

4

MODELAGEM NUMÉRICA DA BARRAGEM DE TERRA DE POMACOCHA

4.1.

Características da barragem de Pomacocha

A atual barragem de Pomacocha foi construída no Rio Blanco, província de Yauli, departamento de Junín – Peru (figura 4.1). Trata-se de uma barragem de terra com núcleo de argila com as seguintes dimensões aproximadas: altura de 21.50m, largura na base de 123.25m e largura da crista de 8m, inclinação do talude de montante 1:3, inclinação do talude de jusante de 1:2.5, quota máxima do reservatório a 4259m acima do nível do mar e quota da crista da barragem a 4262.60m (figura 4.2 região hachurada).

Estudos iniciados em 1996 prevêm a expansão da barragem atual, através da utilização de material homogêneo compactado, para uma estrutura final de altura de 40m, largura na base de 218.75m e largura da crista de 6m, inclinação do talude de montante de 1:2.5 incorporando a crista da barragem atual como uma berma de 8m de largura, inclinação do talude de jusante de 1:2.2 com berma de 4m de largura na quota 4261.50m (para fins de inspeção e controle), quota máxima do reservatório a 4277m acima do nível do mar e quota da crista da barragem a 4281m, conforme também ilustra a figura 4.2.

Para controle do fluxo através do corpo quase homogêneo da nova configuração da barragem de Pomacocha, os projetistas consideraram a construção de um filtro chaminé de 2m de largura, localizado a aproximadamente 30 metros à jusante do eixo da barragem, conectado a um tapete drenante de 1.5m de espessura apoiado diretamente no solo de fundação. O material do filtro é areia com peso específico de 18 kN/m^3 e ângulo de resistência ao cisalhamento $\phi = 33^\circ$.

As propriedades geotécnicas dos materiais que compõem a barragem são as seguintes (Quijano, 1999), avaliadas através de ensaios de campo e laboratório:

4.1.1. Fundação

Solo classificado como pedregulho areno-siltoso (GP-GM) com presença de material argiloso e orgânico. A composição do solo de fundação varia entre 50 a 82% de pedregulho, 14 a 39% de areias e 3 a 23% de silte. O teor de umidade natural foi estimado entre 3 a 7%, peso específico 22 kN/m^3 , coeficiente de permeabilidade $k = 10^{-5} \text{ m/s}$, módulo de elasticidade $E = 25 \text{ MPa}$, coeficiente de Poisson $\nu = 1/3$ e parâmetros de resistência conforme tabela 4.1.

Parâmetros de Resistência	Ensaio UU	Ensaio CU	Ensaio CD
c (kPa)	50	60	15
ϕ^0	21	16	30

Tabela 4.1 Parâmetros de resistência ao cisalhamento no solo de fundação.

4.1.2. Núcleo da barragem existente

Material classificado como areia argilosa com porcentagem de areias variando de 28 a 60%, de silte entre 38 a 43% e de argila entre 5 a 10%. Peso específico de 21 kN/m^3 , limite de liquidez LL no intervalo entre 21 a 33%, índice de plasticidade IP entre 8.42 a 17%, módulo de elasticidade $E = 20 \text{ MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0.347$. Parâmetros de resistência não drenados e drenados conforme tabela abaixo.

Parâmetros de Resistência	Ensaio UU	Ensaio CU	Ensaio CD
c (kPa)	65	80	20
ϕ^0	22	17	30

Tabela 4.2 Parâmetros de resistência ao cisalhamento no núcleo da barragem existente.

4.1.3 Corpo da barragem existente

Solo de origem glacial classificado como pedregulho argiloso (GC) com forte presença de silte e areias. Teor de umidade natural de 2% (determinado no talude de jusante), peso específico de 22 kN/m^3 , módulo de elasticidade $E = 21$

MPa, coeficiente de Poisson $\nu = 1/3$ e parâmetros de resistência conforme tabela que se segue.

Parâmetros de Resistência	Ensaio UU	Ensaio CU	Ensaio CD
c (kPa)	40	45	10
ϕ^0	20	17	30

Tabela 4.3 Parâmetros de resistência no solo dos espaldares da barragem existente.

