

5 Análise da barragem Recreta

Toda a informação a respeito da barragem em estudo, Recreta, foi retirada da dissertação “Modelagem Numérica do Comportamento Estático e Sísmico de Barragens de Terra” (Parra, 1996) que por sua vez foram obtidas do “Relatório Final do Projeto Recreta” apresentado pelos projetistas, Consultores Recreta PRC/ECI-C e A-CPS (1983), à entidade contratante, Empresa de Electricidad del Peru (ELECTROPERU).

O projeto do reservatório Recreta está localizado perto das nascentes do rio Santa, a 12 Km da Lagoa Conococha, na Cordilheira dos Andes no norte do Peru. Entre os rios que desembocam no Oceano Pacífico, o rio Santa é uns dos poucos que tem uma vazão permanente e significativa, porque a origem da maioria de suas águas são os degelos das neves perpétuas da Cordilheira Branca. Na Figura 5.1 pode ser visualizada a localização projetada da barragem.

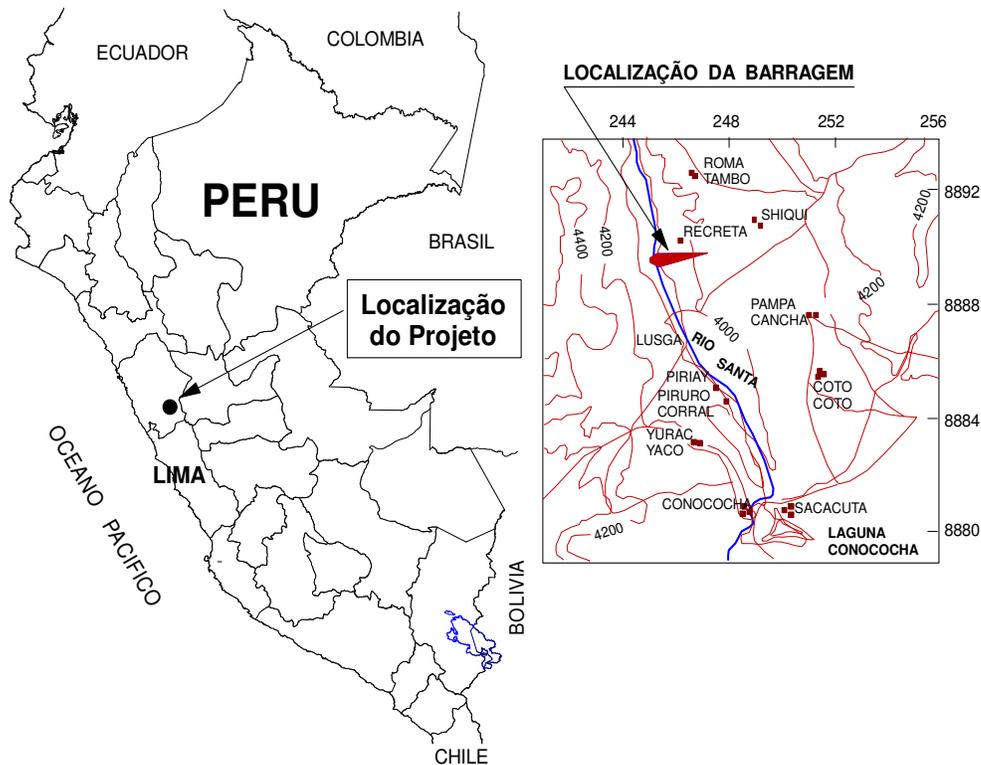


Figura 5.1 - Localização projetada da barragem de Recreta. (Parra, 1996)

A barragem tem uma altitude, medida na crista, de 4021 metros acima do nível do mar. O reservatório formado pela barragem tem um espelho de água de 24.4 Km², podendo armazenar um volume máximo de 267 milhões de metros cúbicos. O projeto Recreta garante uma vazão constante para a Usina Hidrelétrica Cañon del Pato, que antigamente gerava 150 MW de energia elétrica.

As condições da fundação no local da barragem estão ilustradas na Figura 5.2. A ombreira esquerda consiste de rochas vulcânicas meteorizadas na superfície, muito fissuradas a maiores profundidades, que mergulham quase verticalmente perto do contato com o solo. As explorações geotécnicas não conseguiram determinar a profundidade real da base rochosa abaixo da barragem, apenas indicando que seria superior a 250 m. O solo de fundação está composto de depósitos muito heterogêneos de solos de geleira, fluviais e lacustres, pré-adensados (alguns fortemente), variando desde argilas a pedregulhos. Solos orgânicos com algum grau de pré-adensamento são também encontrados.

Além da complexidade das condições da fundação, é importante enfatizar que o estudo de sismicidade realizado pelos projetistas confirma que a barragem se localiza em zona de alta atividade sísmica.

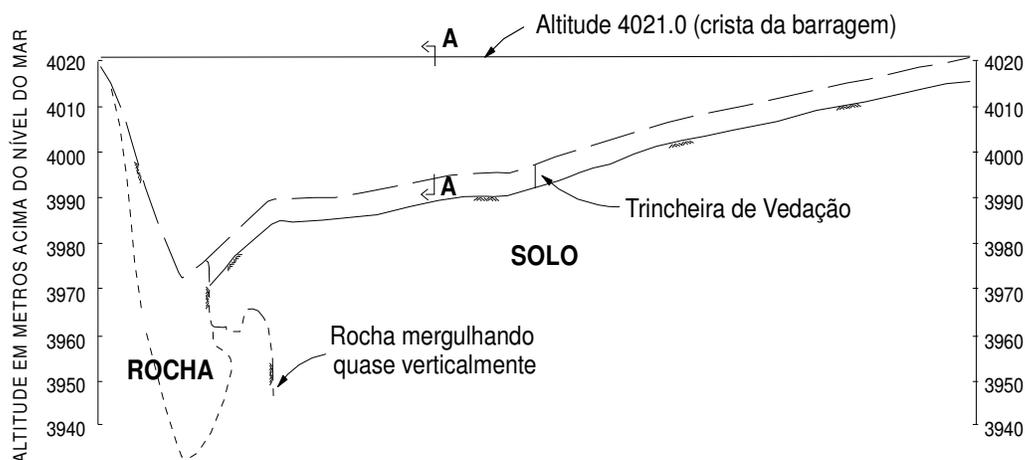


Figura 5.2 - Características da fundação da barragem Recreta (Parra, 1996)

5.1. Análise estática da barragem Recreta

5.1.1. Características gerais

5.1.1.1. Seção de análise

A barragem do tipo zonada está dividida em um núcleo e ombreiras da montante e jusante, tem uma altura máxima de 26 m e um comprimento de 2900m e largura de 12,30 m na crista. Foi analisada a seção A-A mostrada na Figura 5.4 onde se indica a composição dos materiais, material de baixa permeabilidade no núcleo e as ombreiras por material semipermeável. A localização da seção se observa na Figura 5.3.

A análise foi feita nesta seção bidimensional representativa da barragem. Segundo Parra (1996), a escolha desta seção, feita pelos projetistas da barragem, não foi só conveniente pela hipótese da existência de condições do estado plano de deformação, como também em relação à hipótese de que nesta seção (ou proximidades) provavelmente ocorrerão os maiores recalques na barragem.

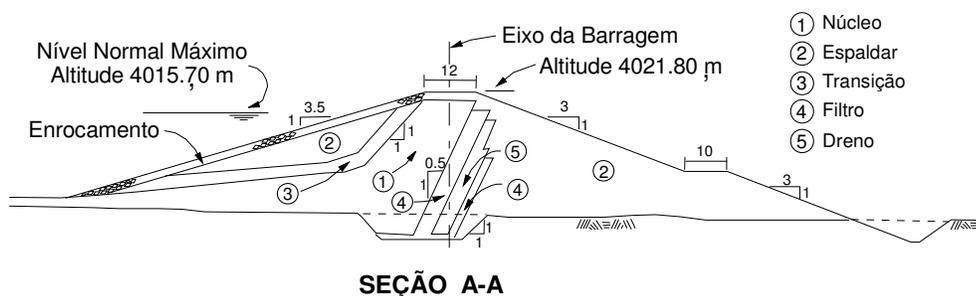


Figura 5.3 - Seção transversal A-A analisada (Parra, 1996)

A fundação foi idealizada pelos projetistas, livre das camadas de materiais mais resistentes e de pouca espessura, constituído pelas camadas de materiais moles que pudessem influir na estabilidade da seção, para fins de análise, possivelmente para obter como resultado uma seção com comportamento mais conservador. Todas as camadas de solo foram assumidas de grande extensão

lateral, apesar das investigações de campo indicar que esta hipótese nem sempre é verdadeira. Finalmente, devido ao desconhecimento da profundidade real da base rochosa, os projetistas admitiram que esta encontrasse na profundidade de 23 m que, mesmo não sendo realista, é bastante conservador e justificável em relação às análises sísmicas devido às incertezas associadas aos carregamentos dinâmicos (possibilidade de ocorrência de amplificação ou atenuação entre as localizações real e hipotética da base rochosa rígida; dúvidas nos registros sísmicos a serem utilizados, etc.) (Parra, 1996).

A seção da barragem e fundação inserida no programa PLAXIS foi desenhada como um conjunto de pontos e linhas que limitavam o contorno da geometria, os limites dos materiais e camadas de construção, segundo se pode notar na Figura 5.4. Foram considerados todos os materiais indicados previamente na seção A-A da Figura 5.3. Para a leitura dos deslocamentos e poropressões, esta seção foi dividida em perfis verticais passando pelo eixo (Perfil 1-1), à montante a -10 m (Perfil 2-2), a -24m (Perfil 3-3) e a +24m à jusante (Perfil 4-4), todos eles indicados na Figura 5.4.

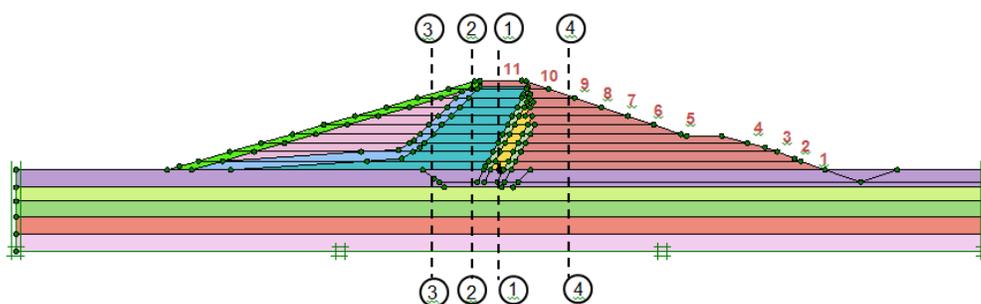


Figura 5.4 – Seção transversal A-A, Perfis 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 e camadas indicando os materiais e condições de contorno para análise estática (PLAXIS)

5.1.1.2. Malha de elementos finitos

Para a análise estática, a geometria da barragem foi representada por uma malha constituída por 1174 elementos triangulares de 15 nós com 9657 pontos nodais e dimensão média de 3,44m. A malha de elementos finitos, gerada pelo programa PLAXIS 2010 e apresentada na Figura 5.5, foi obtida para uma discretização “Muito fina” dos elementos, com a finalidade de ter maior refinamento para mostrar com maior precisão e exatidão os resultados de

tensões, deformações, poropressões, etc., trajetória da linha freática e eliminar problemas de divergência na montante.

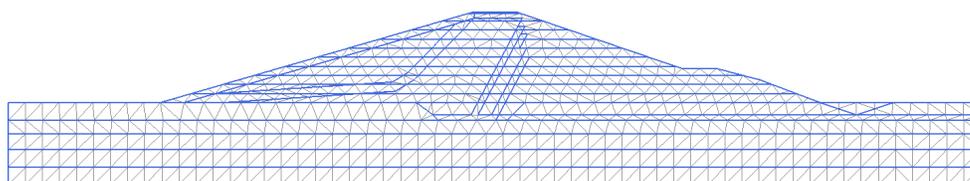


Figura 5.5 - Malha de elementos finitos para análise estática da barragem Recreta

5.1.2. Parâmetros geotécnicos dos materiais

Segundo Parra (1996), os materiais que conformam as diferentes estruturas da barragem se mencionam a seguir: material argiloso impermeável conforma o núcleo classificado como pedregulho argiloso (GC) os espaldares estão compostos por material permeável (GP-GM), a transição, filtro, dreno, presentes entre o núcleo e espaldar da jusante estão compostos por material pedregulhoso altamente permeável e a Fundação está conformada por camadas de diferentes tipos de solos classificados como SC-ML, GW-GP-GM, OL-OH-CH, SW-SP-SM e Pt-CL. O estudo de Parra (1996) não fornecia as características, propriedades ou ensaios de laboratório dos materiais, só apresentava os valores dos parâmetros do modelo hiperbólico dos materiais dos espaldares, núcleo e fundação. A partir destes parâmetros, deduziram-se os parâmetros para o modelo HSM e de Mohr Coulomb, admitindo-se um comportamento elasto-plástico com endurecimento para todos os materiais que conformam a barragem. Não se tinham os parâmetros do modelo hiperbólico para o filtro, dreno, transição e enrocamento. Neste sentido os parâmetros, foram tomados da bibliografia existente (Manual PLAXIS), e por ter dimensões mínimas a respeito do núcleo, do espaldar e da fundação, sua influência no modelo não é muito importante.

Os parâmetros do modelo hiperbólico do estudo de Parra (1996) foram determinados a partir de um abrangente programa de ensaios in-situ e de laboratório executados por ELECTROPERU e pelos projetistas responsáveis. Os

ensaios de laboratório considerados no programa de investigação foram executados pela Universidade Católica do Peru, em Lima, a Universidade Califórnia, em Berkeley e foram os seguintes:

- Ensaio de caracterização: teor de umidade, limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria
- Ensaio de compactação
- Ensaio de adensamento
- Ensaio triaxiais estáticos convencionais (UU, CU, CD)
- Ensaio de compressão não confinada
- Ensaio triaxiais cíclicos de deformação dinâmica e liquefação.
- Ensaio de permeabilidade

5.1.2.1.

Parâmetros para análise estática

Os parâmetros para o modelo constitutivo HSM foram deduzidos a partir dos parâmetros para o modelo hiperbólico (ver Tabela 5.1) do estudo de Parra (1996). Estes parâmetros foram determinados a partir dos ensaios triaxiais CD realizados em amostras indeformadas dos materiais da fundação, em amostras moldadas dos solos granulares da fundação e dos materiais previstos para a construção do aterro.

A partir destes parâmetros foram obtidos, mediante correlações e relações matemáticas de ambos os modelos, os parâmetros para o modelo HSM apresentados na (Tabela 5.2).

5.1.2.2.

Parâmetros para análise de fluxo

O estudo de Parra (1996) não apresentava os resultados dos ensaios de permeabilidade e outros para determinar os parâmetros de fluxo. Contudo baseados no tipo de material e o grau de permeabilidade esperado segundo a função do mesmo, se adotaram valores disponíveis na literatura apresentados no capítulo 2 para cada material (Tabela 5.3).

Tabela 5.1- Parâmetros do modelo hiperbólico para análise estática do comportamento da barragem e da fundação

(Parra, 1996)

MATERIAL	Espaldar GP-GM	Núcleo GC	Enrocamento	SC-ML	GW-GP-GM	OL-OH-CH	SW-SP-SM	Pt-CL
γ_m	22,8	22,5	22	16	22,7	9,9	18	10,1
γ_{sat}	23,6	22,8	24	17	23,2	19,1	19,5	12
K_0	0,8	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
K	525	500	400	525	525	70	1200	100
K_{ur}	1000	900	700	1000	1000	200	2000	200
n	1,2	1	0,65	0,5	1,2	0,9	0,3	0,7
m	0,32	0,30	0,5	0,16	0,41	0,51	0,46	0,37
c	0	5	0	0	0	0	0	0
ϕ_0	44	38	50	29	42	18	42	20
R_f	0,7	0,7	0,7	0,71	0,7	0,9	0,9	0,9

Onde:

K: Módulo numérico para carregamento primário E

 K_{ur} : Módulo numérico para carregamento e descarregamento Eur

n: Influencia da pressão confinante

m: Incremento genérico

 R_f : Razão de ruptura

Tabela 5.2- Parâmetros do modelo HSM para análise estática do comportamento da barragem e fundação

Propriedade	Unid.	BARRAGEM						FUNDAÇÃO				
		Espaldar GP-GM	Núcleo GC	Enrocam.	Dreno	Filtro	Transição	SC-ML	GW-GP-GM	OL-OH-CH	SW-SP-SM	Pt-CL
γ_{unsat}	(kN/m ³)	22,8	22,5	20	17	17	16	16	22,7	9,9	18	10,1
γ_{sat}	(kN/m ³)	23,6	22,8	24	20	20	20	17	23,2	19,1	19,5	12
E_{50}^{ref}	(kPa)	34310,00	34060,00		30000,00	40000,00	20000,00	33810,00	34310,00	3833,00	65960,00	5483,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	(kPa)	37030,00	34914,86		30000,00	40000,00	20000,00	38070,00	32450,00	3739,00	65891,72	5748,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	(kPa)	100000,00	102180,00		90000,00	120000,00	60000,00	101400,00	100500,00	11500,00	199990,00	16449,00
m	-	1	1,0688869		0,5	0,5	0,5	0,509745	1	1	0,3	0,70
c'	-	0	5	0	1	0	1	1	0	0	0	0
ϕ	(°)	44	38	55	34	32	30	29	42	18	42	20
ψ	(°)	14	8	0,00	4	0,2	0	12,96	12	12,96	12,00	12,96
E				24000,00								
ν_{ur}	-	0,30	0,30	0,30	0,20	0,20	0,30	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
p_{ref}	(kPa)	100	100		100	100	100	100	100	100	100	100
K_0^{NC}	-	0,31	0,38		0,44	0,47	0,50	0,52	0,33	0,69	0,33	0,66
OCR	-	1	1		1	1	1	6	1	3	1	2
POP	-	0	0		0	0	0	0	0	0	0	0
Rf	-	0,7	0,7		0,9	0,9	0,9	0,9	0,7	0,9	0,9	0,9

Tabela 5.3 - Parâmetros de fluxo

Estrutura	Material	kx (m/dia)	ky (m/dia)	Classificação da Permeabilidade
BARRAGEM	Espaldar GP-GM Jusante	1,728	1,728	Média
	Espaldar GP-GM Montante	8,64	8,64	Média à alta
	Núcleo GC	0,008	0,008	Baixa a muito baixa
	Enrocamento	10	10	Alta
	Dreno	864	864	Alta
	Filtro	86,4	86,4	Alta
	Transição	0,08	0,08	Média e baixa
FUNDAÇÃO	SC-ML	0,05	0,05	Média e baixa
	GW-GP-GM	0,1	0,1	Média e baixa
	OL-OH-CH	0,08	0,08	Média e baixa
	SW-SP-SM	0,08	0,08	Média e baixa
	Pt-CL	0,08	0,08	Média e baixa

5.1.3. Condições de contorno

Para a simulação da construção, as condições de contorno consistiram em uma base com contorno fixo ao deslocamento horizontal e vertical, e os laterais fixos na direção horizontal para permitir deslocamentos verticais. (Figura 5.4). Conferiu-se se a locação dos contornos tem influência nas leituras dos valores das tensões ou deslocamentos, para o qual se acrescentou o comprimento da fundação de 240m a 400 m (Figura 5.6), sem encontrar discrepâncias consideráveis na leitura das tensões principais e dos deslocamentos verticais em um perfil localizado a -100m do eixo da montante como se visualiza na Figura 5.7.

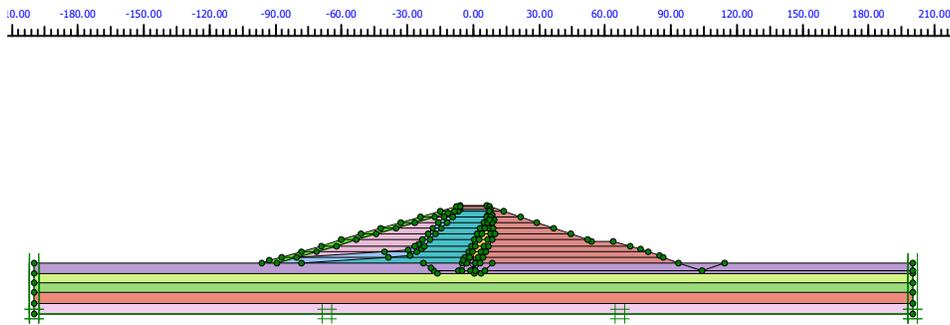
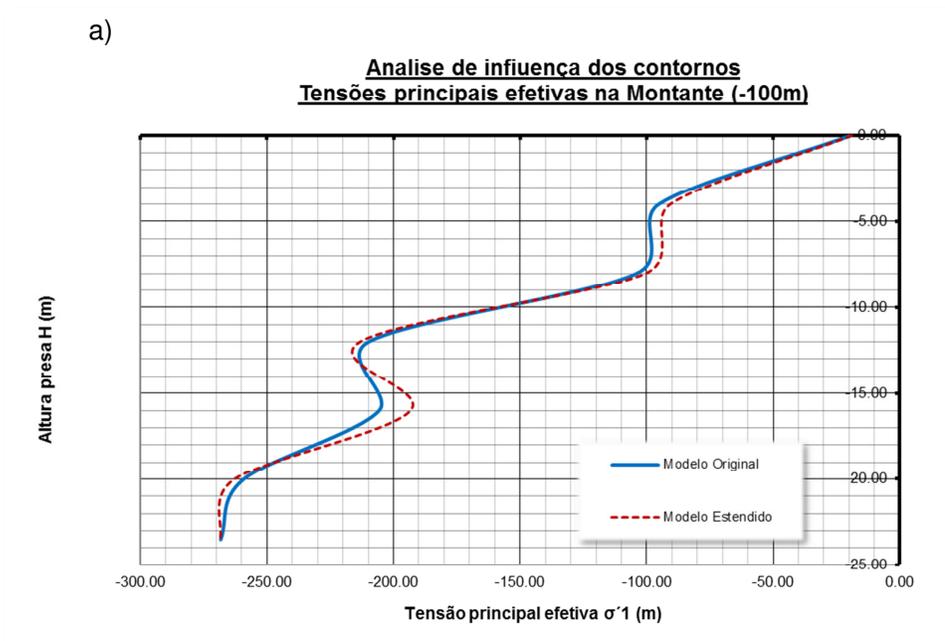


Figura 5.6 - Modelo estendido para provar a influência da locação dos contornos

Para o análise de fluxo transiente não confinado e rebaixamento, consideram-se para os cálculos condições de contorno dependentes do tempo. Na entrada na face da montante foram estabelecidas com carga conhecida, segundo a altura da etapa de enchimento a ser atingida no tempo estabelecido (esta carga variava em função do tempo). Na condição da saída (jusante), o fluxo era livre. Na base da fundação foi considerada a face fechada ao fluxo, para evitar perdas de vazão. (Figura 5.8).

a)



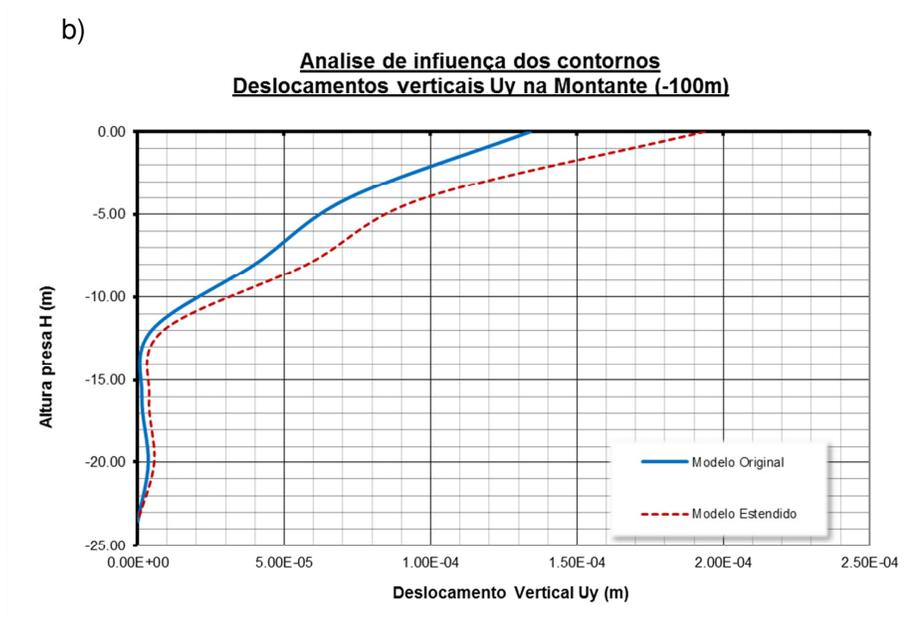


Figura 5.7 – Influência dos contornos na leitura das a) Tensões principais e b) Deslocamentos verticais.

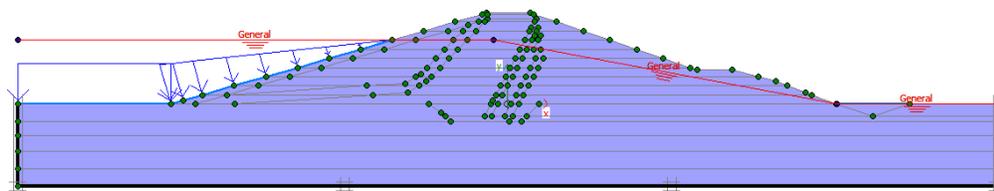


Figura 5.8 - Condições de contorno para o análise de fluxo

5.2. Resultados da análise estática

Apresentam-se os resultados para cada uma das principais fases da vida de uma barragem de terra: a construção por camadas, primeiro enchimento do reservatório com estabelecimento do regime de fluxo permanente de água, e rebaixamento rápido; além disso, a análise de estabilidade de taludes para cada uma delas.

Nestas fases podem ser efetuadas diferentes análises, onde as principais são:

- O comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos para calcular as tensões e os deslocamentos no interior do maciço, verificar possíveis

zonas de plastificação (rupturas localizadas), e calcular acréscimo de tensões e deslocamentos na fundação, a fim de verificar a capacidade de carga da mesma.

