peso água/solo aproximadamente 1,20 e o material assim obtido, de aspecto pastoso, era estocado em um tanque com aproximadamente 180m³, FOTO Nº 14. Esta lama, antes de ser empregada no preparo da argamassa, era homogeneizada e controlada com relação à umidade, densidade e viscosidade. Após obtida sua homogeneização, procedia-se da seguinte forma para a preparação de cada traço de argamassa : preenchia-se o misturador de lama até a marca volumétrica de 2,96 m³, efetuando-se a seguir um novo controle sobre este material. Caso o controle indicasse estar o material dentro das especificações, adicionava-se o cimento (120 kg por m³ de lama) e procedia-se a homogeneização da mistura. O sistema adotado (tipo Venturi) para a mistura dos materiais, mostrou ser bastante efi

FOTO Nº 13 - Vista da parte interna do moinho de martelos (demolidor) para preparação de lama usada no preenchimento dos painéis durante a escavação e na elaboração da argamassa para concretagem.

FOTO Nº 14 - Vista da operação de preparo da lama, que era estocada no tanque situado ao lado direito da foto.

ciente. Esta comprovação foi feita tanto pela avaliação tátil e visual da argamassa, como pelos resultados de ensaios realizados sobre amostras coletadas em cada traço preparado, não se observando em nenhuma ocasião cimento não devidamente misturado.

Sobre as amostras de argamassa recolhidas durante a concretagem dos painéis, foram realizados ensaios para determinação da densidade, umidade e resistência à compressão simples, aos 7, 28 e 84 dias de cura.

Os resultados obtidos nestes ensaios revelaram-se extremamente homogêneos, e condizentes com o especificado, quer para a lama, quer para a argamassa.

O QUADRO 07 é uma cópia da folha de controle de campo e laboratório efetuado sobre estes materiais, e exemplifica os tipos de controle e os resultados obtidos. A FIGURA 26 mostra o ganho de resistência à compressão em função do tempo de cura, para a argamassa usada nos painéis.

O sistema adotado de produção de argamassa, e de sua condução aos painéis, associado ao esquema de controle de qualidade, imprimiu maior rapidez na concretagem, dispensando assim a necessidade de se elevar a tubulação de concretagem para que, com a introdução da argamassa no fundo do painel, não ocorressem movimentações e esforços na argamassa anteriormente lançada e que poderia estar em início de pega.

Medidas da ascensão da argamassa no interior do painel eram feitas após o lançamento de cada traço, o que possibilitava detectar eventuais desmoronamentos não observados durante as etapas anteriores de trabalho.

A diferença entre o volume teórico do painel e o volume de argamassa lançada permitia definir a sobreescavação do painel, cujo

QUADRO 07

CONTROLE DE CAMPO EFETUADO SOBRE A LAMA E A ARGAMASSA

PAINEL Nº 30

TRAÇO 120 kg/m³

DATA DA CONCRETAGEM: 31/5/73

TRAÇO Nº	ENSAIOS DE LAMA DURANTE A CONCRETAGEM		CORPO DE PROVA	ENSAIOS COM 7 DIAS			ENSAIOS COM 28 DIAS			ENSAIOS COM 84 DIAS			DENSIDADE ARGAMASSA (g/cm³)
	densidade (g/cm³)	umidade (%)		R.C. (kg/cm²)	densidade (g/cm³)	umidade (%)	R.C. (kg/cm²)	densidade (g/cm³)	umidade (%)	R.C. (kg/cm²)	densidade (g/cm³)	umidade (%)	
1	1,300	153	1	1,551	1,357	119	2,214	1,348	115	2,617	1,377	114	1,380
2	1,300	153	2	1,558	1,357	120	2,203	1,346	114	2,592	1,362	112	
3	1,305	154											1,380
4	1,300	156											1,370
5	1,300	152	1	1,440	1,366	116	2,196	1,346	116	2,041	1,363	117	1,390
6	1,300	153	2	1,440	1,344	119	2,124	1,355	116	2,073	1,333	115	
7	1,300	153											1,370
8	1,305	156											1,380
9	1,300	155											1,375
10	1,300	155	1	1,584	1,374	117	2,196	1,342	118	2,347	1,351	116	1,375
11	1,310	152	2	1,663	1,366	117	2,178	1,344	118	2,404	1,345	114	
12	1,295	157											1,380
13	1,300	155											1,375
14	1,300	152											1,380
15	1,310	156	1	1,483	1,352	120	2,088	1,337	116	2,052	1,344	117	1,370
16	1,300	158	2	1,476	1,361	120	2,160	1,333	118	2,070	1,332	118	
17	1,300	154											1,375
18	1,305	156											1,370
19	1,310	154											1,375
													1,380
MÉDIAS	1,302	154		1,524	1,359	118	2,169	1,343	116	2,274	1,350	115	1,376