4.1.4 Corpo da barragem projetada

Também solo de origem glacial classificado como pedregulho argiloso (GC), apresentando em sua granulometria proporção de pedregulho entre 33 a 53% do seu peso, de areias entre 19 a 31%, de silte entre 17 a 30% e proporção de argila variando entre 2 a 5%. Peso específico de 22 kN/m^3 , $24\% \leq LL \leq 34\%$, $11\% \leq IP \leq 20\%$, módulo de elasticidade $E = 23 \text{ MPa}$, coeficiente de Poisson $\nu = 0.32$ e parâmetros de resistência ao cisalhamento conforme tabela 4.4.

Parâmetros de Resistência	Ensaio UU	Ensaio CU	Ensaio CD
c (kPa)	65	80	20
ϕ^0	22	17	30

Tabela 4.4 Parâmetros de resistência ao cisalhamento no corpo da barragem projetada.

4.2. Modelagem da construção da barragem projetada

A simulação computacional da construção de aterros e barragens pelo método dos elementos finitos deve ser um procedimento incremental, com o lançamento sucessivo de 7 a 14 camadas de solo para obtenção de resultados representativos. Mesmo para a situação ideal dos materiais serem admitidos com comportamento elástico linear, o princípio da superposição não se aplica para a análise dos deslocamentos durante a construção da obra. O “software” empregado para este tipo de análise deve, portanto, ser capaz de incorporar as seguintes etapas de simulação:

- a) no lançamento de uma nova camada de solo deve-se admitir que o material tem peso porém uma rigidez inicial bastante baixa - técnica conhecida como a do “líquido denso”;
- b) formada a matriz de rigidez da estrutura e imposta as condições de contorno do problema, as equações resultantes são resolvidas para determinação dos acréscimos de tensão, deformação e deslocamentos no incremento atual;
- c) antes da aplicação de novo incremento (próxima camada de solo) o modelo constitutivo da camada recém-lançada deve ser modificado para representar o comportamento mecânico real da camada após compactação¹. Deslocamentos observados em qualquer ponto nodal existente no incremento anterior devem ser zerados (isto é, deslocamentos dos pontos nodais que só se conectam aos elementos da camada lançada).
- d) Dependendo do modelo constitutivo utilizado para representação do material, pode ser necessário ainda estabelecer-se um ajuste de tensões nos elementos construídos (p.ex: no caso de modelos elasto-plásticos com endurecimento).



Figura 4.1 Localização da barragem de Pomacocha na província de Junin-Peru

¹ No programa ABAQUS é possível modificar os valores dos parâmetros dos materiais através da *keyword* *MATERIAL, associada ao parâmetro FIELD, que permite a criação de dois campos contendo os valores das propriedades do material antes e após a aplicação do novo incremento de carga.

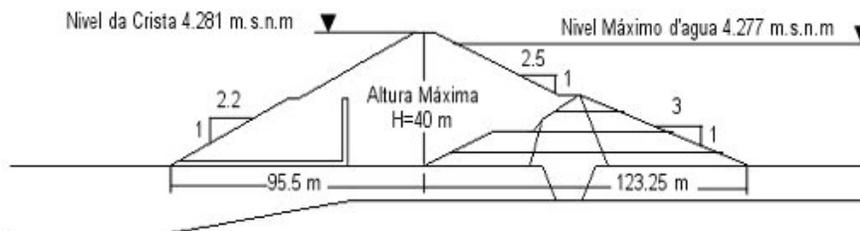


Figura 4.2 Seção transversal da barragem atual de Pomacocha e de sua expansão projetada em 1996.

No caso da análise estática da barragem de Pomacocha, inicialmente pretendeu-se comparar os resultados da construção incremental da barragem utilizando-se os programas comerciais de elementos finitos ABAQUS (v. 6.3), de caráter geral para aplicações em diversas áreas da engenharia, e PLAXIS (v. 7.2), desenvolvido especificamente para a solução de problemas geotécnicos. Este objetivo não pôde ser infelizmente atingido porque surpreendentemente o “software” PLAXIS, após uma série de tentativas e de contatos com o fabricante, não foi capaz de simular as etapas de cálculo acima descritas, acumulando os resultados de deslocamentos nos diversos incrementos (não permitindo zerar os valores nos pontos nodais da camada recém-lançada, como descrito na etapa c) e fornecendo valores máximos de recalque invariavelmente nos nós localizados na crista da barragem, contrariando resultados já conhecidos e publicados na literatura desde os primórdios da aplicação do método dos elementos finitos em problemas da construção incremental de aterros (Clough e Woodward, 1967).