- Percolação de água no interior da barragem, com o objetivo de calcular a vazão que passa pelo corpo da barragem e pela fundação, obtendo os valores de poropressão e gradientes hidráulicos no interior e na base da barragem.
- A estabilidade dos taludes: com posse dos valores de tensões e poropressões, torna-se possível determinar o Fator de Segurança dos taludes de montante e de jusante da barragem, para cada etapa de projeto considerada, avaliando a segurança da obra.

5.2.1.

Apresentação dos resultados - fase de construção

A simulação do processo de construção foi efetuada para dois casos, com fins comparativos:

- Caso 1- Construção em uma etapa
- Caso 2- Construção incremental ou por etapas

O caso 1 simula um evento irreal de construção feita em uma etapa só, para comparar os deslocamentos com os do caso 2, e demonstrar a diferença nos resultados.

No segundo caso, se simula o processo de construção incremental mediante várias etapas. Este caso simula o processo real de construção de uma barragem. Foram lançadas 10 camadas de 2,60 metros de espessura e uma final (decima primeira) de 0,50 m, conforme a Figura 5.4 que apresenta a numeração das camadas.

No programa PLAXIS 2D, para o lançamento de cada camada, foram zerados os deslocamentos produzidos pela camada anterior. Para obter os deslocamentos totais num ponto, foram acumulados os deslocamentos gerados pelo lançamento de cada uma dessas camadas.

5.2.1.1. Rigidez dos materiais e tensões principais efetivas após construção incremental – Caso 2

A Figura 5.9 mostra os resultados da construção incremental (caso 2) referidos à distribuição da rigidez.

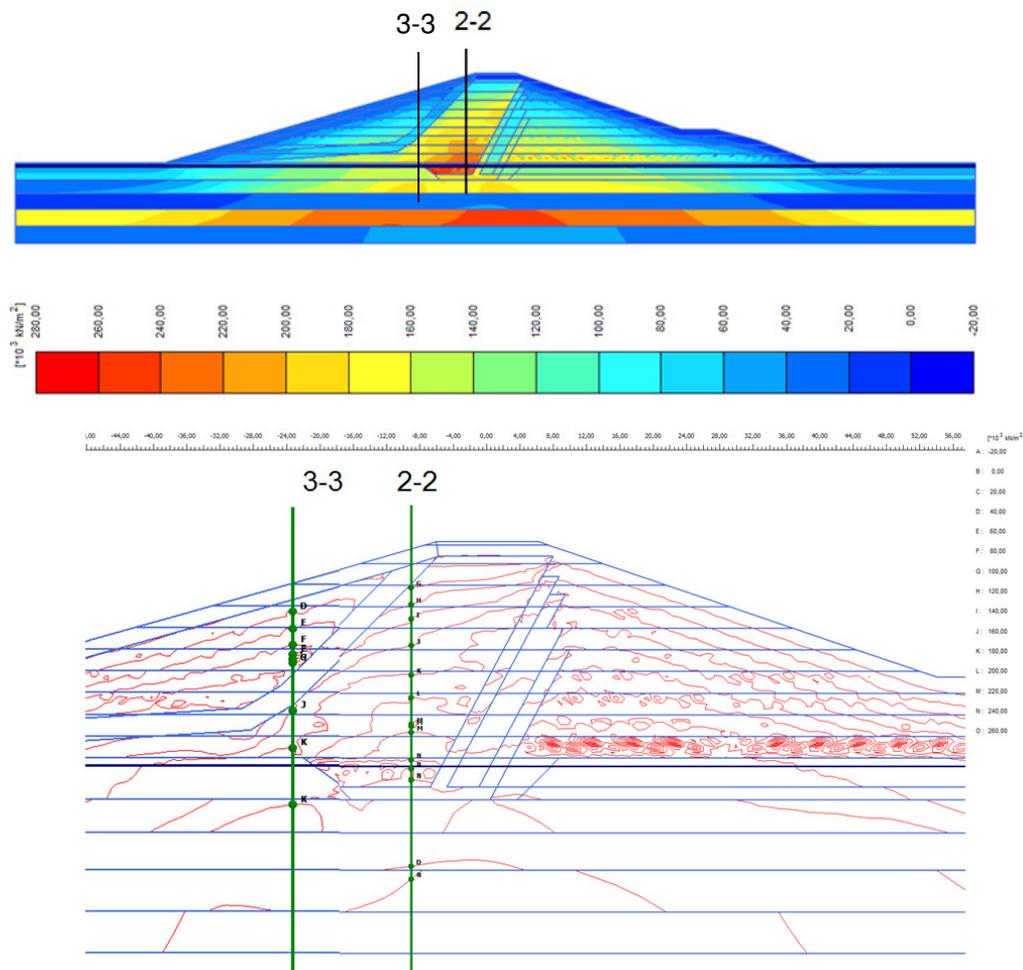


Figura 5.9 - Distribuição da rigidez após a construção e perfis 2-2 (-10m do eixo) e 3-3 (-24m do eixo)

Na Figura 5.9, no perfil 2-2 observa-se uma variação gradual da rigidez para um mesmo material do núcleo (GC) a diferentes alturas. Esta variação é devido à dependência da rigidez do solo com o estado das tensões efetivas, característica principal do modelo HSM empregado. A relação que define a rigidez em função da tensão principal menor σ^1 se pode verificar na equação 3.3.

Também se aprecia, como esperado, uma diferença expressiva na magnitude das rigidezes dos materiais da fundação. Isto ocorre pois os materiais mais moles, como as camadas de solo orgânico (OL-OH-CH) e turfa (Pt-CL), apresentam rigidezes da ordem 1/3 a 1/5 menores que o resto dos materiais da fundação, na mesma proporção que a tensão principal efetiva menor σ'_3 (Figura 5.11), da qual é função.

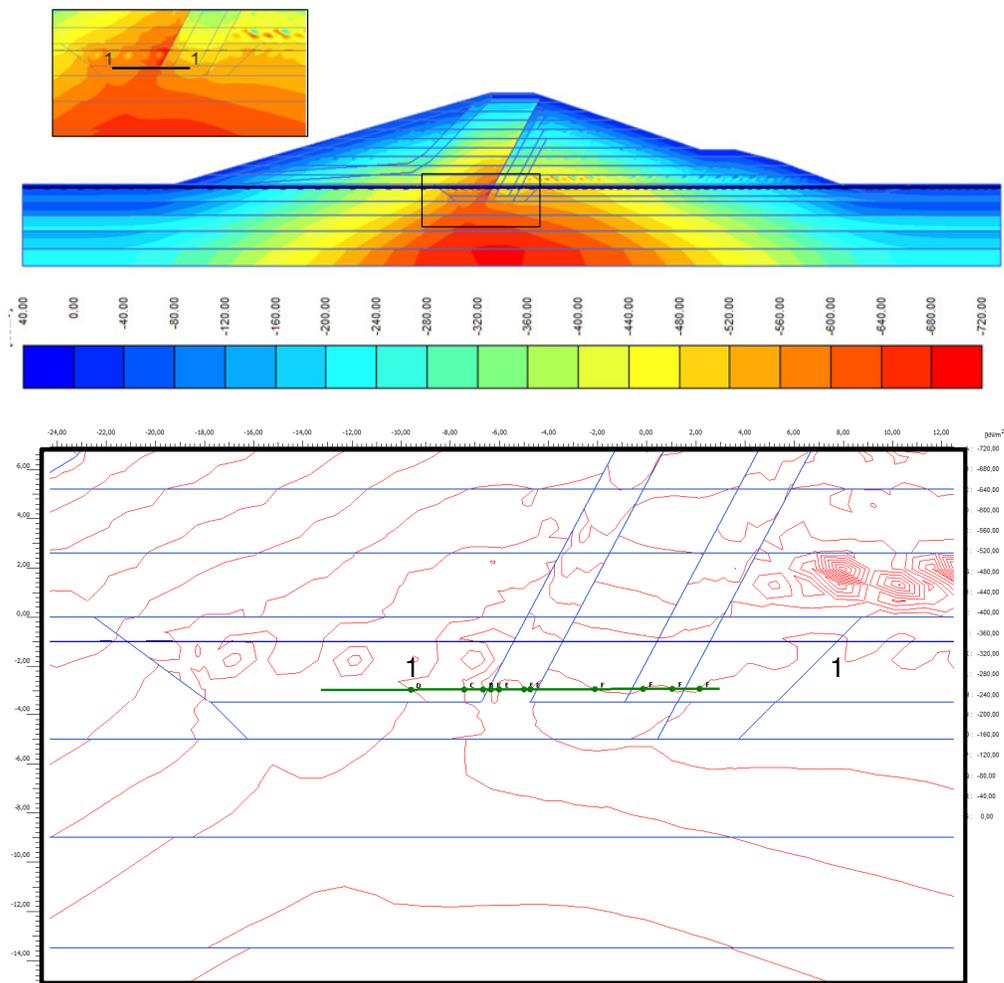


Figura 5.10 - Distribuição da tensão principal maior efetiva após construção e detalhe da seção 1-1.

A Figura 5.10 apresenta uma distribuição quase uniforme das tensões principais efetivas maiores σ'_1 , exceto na zona da base do núcleo onde se observa uma variação de pequena magnitude, devido à transferência de tensões do material do filtro e espaldar para o núcleo. Isto porque existe uma

transferência de tensões dos espaldares para o núcleo, que possui maior rigidez que o filtro e espaldares. Esta transferência de tensões faz com que a base do núcleo atinja uma tensão σ'_1 de 669 kN/m² maior que o valor calculado para a profundidade de -2,5m (onde devia ter 641,25 kN/m²). No entanto, considerando a mesma profundidade, a tensão σ'_1 no material adjacente (filtro) só atinge o valor de 568,0 kN/m², menor do que a esperada, confirmando a transferência de tensões do espaldar e filtro para o núcleo (mais rígido), como se aprecia na seção horizontal do detalhe na base do núcleo da Figura 5.10.

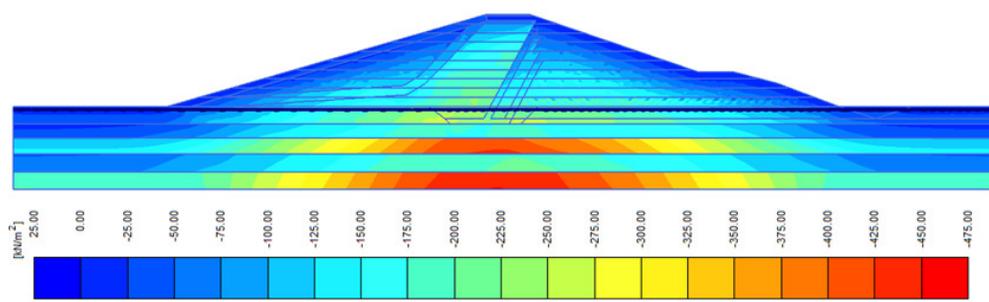


Figura 5.11 - Distribuição da tensão principal menor efetiva após construção

5.2.1.2. Distribuição dos deslocamentos - casos 1 e 2

Na Figura 5.12 e Figura 5.13 são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais e horizontais da barragem projetada obtidos na construção em uma etapa (Caso 1) e incremental (Caso 2) após o lançamento da décima primeira camada.

Da Tabela 5.4, para o caso 1, os deslocamentos horizontais e verticais são muito maiores que os do caso 2 e não coincidem em localização. Este fato se explica porque no caso 2 os deslocamentos apresentados são produzidos unicamente ao efeito da própria camada lançada (os da camada anterior são previamente zerados), diferentemente do caso 1, que apresenta os deslocamentos totais pela construção da barragem total.

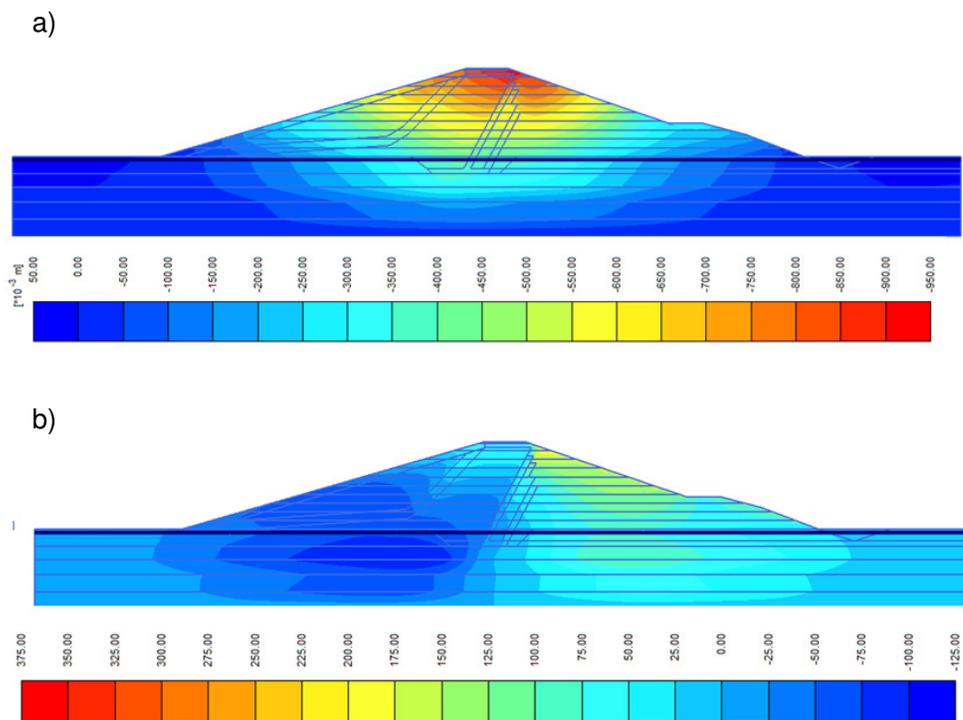


Figura 5.12 - Distribuição dos deslocamentos a) verticais e b) horizontais, caso 1.

Tabela 5.4 - Deslocamentos máximos e mínimos casos 1 e 2

Deslocamentos (*)		Caso 1		Caso 2	
		(m)	Nó	(m)	Nó
Uy	Máximo	-0,9299	crista da barragem	-7,844E-3	crista barragem
	Mínimo	0,36	Pé de jusante	1,25E-3	crista barragem
Ux	Máximo	0,36	Fundação	- 1,00E-3	Fundação
	Mínimo	-0,10	Fundação	- 1,00E-3	Fundação

(*) Os valores negativos sentido abaixo e esquerda, positivos para acima e direita.

As figuras anteriores mostram que o programa PLAXIS 2D v.2010 computa os deslocamentos verticais referidos a um nível de referencia fixo, como se a barragem fosse construída instantaneamente em qualquer dos casos. Porém, há indicações na literatura, desde o trabalho pioneiro de Clough e Woodward (1967), que os deslocamentos verticais máximos ocorrem a aproximadamente média altura, assemelhando-se a uma distribuição parabólica, no caso de barragem homogênea, como apresentado na Figura 2.2. Resultados

semelhantes com os maiores recalques no centro da barragem foram também obtidos por Montoya (2003), Parra (1996), Saboya Jr. (1993), entre outros.

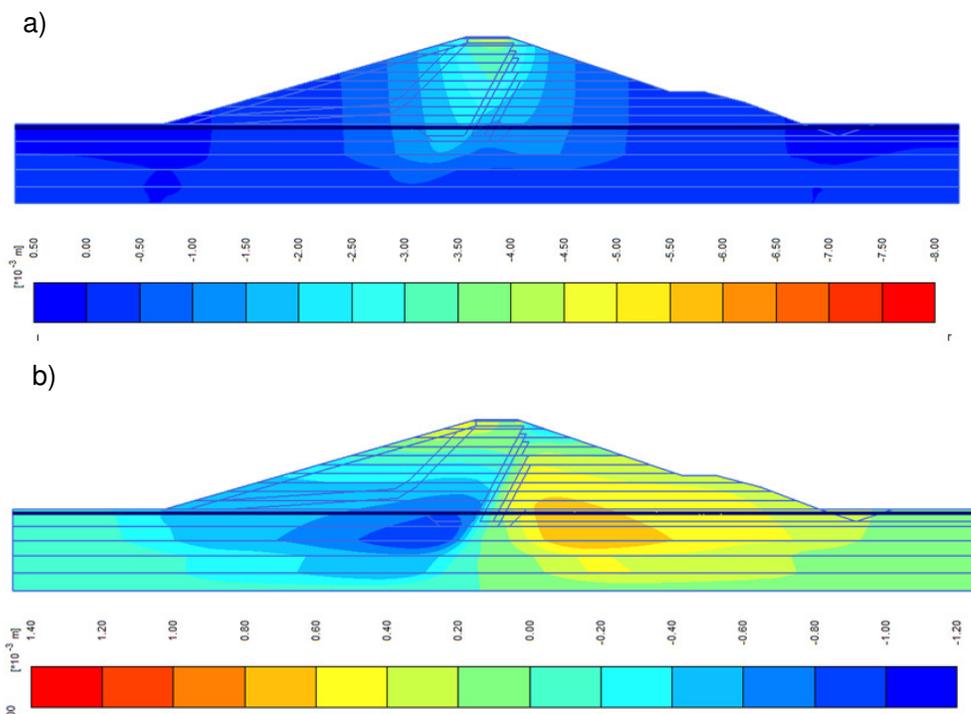


Figura 5.13 - Distribuição dos deslocamentos a) verticais e b) horizontais. Após a décima primeira camada, caso 2.

Para obter estes resultados, o software deve ser capaz de reproduzir o deslocamento vertical “**absoluto**” de um ponto durante uma construção incremental, com os maiores recalques ao final da construção de cada camada na região central da barragem, como fazem outros softwares de elementos finitos empregados em geotecnia FLAC, ABACUS, e não em sua crista como é apresentada no programa PLAXIS (este último apresenta os deslocamentos relativos a um nível de referencia).

Assim, os resultados numéricos tiveram que ser recalculados manualmente com auxílio de tabelas Excel. Estes cálculos foram realizados para os deslocamentos horizontal e vertical no corpo da barragem causados pelo carregamento de cada camada isoladamente. Este procedimento foi previamente validado, conforme descrito no item a seguir.

5.2.1.3.

Validação do tratamento numérico para obtenção manual do perfil de recalque

Para a validação do cálculo manual do perfil de recalque, se trabalhou com uma barragem hipotética homogênea, que foi modelada no software PLAXIS 2D v.2010, usando os modelos constitutivos Mohr Coulomb e HSM. Nesta situação, foram lidos os valores dos deslocamentos no perfil vertical do eixo da barragem homogênea de 20 m de altura, 70 m na base e talude 1:1,65 (Figura 5.14); para efetuar os cálculos manuais. Os resultados obtidos e computados para ambos os modelos foram comparados com os resultados analíticos usando a equação da parábola 2.4 deduzida por Law (1975).

Para calcular os deslocamentos foi feita a simulação da construção incremental de cada camada (seis etapas), zerando os deslocamentos da camada anterior, e somando os assentamentos produzidos em todos os pontos das camadas inferiores influenciadas pela camada recém-lançada. Isto foi feito devido que o PLAXIS não corrige o efeito do cálculo de uma construção por várias etapas, não corrigindo, portanto, os deslocamentos produzidos nos pontos superiores de cada camada, os quais deveriam ser nulos ao final de cada etapa de cálculo. Os resultados são apresentados na Figura 5.15.

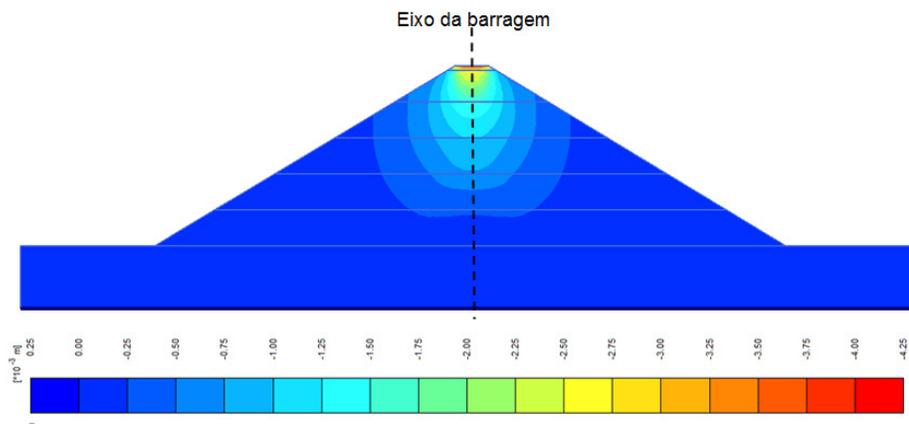


Figura 5.14 – Barragem homogênea para validação do cálculo dos deslocamentos verticais

Da Figura 5.15 nota-se que mediante os cálculos manuais é possível obter o perfil de recalque com distribuição parábólica a partir dos resultados do programa PLAXIS 2D, para o Modelo Mohr Coulomb como para o modelo Hardening Soil Model. Com ambos os modelos, os valores são máximos na

região central aproximadamente, e superiores aos do cálculo analítico. A magnitude destes recalques calculados analiticamente varia significativamente dos calculados pelo software devido a que a formulação analítica considera que as deformações são unidimensionais e o módulo de compressão confinado é constante, fato que não acontece na simulação numérica.

Adicionalmente, como segunda validação do método, se calcularam os deslocamentos com o procedimento descrito e se compararam com os dados das leituras de uma barragem instrumentada, dando resultados aceitáveis como se apresenta no Anexo 1.

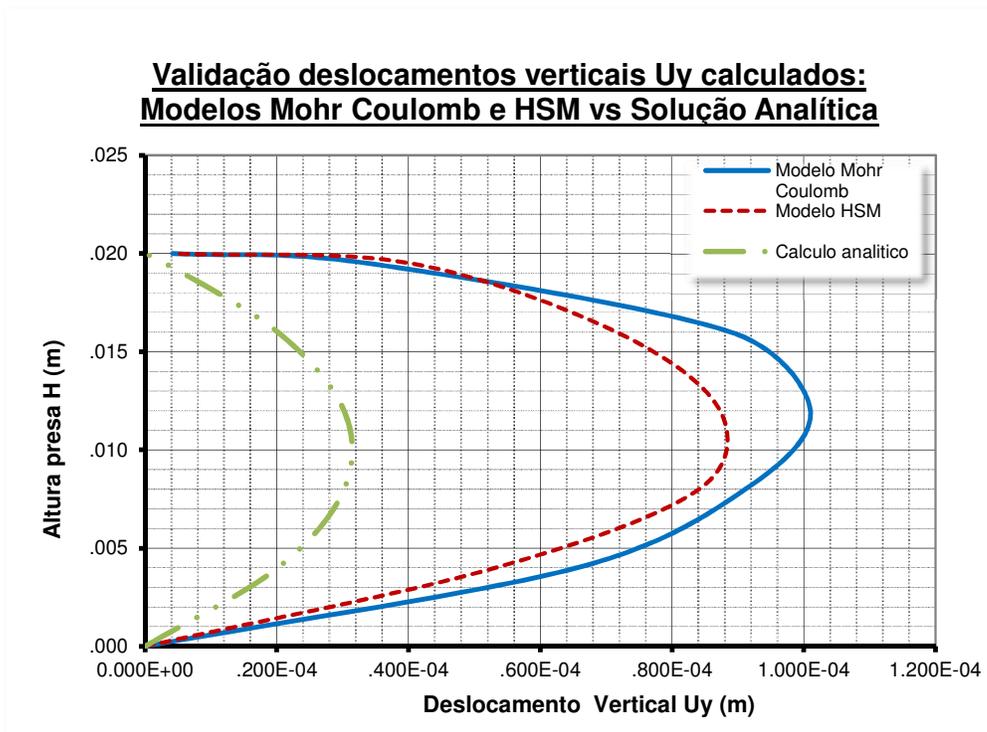


Figura 5.15 - Validação do perfil de recalque calculado a partir do programa PLAXIS com os modelos Mohr Coulomb, HSM e a solução analítica, no eixo da barragem.

5.2.1.4. Perfil de deslocamentos verticais e horizontais

Com o procedimento avaliado no item anterior, foram obtidas as distribuições dos deslocamentos no eixo central (perfil 1-1) conforme linhas tracejadas da Figura 5.16 e Figura 5.17, onde também são indicados, para

efeitos comparativos, os deslocamentos obtidos quando a construção da barragem é simulada em apenas uma única etapa.

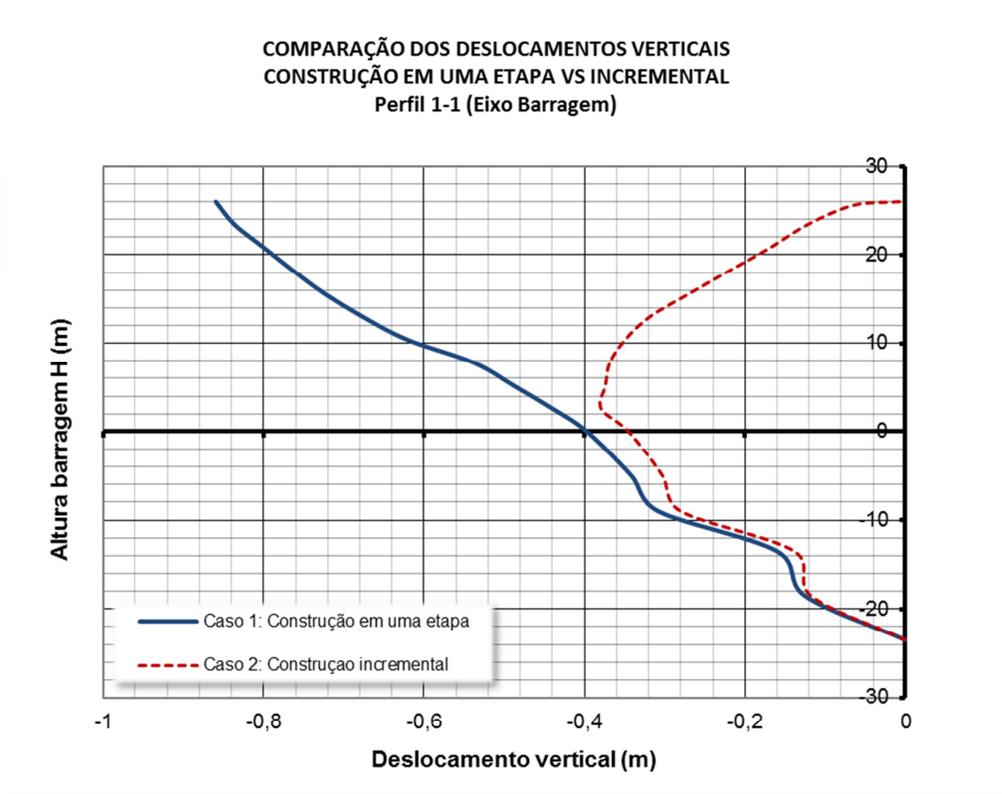


Figura 5.16 - Comparação dos deslocamentos verticais do caso 1: construção em uma etapa com o caso 2: construção incremental. Perfil 1-1 (eixo da barragem).