PAINEL Nº 30

Densidade média
 7 dias 1,359 g/cm³
 28 dias 1,343 g/cm³
 84 dias 1,350 g/cm³

R.C. média
 7 dias 1,524 Kg/cm²
 28 dias 2,169 Kg/cm²
 84 dias 2,274 Kg/cm²

Umidade média
 7 dias 118 %
 28 dias 116 %
 84 dias 115 %

Teor de cimento 120 Kg/m³

Concretado em: 31/05/73

Fig. 26 - Resistência à compressão simples em função do tempo de cura da argamassa.

valor médio situava-se em torno de 20%, quando não ocorriam desmoronamentos significativos.

Para verificar possíveis desmoronamentos ocorridos durante a concretagem e englobados pela argamassa, tão logo era concluída esta etapa introduzia-se no painel um tubo de PVC que revelava sensitivamente a eventual presença de materiais estranhos imersos na mistura. Caso isto se verificasse, o painel teria que ser reescavado e reconcretado, pois o material desmoronado poderia se constituir em uma zona de permeabilidade elevada, eliminando assim as características especificadas para o diafragma.

Nos painéis concluídos, após a cura da argamassa, eram executadas sondagens com amostragem contínua através de amostrador de paredes finas tipo "shelby" com 4" de diâmetro.

A análise visual destas amostras não revelou qualquer anomalia na argamassa, e os ensaios para determinação de umidade, densidade e resistência a compressão simples mostraram resultados médios semelhantes aos obtidos sobre as amostras recolhidas durante a concretagem e compatíveis com as especificações.

Com a finalidade de observação direta das paredes do diafragma e dos furos de junta, estimativa de estanqueidade dos painéis e retirada de blocos de amostra indeformada para ensaios, foram abertos poços de inspeção com profundidades máximas de 10 m localizados a montante e a jusante das paredes dos painéis. As observações realizadas nesses poços revelaram que: 1) a argamassa dos painéis apresentava-se praticamente homogênea, não englobando material desmoronado, argila mal demolida ou cimento sem misturar; 2) a localização das juntas era praticamente imperceptível, só sendo localizada quando havia diferença de coloração entre as argamassas dos painéis justapostos; 3) o valor médio da umidade foi

de 114%; 4) A resistência a compressão simples medida sobre material obtido diretamente das paredes dos painéis indicou valores compatíveis com aqueles medidos sobre os materiais amostrados durante a concretagem destes mesmos painéis e mantidos em câmara úmida; 5) Os ensaios de permeabilidade executados sobre amostras de argamassa indicaram valores inferiores a 10^{-5} cm/s; 6) As paredes dos painéis atingiam frequentemente espessuras de 0,50 cm, indicando, portanto, pelo menos em suas partes superiores, sobreescavação de 25%.

11 AVALIAÇÃO COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO DA BARRAGEM EM PERÍODOS ANTERIOR E POSTERIOR À IMPLANTAÇÃO DO DIAFRAGMA

Os testes, os ensaios e os trabalhos de acompanhamento executados sobre o diafragma durante o seu período construtivo permitiram assegurar as qualidades desejadas e especificadas para o produto final. Na ocasião em que se efetuou o enchimento progressivo do reservatório, durante a construção do diafragma, foram realizados controles piezométricos da barragem, controles de vazões dos drenos, avaliação do material sólido carregado pelas águas coletadas nos drenos, e influências das precipitações pluviométricas no comportamento dos níveis piezométricos da barragem.

A avaliação dos resultados obtidos em todo o período de observação permite traçar uma série de considerações que denotam a eficiência da solução adotada.