Portanto, a análise estática da barragem de Pomacocha foi feita utilizando-se apenas o programa computacional ABAQUS v. 6.3, considerando-se uma construção incremental em camadas, conforme figura 4.3, e a malha de elementos finitos da figura 4.4, constituída por 1895 pontos nodais e 333 elementos finitos quadráticos gerados pelo módulo pré-processador CAE (165 elementos quadrilaterais de 8 nós e 5 elementos infinitos de 5 nós no material de fundação, 156 elementos triangulares de 6 nós e 7 elementos quadrilaterais de 8 nós na barragem existente, no filtro e no corpo da barragem projetada). A malha foi gerada com elementos quadrilaterais na fundação em virtude do “software” só dispor, na versão utilizada, de elementos infinitos quadrilaterais, enquanto que elementos finitos triangulares mostraram-se mais convenientes na barragem propriamente dita devido à configuração geométrica particular (contornos

inclinados, regiões com materiais de diferentes propriedades). O número de camadas foi considerado igual a 10 no corpo da barragem projetada e igual a 5 para a representação do estado de tensões da barragem existente, sendo numeradas na figura 4.3 por algarismos arábicos e romanos, respectivamente.

A simulação da barragem existente em único estágio de construção não foi possível devido a problemas de convergência na solução das equações do método dos elementos finitos.

Na construção da barragem admitiu-se um comportamento elasto-plástico, com critério de escoamento de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência determinados em ensaios triaxiais CU (tabelas 4.1 a 4.4).

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos na construção incremental da barragem projetada após o lançamento da terceira, sexta e décima camadas, correspondendo a etapas com altura da barragem atingindo valores iguais a 12m, 24m e 40m, respectivamente.

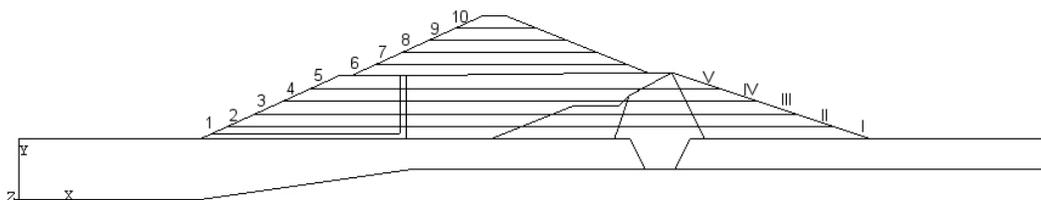


Figura 4.3 Simulação da construção incremental da barragem de Pomacocha: cinco camadas iniciais na barragem existente e dez camadas subseqüentes na barragem projetada.

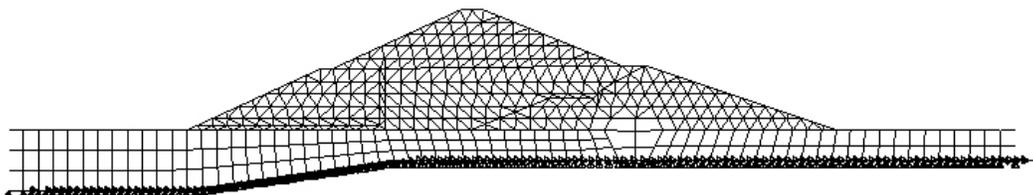


Figura 4.4 Malha de elementos finitos utilizada para análise da construção da barragem de Pomacocha

A figura 4.5 apresenta a distribuição das tensões verticais após o lançamento destas camadas, enquanto que as figuras 4.6 e 4.7 mostram, para os mesmos estágios de construção, os campos das tensões horizontais e das tensões cisalhantes. Os resultados dos campos de tensões parecem ser qualitativa e quantitativamente satisfatórios, notando-se certa simetria das tensões horizontais e antissimetria das tensões cisalhantes em relação ao eixo da barragem projetada, com valores afetados pela geometria irregular do contorno inferior (interface solo de fundação / rocha do embasamento). Quanto ao campo das tensões verticais, verifica-se que representa basicamente os valores devido ao peso dos diferentes materiais dos aterros e da fundação.

As figuras 4.8 e 4.9 ilustram a distribuição dos deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, durante estas etapas de construção. Como pode ser observado, os maiores deslocamentos verticais ao final da construção ocorrem na região central da barragem e não em sua crista como modelagens menos cuidadosas (ou induzidas por erros de concepção do “software”, como no caso do PLAXIS v.7.2) poderiam antecipar. Resultados semelhantes de distribuição de recalques foram também apresentados por Rosi (1983), Azevedo Filho (1990), Araruna Jr. (1991), Saboya Jr. (1993), entre outros, em simulações da construção de barragens de terra e/ou de enrocamento pelo método dos elementos finitos.