Os deslocamentos horizontais e verticais da construção em uma única etapa apresentam os máximos valores na crista da barragem, fato que não acontece na realidade, segundo a revisão da literatura. No entanto os máximos assentamentos na construção incremental se apresentam aproximadamente no ponto médio da barragem (Figura 5.16). O recalque máximo de 0,39 m para baixo se produz aproximadamente a um terço da altura total da barragem. No eixo da barragem, o deslocamento horizontal não atinge valores elevados, sendo o valor máximo de -0,027 m para a esquerda devido à configuração do núcleo inclinado.

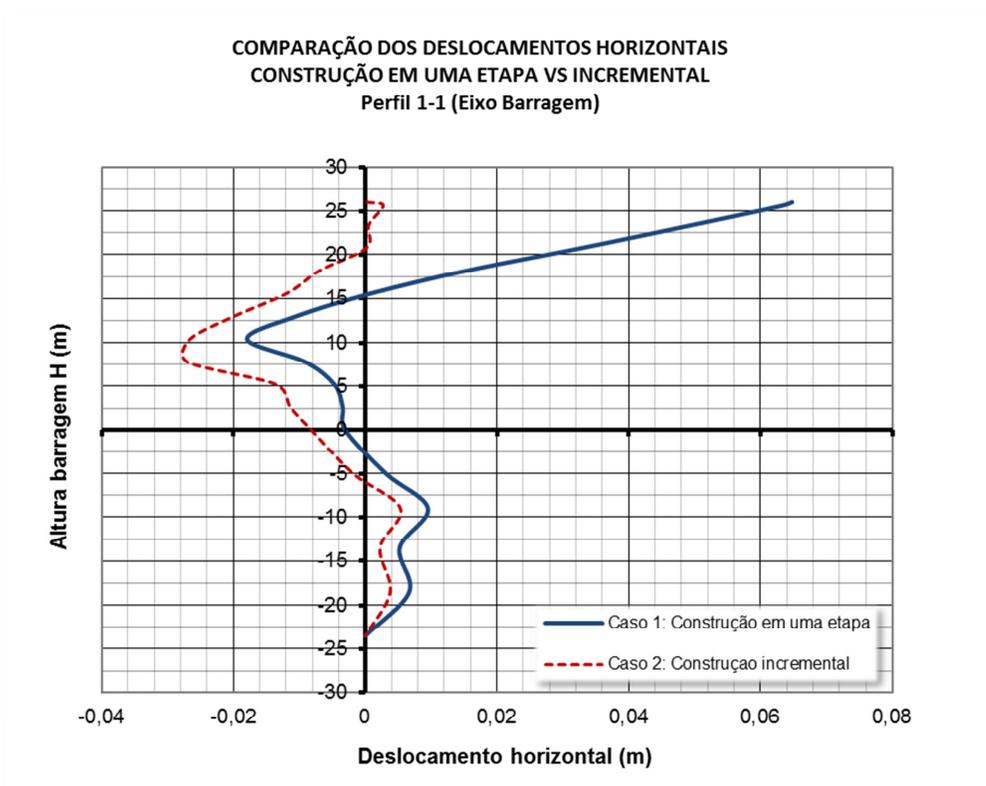


Figura 5.17 - Comparação dos deslocamentos horizontais Caso 1: construção em uma etapa com o Caso 2: construção incremental. Perfil 1-1 (eixo da barragem).

5.2.2.

Apresentação dos resultados do enchimento (fluxo transiente) e fluxo permanente

Para a simulação do enchimento sob fluxo transiente (avanço da frente de saturação), foi considerado o enchimento gradativo do reservatório em 9 etapas sequenciais, com espessuras das lâminas de água coincidentes com as espessuras das camadas de solo lançadas durante o período da construção da barragem (2,6m de espessura), seguindo recomendações da literatura (Veiga Pinto, 1983).

A simulação do processo de enchimento e fluxo permanente foi efetuada de três maneiras diferentes com fins comparativos:

- Caso 3: Enchimento em uma etapa
- Caso 4: Enchimento incremental. Sem incluir e incluindo os deslocamentos da construção.

- Caso 5: Condição de fluxo permanente.

No Caso 3, admitiu-se que o enchimento total do reservatório ocorreu em uma etapa única no período de 150 dias até a altura de 23,40 m (nível máximo), e no Caso 4 em 9 etapas parciais de enchimento incremental com um tempo de duração proporcional (17 dias), excluindo e incluindo os deslocamentos da fase de construção, com fins de estudo, para determinar somente os deslocamentos produzidos pelo enchimento. É entendido que em 150 dias não é atingida a condição permanente, só o nível máximo do reservatório.

Uma vez alcançado o nível máximo de água no reservatório, a análise computacional, com tempos maiores prosseguiu até atingir condições de fluxo permanente, situação esta onde as poropressões nos pontos de controle da barragem não apresentassem mais oscilações no tempo, Caso 5.

Os valores dos coeficientes de permeabilidade dos diversos materiais do corpo da barragem e de sua fundação foram adotados da literatura e estão listados na

Tabela 5.5. É recomendável que a diferença na ordem de grandeza entre eles não seja muito grande para evitar problemas de convergência durante a modelagem do fluxo, levando em consideração que a razão das permeabilidades de dois meios adjacentes governa a distribuição do padrão de fluxo. Além disso, verificou-se durante as análises que valores muito altos de permeabilidade também dificultam o cálculo, incrementando o tempo de processamento.

A condição de fluxo transiente foi simulada partindo da barragem previamente construída (final da construção) com um nível de água estacionário no topo da fundação, logo se aplicou no talude da montante gradativamente e por etapas uma carga de água dependente do tempo para cada nível de enchimento em fluxo de tipo transiente até alcançar a condição permanente. No talude da jusante a superfície é livre. No caso do enchimento por etapas cada uma é calculada a partir da etapa anterior.

5.2.2.1.

Rigidez dos materiais, tensões principais efetivas e tensão de cisalhamento após enchimento – caso 3

Durante a fase de enchimento (comparando a Figura 5.18 com a Figura 5.9), verifica-se uma perda da rigidez dos materiais da montante, devido à diminuição das tensões efetivas pelo incremento das poropressões, ou seja,

ocorre um amolecimento dos materiais à montante, durante o enchimento devido ao umedecimento, em relação ao final da construção.

Tabela 5.5 – Permeabilidade dos materiais da barragem

Estrutura	Material	kx (m/dia)	ky (m/dia)	Classificação de Permeabilidade
BARRAGEM	Espaldar GP-GM Jusante	1,728	1,728	Média
	Espaldar GP-GM Montante	8,64	8,64	Média à alta
	Núcleo GC	0,008	0,008	Baixa a muito baixa
	Enrocamento	10	10	Alta
	Dreno	864	864	Alta
	Filtro	86,4	86,4	Alta
	Transição	0,08	0,08	Média e baixa
FUNDAÇÃO	SC-ML	0,05	0,05	Média e baixa
	GW-GP-GM	0,1	0,1	Média e baixa
	OL-OH-CH	0,08	0,08	Média e baixa
	SW-SP-SM	0,08	0,08	Média e baixa
	Pt-CL	0,08	0,08	Média e baixa

Assim por exemplo, efetuando as leituras no perfil 3-3, os valores da rigidez variam entre $40E^3$ kN/m² e $180E^3$ kN/m² ao final da construção e entre $20E^3$ kN/m² e $140E^3$ kN/m² logo após o enchimento, resultando em aproximadamente 27% de diminuição da rigidez.

Comparando a Figura 5.20 com Figura 5.10, observa-se a diminuição das tensões principais efetivas devido ao incremento das poropressões, na zona de montante da barragem e fundação durante o enchimento e mais ainda com o passo do tempo, em fluxo permanente como se visualiza na Figura 5.20.

As zonas de plastificação determinadas pelos Modelos empregados HSM e Mohr Coulomb são muito próximas da localização das zonas onde a tensão cisalhante máxima. Esta zona de plastificação está localizada no talude da montante e na camada superficial da fundação da montante e jusante como se aprecia na Figura 5.22.

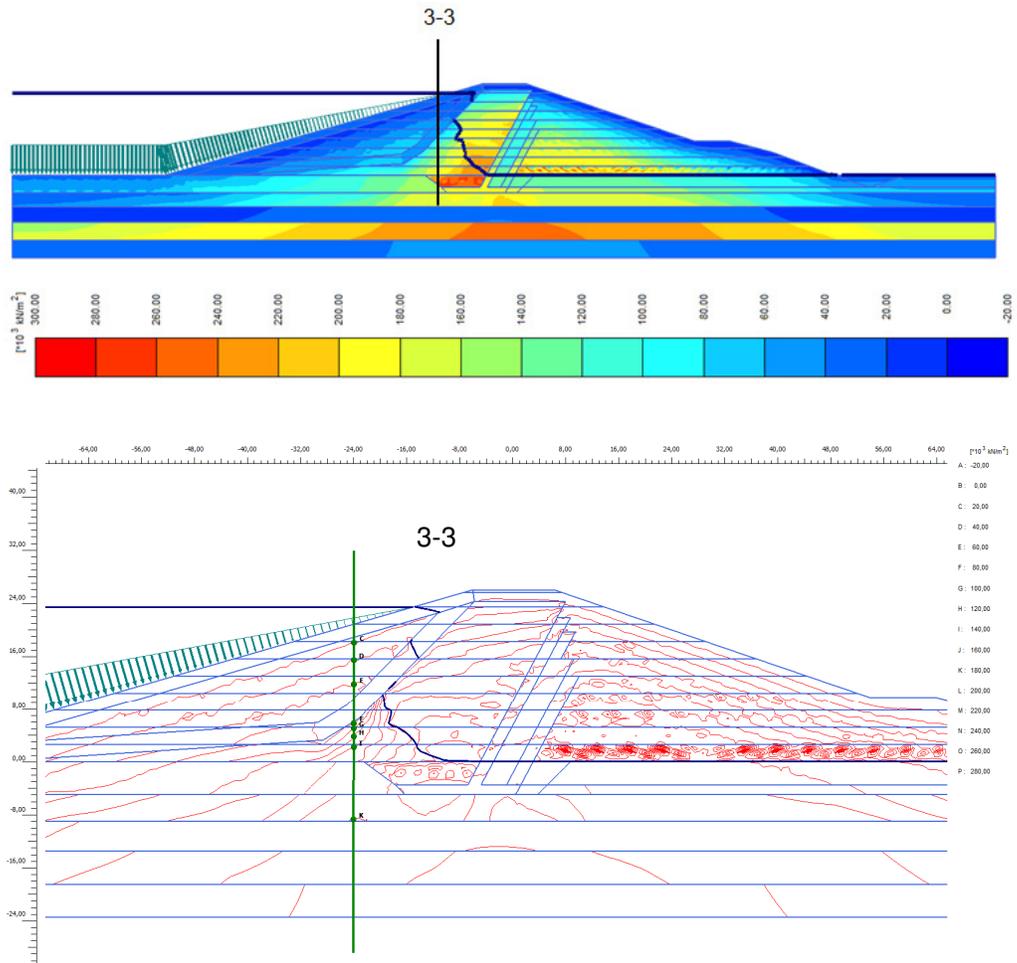


Figura 5.18 - Distribuição da rigidez após enchimento - perfil 3-3 (-24m do eixo)

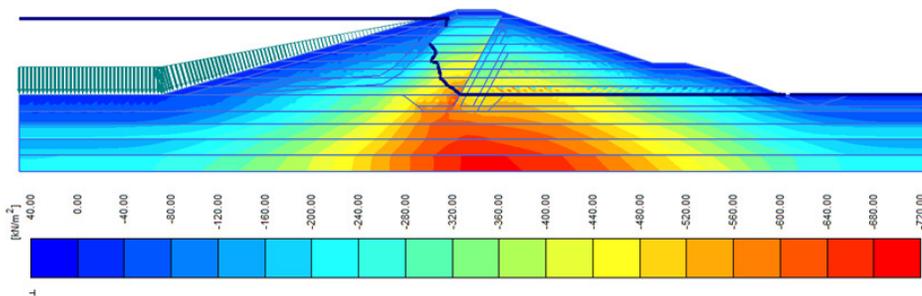


Figura 5.19 - Distribuição da tensão principal maior efetiva após enchimento

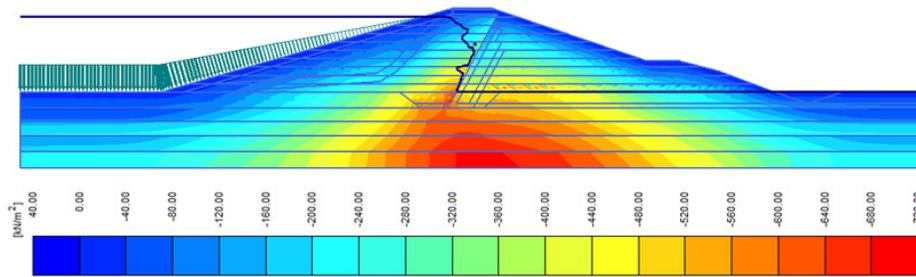


Figura 5.20 - Distribuição da tensão principal maior efetiva após enchimento em fluxo permanente

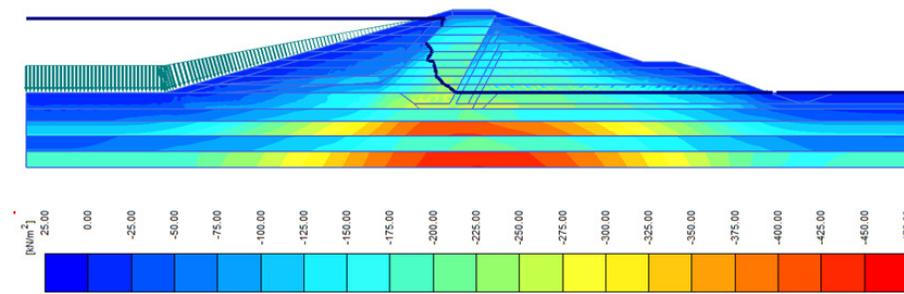


Figura 5.21- Distribuição da tensão efetiva principal menor após enchimento

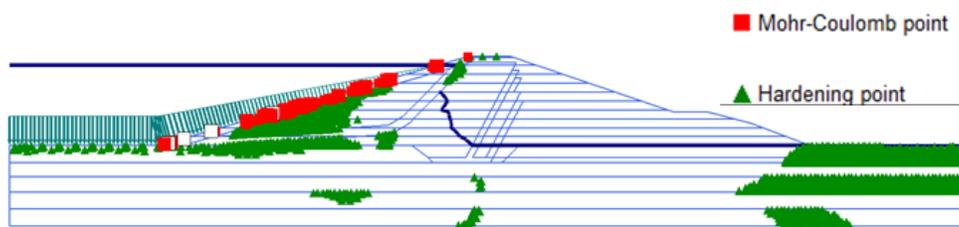


Figura 5.22 - Zonas de plastificação após enchimento

5.2.2.2. Superfície piezométrica e vetores de fluxo – casos 4 e 5

No primeiro enchimento, depois do último incremento a superfície freática apresenta a configuração da Figura 5.23, já na condição permanente, apresenta um maior avanço da frente de saturação como indicada na Figura 5.24.

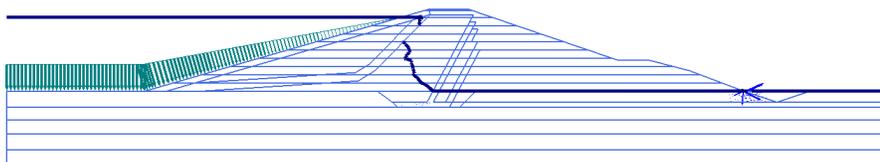


Figura 5.23 - Superfície piezométrica após a fase 9 do primeiro enchimento incremental – caso 4.

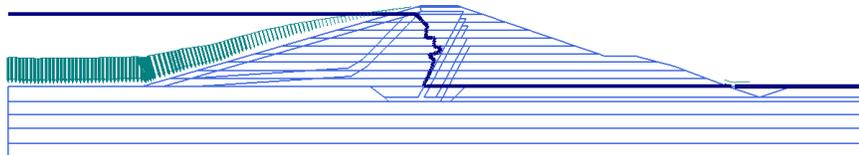


Figura 5.24 - Posição da superfície freática em condição de fluxo permanente - Caso 5

Comparando a Figura 5.23 com a Figura 5.24 se aprecia o avanço do frente de saturação desde o tempo de 150 dias (fim do enchimento) até um tempo de 4000 dias, onde o fluxo atinge a condição de fluxo permanente.

5.2.2.3. Distribuição dos deslocamentos - casos 3 e 4.

Nas primeiras etapas do enchimento, quase toda a barragem está sujeita a pequenos deslocamentos verticais (positivos) para cima como se aprecia na Figura 5.25 a). Nas seguintes etapas até o enchimento máximo, se intensificam os deslocamentos ascendentes na região do espaldar de montante devido ao

efeito de submersão, enquanto que, à jusante os deslocamentos tendem para baixo (Figura 5.25 b).

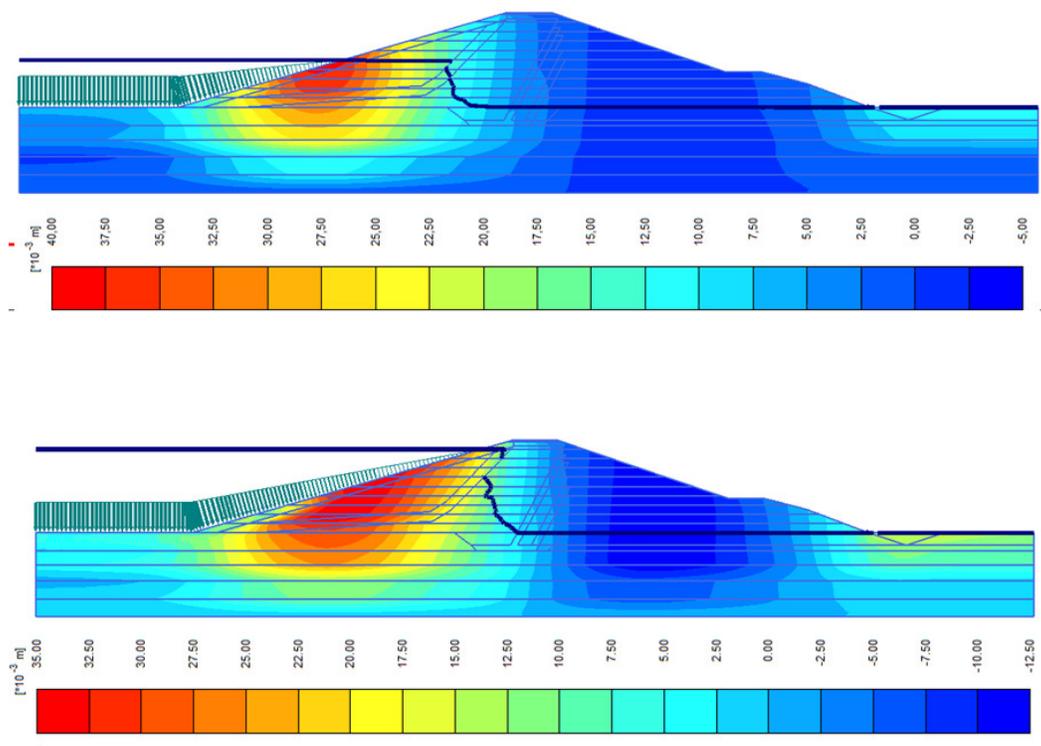


Figura 5.25 - Deslocamentos verticais após a) fase 5 e b) fase 9 do enchimento incremental, caso 4.

Nas primeiras etapas de enchimento, o carregamento de água só produz o deslocamento horizontal da zona da montante e núcleo, localizada acima do nível de água, com direção para a jusante como se observa Figura 5.26 a). Nas etapas seguintes, com os acréscimos do nível de água crescem os deslocamentos horizontais no sentido de montante para jusante na totalidade da barragem (Figura 5.26 b).

Também foi obtido o sentido dos deslocamentos totais (Figura 5.27) conforme os quais podem ser observados ocorrendo no sentido de montante para jusante, ascendentes na região do espaldar de montante, e para baixo na região do espaldar de jusante, tendendo a provocar em conjunto uma rotação do núcleo da barragem para a jusante, confirmando a afirmação de Nobari e Duncan (1972).

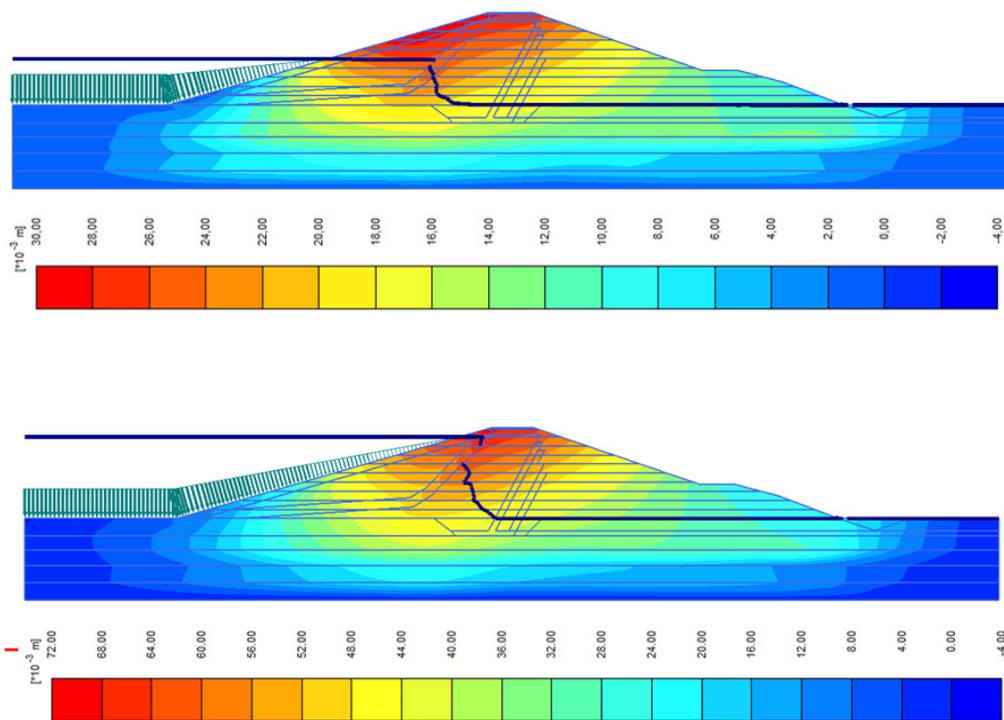


Figura 5.26 – Deslocamento horizontal após a) fase 5 e b) fase 9 do enchimento incremental, caso 4.

Estes deslocamentos se devem à diferença entre a permeabilidade do núcleo que é pequena em relação à permeabilidade do material granular do espaldar de montante, o que origina a ocorrência de uma pressão hidrostática na face de montante do núcleo, que produz os deslocamentos direcionados para jusante, principalmente em relação às componentes horizontais. A submersão do espaldar de montante, é devido ao conhecido empuxo de Arquimedes, deslocamentos verticais ascendentes ocorrem com rotações na barragem na direção de jusante, conforme ilustrado na Figura 5.27.

Para comparar os recalques devido ao enchimento produzido em uma etapa (caso 3) com os produzidos durante várias etapas (caso 4), plotaram-se os deslocamentos verticais e horizontais no eixo da barragem (Perfil 1-1) e à montante a 10 metros do eixo da barragem (Perfil 2-2).

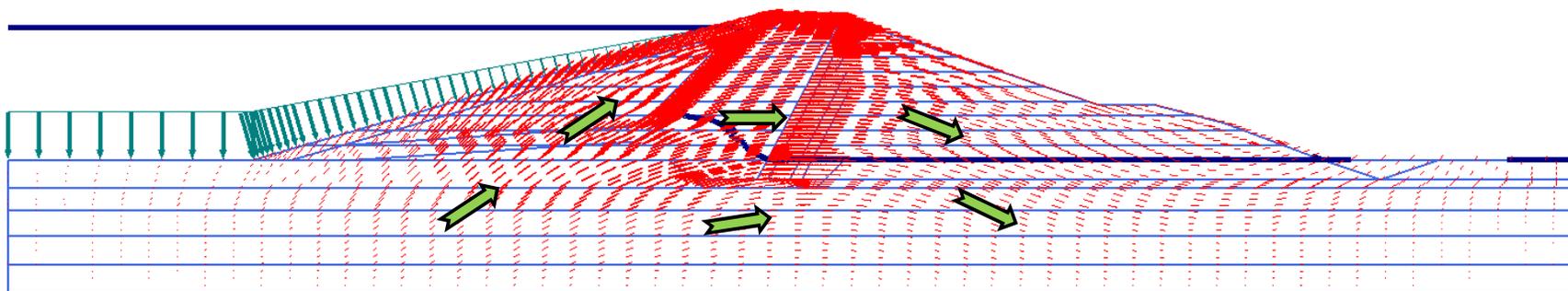


Figura 5.27 – Sentido dos deslocamentos totais após enchimento incremental, caso 4

A Figura 5.28 e Figura 5.29 mostram a distribuição dos deslocamentos verticais ao longo do eixo central (Perfil 1-1) da barragem com ocorrência de valores negativos ou descendentes, e positivos ou ascendentes e num eixo vertical situado à distância de -10m (Perfil 2-2), os deslocamentos acontecem positivos ou ascendentes no sentido de montante.

Ambas as figuras (Figura 5.28 e Figura 5.29) seguem a mesma tendência, sendo ligeiramente superiores os deslocamentos produzidos em uma única etapa, pois se apresentam mais deslocados à direita. Em termos gerais, ambos os casos apresentam valores positivos muito próximos, com os maiores valores à montante, ao redor de 1,3 cm.