11.1 SÓLIDOS TRANSPORTADOS PELAS ÁGUAS DOS DRENOS

A análise efetuada de forma sistemática sobre as águas dos drenos e reservatório para a determinação dos sólidos totais e em suspensão, indicou estar havendo um carregamento médio por dreno, da ordem de 0,040 g/L, enquanto que nas águas do reservato

rio estes valores atingiam cerca de 0,055 g/L . Conforme salienta do anteriormente, este fato indicava provável ocorrência de assoreamento e/ou colmatção no reservatório e ombreiras da barragem.

O controle de carreamento de sólidos foi mais rigoroso durante a construção do diafragma e mostrou que mesmo durante esta fase, os resultados se mantiveram, indicando não ter havido influência da construção no carreamento de sólidos (IPT 1970 c, 1974; Abreu, 1976).

11.2 COMPORTAMENTO PIEZOMÉTRICO DA BARRAGEM

Para cada piezômetro instalado na obra foi feita análise isolada a partir de gráficos, que de maneira geral mostraram existir uma relação linear entre os níveis d'água medidos nos piezômetros e o nível d'água do reservatório. Ilustra este fato o gráfico do comportamento do piezômetro SRP-13 (FIGURA 27) instalado no eixo da barragem. Antes da construção do diafragma plástico este piezômetro acusava com o reservatório na cota 74,0 m, a cota piezométrica de 68,0 m. Com a implantação total do diafragma, mantendo-se o nível d'água do reservatório na mesma cota, este piezômetro passou a apresentar cargas menores, ou seja nível piezométrico na cota 63,0 m. A figura mostra que foi mantida a relação de linearidade entre o nível d'água do reservatório e o nível piezométrico, porém este agora em nível inferior.

A comparação entre a superfície piezométrica nas ombreiras e aterro compactado da barragem, com o nível d'água do reservatório em diversas cotas, indica ter havido redução notável das pressões medidas nos piezômetros existentes no talude de jusante das ombreiras após a implantação do diafragma plástico.

Com relação à influência da precipitação pluviométrica no

Fig.27- Comportamento do piezômetro SRP-13

comportamento dos piezômetros, deve-se assinalar que em dezembro de 1973, quando o reservatório atingiu a cota aproximada de 75,0 m, os piezômetros instalados tanto na ombreira direita como na esquerda começaram a apresentar valores significativamente mais altos e crescentes continuamente. Observou-se porém, que após certo tempo, as cotas piezométricas retornaram aos valores mais baixos, sem que ocorressem variações significativas do nível d'água do reservatório.

Este comportamento está mostrado na FIGURA 28 com elementos do piezômetro SRP-11, instalado na ombreira direita, a jusante do eixo da barragem.

O comportamento anômalo verificado para os níveis piezométricos de ambas as ombreiras pode ser explicado pelo exposto na FIGURA 29. Esta figura relaciona o nível piezométrico do piezômetro SRP-11, com o nível d'água do reservatório, e com as precipitações pluviométricas. Observa-se na figura, que houve ocorrência de fortes chuvas nos dias 19 e 26 de novembro, e 17 e 22 de dezembro, sugerindo a hipótese de formação de um lençol suspenso no solo das ombreiras, o qual, infiltrando-se lentamente, provocou súbita elevação das pressões piezométricas ao atingir o nível freático local.

Ainda para avaliação da eficiência do diafragma plástico, foi efetuada uma análise dos resultados fornecidos por sete medidores de nível d'água instalados na crista da barragem (FIGURA 30). O comportamento da linha piezométrica por estes medidores indicou o bom funcionamento da solução adotada, pois observa-se a horizontalidade da linha piezométrica e um rebaixamento da ordem de 5 metros após a implantação do diafragma. O comportamento do medidor M-VIII, foi considerado normal, uma vez que na parte central da

Fig.28 - Comportamento anômalo do piezômetro SRP-II

Fig. 29 - Influência das precipitações pluviométricas no comportamento dos piezômetros das ombreiras.