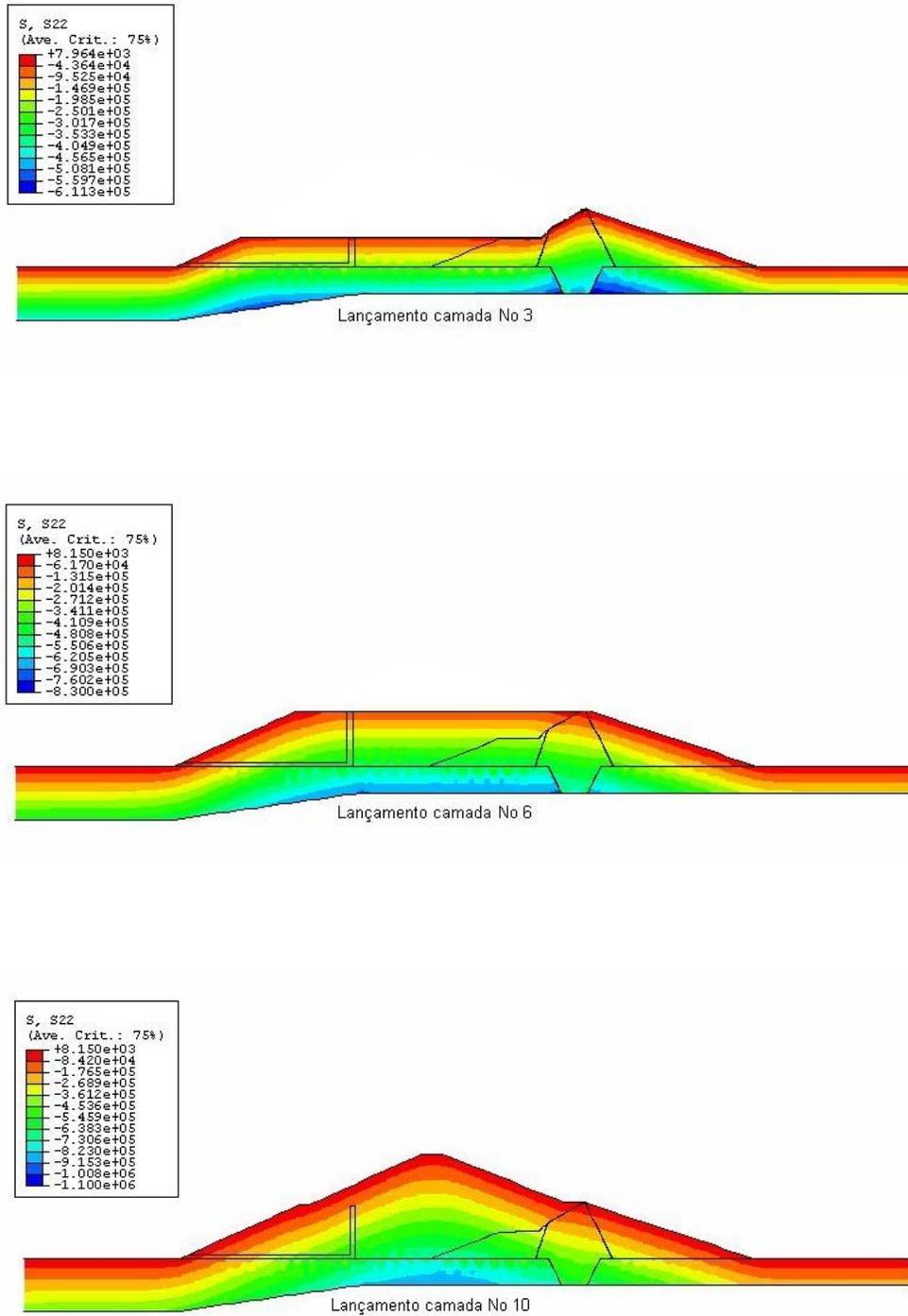


Figura 4.5 Distribuição das tensões verticais na construção da barragem projetada de Pomacocha após lançamento da terceira, sexta e décima camadas de aterro.