Os deslocamentos horizontais no eixo (Figura 5.30) e a -10m na montante (Figura 5.31) produzidos devido ao enchimento gradual são muito parecidos aos produzidos em uma etapa. Pode-se dizer então que neste caso o número de incrementos tem pouca influência no resultado. Em termos gerais, os deslocamentos horizontais em ambos os casos apresentam valores positivos muito próximos, que indicam deslocamentos à direita no sentido da jusante. Os deslocamentos máximos são de 6,5 cm à montante e 1,4 cm no eixo da barragem (Figura 5.30 e Figura 5.31).

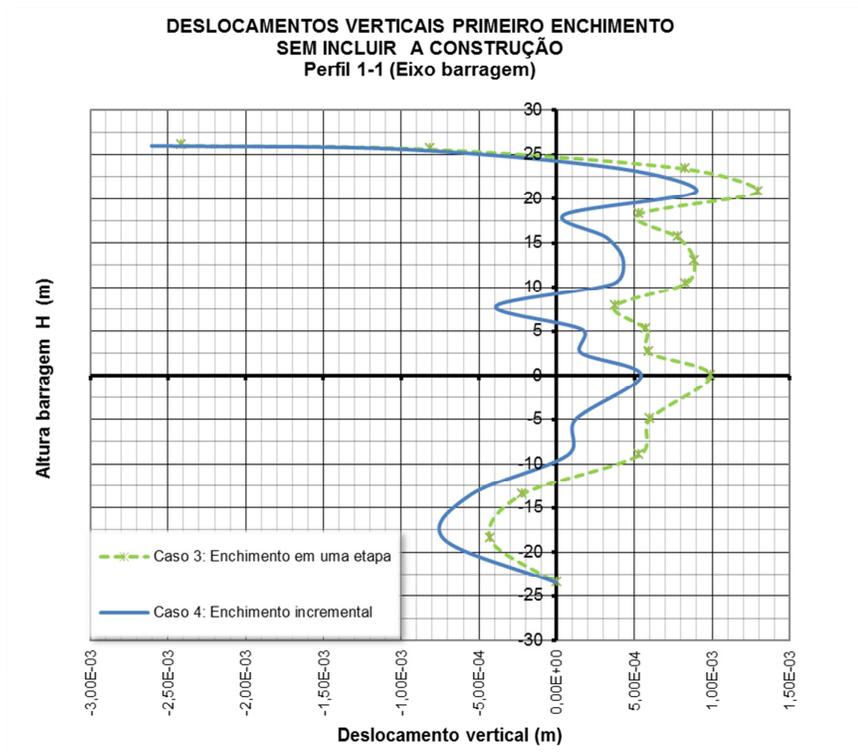


Figura 5.28 - Deslocamentos verticais sem incluir os da construção, no eixo (Perfil 1-1).

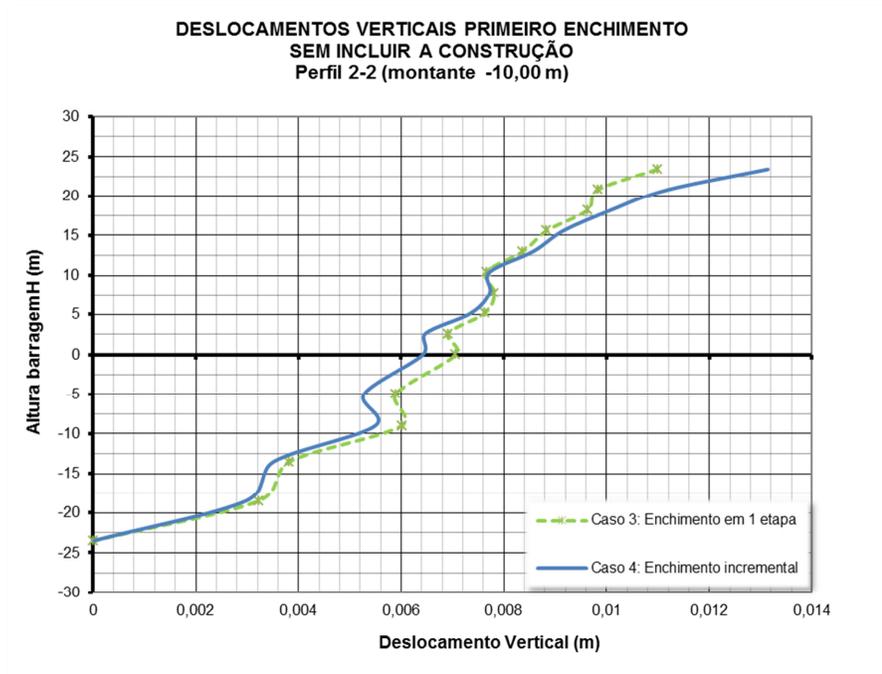


Figura 5.29 - Deslocamentos verticais sem incluir os da construção, à montante (Perfil 2-2).

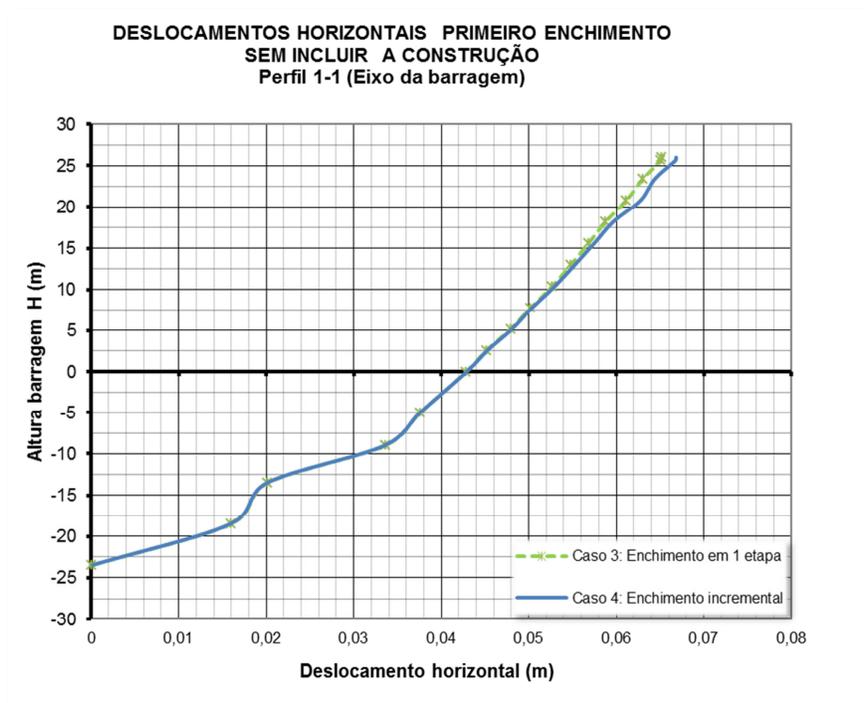


Figura 5.30 - Deslocamentos horizontais sem incluir a construção, no eixo (Perfil 1-1).

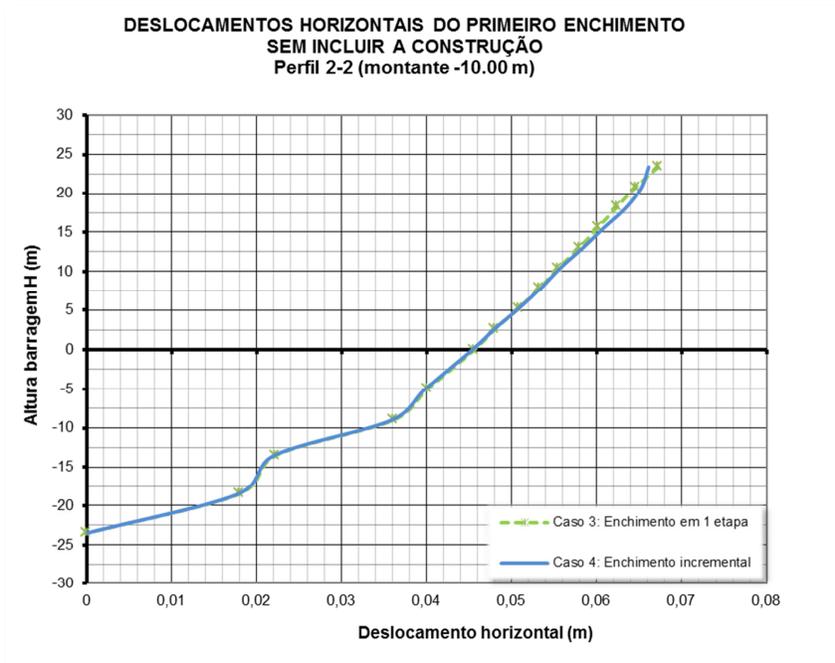


Figura 5.31 - Deslocamentos horizontais sem incluir a construção, à montante (Perfil 2-2).

Com o objetivo de avaliar a magnitude dos deslocamentos produzidos pelo enchimento com respeito aos deslocamentos do final da construção incluem-se os deslocamentos verticais e horizontais da fase construtiva:

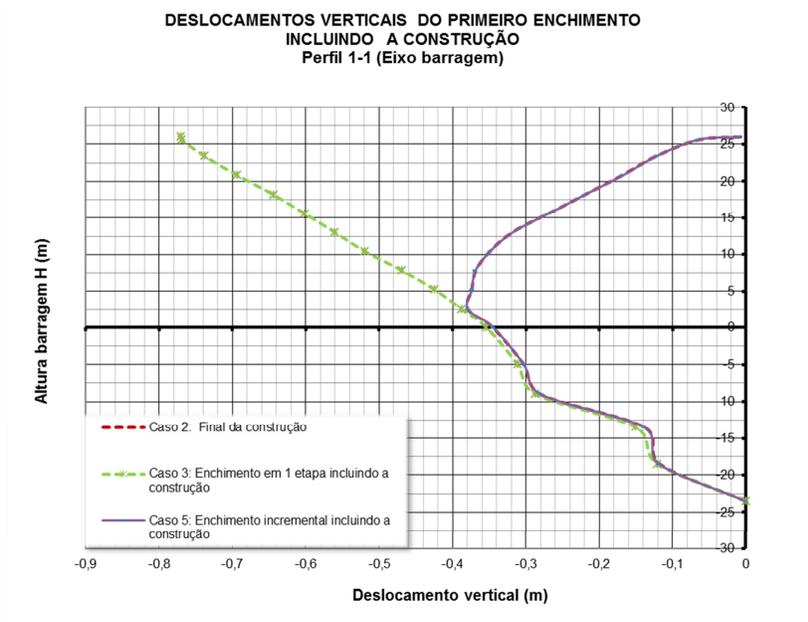


Figura 5.32 – Deslocamentos verticais do primeiro enchimento incluindo a construção, no eixo (Perfil 1-1)

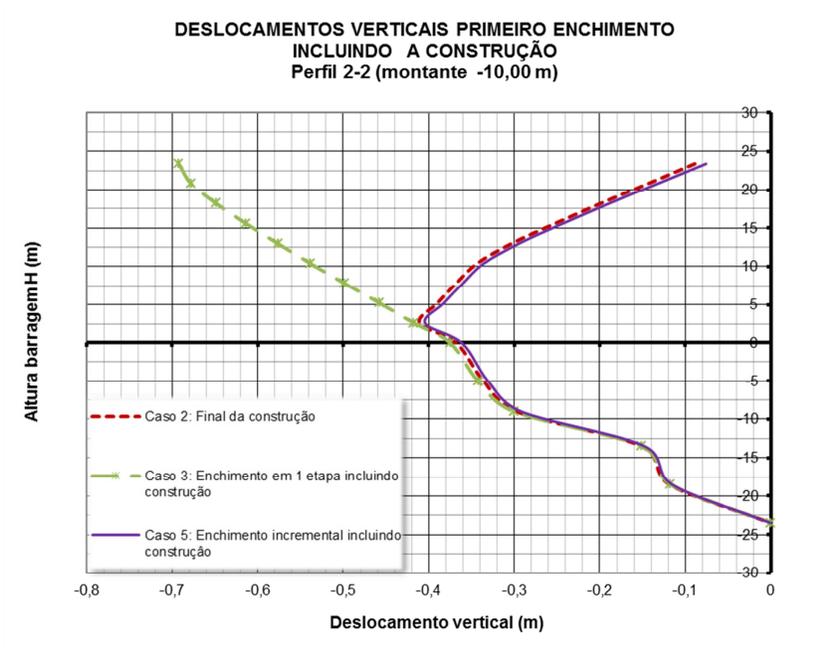


Figura 5.33 - Deslocamentos verticais do primeiro enchimento incluindo a construção, à montante (Perfil 2-2)

A parcela dos deslocamentos verticais devido ao enchimento, em uma etapa ou em várias etapas, em relação aos recalques do final da construção é desprezível. Os recalques negativos devido à construção apresentam valores em torno de 63 cm, ao contrário dos produzidos pelo enchimento, devido ao efeito do colapso com valores positivos (para cima) da ordem de 1,5 cm, valor este pouco influente no cálculo do recalque resultante.

Diferentemente dos deslocamentos verticais, os deslocamentos horizontais devido ao enchimento se diferem grandemente dos produzidos devido à construção, tanto em magnitude como em direção. Ambas as curvas de enchimento apresentaram-se deslocadas para a direita com valores na ordem de 7 cm. (máximo).

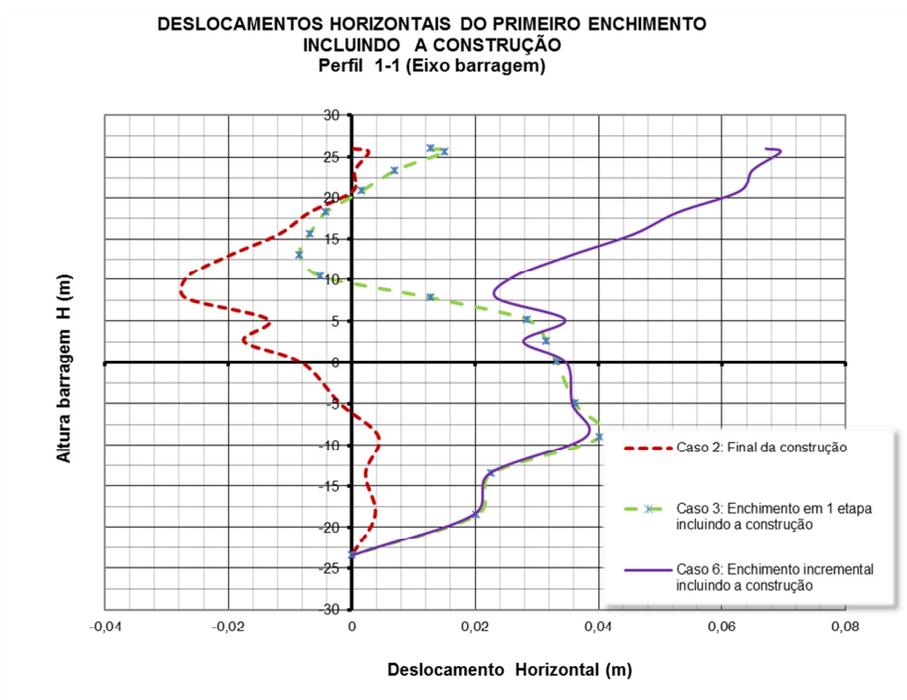


Figura 5.34 - Deslocamentos horizontais do primeiro enchimento incluindo os da construção, no eixo da barragem (perfil 1-1)

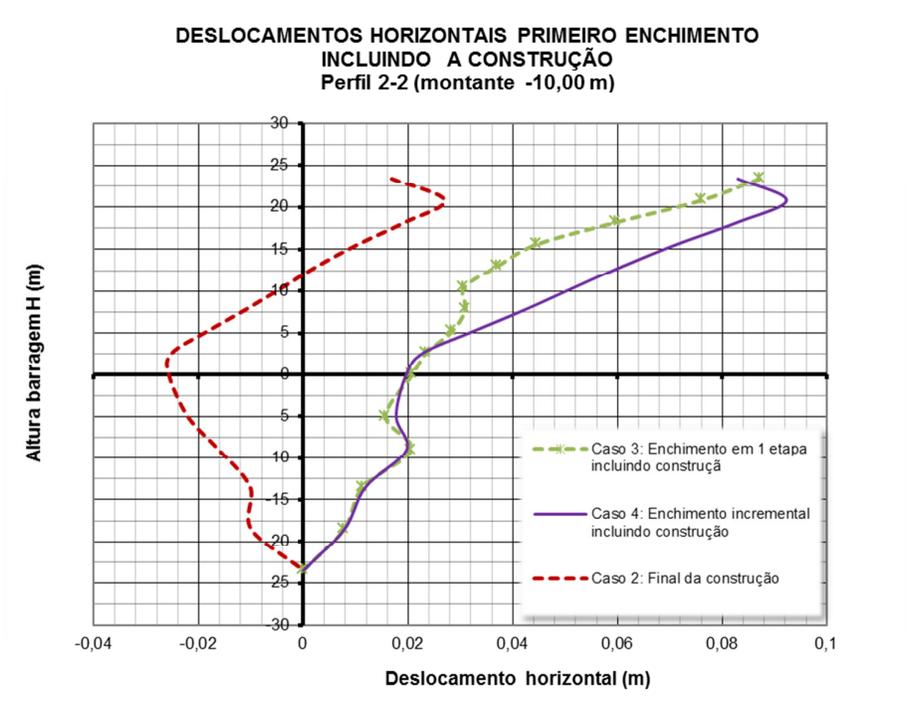


Figura 5.35 - Deslocamentos horizontais do primeiro enchimento incluindo os da construção, à montante (seção 2-2)

5.2.2.4. Distribuição das poropressões

Das distribuições das poropressões geradas após na ultima fase do enchimento incremental (Figura 5.36), plotaram-se também as poropressões no eixo da barragem no Perfil 1-1 (Figura 5.37) e à montante a -10,00 m a esquerda do eixo (Figura 5.38) no Perfil 2-2.

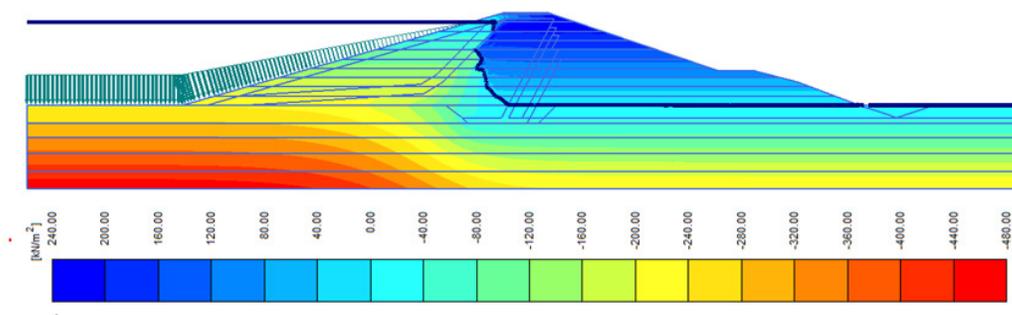


Figura 5.36 - Distribuição das poropressões após a fase 9 do primeiro enchimento, caso 4.

Ambas as seções apresentadas (Figura 5.37 e Figura 5.38) registram acréscimos das poropressões pelo enchimento da água, sendo maior no processo incremental (caso 4), tomando como referência o final da construção (caso 2), onde as poropressões tem uma distribuição hidrostática e seus valores foram considerados como mínimos.

Das figuras mostradas, observa-se que a montante ocorrem maiores variações de poropressão que no núcleo, sendo maior quanto maior for a altura do reservatório (Figura 5.38). Estas variações implicam em uma diminuição das tensões cisalhantes e portanto a estabilidade se vê prejudicada. A estabilidade obviamente cresce com o percurso do tempo que permite a dissipação dos excessos de poropressões, até alcançar novamente o estado permanente. O tempo necessário para alcançar este estado depende da permeabilidade, do comprimento da drenagem até as saídas, da geometria das fronteiras drenantes, do coeficiente de adensamento, etc. Portanto, o incremento do fator de segurança depende tanto das condições geotécnicas como da geometria do projeto.

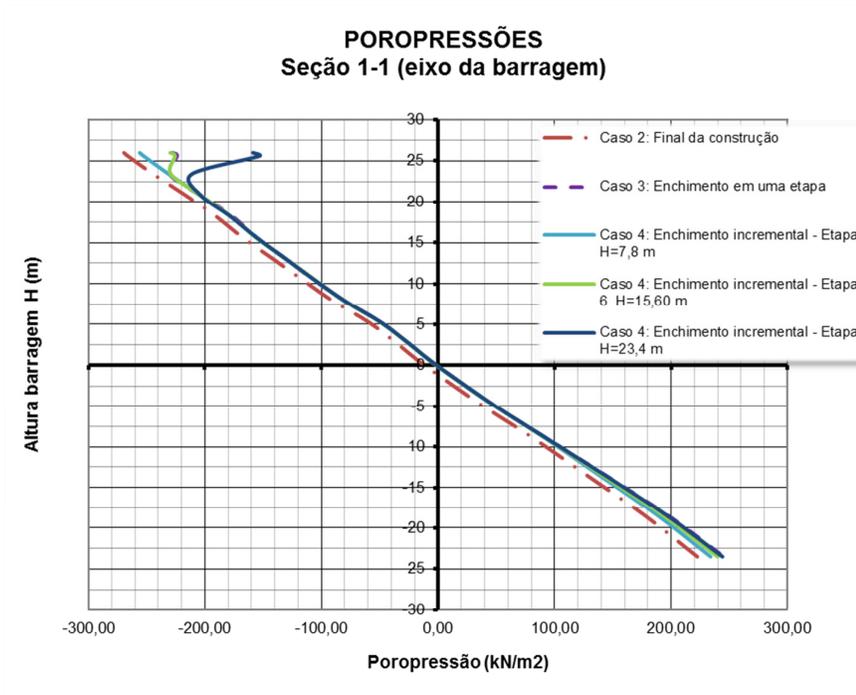


Figura 5.37 – Pressões de água no Perfil 1-1 (eixo da barragem) após enchimento

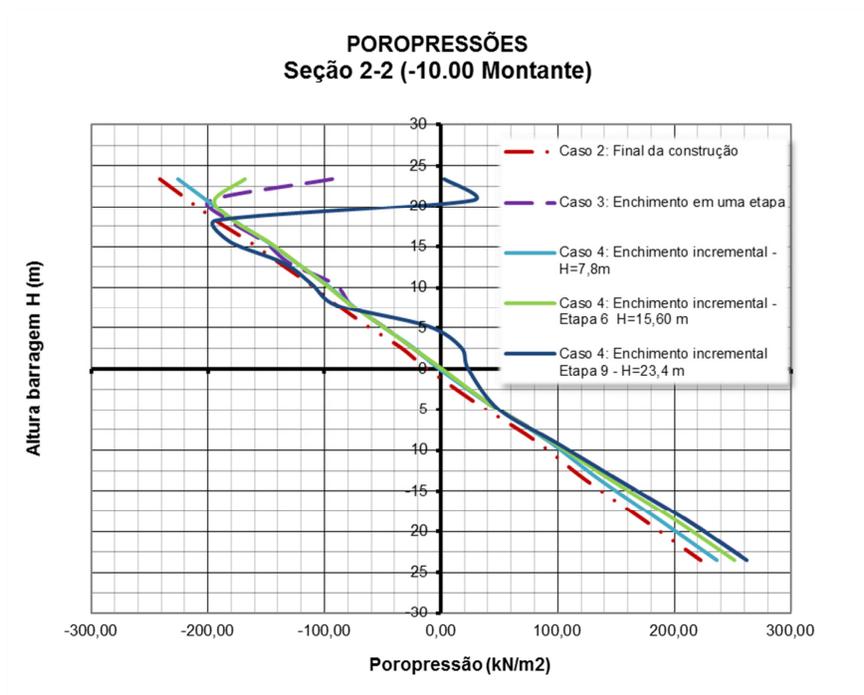


Figura 5.38 - Pressões de água no Perfil 2-2 (montante) após enchimento

Levando em conta que para fluxo permanente propriedades como poropressões e velocidades não mudam com o tempo, determinou-se o tempo necessário para o estabelecimento do regime permanente. Foram feitas leituras das poropressões nos nós localizados em cada região da barragem elegidos indistintamente nos tempos: 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000, 3500 e 4000 dias, etc., até atingir valores de poropressões constantes em todos os pontos (Figura 5.39).

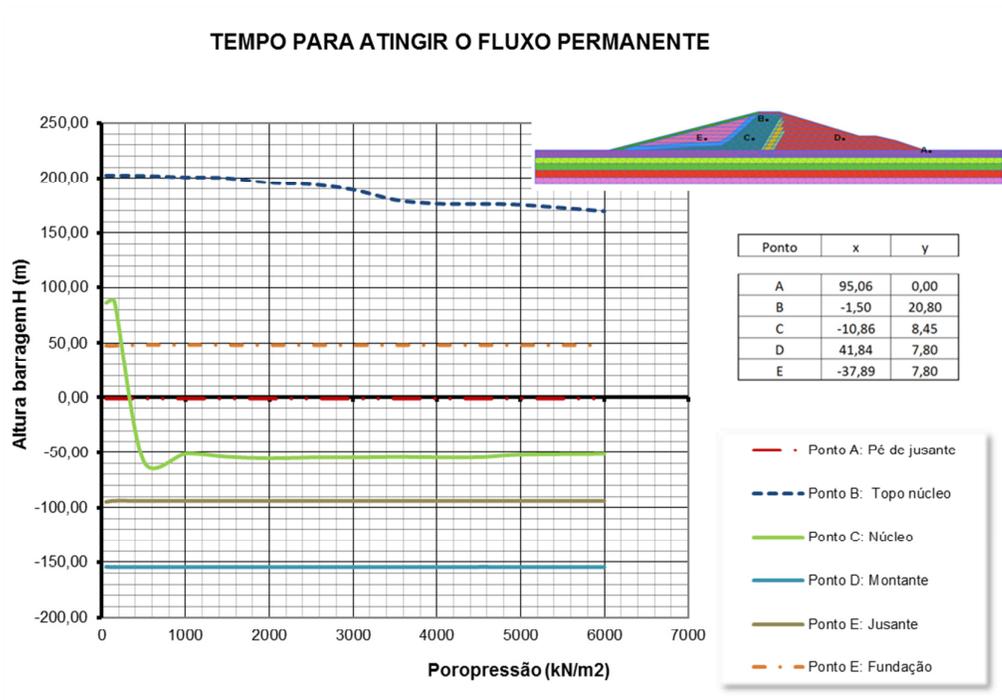


Figura 5.39 - Determinação do tempo para atingir o estado permanente.