Fig.30 - Corte pelo eixo da barragem com indicação das linhas freáticas obtidas através de medidores situados na crista da barragem

barragem, não foi executada a cortina impermeável; e por ali concentra-se provavelmente o fluxo d'água do reservatório em direção a jusante. Deve-se salientar que os piezômetros situados na parte central do aterro compactado mais a jusante desta linha, no pê do talude, praticamente não sofreram influência em seus níveis piezométricos, mantendo-se abaixo da cota de 50,0 m mesmo com o enchimento do reservatório (Ruiz et alii, 1976 e 1976 a).

11.3 COMPORTAMENTO DAS VAZÕES PELOS DRENOS

As vazões que se processavam pelos drenos da barragem, sofreram substancial redução após a conclusão do diafragma plástico. Esta redução, foi observada para diversos níveis d'água do reservatório, situando-se em média em torno de 61%. Este fato pode ser observado no QUADRO 08 e na FIGURA 31 que relacionam as vazões totais dos drenos para diferentes níveis do reservatório em períodos anteriores e posteriores à conclusão do diafragma (IPT, 1974; Abreu, 1976; Ruiz et alii, 1976 a).

QUADRO 08

COMPORTAMENTO DAS VAZÕES ANTES E APÓS A CONSTRUÇÃO DO DIAFRAGMA

COTA DO NÍVEL D'ÁGUA DO RE SERVATÓRIO (m)	VAZÕES (L/s)		REDUÇÃO (%)
	PERÍODO ANTERIOR À CONSTRUÇÃO DO DIAFRAGMA	PERÍODO POSTERIOR À CONSTRUÇÃO DO DIAFRAGMA	
74,00	19,6	7,7	61
75,42	20,2	8,2	60
76,25	21,2	8,2	61
77,42	22,1	8,8	60
78,00	22,7	9,2	60
78,80	32,1	11,7	64
MÉDIA			61

Fig. 31 - Variação das vazões em função do nível d'água do reservatório

12 CONCLUSÕES

A implantação do diafragma plástico, para sanar o comportamento deficiente apresentado pela Barragem do Saracuruna, caracterizado pelo surgimento de subpressões excessivas e percolação generalizada d'água através principalmente de suas ombreiras, mostrou ser uma alternativa cuja eficiência pode ser atestada através da análise comparativa do comportamento da obra entre os períodos anterior e posterior à construção da parede impermeável.

Esta eficiência, comprovada pelo acompanhamento sistemático da obra desde o início dos trabalhos que buscavam caracterizar os condicionantes geológicos e geotécnicos dos problemas apresentados, indicou terem ocorrido reduções da ordem de 60% das infiltrações d'água e reduções sensíveis das subpressões que atuavam a jusante da obra.

Embora as diversas etapas construtivas do diafragma tenham apresentado problemas, todos eles podem ser considerados de certa forma inerentes ao próprio trabalho, e passíveis de serem solucionados ainda durante o período construtivo, sem que a solução adotada imprima características duvidosas à qualidade desejada. Estes problemas trazem consigo unicamente a consequência de paralisações e atrasos no cronograma da obra, que no caso da Barragem do Saracuruna teve seu período de construção duplicado em relação ao inicialmente previsto.

A avaliação do comportamento da barragem tem sido feita periodicamente e o trabalho desenvolvido por Massad et alii (1978) conclui que "o comportamento da obra continua sendo bastante satisfatório, consequência da impermeabilização conseguida, com a construção da parede diafragma plástico".

Entre o período de julho de 1977 a maio de 1978, notou-se

que "as cotas piezométricas eram levemente inferiores às observadas imediatamente após o término do diafragma". A comparação do material sólido carregado pelos drenos com o material sólido existente nas águas do lago da barragem, parece confirmar a hipótese enunciada por Ruiz et alii (1976 a), de que estaria havendo um assoreamento no reservatório e ombreiras. Este assoramento provocaria a gradual impermeabilização nas áreas a montante, com conseqüente diminuição das cargas piezométricas de jusante.

A condição de se tratar de uma solução definitiva, vai se confirmando, pois decorridos cerca de 9 anos de implantação do diafragma, a inspeção feita recentemente (Maio-1981) mostrou que o comportamento da barragem mantêm-se praticamente inalterado em relação àquele apresentado após o término da parede diafragma, comprovando assim a viabilidade técnica da solução adotada (IPT, 1981).