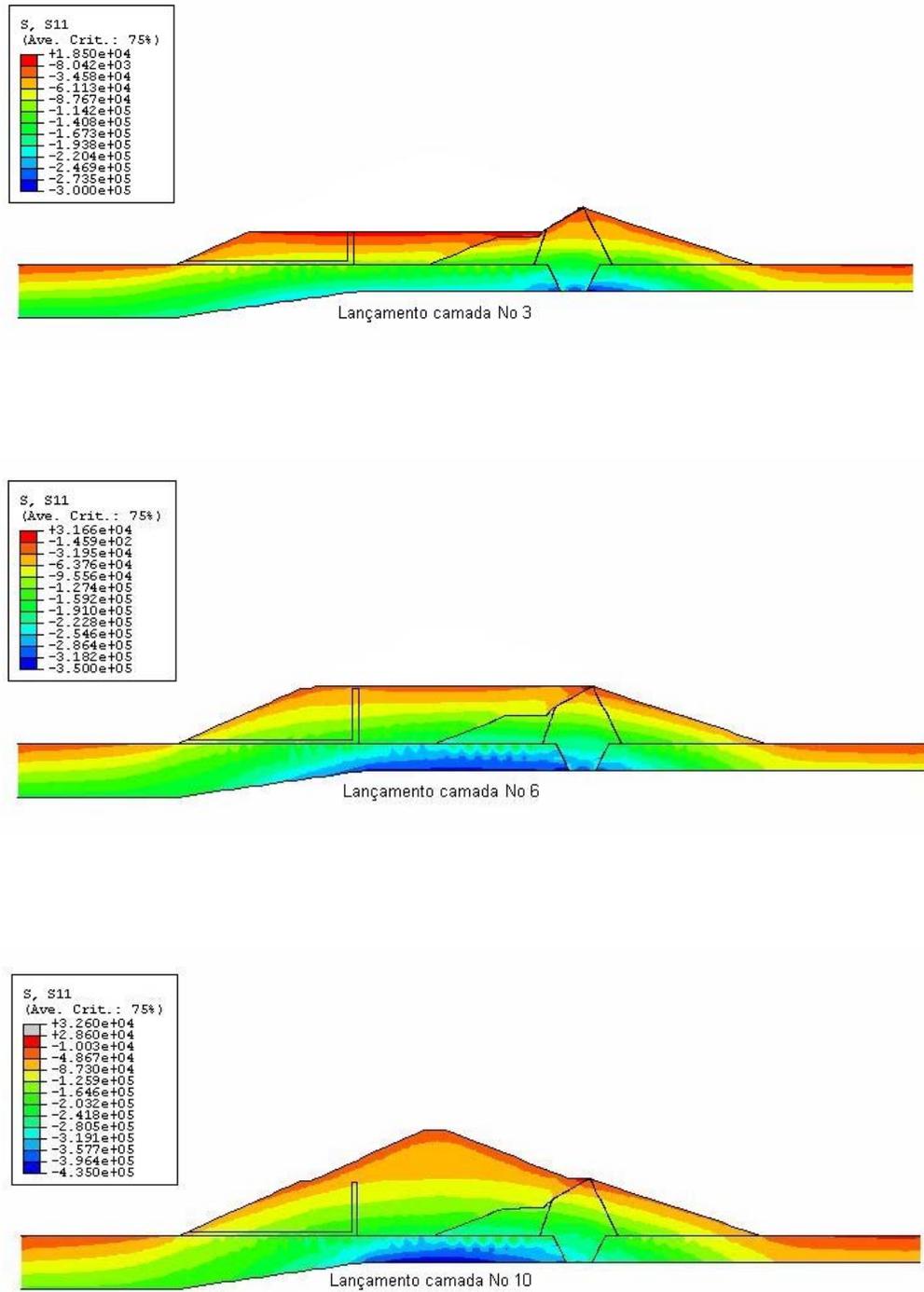


Figura 4.6 Distribuição das tensões horizontais na construção da barragem projetada de Pomacocha após lançamentos da terceira, sexta e décima camadas de aterro