Os resultados mostram que aproximadamente a partir de 4000 dias de percolação, as poropressões atingem um valor estável em toda a barragem. Apesar de o tempo obtido ser bastante grande, não correspondendo ao tempo real de saturação da barragem (steady state), se assume que neste tempo a barragem atinge a condição de fluxo permanente. Para que o tempo real fosse previsto, seria necessário determinar experimentalmente todos os parâmetros hidráulicos, conhecer as condições de umidade na compactação, além de realizar a simulação respeitando o cronograma de enchimento do reservatório (Reis, 2003).

5.2.3.

Apresentação dos resultados do rebaixamento rápido

O rebaixamento rápido do reservatório, depois de estabelecidas as condições de fluxo permanente, com o reservatório na elevação máxima de 23.4m, foi simulado em condição transiente, rebaixando-se o nível d'água para a elevação de 1m acima da superfície da fundação da montante, no período de 5 dias com uma velocidade elevada de 4.5 m/dia (Caso 6). Esta velocidade de rebaixamento é muito maior que as registradas nas obras, com valores entre 9 e 15 cm/dia (Sherard, 1953 apud Sandroni, 2012).

5.2.3.1.

Rigidez dos materiais, tensões principais efetivas e tensão de cisalhamento após rebaixamento rápido – caso 6

Após o rebaixamento observa-se uma diminuição da rigidez na região do núcleo e jusante da barragem (Figura 5.40), comparada com a rigidez após o enchimento (Figura 5.18) Este fato devido a que no núcleo e jusante ocorre uma diminuição da tensão principal menor e sendo a poropressão nula à jusante e a variação da poropressão nula no núcleo (condição não drenada como se verifica na Figura 5.45), logo a tensão principal menor efetiva resultante diminui, diminuindo a rigidez. À montante apesar de que ocorre também a diminuição da tensão principal menor, a vez ocorre uma forte redução da poropressão resultando em acréscimos da tensão principal menor efetiva e rigidez. No perfil 3-3 da Figura 5.40 nota-se que os valores da rigidez aumentam na parte superior da montante (acima da linha freática).

Na região da crista e montante ocorre uma diminuição das tensões efetivas (Figura 5.41 e Figura 5.42), devido às variações das tensões totais induzidas pelo rebaixamento, que compreendem uma diminuição das tensões principais, especialmente da menor, ocasionando o acréscimo da tensão cisalhante na zona da montante (Figura 5.43). Este fato foi verificado por Sandroni (2012) e se confirma com a Figura 5.44, que mostra maior porcentagem de zonas com sua tensão de cisalhamento próxima as tensões de cisalhamento resistentes.

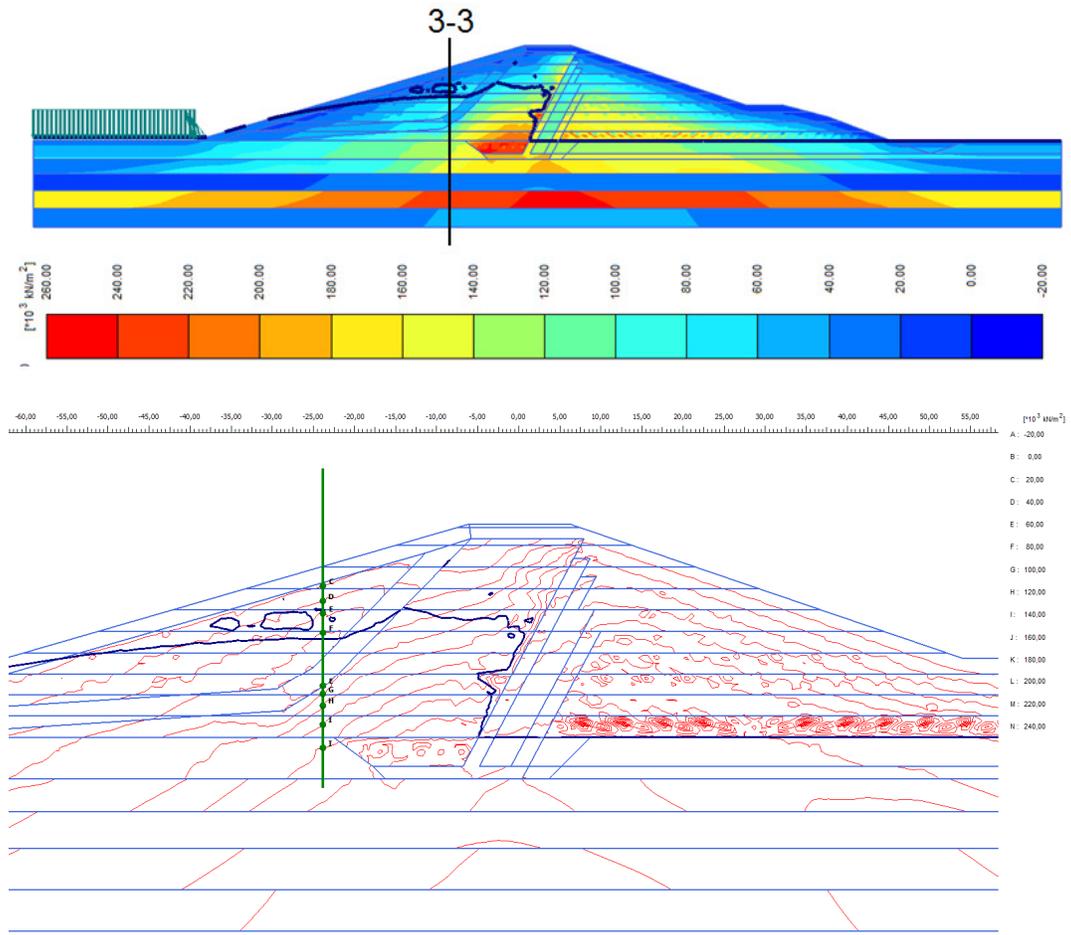


Figura 5.40 - Distribuição da rigidez após o rebaixamento rápido e perfil 3-3 (-24m do eixo)

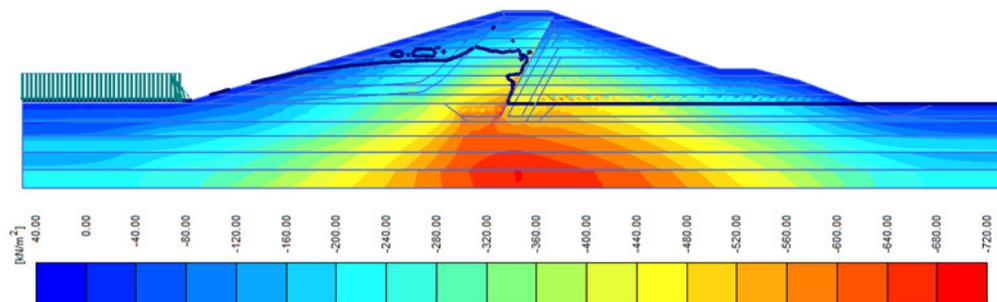


Figura 5.41 - Distribuição da tensão principal maior efetiva após rebaixamento rápido

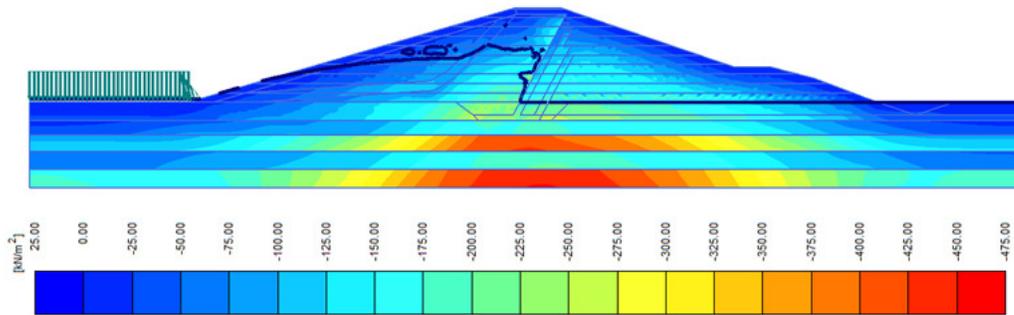


Figura 5.42 - Distribuição da tensão efetiva principal menor após rebaixamento rápido

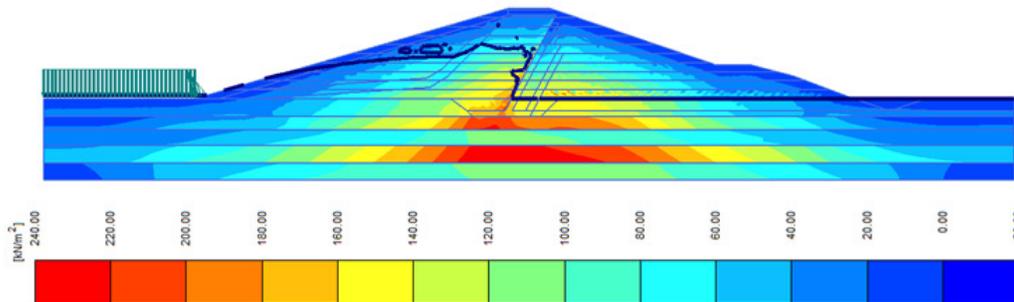


Figura 5.43 - Distribuição da resistência ao cisalhamento após rebaixamento rápido

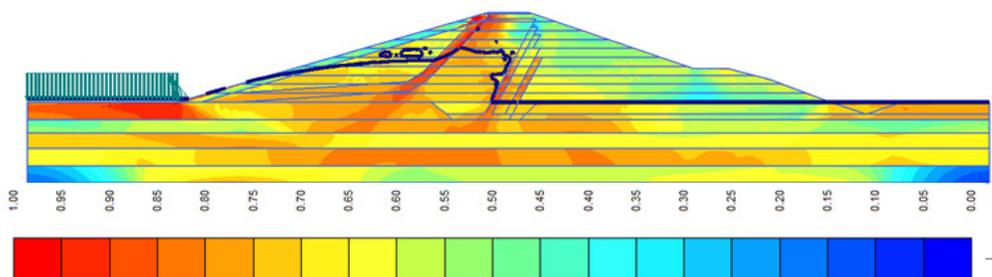


Figura 5.44 - Distribuição da relação entre a tensão cisalhante mobilizada e a resistência ao cisalhamento máxima após rebaixamento rápido

Observa-se que na região do núcleo após o rebaixamento, o solo mantém o grau de saturação elevado por estar na condição não drenada.

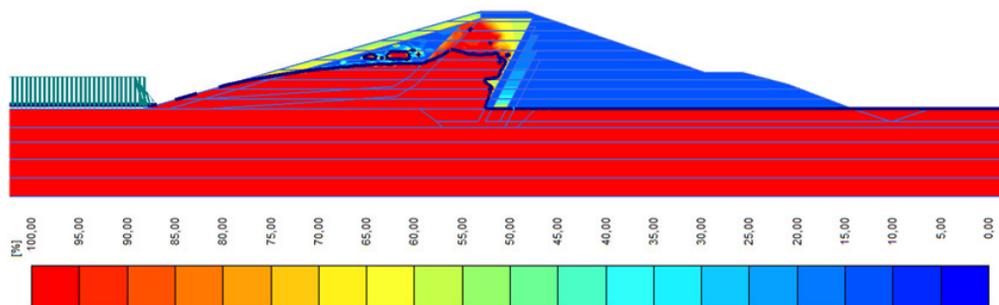


Figura 5.45- Distribuição do grau de saturação após rebaixamento

5.2.4. Trajetórias de tensões efetivas

Foram desenhadas as trajetórias de tensão efetivas no núcleo (Figura 5.47), montante (Figura 5.48) e jusante (Figura 5.49) a partir da distribuição de tensões efetivas durante as etapas de construção (Figura 5.10 e Figura 5.11), enchimento (Figura 5.19 e Figura 5.21) e rebaixamento rápido (Figura 5.41 e Figura 5.42). A locação dos pontos de controle se amostra a seguir:

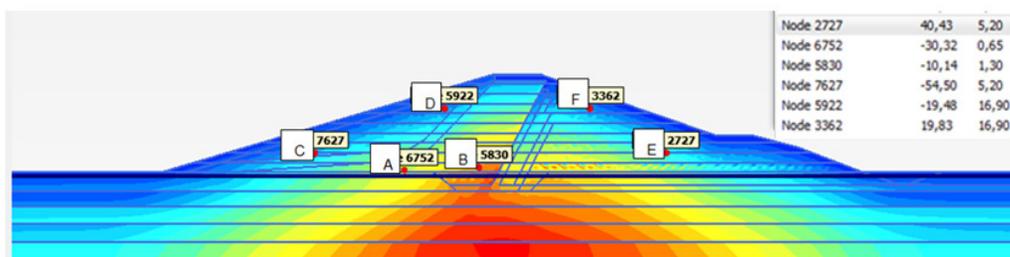


Figura 5.46 - Pontos de controle de tensões efetivas

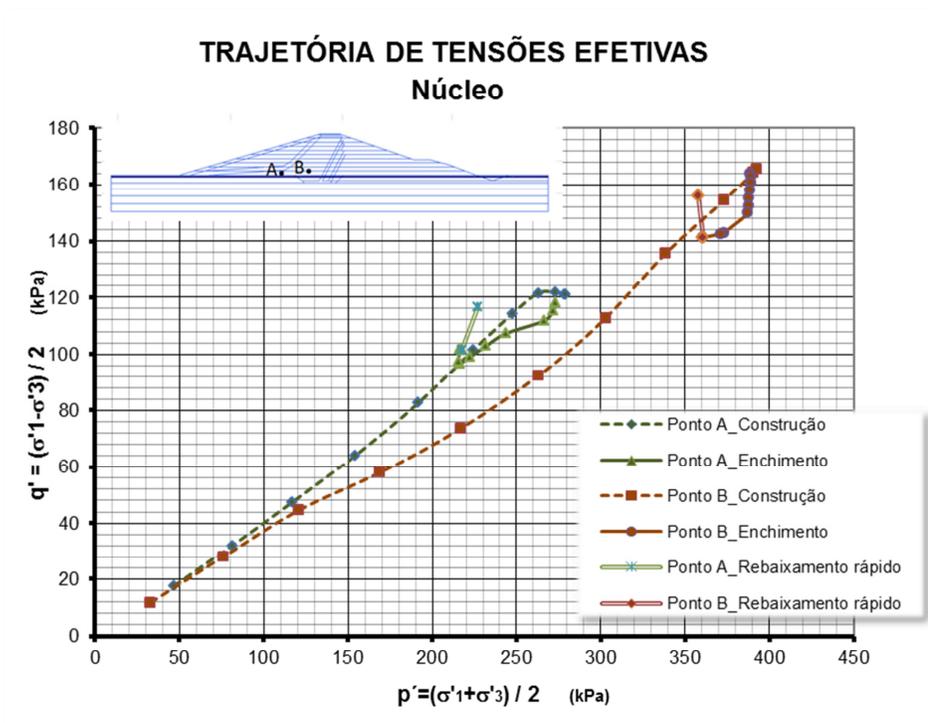


Figura 5.47 Trajetórias de tensões efetivas no núcleo na construção, enchimento e rebaxamento rápido.

Na Figura 5.47 ambos os pontos de controle selecionados estão localizados na base do núcleo da barragem. As trajetórias aparecem muito similares às descritas na revisão de literatura (item 2.5.1) assim durante a construção (linha tracejada) não partem da origem do diagrama p' - q' , pois como indicado na literatura, nas primeiras etapas de construção após a compactação haverá uma sucção p'_o que se iguala à tensão efetiva inicial (a tensão total nesta etapa é desprezível). À medida que avança a construção do aterro acima dos pontos considerados, a tensão efetiva incrementa e como o material não está saturado se reduzirá a sucção, tornando-se a poropressão positiva. Durante o carregamento axial ocorre, como era de esperar, o incremento da tensão média efetiva p' e resistência ao cisalhamento q' .

Na fase de enchimento nota-se uma mudança brusca na direção das trajetórias da construção para as de enchimento, com um alívio das tensões efetivas p' e q' produzido pelo efeito de Arquimedes, assemelhando-se como mencionado na literatura (item 2.5.2) à trajetória de descarregamento axial por estar ambos os pontos localizados na base do núcleo. Esta redução é maior no ponto mais perto da montante (Ponto A).

Logo na fase de rebaixamento ocorre um cisalhamento muito forte quase sem a variação da tensão média efetiva p' . Isto acontece pela diminuição das tensões principais, especialmente da menor devido ao rebaixamento.

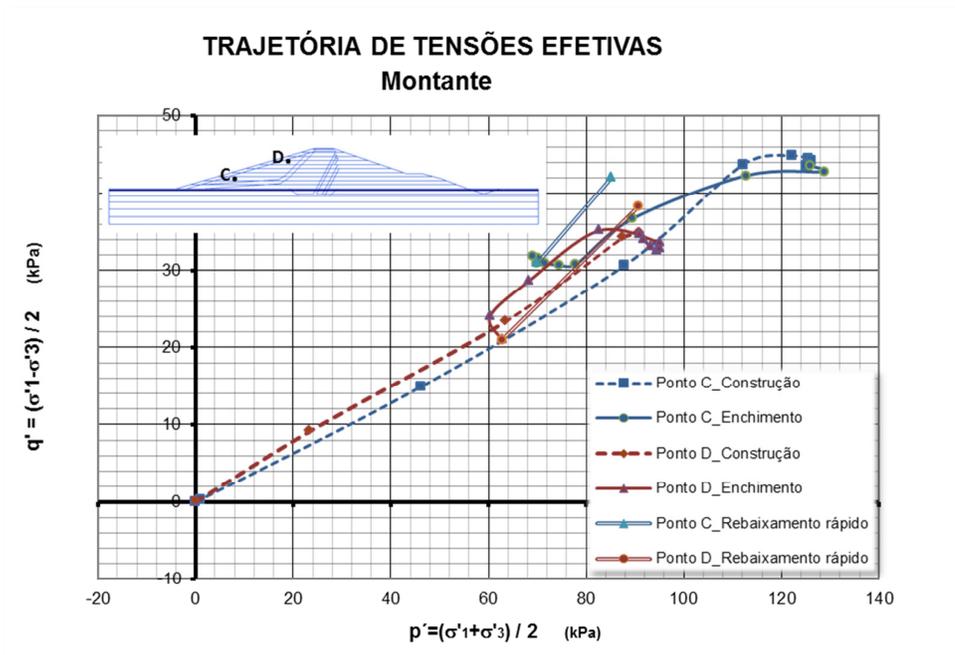


Figura 5.48 - Trajetórias de tensões efetivas à montante na construção e enchimento

Os pontos selecionados C e D (Figura 5.48) localizam-se um acima e outro embaixo da região da montante, onde ambas as trajetórias partem da origem do diagrama p' - q (Figura 5.48). Nesta etapa, tem-se um incremento da tensão efetiva devido ao carregamento produzido pelas novas camadas lançadas. Entretanto, no enchimento se produz um alívio da tensão efetiva média devido ao material submerso da montante ocasionando uma mudança brusca na direção da trajetória (descarregamento axial). Em ambos os casos anteriores se produz uma diminuição na tensão desviadora, para todos os pontos considerados e coincidem com o comportamento descrito na literatura nos itens 2.5.1 e 2.5.2.

Durante o rebaixamento ocorre um acréscimo da tensão efetiva média e tensão desviadora devido a que o efeito da submersão desaparece incrementando a tensão vertical efetiva, com a diminuição da tensão horizontal.

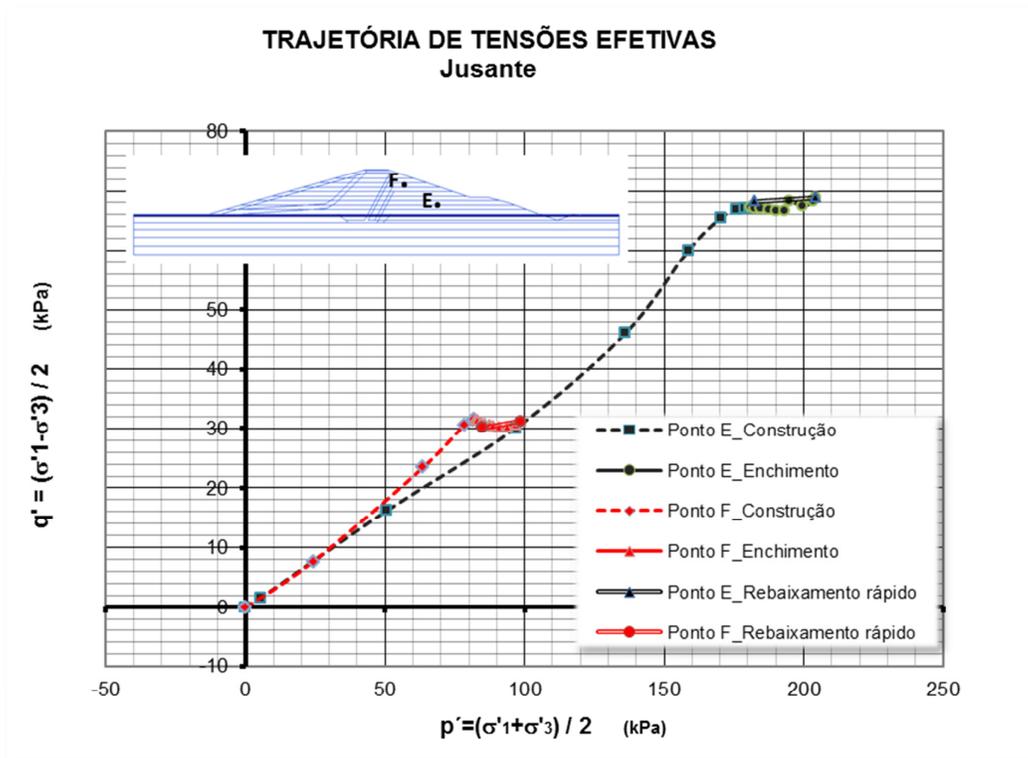


Figura 5.49 – Trajetória de tensões efetivas à jusante, na construção e enchimento.

Os pontos selecionados localizam-se um acima e outro embaixo da região da jusante a mesma altura dos da montante, onde ambas as trajetórias partem da origem do diagrama p' - q (Figura 5.49) como no caso da montante. No entanto se diferenciam das trajetórias da montante, pois tanto na construção como no enchimento, tem-se um incremento da tensão efetiva devido ao acréscimo do carregamento pelas novas camadas lançadas e o enchimento incremental. A tensão desviadora cresce durante a construção, para logo manter-se constante durante a fase de enchimento.

Durante o rebaixamento o comportamento muda em comparação a construção e enchimento, assim a resistência ao cisalhamento e a tensão média efetiva caem, devido a que à jusante a perda de água só foi transmitido como um descarregamento.

5.3. Análise de estabilidade

Levando em conta que o mecanismo de ruptura se pode desenvolver não só ao final da construção, mas também durante as fases de construção e posta em operação da mesma, analisou-se a estabilidade por diminuição da resistência ao cisalhamento do conjunto, barragem e fundação da seção A-A, em todos os casos estudados. Isto se justifica, pois durante estas etapas a barragem é submetida a um conjunto de solicitações que variam no percurso do tempo.

5.3.1. Análise de estabilidade durante a construção

Durante a construção da barragem o material, apresenta o conteúdo ótimo de umidade para facilitar o processo de compactação. Portanto, não se geram poropressões positivas significativas, só aquelas pelo incremento do carregamento ao ser lançada uma camada nova. Sendo assim, se pode afirmar que dificilmente haverá instabilidade durante a construção devido à diminuição da resistência ao cisalhamento.

Para cada uma das 11 etapas de construção da barragem, foi calculado o correspondente fator de segurança FS contra a ruptura dos taludes para cada camada (Tabela 5.6). No final da construção, o valor obtido foi de $FS = 1,87$ no talude de montante, com a superfície crítica de deslizamento de configuração aproximadamente circular que engloba a barragem e a fundação (Figura 5.50), o qual confirma que o material da fundação não é muito resistente. O valor de FS supera o valor mínimo 1,3 recomendado por Ancold (1969) para o talude da montante.

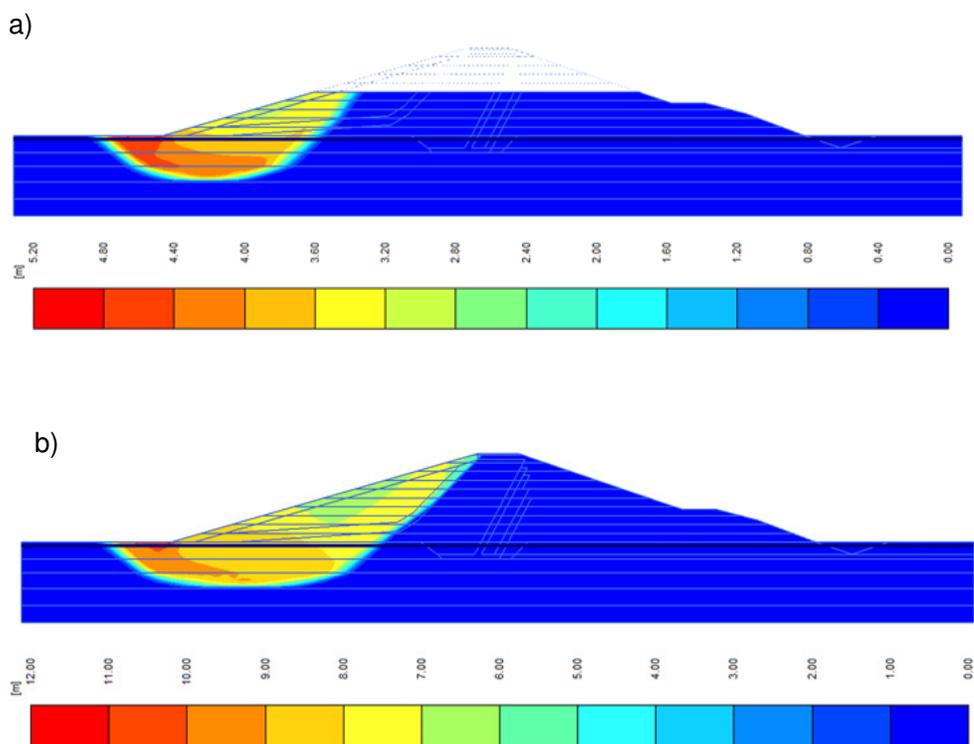


Figura 5.50 - Superfície aproximada de ruptura – após a) camada 5 e b) camada 11, caso 2.