AGRADECIMENTOS

Desejamos aqui expressar nossos agradecimentos:

À Petróleo Brasileiro S.A.-PETROBRÁS, pela autorização e a poio na divulgação dos estudos desenvolvidos em obras de sua propriedade.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., que através da Divisão de Minas e Geologia Aplicada forneceu os recursos materiais e humanos indispensáveis ao desenvolvivimento deste trabalho, e às equipes da Divisão de Engenharia Civil, que desenvolveram, ou orientaram a execução de trabalhos de laboratório.

Ao Professor Doutor José Eduardo Siqueira Farjallat, que sempre nos orientou e incentivou durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Instituto de Geociências da USP (antigo IGA) e ao Instituto de Pesquisas Energéticas Nucleares (antigo IEA), pela participação nos trabalhos de campo durante a fase de identificação dos problemas.

Ao Geólogo Fernando Pires de Camargo, pelo apoio emprestado quando da execução dos trabalhos de campo.

Aos Geólogos, Vinicius Gomes Taveira Mano, Antonio Joaquim Monteiro Sampaio e Nestor Antonio Mendes Pereira, e aos Engenheiros Dr. Façal Massad e Eda Freitas de Quadros, pelas sugestões e revisão criteriosa deste trabalho.

Aos Técnicos José Henrique Figueiredo e Mário Bom Filho Paquola, pela dedicação emprestada nas diversas fases de desenvolvimento dos trabalhos de campo e escritório.

À Bibliotecária Márcia Saad, pelo auxílio no desenvolvimento da pesquisa bibliográfica sobre o assunto abordado.

Aos Desenhistas Asteróide de Souza, Edson do Nascimento Alva
renga, Jaime Vergílio, Lauro Luiz Alexandre da Silva, Marcos Jor
ge Maradeile Waldir Dantas Cortês, pela elaboração das figuras
deste trabalho.

A Dēbora Fiuza de Figueiredo Orsi, pela revisão final deste
trabalho.

A Secretária Elizabeth Maceron, pelo zelo na datilografia e
montagem deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU, A.C.S. et alii. 1976. Percolação d'água em ombreiras ígneas ou metamórficas de barragens. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 1, Rio de Janeiro, 1976. Anais... São Paulo, ABGE. v.2, tema 2, p. 367-378.
- BAROID DIVISION NATIONAL LEAD COMPANY. 1953. Functions and properties of drilling mud. Huston, Section 200 Baroid drilling mud data book.
- BRITO, P.A. & DÉCOURT, L. 1970. O emprego do diafragma de solo-cimento na fundação da barragem de Ponte Nova. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4, Rio de Janeiro, 1970. Anais... Rio de Janeiro, ABMS. v.1, tomo 2, 5ª seção, 13 p.
- CAMBEFORT, H. 1957. Forages et sondages leur emploi dans le travaux publics. Paris, Eyrolles. 434 p.
- CARVALHO, A; MUNIZ, R; SILVA, F.F., da 1971. Propriedades de uma argamassa plástica de solo-cimento. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 7, Rio de Janeiro, 1971. Anais... Rio de Janeiro, CBGB, v.2, tema 1, 22 p.il.
- CARVALHO, A.; MUNIZ, R.; HOKAMA, R. 1971. Construção do diafragma plástico da segunda barragem do Rio Joanes. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 7, Rio de Janeiro, 1971. Anais... Rio de Janeiro, CBGB. v.2, tema 1, 25 p.il.
- CIMENTACIONES ESPECIALES. 1970. Pantallas continuas y pilotes de gran diametre. Madrid, Rodio.
- ELGES, H.F.W.K., & PLESSIS, J.G.da. Some aspects of the methods of slope protection used in the construction of earth dams in the Department of Water Affairs. In: CONGRES INTERNACIONAL des GRANDS BARRAGES, 11, Madrid, 1973. Compte Rendus... Madrid, CICB. Q 42p. 173-190 il.
- FERRARI, I. 1974. Controle de percolação de água através dos solos de fundação das barragens de terra. São Paulo (Seminários gerais do curso de pós-graduação. Área de Concentração de Engenharia de Solos. EPUSP).