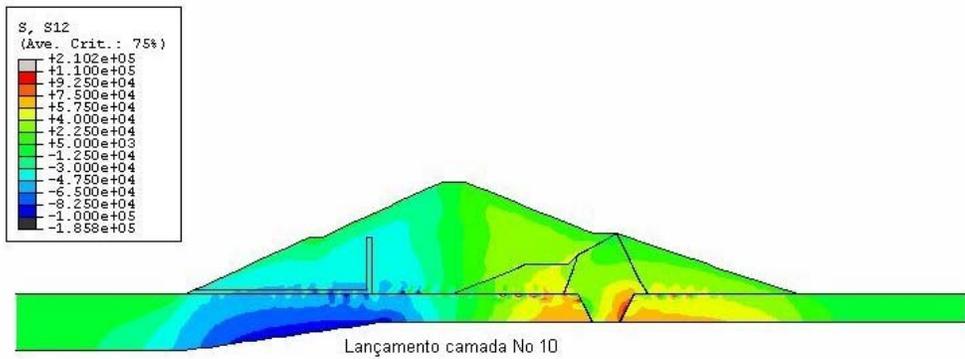
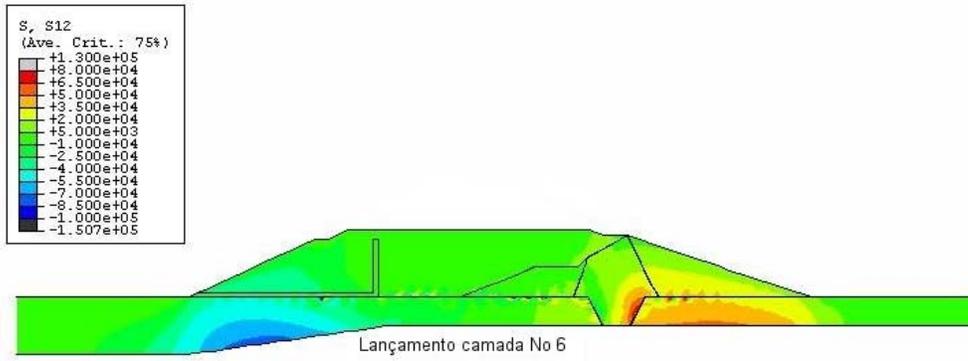
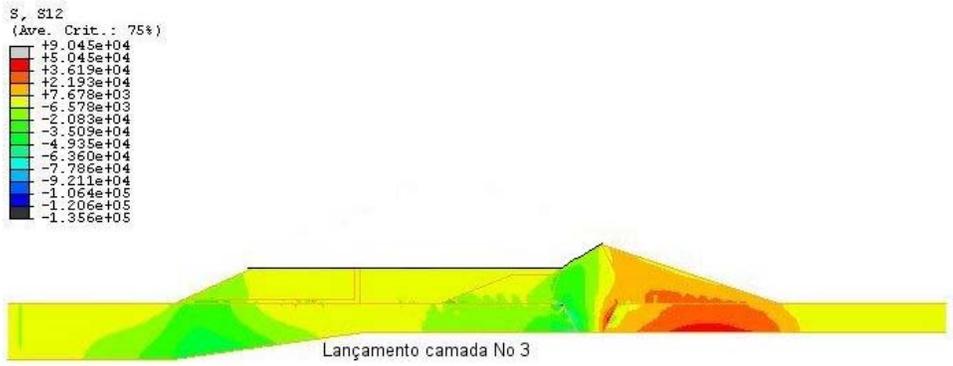


Figura 4.7 Distribuição das tensões cisalhantes na construção da barragem projetada de Pomacocha após lançamentos da terceira, sexta e décima camadas de aterro.