5.3.2.

Análise de estabilidade durante o enchimento e fluxo permanente

Também foi calculado o correspondente fator de segurança FS contra a ruptura dos taludes para cada uma das 9 fases de enchimento (fluxo transiente) e uma vez atingida a condição de fluxo permanente (Tabela 5.7), sendo determinado o valor $FS = 1,97$ ao final do enchimento e $FS=1,93$ para condição fluxo permanente, mostrando uma superfície crítica de deslizamento de configuração aproximadamente circular no talude da jusante, (Figura 5.52). O valor de FS supera o valor mínimo 1,5 recomendado por Ancold (1969) para o talude da jusante em condição de fluxo permanente.

Tabela 5.6 Fatores de segurança por etapas de construção

Etapa de construção	FS
Etapa 1	2,679
Etapa 2	2,537
Etapa 3	2,406
Etapa 4	2,360
Etapa 5	2,378
Etapa 6	2,051
Etapa 7	1,977
Etapa 8	1,892
Etapa 9	1,866
Etapa 10	1,863
Etapa 11	1,866

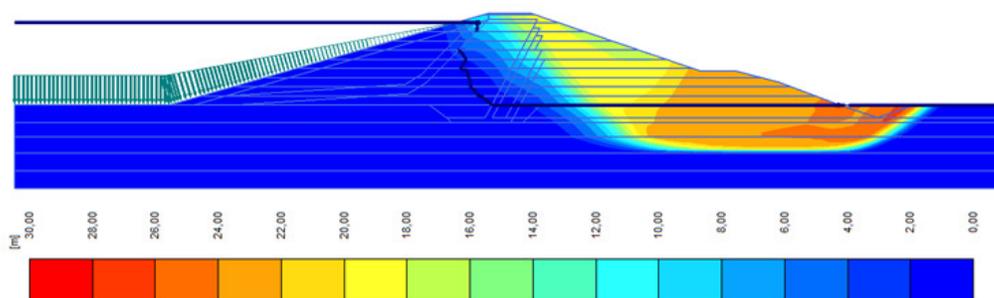


Figura 5.51 - Superfície aproximada de ruptura - fase de enchimento 9

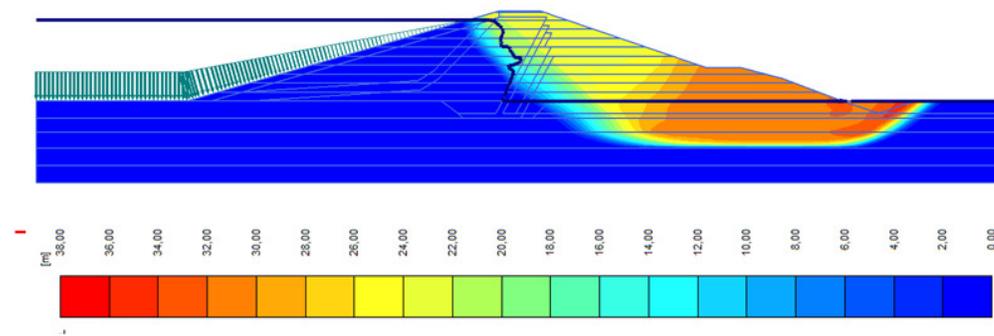


Figura 5.52 - Superfície aproximada de ruptura – condição permanente

Tabela 5.7 Fatores de segurança durante o fluxo

Etapa de enchimento	FS
Enchimento 1	1,860
Enchimento 2	1,938
Enchimento 3	1,972
Enchimento 4	1,971
Enchimento 5	1,970
Enchimento 6	1,971
Enchimento 7	1,969
Enchimento 8	1,970
Enchimento 9 Final	1,970
Fluxo permanente t=4000 dias	1,933

5.3.3.

Análise de estabilidade em rebaixamento rápido

Após o rebaixamento rápido calculou-se o fator de segurança, que caiu para $FS=1,4$. Contudo este valor é ainda maior que o mínimo requerido de 1,25 para rebaixamento. A posição da correspondente superfície crítica pode ser verificada na Figura 5.53. A geometria da superfície de ruptura ocorre no talude da montante, mostrando uma superfície aproximadamente circular.

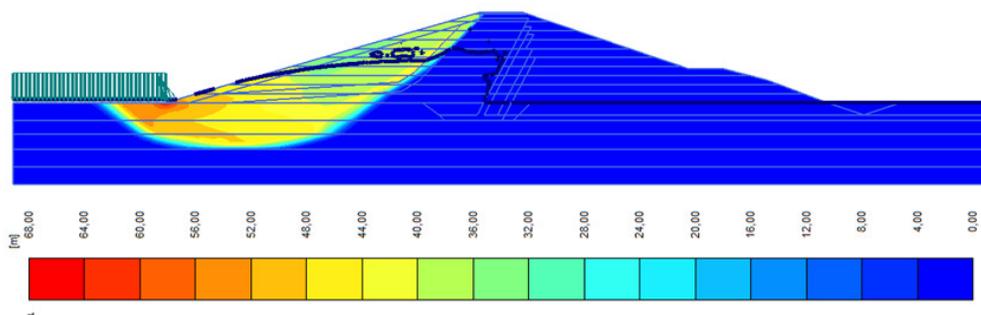


Figura 5.53- Superfície aproximada de ruptura – rebaixamento rápido em 5 dias.

Em qualquer das situações analisadas, os valores calculados atendem aos critérios de segurança contra a ruptura dos taludes da barragem.

5.4. Análise dinâmica da barragem Recreta

5.4.1. Características gerais

5.4.1.1. Seção de análise para análise dinâmica

O modelo de barragem sujeita à ação sísmica foi avaliado na mesma seção A-A com e os mesmos materiais empregados para a análise estática, estendendo apenas a fundação para localizar os contornos laterais suficientemente afastados para minimizar a sua influência nos resultados. A Figura 5.54 mostra a geometria e a distribuição dos materiais. A barragem tem uma altura média $H=26,00\text{m}$, a largura da base é de $190,00\text{m}$ e da fundação, $600,00\text{m}$, ou seja, aproximadamente 23 vezes a altura da barragem. A razão entre a largura lateral da fundação $B=205\text{m}$ e altura $H=26\text{m}$ é aproximadamente oito vezes a altura ($B/H=7.9$), cumprindo a recomendação dada por Amorosi (2007). Comparando a altura da fundação ($23,5\text{ m}$) com o comprimento da mesma ($W=600\text{ m}$), esta última representa 25,5 vezes a altura, cumprindo também a recomendação de Visone (2008) sobre os contornos.

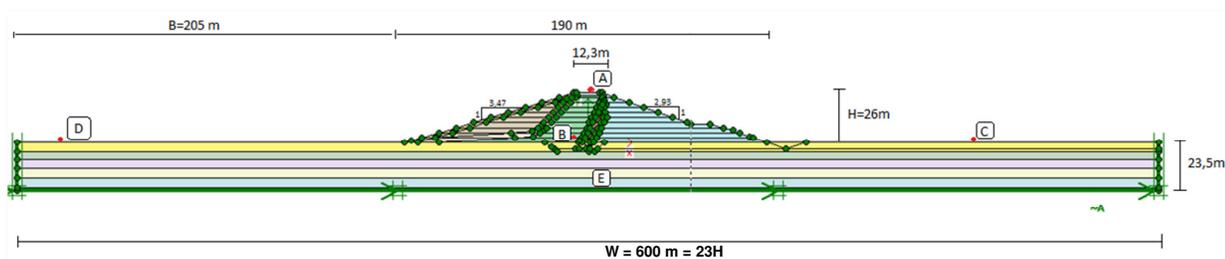


Figura 5.54 - Seção transversal A-A

5.4.1.2. Malha de elementos finitos para a análise dinâmica

A análise da seção foi desenvolvido no programa PLAXIS onde a geração da malha é totalmente automática, baseada em um processo de triangulação e resulta em uma malha “não estruturada”. A malha usada para o estudo dinâmico

tem o elemento básico triangular de 6 Nós, diferentemente da análise estática (15 Nós), para diminuir o tempo de processamento.

Para a representação mais precisa da onda transmitida no modelo, o tamanho dos elementos foi selecionado segundo o critério de Kuhlemer & Lysmer (1973). Considerando este critério, se computou o comprimento do elemento Δl para cada material. Obtendo nos materiais mais moles um tamanho mínimo de elemento $\Delta l=0,55$ m na camada de material OL-OH-CH como observado na Figura 5.55.

Para atingir o tamanho calculado, refinaram-se as zonas quantas vezes fosse necessário até conseguir a dimensão mínima do elemento. A malha para o estudo dinâmico está ilustrada na Figura 5.55.

5.4.1.3. Parâmetros para análise dinâmica

A análise dinâmica foi efetuada usando o Modelo de Mohr Coulomb, logo de várias tentativas com o modelo HSM em vista dos resultados obtidos. Os parâmetros empregados pelo modelo Mohr Coulomb foram eleitos a partir dos determinados para o modelo HSM apresentados na análise estática na Tabela 5.2, acrescentando somente os coeficientes de amortecimento de Rayleigh. O resumo dos parâmetros se apresenta na

Tabela 5.8.

5.4.1.4. Ameaça sísmica

O risco sísmico é a probabilidade de ocorrência de um movimento sísmico de uma intensidade, magnitude, aceleração máxima, velocidade ou deslocamento igual ou maior que o valor fixado para um lugar determinado. No presente estudo avaliou-se o risco sísmico em termos da aceleração máxima.

A análise de risco sísmico é apresentado através de uma metodologia probabilística que integra informação sismo tectônica, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura. Como resultado tem-se curvas de risco sísmico, que relacionam acelerações com sua probabilidade anual de excedência.

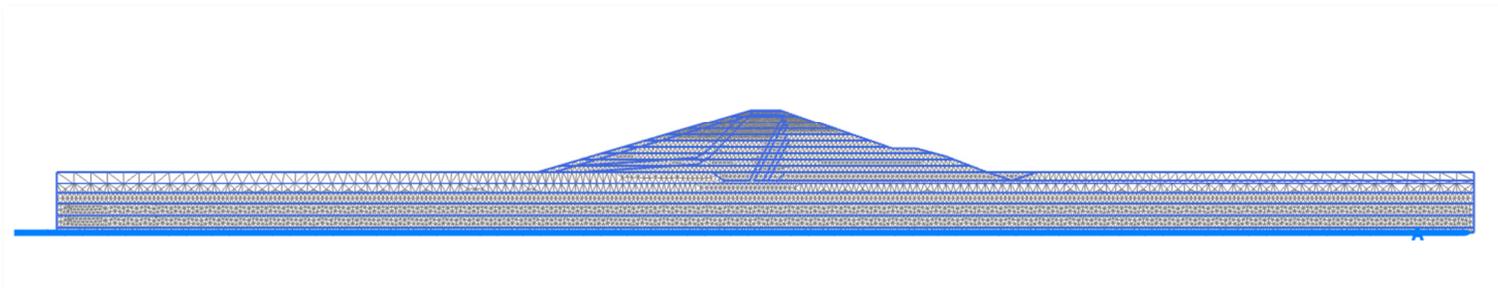


Figura 5.55 - Malha de elementos finitos para análise dinâmica da barragem Recreta – PLAXIS

Tabela 5.8 - Parâmetros do modelo Mohr Coulomb para análise dinâmica do comportamento da barragem e fundação

Propied.	Und	BARRAGEM						FUNDAÇÃO				
		Espaldar GP-GM	Núcleo GC	Enrocam.	Dreno	Filtro	Transição	SC-ML	GW-GP-GM	OL-OH-CH	SW-SP-SM	Pt-CL
γ_{unsat}	(kN/m ³)	22.8	22.5	20	17	17	16	16	22.7	9.9	18	10.1
γ_{sat}	(kN/m ³)	23.6	22.8	24	20	20	20	17	23.2	19.1	19.5	12
$E_{ur} = E$	(kPa)	100500.00	102180.00	80000.00	90000.00	120000.00	60000.00	101400.00	100500.00	11500.00	199990.00	16449.00
c'	-	0	0	0	0	0	0	5	5	5	5	0
ϕ	(°)	44	38	40	37	35	30	29	42	18	42	20
ν_{ur}	-	0.30	0.30	0.25	0.20	0.20	0.30	0.20	0.20	0.20	0.40	0.40
Rayleigh α	-	0.6176	1.395	0.6176	0.6176	0.6176	0.6176	0.6176	0.6176	1.395	0.6176	1.395
Rayleigh β	-	0.0040	0.0089	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	0.0089	0.0040	0.0089

Por estar o território peruano localizado em uma das regiões da Terra com mais alto grau de atividade sísmica, e considerada como a de maior potencial sísmico no mundo: “Cinturón de Fuego” (Cinto de Fogo) Circumpacífico, é de grande importância prever com o maior grau de exatidão as possíveis acelerações que poderiam acontecer no local. No presente trabalho emprega-se o estudo do Risco Sísmico do Peru de Castillo e Alva (1993). (Figura 5.56)

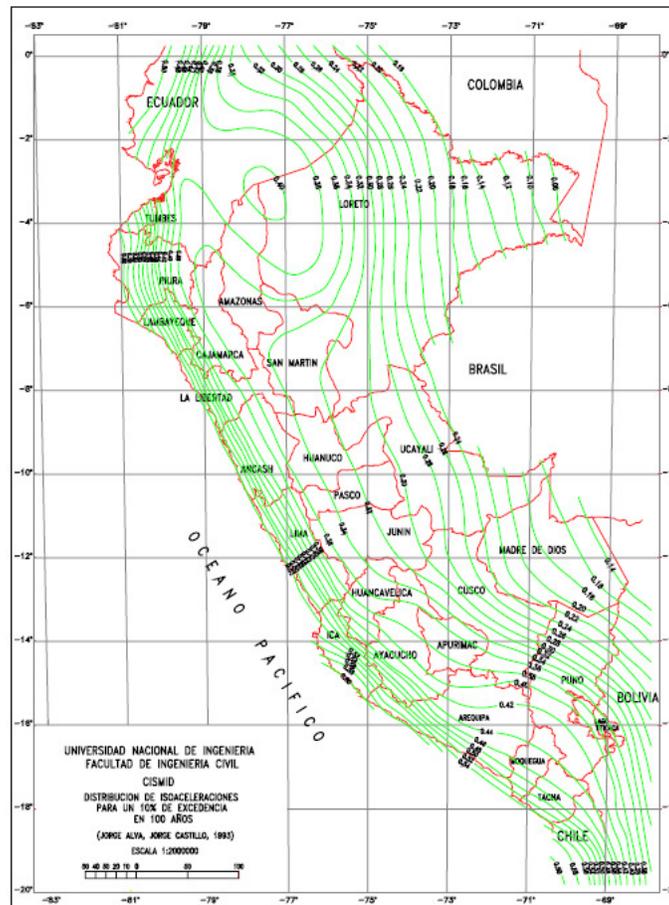


Figura 5.56 - Mapa de isoacelerações espectrais para 10% de excedência em 100 anos (Alva e Castillo, 1993)

Para o caso de estruturas importantes deve-se avaliar sua capacidade de resistir sismos de características determinadas com base em estudos de perigo sísmico. Para uma barragem, conforme critérios de projeto especificados na Tabela 5.9, admite-se um tempo de retorno de 950 anos, com probabilidade de excedência de 10% e vida útil de 100 anos. Nestas condições, para o local previsto da barragem, obtém-se do mapa de distribuição de isoacelerações

(Figura 5.57), o valor máximo de aceleração ao nível do embasamento rochoso está entre 0,38g e 0,40g. Segundo as recomendações norte-americanas, deve-se aplicar um fator de redução de 2/3 com o objetivo de estudar os efeitos da aceleração média do registro tempo-história ao invés da aceleração máxima. Logo, a aceleração média a ser aplicada na barragem fica em 0,26g. Segundo Parra (1996) esta aceleração está associada a um sismo de subducção, mais frequente na região e em relação ao qual se dispõe de uma maior quantidade de dados sísmológicos do que em relação aos sismos de origem superficial.

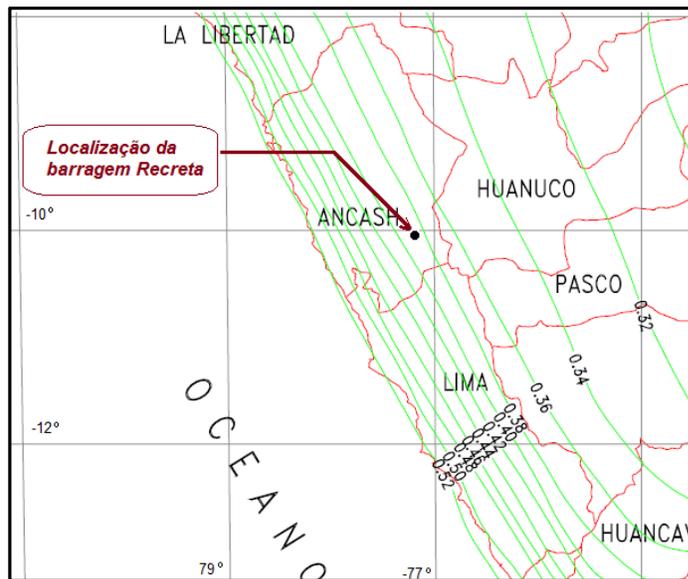


Figura 5.57- Curvas de isoacelerações para 10% de excedência em 100 anos na zona em estudo (Alva e Castillo, 1993), Peru.

5.4.2.

Calibração do módulo de amortecimento do modelo

Para avaliar se as condições impostas no modelo e o amortecimento assignado estão produzindo resultados aceitáveis no PLAXIS, se efetuou primeiramente a análise de um modelo linear equivalente representativo mais simples que usa o amortecimento histórico, amplamente utilizado para simular o comportamento não linear de maciços de solo ou rocha. O programa SHAKE 2000, tem implementado este modelo bem difundido para obter a resposta de modelos compostos por camadas horizontais semi-infinitas e fornece resultados bem aceitáveis. Por este motivo se usaram os resultados do SHAKE 2000 como parâmetro de comparação com os resultados fornecidos pelo programa PLAXIS para o mesmo modelo.

O modelo para calibração foi composto por cinco camadas horizontais com os mesmos tipos de solo da fundação da barragem e base flexível como se aprecia na Figura 5.58. Para cada material foi ingressado, no programa SHAKE 2000, as curvas de redução do módulo cisalhante e razão de amortecimento estabelecidas no estudo de Parra (1996), (ver Tabela 5.10) e cada camada foi dividida em subcamadas de aproximadamente 2m de espessura como indicado na Figura 5.59. Nestas condições o modelo foi submetido à mesma sinal sísmica que no PLAXIS para obter o Espectro de Fourier que será comparado com o obtido do programa PLAXIS, como se visualiza na Figura 5.61.

Tabela 5.9 Valores representativos de critérios de projeto considerando movimentos sísmicos (Parra, 1996)

Tipo de Obra	Vida Útil (t anos)	Probabilidade de Excedência	Tempo de Retorno (anos)
Instalações essenciais com capacidade muito limitada para resistir a deformações inelásticas e perigo de poluição	50 a 100	0.01	<5000
Equipamento de subestação de alta voltagem	50	0.03	1600
Pontes ou viadutos de estradas principais, barragens, aterros reforçados	100	0.1	950
Tanques de armazenamento de combustível	30	0.05	590
Prédios para moradia	50	0.10 – 0.20	225-500
Construções provisórias que não ameacem obras de maior importância	15	0.30	40

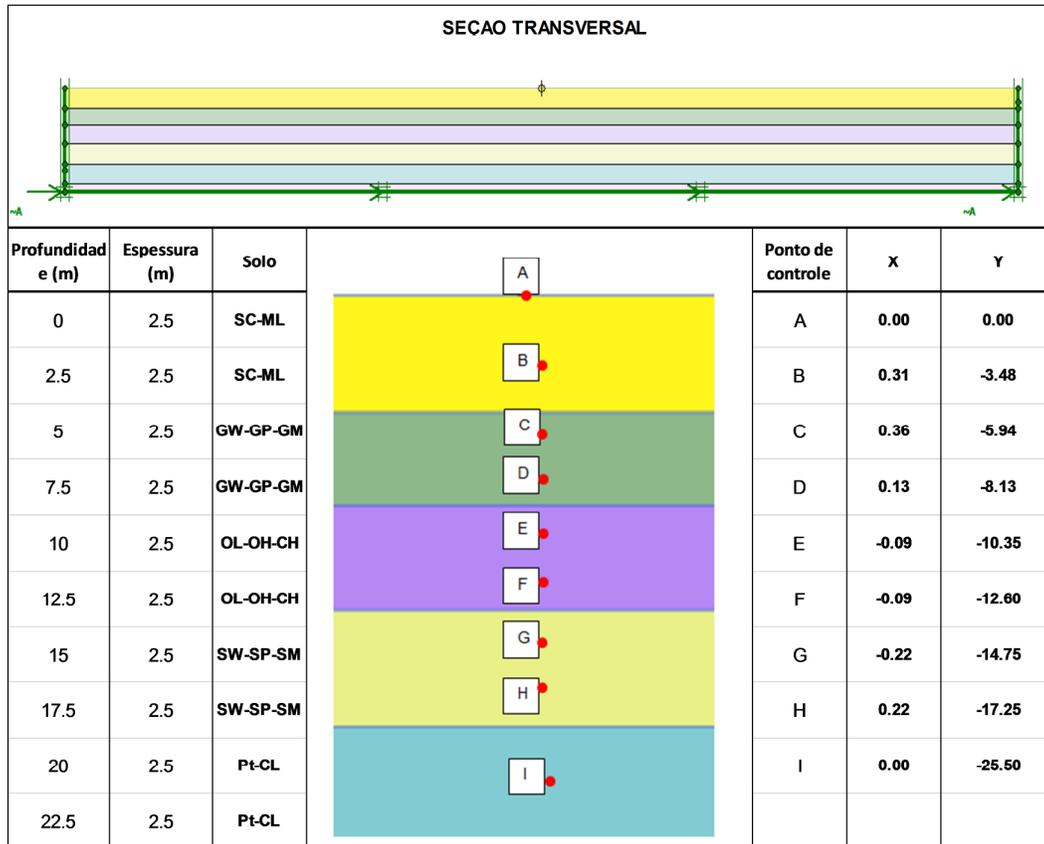


Figura 5.58 – Seção transversal do modelo para calibração e pontos de controle

Da rodada com o programa Strata foram determinadas as razões médias de amortecimento (ξ) de 11% para os solos Pt-CL e OL-OH-CH e 5% para resto de solos como se aprecia na Figura 5.59.

Tabela 5.10- Fatores de redução do módulo cisalhante e razão de amortecimento em função da deformação cisalhante efetiva para os solo da barragem de Recreta (Parra, 1996)

Deform. Cisalhante Efetiva	Fatores de Redução do Módulo Cisalhante *			Razão de Amortecimento	
	Espaldar		SC-ML	Espaldar	SC-ML
γ_{ef} (%)	Núcleo	SW-SP-SM	OL-OH-CH	Núcleo	OL-OH-CH
	GW-GP-GM		Pt-CL	GW-GP-GM	Pt-CL
				SW-SP-SM	
$\leq 10^{-4}$	1	1	1	0.5	2.5
$10^{-3.5}$	0.958	0.987	1	0.8	2.5
10^{-3}	0.862	0.957	1	1.7	2.5
$10^{-2.5}$	0.731	0.89	0.972	3.2	3.5
10^{-2}	0.545	0.747	0.901	5.6	4.75
$10^{-1.5}$	0.372	0.535	0.775	10	6.5
10^{-1}	0.207	0.297	0.532	15.5	9.25
$10^{-0.5}$	0.107	0.145	0.303	21	13.8
10^0	0.053	0.065	0.134	24.6	20
$10^{0.5}$	0.053	0.065	0.077	24.6	26
10^1	0.053	0.065	0.053	24.6	29

* Fatores aplicados ao módulo cisalhante máximo obtido para deformação cisalhante de $10^{-4}\%$

No programa PLAXIS previamente se fez a determinação das frequências fundamentais do modelo composto de camadas horizontais, seguindo o procedimento descrito no item 5.4.4.1. Da Figura 5.60 se aprecia que as frequências predominantes são $\text{freq}=2,11$ e $\text{freq}=7,84$. Com as frequências assim determinadas e o fator de amortecimento dos materiais ($\xi=11\%$ e $\xi=5\%$), se determinaram os coeficientes de Rayleigh α e β segundo as equações 4.9 e 4.10, para ser inseridos no modelo Mohr Coulomb de cada material no programa PLAXIS.