- FERRARI, I. 1975. Escolha de dispositivos de controle de percolações em fundações de barragens. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 10, Curitiba, 1975. Anais... Curitiba, SNGB, tema 1.
- FLEMING, W.G.K. et alii. 1974. Diaphragm wall specification. In: CONFERENCE of the INSTITUTION of CIVIL ENGINEERS, London, 1974. Proceedings... London. Ses. 7, paper 26.
- FORBES, D.J. et alii. 1973. Concret diaphragm wall, Bighorn Dam. In: CONGRES INTERNATIONAL des GRANDS BARRAGENS, 11, Madrid, 1973. Compte Rendus... Madrid, CIGB. Q 42, p. 601-629.
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1959. Levantamento geológico da superfície em 59. Rio de Janeiro. (Relatório N. DF-337- B/ 59, DF-337-B1/59).
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1962 a. Cortina e injeção na ombreira direita. Rio de Janeiro. (Relatório N.DF-186-63/60).
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1962 b. Infiltrações na ombreira direita da barragem. Rio de Janeiro. (Relatório N.DF-186-62/60).
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1963 a. Relatório sobre medidas de vazões nos drenos permanentes, leituras piezométricas, instruções para leitura de pressões no painel vertical e outras observações. Rio de Janeiro. (Relatório N.RF-186-H6/60).
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1963 b. Relatório sobre os resultados obtidos na abertura do poço de inspeção 1 sobre o coletor do dreno direito da barragem a recomendações de correntes desses resultados. Rio de Janeiro (Relatório N.DF-186-67/60).
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1963 c. Relatório sobre serviços de injeções, infiltrações na ombreira direita, recomendações sobre injeções adicionais e projeto de serviços complementares. Rio de Janeiro. (Relatório N.DF-186 - G6/60).
- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1966. Medidas de vazão e descarga sólida nos drenos permanentes e leituras piezométricas. Rio de Janeiro. (Relatório N.DF-186-H16/60).

- GEOTÉCNICA. Engenheiros Consultores. 1968. Interpretação geral do comportamento da barragem, de janeiro de 66 a janeiro de 68. Rio de Janeiro. (Relatório N.DF-186 - H16/60).
- HOLDING RODIO. 1967. Outillages pour parois et pieux fores. Zurik. (Documentation Interne, 59).
- INSTITUTO DE ENERGIA ATÔMICA. 1970. Estudo sobre a fuga de água na barragem do rio Saracuruna pela técnica dos traçadores radioativos. São Paulo (Relatório IEA)
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1969. Diversas determinações sobre filme plástico. São Paulo (Certificado IPT 310.329).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1970a. Ensaio de caracterização, permeabilidade e compressão triaxial. São Paulo. (Certificado IPT N. 314.223 . Seção de Solos).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1970 b. Diversas determinações sobre laminado flexível de plástico reforçado. São Paulo (Certificado IPT N. 311.650).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1970 c. Estudo das infiltrações pelas ombreiras e corpo da barragem de Saracuruna, município de Duque de Caxias (RJ). São Paulo (Relatório IPT, 5.516).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1970 d. Diversas determinações sobre laminado flexível de plástico reforçado. São Paulo (Certificado IPT, 313.303).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1970 e. Diversas determinações em lâminas de plásticos flexíveis. São Paulo (Certificado IPT, 314.517).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1970 f. Ensaio de resistência microbiológica de materiais plásticos. São Paulo (Relatório IPT, 5.424).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1971 a. Diafragma plástico da barragem de Ponte Nova para a Divisão do Vale do Tietê. São Paulo. (Relatório IPT, 6.188).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1971 b. Ensaio para dosagem da diafragma plástico da barragem do Saracuruna. São Paulo (Relatório IPT, 5.991).

- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1971 c. Ensaio para dosagem do diafragma plástico da barragem do Saracuruna. São Paulo. (Relatório IPT, 6.192).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1971 d. Especificações para construção de diafragma plástico na barragem do Saracuruna. São Paulo. (Documentação interna - IPT).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1972. Análise mineralógica qualitativa da argila utilizada na argamassa do diafragma plástico da barragem de Saracuruna. São Paulo (Relatório IPT, 6.675).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1973. Estudos geotécnicos complementares para detalhamento da construção do diafragma plástico na barragem de Saracuruna. São Paulo (Relatório IPT, 6.803).
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1974. Medidas e análises de comportamento da barragem de Saracuruna durante o mês de outubro de 1973. São Paulo (Relatório IPT, 7.304)
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. 1981. Leituras observadas e análises do comportamento da barragem do Saracuruna, no período compreendido entre junho/80 e maio/1981. São Paulo (Relatório IPT, 15.430).
- KENNARD, M.F. et alii. 1974. Slurry cut-off at Bewl Bridge Dam; in supplement to the consulting engineer. London, Northwood Publication.
- LITTLE, A.L. 1974. In situ diaphragm walls for embankment dams. In: CONFERENCE of the INSTITUTION of CIVIL ENGINEERS, London. Proceedings... London, paper 4.
- MARSAL, J.R. & NUNES, D.R. 1975. Presas de tierra y enrocamento. Mexico, Editorial Limusa 550p. il.
- MASSAD, E., MASSAD, F., TEIXEIRA, H.R. 1978 Comportamento da Barragem do Saracuruna decorridos cinco anos após as correções de vazamento pelas ombreiras. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, ABMS, 1978. v.1, tema 1, p.145-164.

- REID, N.G. 1974. The practical art; in practical design for diaphragm walls, in supplement to the consulting engineer. London, Northwood Publications.
- RODIO. 1971. Referências de diafragmas contínuos executados no Brasil 1966/70. Rio de Janeiro. (Relatório Interno 102-42).
- RUIZ, M.D. et alii. 1976. Studies and correction of seepage through the abutments and foundations of Saracuruna Dam (Rio de Janeiro-Brazil) In: CONGRES INTERNATIONAL des GRANDS BARRAGES, 12, México, 1976. Comptes Rendus... México, CIBG. v.2, Q.4, p. 805-827.
- RUIZ, M.D. et. alli. 1976. Estudos e correções dos vazamentos e infiltrações pelas ombreiras e fundações da Barragem do Saracuruna. In: SEMINÁRIO NACIONAL de GRANDES BARRRAGENS, 11, Fortaleza, 1976. Anais... Fortaleza, CBGB. tema 3, p.898-911.
- SARAGIOTTO, L.F.R. 1969. Construção de diafragmas plásticos na Barragem Ponte Nova, Alto Tietê, Estado de São Paulo. In: SEMANA PAULISTA de GEOLOGIA APLICADA, 1, São Paulo, 1969. Anais... São Paulo, APGA. V.2, tema 3.7 .
- SARAVALLE, C.B. 1973. Correntes naturais em obras de engenharia civil (barragens). São Paulo. (Dissertação de mestrado. Instituto de Geociências. USP).
- SCHNEEBELI, G. 1971. Les parois moulées dans de sol: techniques de realization; méthodes de calcul. Paris, Ed. Eyrolles. 191p. il.
- SLIWINSKI, Z. & FLEMING, W.G.K. 1974. Practical considerations affecting the construction of diaphragm walls. In: CONFERENCE of the INSTITUTION of CIVIL ENGINEERS, London, Proceedings, London, ICE, 1975, p. 1-10.
- TRESSOLDI, M & NUSKE, M.J. 1981 a. Diafragmas plásticos na barragem de terra da margem direita da UHE Tucuruí; estudos de lam para escavação de painéis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, Itapema, 1981. Anais... Itapema, ABGE. v.1, tema 1, p. 157-173, il.
- TRESSOLDI, M. & NUSKE, M.J. 1981 b. Diafragmas plásticos na barragem de terra da margem direita da UHE Tucuruí; metodologia para definição e controle de argamassa de concretagem. In: CON

GRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, Itapema, 1981.
Anais... Itapema, ABGE. v.1, tema 1, p. 187-203, il.

TRESSOLDI, M., NUSKE, M.J. 1981 c. Diafragmas plásticos na barra
gem de terra da margem direita da UHE Tucuruí; critérios execu
tivos e de controle de qualidade. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE
GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 3, Itapema, 1981, Anais... Itapema,
ABGE, v.1. tema 1, p. 175-186, il.