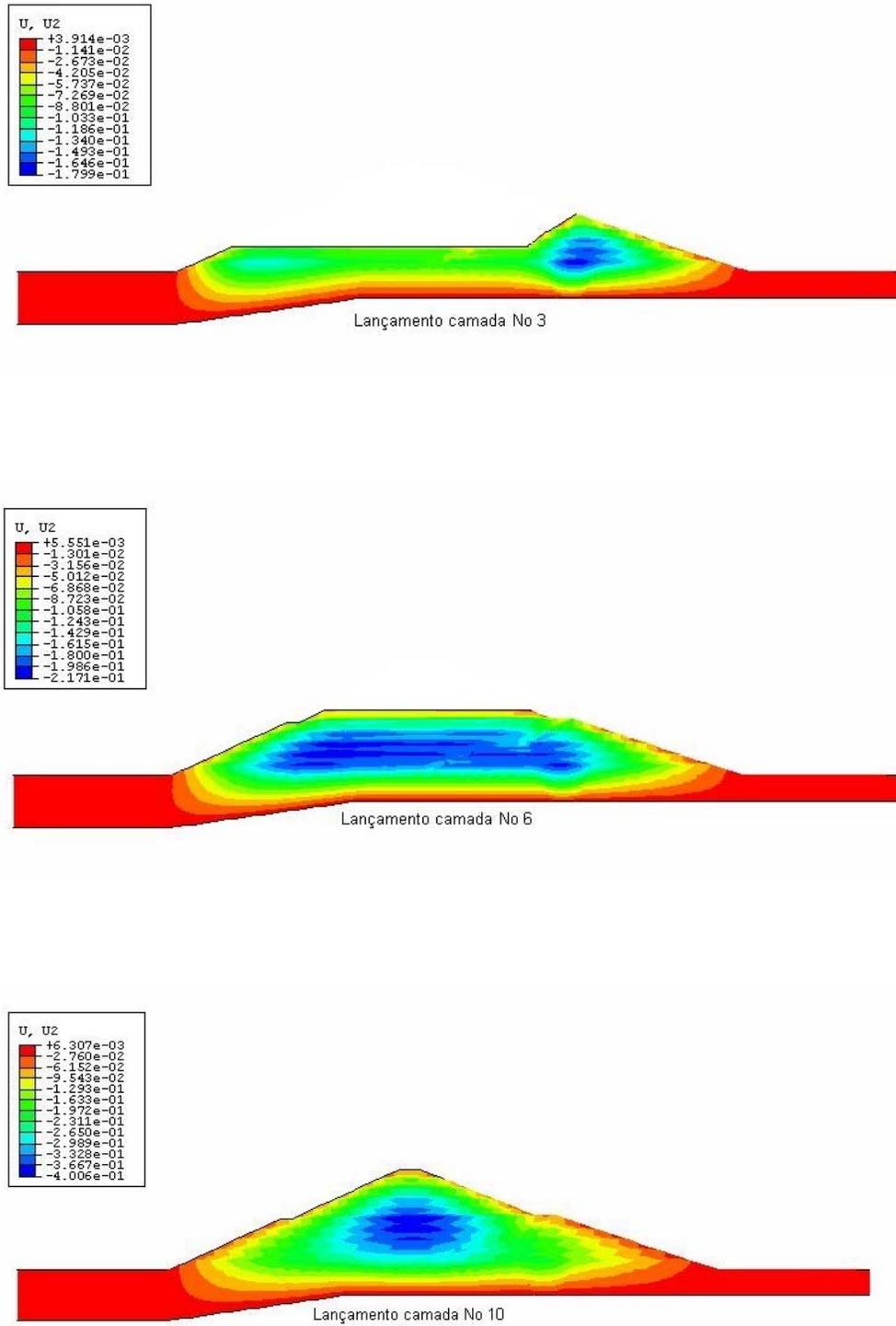


Figura 4.8 Distribuição dos deslocamentos verticais na construção da barragem projetada de Pomacocha após lançamentos da terceira, sexta e décima camadas de aterro