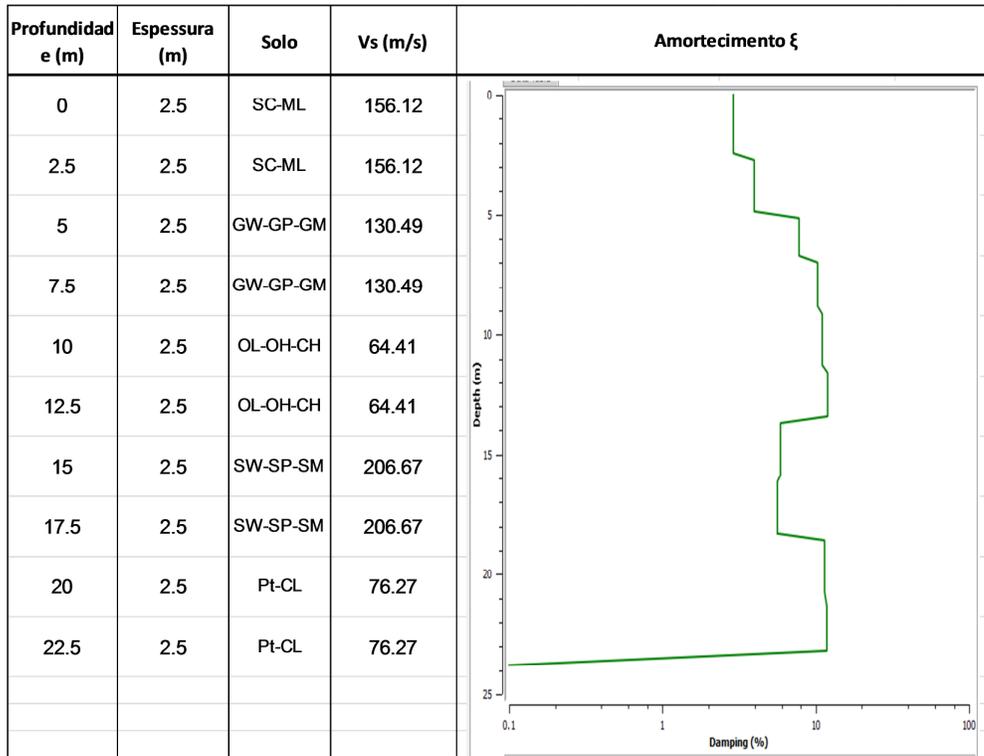


Figura 5.59- Determinação das razões de amortecimento (ξ) no programa Strata.

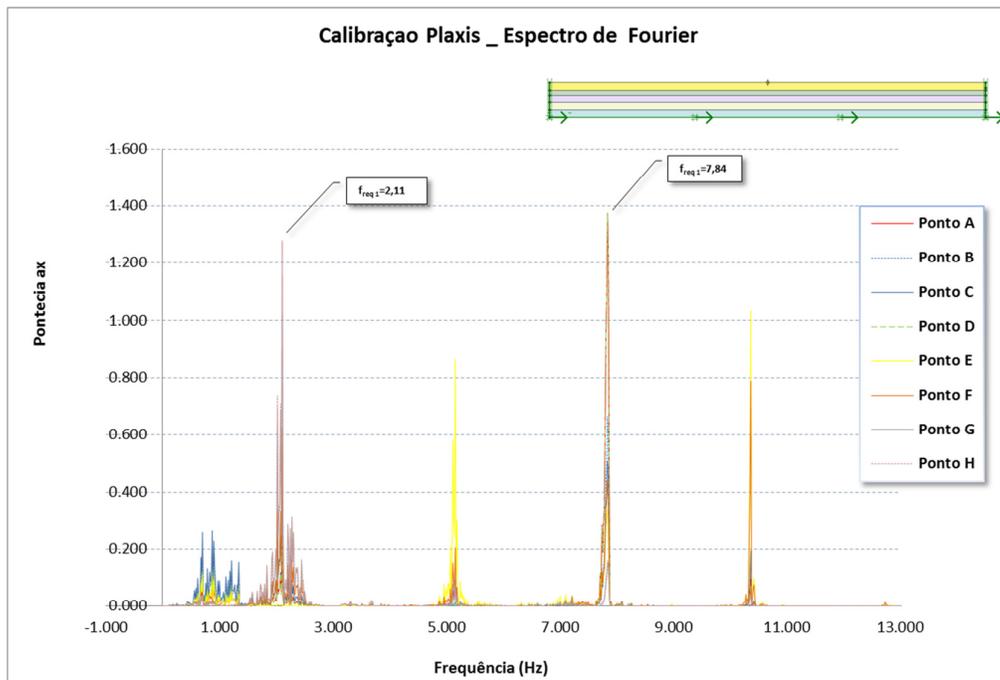
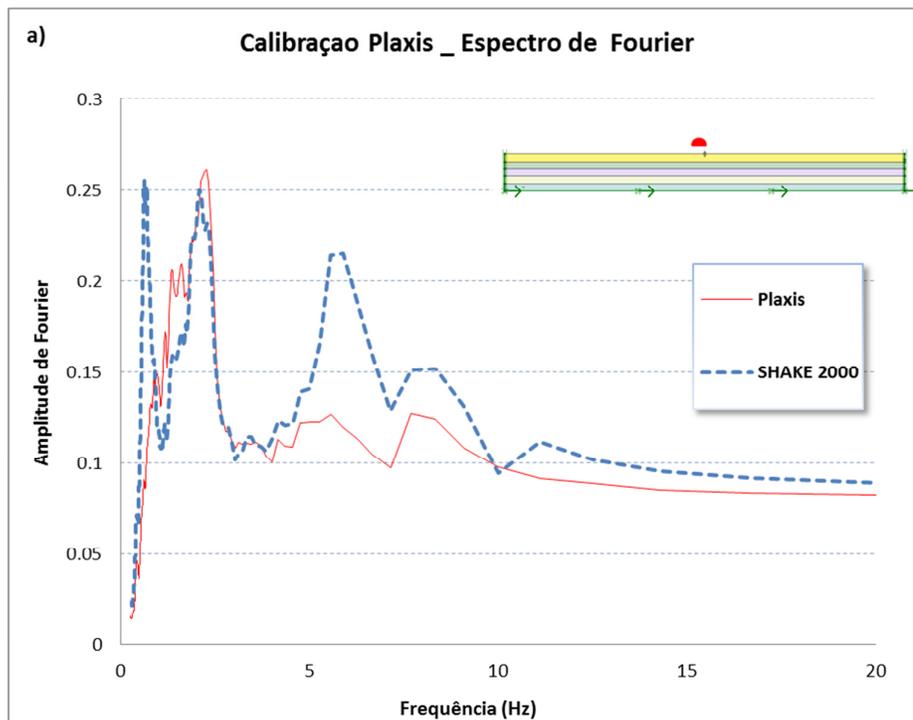


Figura 5.60-Frequências fundamentais do modelo elástico (camadas horizontais)

Empregando os coeficientes de Rayleigh α e β definidos anteriormente se obteve o espectro de Fourier do programa PLAXIS no ponto A do topo das camadas, este último foi comparado com o espectro fornecido pelo SHAKE2000, no mesmo ponto, e observaram-se algumas divergências (Figura 5.61 a), por esta razão se efetuaram outros testes escolhendo só uma das frequências fundamentais (7,84 Hz) e um amortecimento (4% e 5%), representados na Figura 5.61 b) e c). Como se aprecia não se conseguiu obter um espectro de Fourier totalmente semelhante ao fornecido pelo SHAKE 2000, contudo as três figuras tem uma tendência muito similar, considerando a Figura 5.61 a) mais precisa e portanto os coeficientes de amortecimento (ζ) de 11% para os solos Pt-CL, OL-OH-CH e 5% para o resto de solos, serão empregados para a análise da dinâmica.



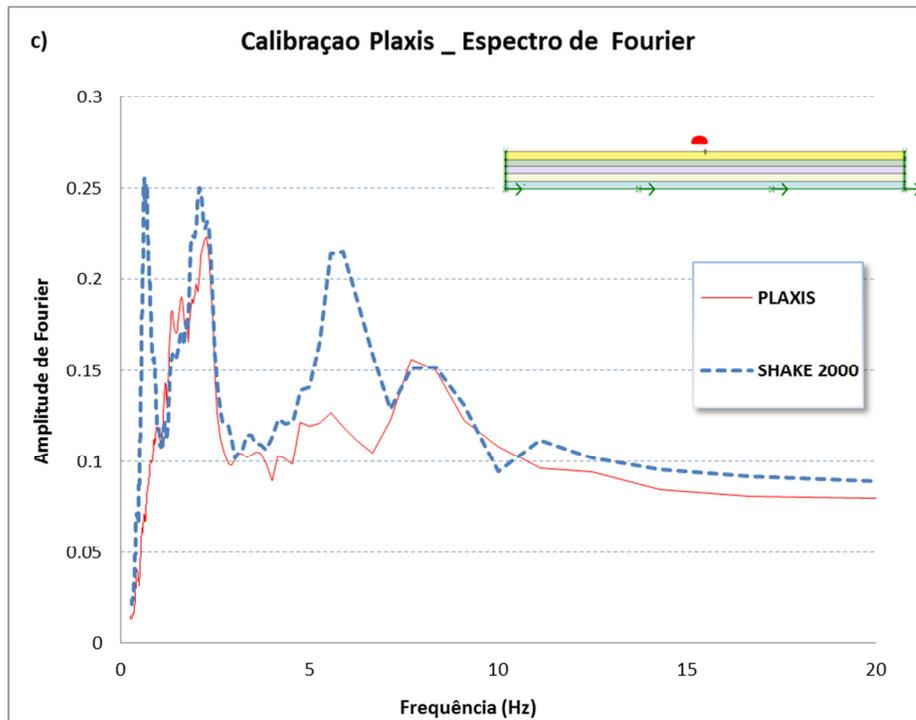
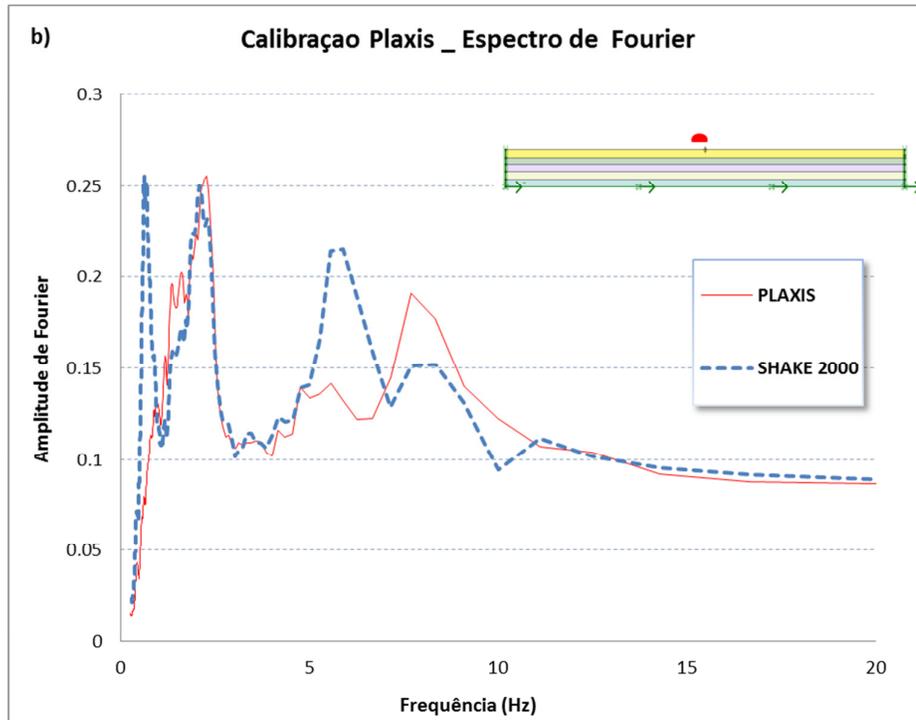


Figura 5.61 – Calibração do PLAXIS com SHAKE 2000, para a) frequências 2,11 e 7,84 e $\xi = 5\%$ e 11% , b) frequência 7,84 e $\xi = 4\%$ e c) frequência 7,84 e $\xi = 5\%$

5.4.3. Tratamento do registro sísmico

Para a análise dinâmica foi considerado o último maior movimento sísmico (história de acelerações) registrado em 3 de outubro de 1974 na capital do Peru, Lima adjacente com a cidade do projeto Huaraz registrado pela Estação Del Parque de la Reserva, do Instituto Geofísico del Peru. A magnitude momento foi de 8Mw e se registraram intensidades máximas de IX y VIII MM em alguns locais de Lima. Este registro apresentou um pico de aceleração de 490,5 cm/seg² (0,50g) e se caracterizou por ter uma duração longa com movimento forte (mais de um minuto) 90 segundos. (Figura 5.63).

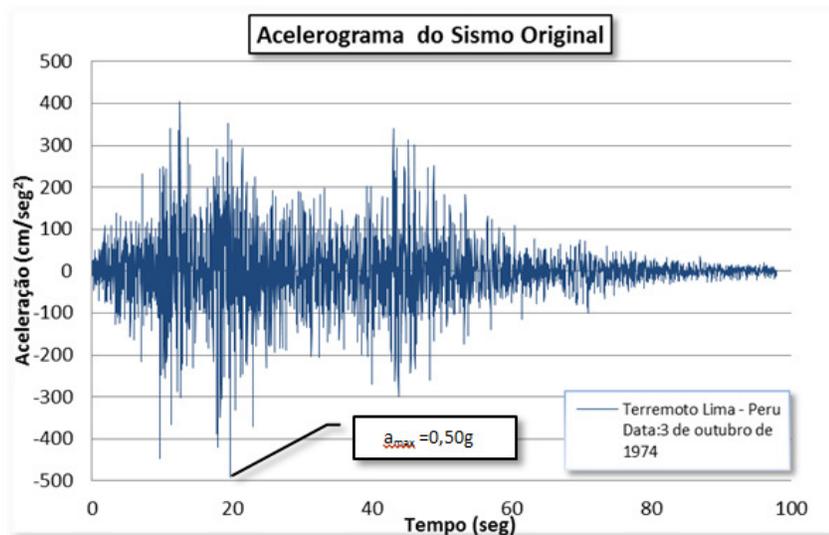


Figura 5.62- Registro de acelerações do terremoto de Lima de 03/10/1974

Os valores do acelerograma de Lima foram modificados, normalizando-se o registro para uma aceleração máxima de 0,26g. Além disso, somente foi considerada a fase intensa do sismo, considerando os 70 primeiros segundos, que concentram a maior parte de energia do sismo e diminuir assim o tempo de processamento. Esta escolha teve o objetivo de diminuir o tempo de processamento do programa (Figura 5.63).

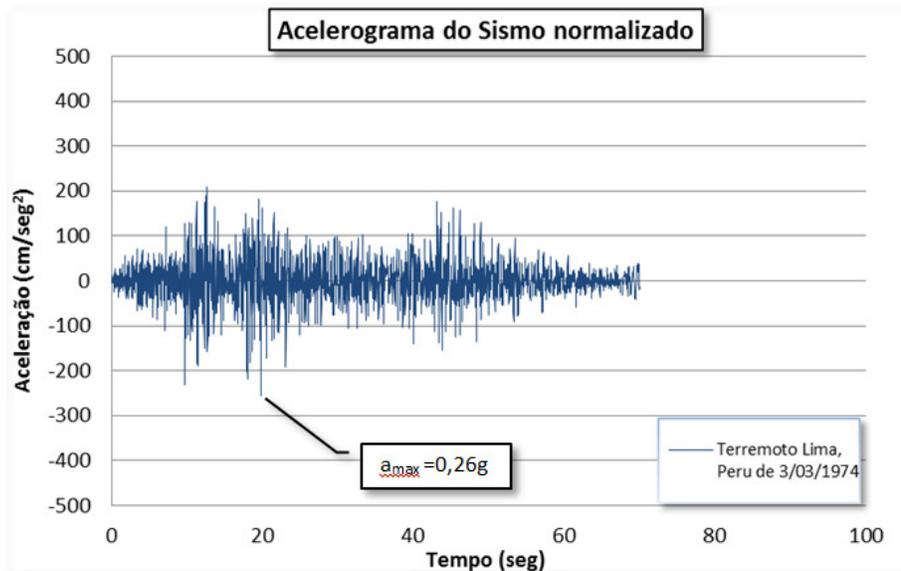


Figura 5.63 - Registro normalizado das acelerações do terremoto de Lima de 03/10/1974 em relação à aceleração máxima de 0,26g no embasamento rochoso.

5.4.3.1. Filtragem

Antes de aplicar este registro como carregamento sísmico o acelerograma foi filtrado para remover as componentes de alta frequência. O registro assim obtido foi aplicado na base flexível da malha de elementos finitos, na profundidade -23,5m medidos a partir do topo da fundação.

Na Figura 5.65 observa-se que o espectro de acelerações correspondente apresenta a frequência máxima de 25 Hz. Considerando uma frequência de corte de 14,69 Hz, o 99% da potência do sismo é ainda mantido para as análises dinâmicas subsequentes, obtendo o espectro de acelerações filtrado como se observa na Figura 5.65. A filtragem do registro de acelerações foi feito através de um filtro passa-baixo do programa SeismoSignal.

Ambas as figuras são muito semelhantes, mas deve-se notar os efeitos do filtro que remove as acelerações superiores a 14,69 Hz.

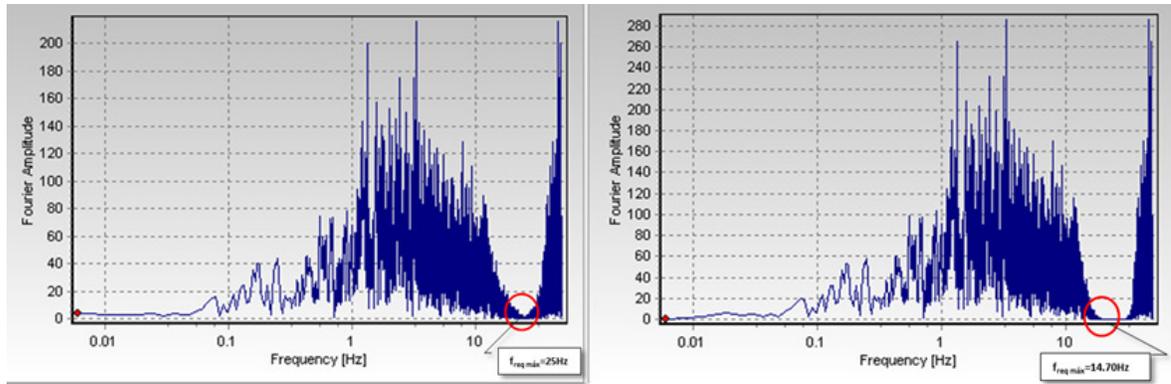


Figura 5.64 - Espectro de potência do registro de acelerações a) original e b) com filtro de 14,69 Hz. (SeismoSignal)

5.4.3.2. Correção da linha base

Para produzir as correspondentes histórias de velocidades e deslocamentos, integrou-se o registro de acelerações filtradas. Contudo, o deslocamento observado após o término deste processo de integração resultou em um valor residual aproximado de 2,6 m. A correção da linha base foi executada empregando uma equação polinomial cubica, de forma que o deslocamento final tornasse nulo, como se nota na Figura 5.66. A história de velocidades (Figura 5.65) e deslocamentos (Figura 5.66), com e sem correção da linha base, estão mostradas nas figuras a seguir:

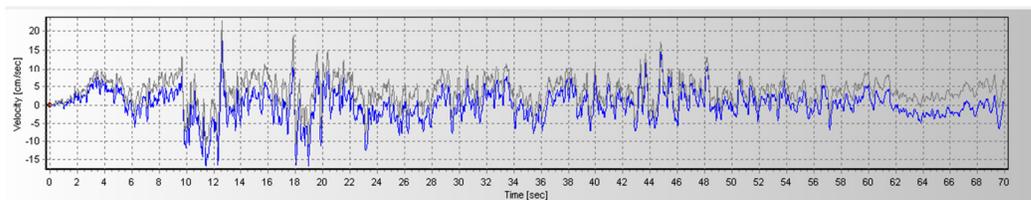


Figura 5.65- História de velocidades com e sem correção da linha base (SeismoSignal)

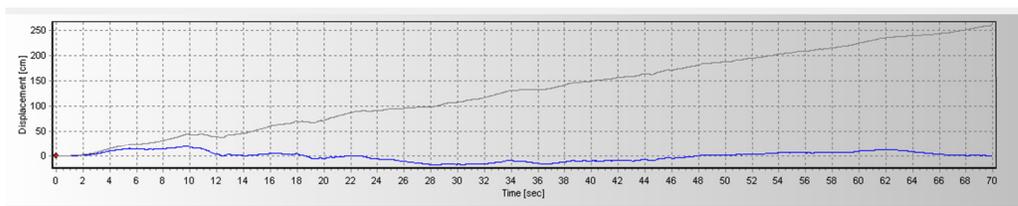


Figura 5.66- História de deslocamentos com e sem correção da linha base (SeismoSignal)

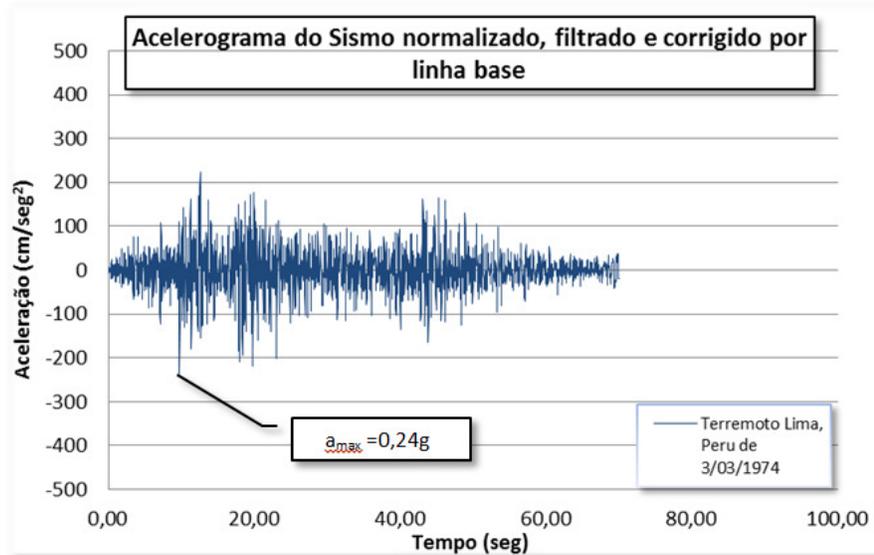


Figura 5.67- História de aceleração horizontal na fase intensa do sismo considerando filtro de 14,69Hz e corrigido por linha base.

5.4.4. Condições de contorno e carregamento dinâmico

Os contornos verticais, esquerdo e direito, foram adotados fixos horizontalmente e “absorventes” também chamados de “silenciosos”, de modo a simular um meio infinito e absorver as ondas refletidas que atingem os contornos, e eliminar a reflexão das mesmas para o interior do modelo, eliminando assim, as tensões causadas pelo carregamento dinâmico.

Neste modelo considera-se que o solo de fundação se estende até a profundidade de 23,5m, e embaixo dele uma base flexível na qual se aplica o carregamento dinâmico transformado em história de tensões, por ser esta uma condição quando se usam contornos silenciosos (Perez, 2013)

Para obter a história de tensões a partir da história de acelerações, esta última é reduzida a metade e transformada a ondas de velocidade e logo a ondas de tensão (ver Figura 5.68), usando a formulação elástica:

$$\sigma_n = 2(\rho v_p) v_n \quad 5.1$$

$$\sigma_t = 2(\rho v_s) v_t \quad 5.2$$

No PLAXIS, os contornos adsorventes viscosos foram introduzidos usando amortecedores para absorção das ondas incidentes correspondentes a $\nu = 0.35$ (valor meio), $c_1 = 0.992$ e $c_2 = 0.74$, obtidos da Tabela 4.1.

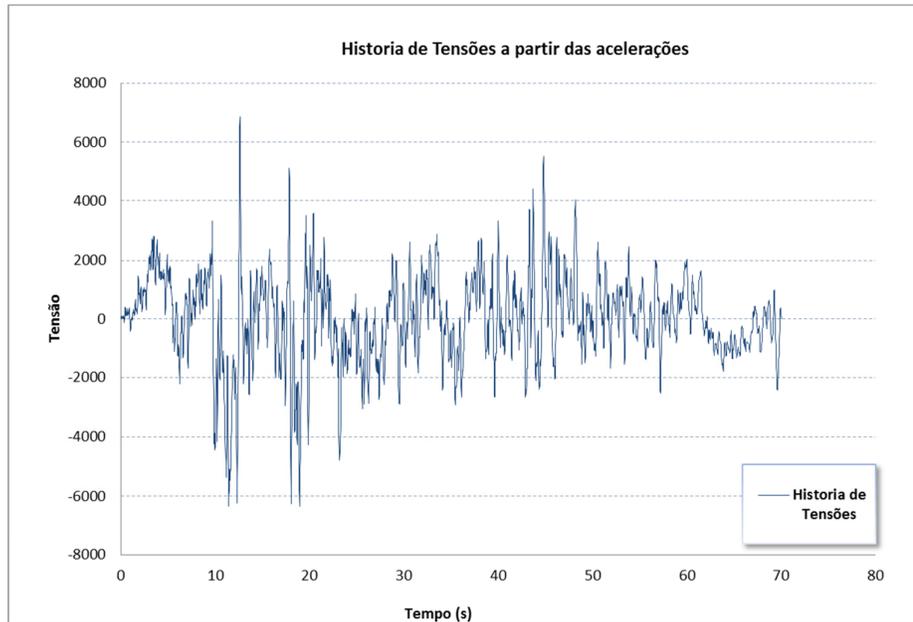


Figura 5.68 – Carregamento dinâmico como história de tensões

5.4.4.1. Frequência predominante do sistema

Antes de aplicar diversos tipos de amortecimento do material, foi executada uma análise da resposta dinâmica após construção usando o modelo elástico não amortecido em todos os materiais, para determinação de sua frequência predominante.

As acelerações foram monitoradas em diferentes pontos da fundação e barragem como indicados na Figura 5.69. Com estes registros de aceleração, análises posteriores com o emprego da Transformada Rápida de Fourier (FFT) permitiram então determinar as frequências predominantes, para a definição dos parâmetros de Rayleigh do modelo Mohr Coulomb que se empregaram na análise dinâmica após construção. As frequências predominantes lidas no espectro de resposta assim determinadas foram $f=1,84$ e $f=2,11$ (ver Figura 5.70).

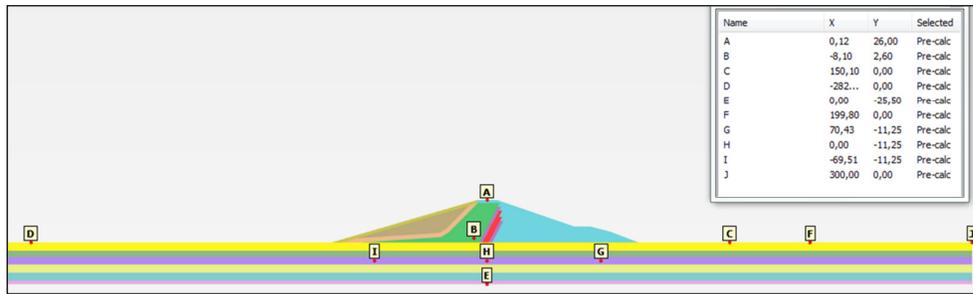


Figura 5.69 – Localização dos pontos de controle

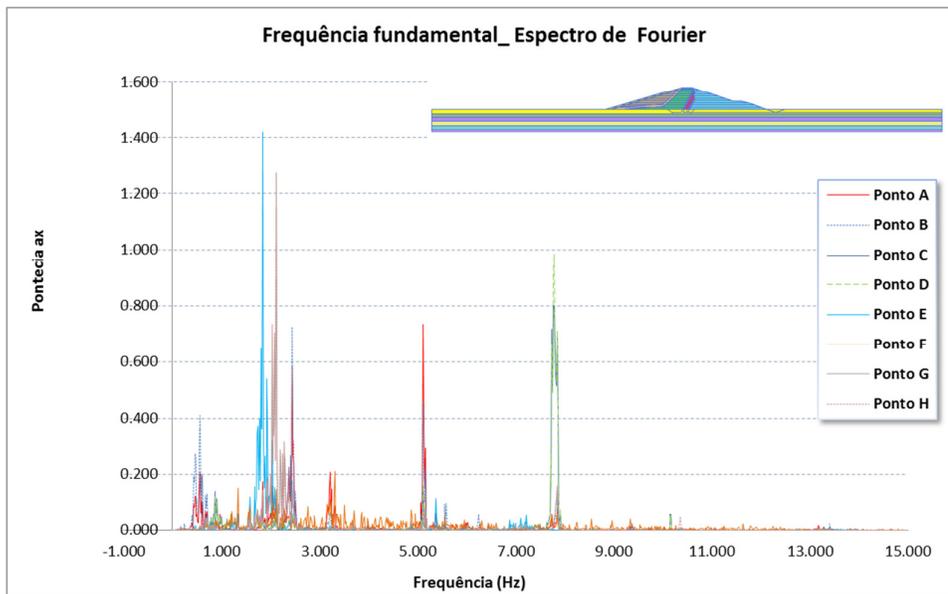


Figura 5.70 - Espectro de potência das acelerações horizontais não-amortecidas após construção. Frequências fundamentais = 1,84 e 2,11 Hz.

5.5. Simulação da análise dinâmica

A modelagem numérica para a análise dinâmica foi desenvolvida pelo PLAXIS versão 2010, baseado no método dos elementos finitos considerando o estado da barragem após da construção.

O carregamento dinâmico uniaxial (direção x) foi aplicado na base da malha de elementos finitos como história de tensões, situada na profundidade - 23,5m, usando o modelo Mohr Coulomb para a totalidade dos materiais aos quais foram aplicados os coeficientes de amortecimento de Rayleigh calculados a partir dos coeficientes de amortecimento, determinados no item 5.4.2 e as frequências fundamentais do item anterior, como se amostra na tabela seguinte:

Tabela 5.11- Cálculo dos coeficientes de amortecimento de Rayleigh

Estrutura	Material	ξ	freq 1	freq 2	Rayleigh	Rayleigh
		(%)	(Hz)	(Hz)	α	β
BARRAGEM	Espaldar GP-GM Jusante	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	Espaldar GP-GM Montante	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	Núcleo GC	11	1,84	2,11	1.395	0.0089
	Enrocamento	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	Dreno	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	Filtro	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	Transição	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
FUNDAÇÃO	SC-ML	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	GW-GP-GM	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	OL-OH-CH	11	1,84	2,11	1.395	0.0089
	SW-SP-SM	5	1,84	2,11	0.6176	0.004
	Pt-CL	11	1,84	2,11	1.395	0.0089

5.6. Resultados da análise dinâmica

Antes de iniciar a modelagem dinâmica, verificou-se que as tensões geradas durante a construção com o modelo Mohr Coulomb coincidem com as determinadas previamente na análise estática usando o modelo HSM. A Figura 5.71 mostra que o modelo Mohr Coulomb é capaz de reproduzir um estado de tensões semelhante que do final da construção para análise estática desenvolvido com o Modelo HSM.

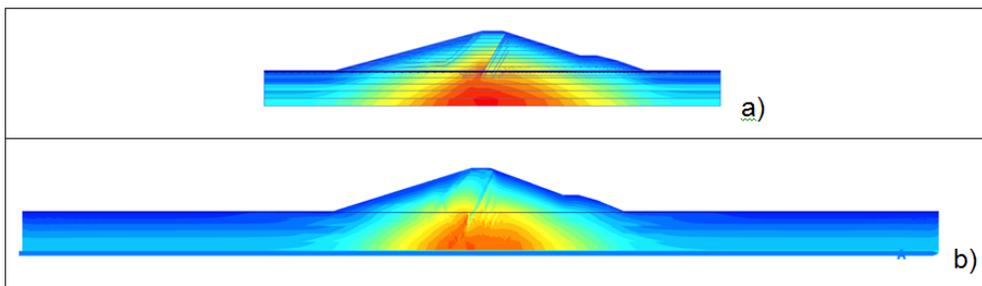


Figura 5.71-Distribuição de σ'_1 após construção durante.

a) Análise Estática com o modelo HS ($\sigma'_{1min} = -705,14\text{kPa}$ e $\sigma'_{1max} = 0,84\text{kPa}$) e durante b) Análise Dinâmica com o modelo Mohr Coulomb ($\sigma'_{1min} = -759,6\text{kPa}$ e $\sigma'_{1max} = 0,124\text{kPa}$)

5.6.1. Tensão e deformação cisalhante máxima

Logo da excitação sísmica se observa da Figura 5.72 que a deformação cisalhante máxima ocorre na camada de solo orgânico OL-OH-CH, com um valor máximo de $0,017 \times 10^{-3} \text{m}$.

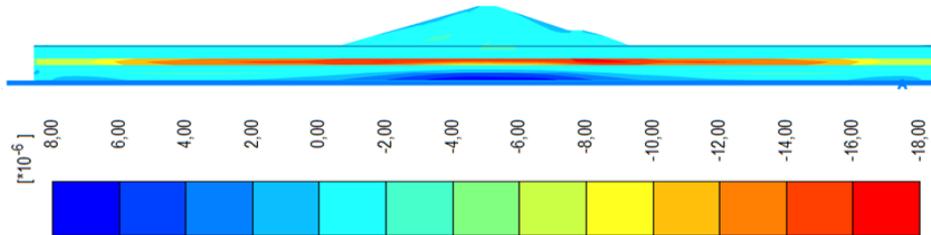


Figura 5.72-Deformação cisalhante máxima

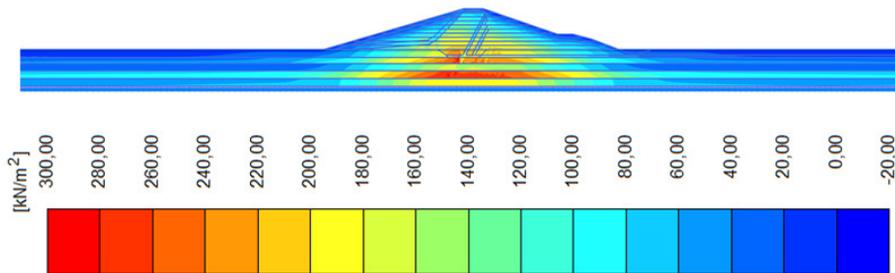


Figura 5.73-Distribuição das tensões cisalhantes máximas ao final da excitação sísmica após construção

5.6.2. Deslocamentos horizontais e verticais

Na Figura 5.75 se apresentam os deslocamentos horizontais nos pontos de controle localizados segundo a Figura 5.69. Pode-se observar que se têm os maiores deslocamentos horizontais permanentes na crista (0,11m para direita) e núcleo (-0,10 m para esquerda), contudo o valor máximo do deslocamento ocorreu nos segundos 11 e 28. Os deslocamentos permanentes que experimenta a estrutura são muito pequenos, ao redor de 8 cm. Na Figura 5.74 se nota que quase a totalidade do corpo da barragem se desloca para a direita.

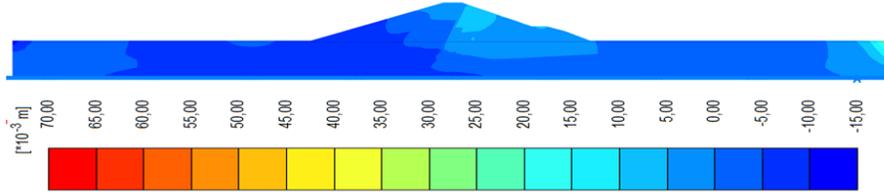


Figura 5.74-Distribuição dos deslocamentos horizontais ao final da excitação sísmica após construção

5.6.3. Resposta história tempo acelerações

A seguir apresentam-se as acelerações máximas nodais calculadas em três pontos de controle da barragem: A, na crista da barragem; C topo de fundação de jusante e D topo da fundação da montante, como se observa na Figura 5.76. As respostas foram comparadas com a história de acelerações inserida na base da malha de discretização. As figuras indicam que as acelerações se atenuam à medida que as ondas se propagam através da fundação e maciço para todos os casos, sendo quase um 50% no centro do topo da crista da barragem (Figura 5.76 a) onde a aceleração máxima nodal é 0,06g, confirmando o fato que por serem alguns materiais da fundação mais compressíveis do que dos da barragem levaram a uma dissipação muito mais significativa da energia de deformação provocando, em consequência, uma maior redução da amplificação da aceleração.

Comparando a Figura 5.76 b) com a Figura 5.76 c), se nota a influencia dos contornos, pois a pesar que os pontos C e D estão localizados na a mesma altura, a resposta das acelerações do ponto D se apresenta mais atenuadas do que o ponto C. Isto possivelmente por estar D localizado próximo aos contornos.

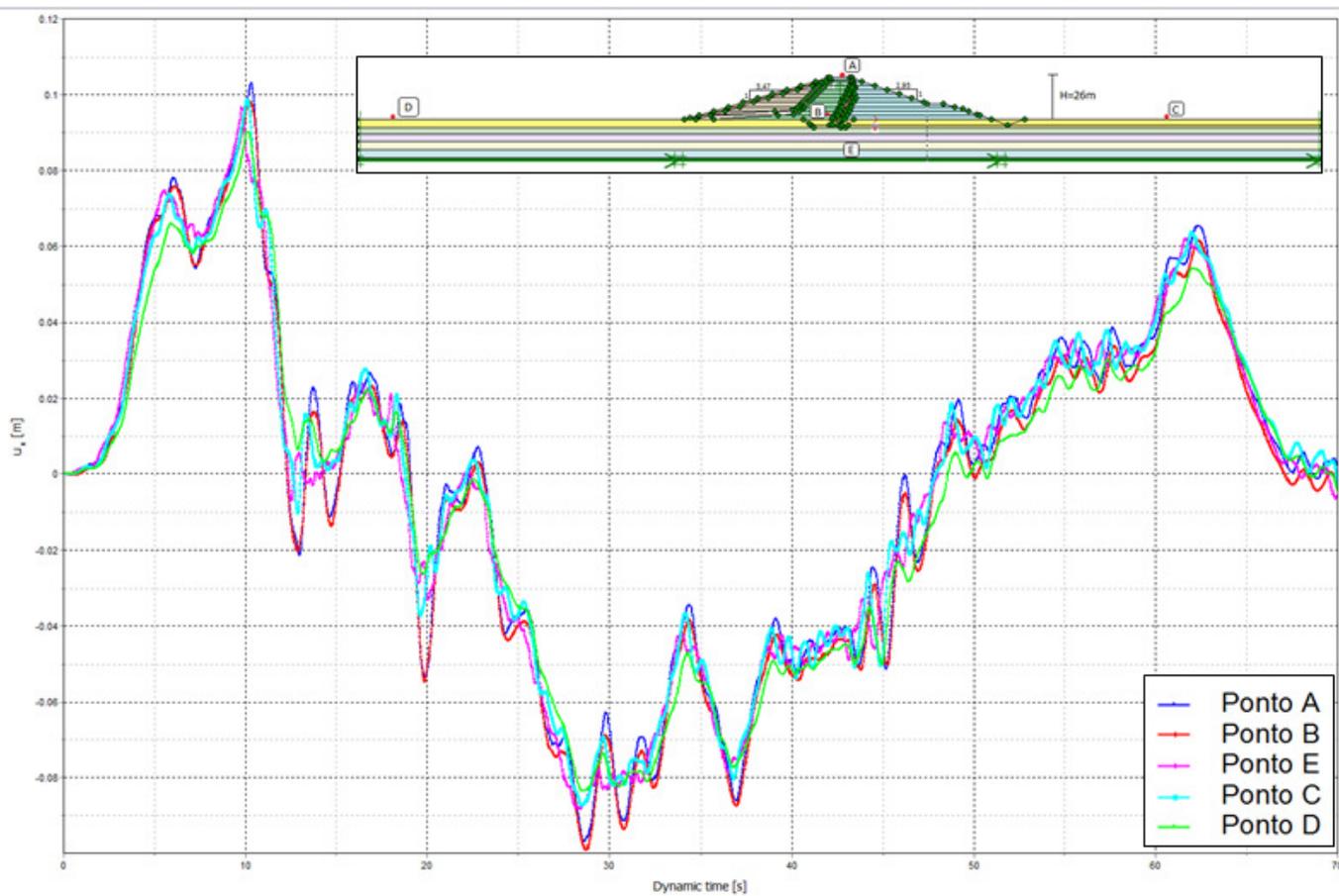
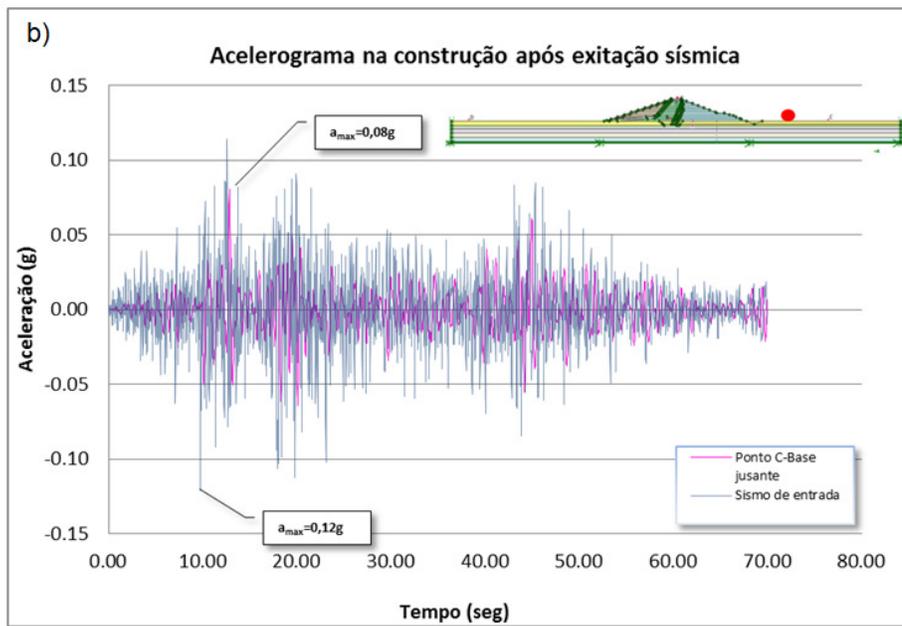
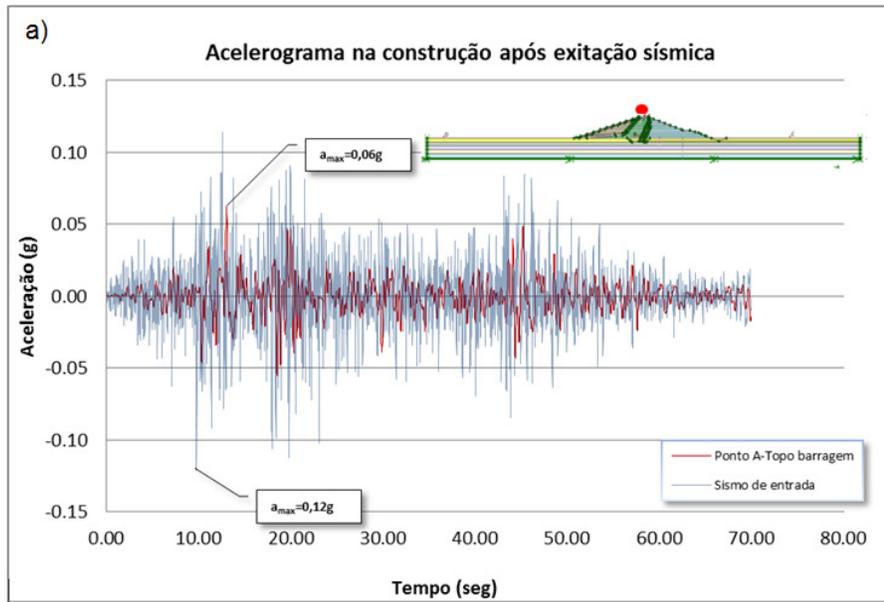


Figura 5.75-Deslocamentos horizontais obtidos durante a excitação sísmica após a construção



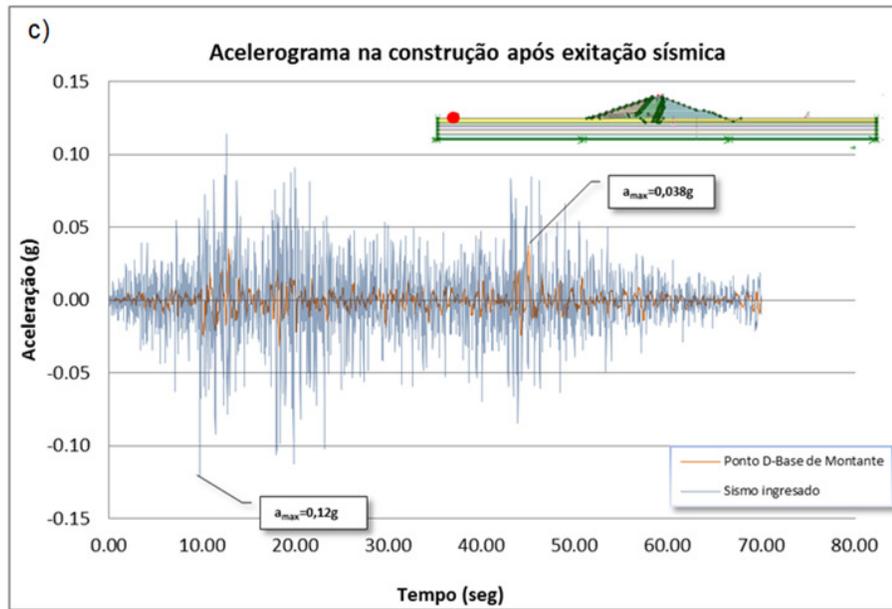
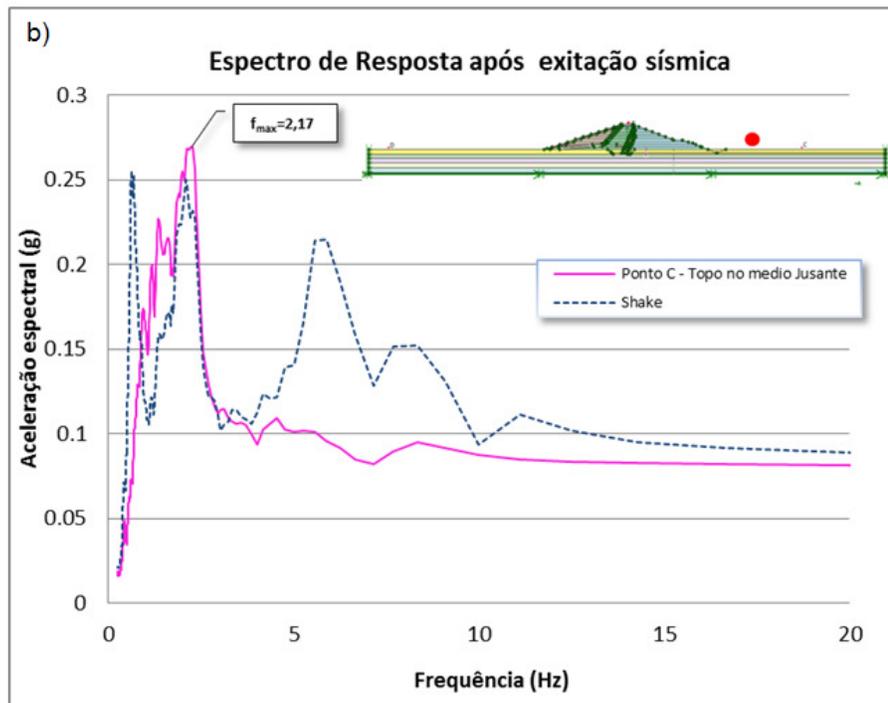
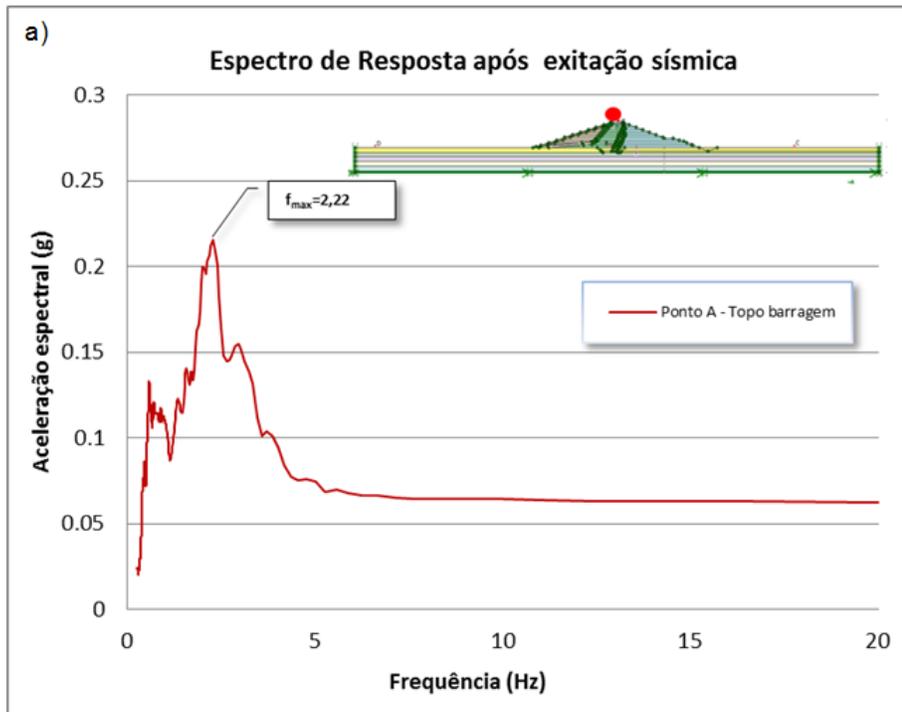


Figura 5.76-Comparação entre o tempo-história das acelerações de entrada e da resposta na a) cresta, topo da fundação b) da jusante e c) de montante da barragem após a construção.

Na Figura 5.77 se apresenta o espectro de resposta nos três pontos (A, C e D) da barragem para evidenciar a amplificação e reconhecer o conteúdo de frequências naturais da barragem durante o movimento sísmico. Os espectros de resposta são amplos com as maiores acelerações espectrais para baixas frequências (até 5,55 Hz) ou períodos elevados, isto implica que o movimento produz frequências naturais predominantes, em todos os espectros de amplificação revelou-se um pico predominante é quase coincidente, ou seja, a frequência que está tendo maior participação para a geração das maiores acelerações é 2,20 Hertz, também se observa outras frequências menos pronunciadas. Adicionalmente foi incluso para aferição o espectro de resposta do análise não lineal obtido com o programa SHAKE 2000 no espectro das bases de jusante e montante (Figura 5.77 b e c), a resposta no ponto C é muito similar à resposta fornecida pelo SHAKE em tendência e magnitude, confirmando que os resultados do PLAXIS são validados pelos resultados do SHAKE. Como era de espera-se no ponto D por estar bem mais perto dos contornos a resposta é um tanto distorcida, não se assemelha aos da calibração e portanto será desconsiderada.



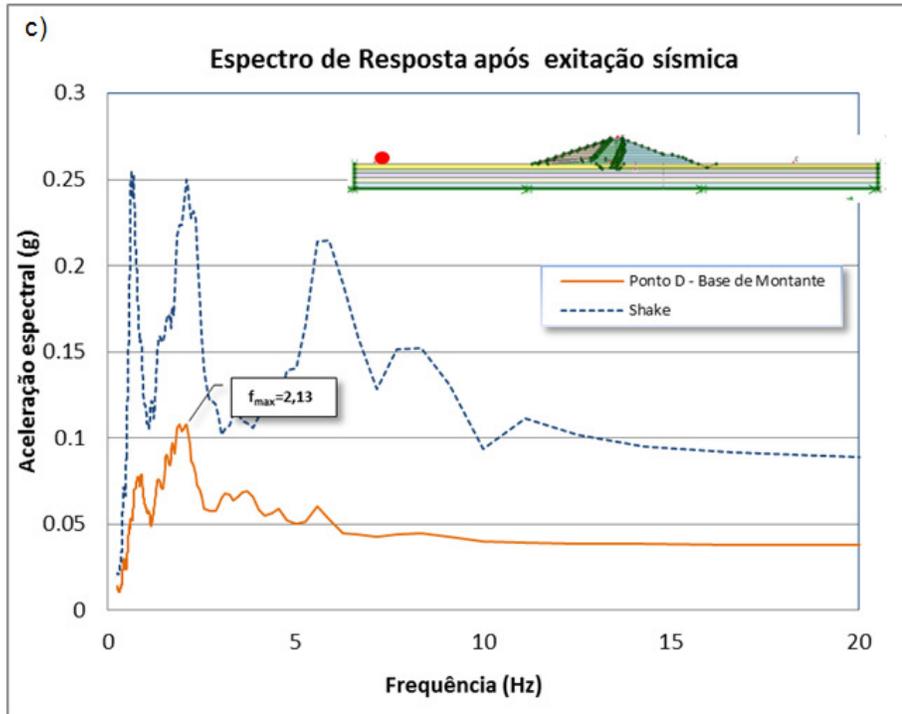


Figura 5.77 – Espectro de resposta na a) cresta, b) na base da jusante e c) montante da barragem após a construção