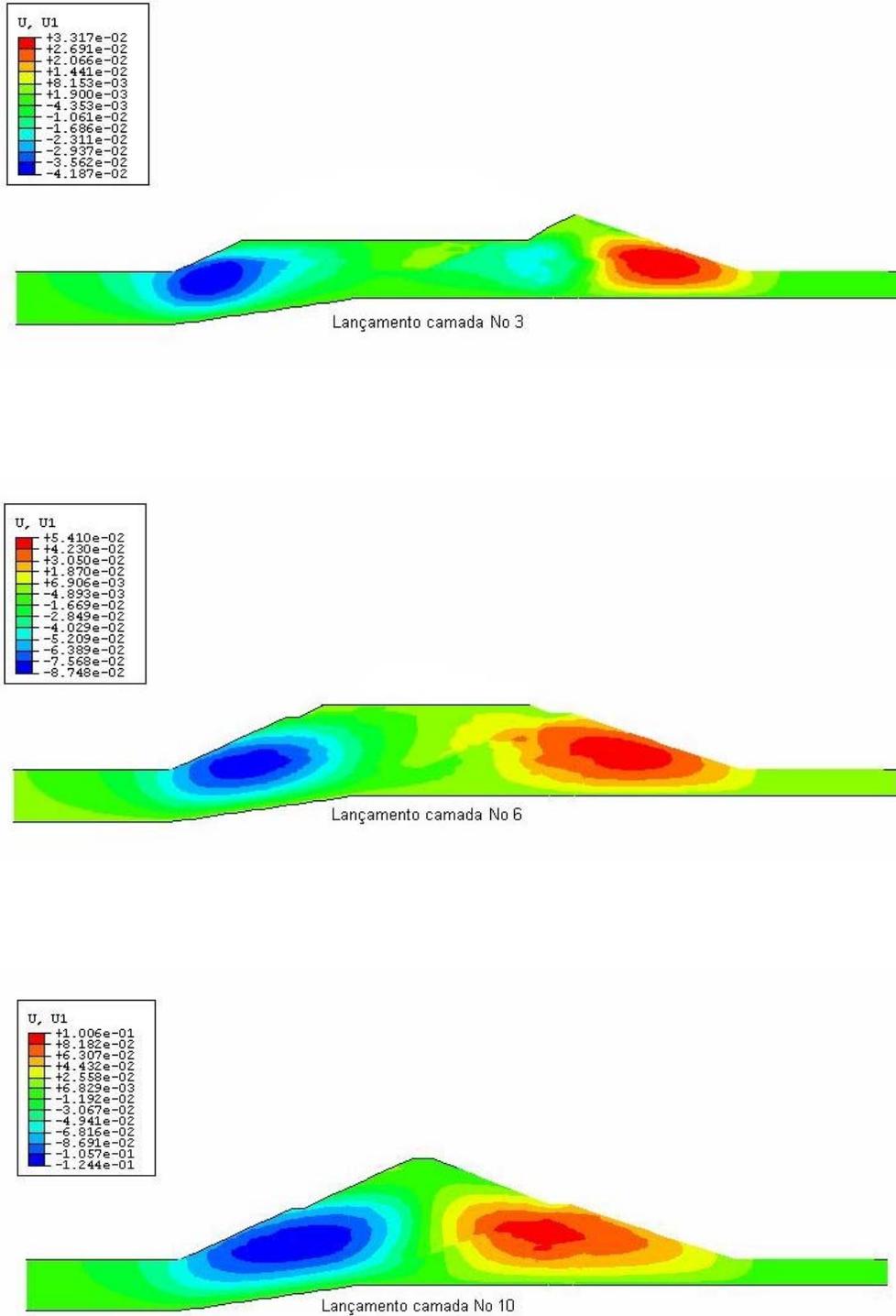


Figura 4.9 Distribuição dos deslocamentos horizontais na construção da barragem projetada de Pomacocha após lançamento de terceira, sexta e décima camadas de aterro.

4.3

Modelagem do primeiro enchimento do reservatório da barragem projetada

A fase do primeiro enchimento do reservatório foi simulada considerando-se 8 etapas de carregamento, correspondentes a iguais incrementos do nível d'água até a quota máxima de 4277.40m, onde o reservatório atinge 36m de profundidade d'água. Na apresentação dos resultados desta etapa, foram considerados apenas os incrementos de números 3, 6 e 9, correspondentes ao reservatório com profundidades d'água iguais a 12m, 24m e 36m, respectivamente.

As figuras 4.10 e 4.11. mostram a distribuição das tensões verticais e horizontais, respectivamente, de onde pode-se perceber que, em geral, houve um pequeno aumento das tensões em relação às calculadas no final da fase da construção, sendo o incremento mais pronunciado na região de montante da barragem e da fundação. Pode-se observar também que os valores de tensão no contorno lateral de montante não estão corretamente calculados, pois nesta região foram utilizados 2 elementos infinitos para os quais foi difícil representar o estado de tensão inicial para os diversos estágios de elevação do nível d'água, como requer o programa ABAQUS para este tipo de elemento. Esta dificuldade não aconteceu para os 3 elementos infinitos considerados junto ao contorno lateral de jusante, pois o estado de tensão inicial pôde ser adequadamente incorporado nesta região. Na etapa de construção incremental da barragem os elementos infinitos junto aos contornos laterais esquerdo e direito funcionaram apropriadamente porque, também nestes casos, o estado de tensão inicial pôde ser prescrito sem maiores dificuldades.

Quanto aos deslocamentos, observa-se que a distribuição da componente vertical é mais significativamente afetada junto aos contornos do talude de montante, como era de se esperar, passando os recalques nesta região da ordem de 10cm, ao final da construção (figura 4.8), para da ordem de 30 cm (figura 4.13), após o enchimento do reservatório. Em relação às componentes horizontais, também da comparação entre os campos de deslocamentos das figuras 4.9 (final de construção) e 4.14 (final do enchimento do reservatório) constata-se um incremento dos valores negativos (deslocamentos em direção ao talude de jusante) em consequência dos efeitos da pressão hidrostática aplicada no talude de montante.

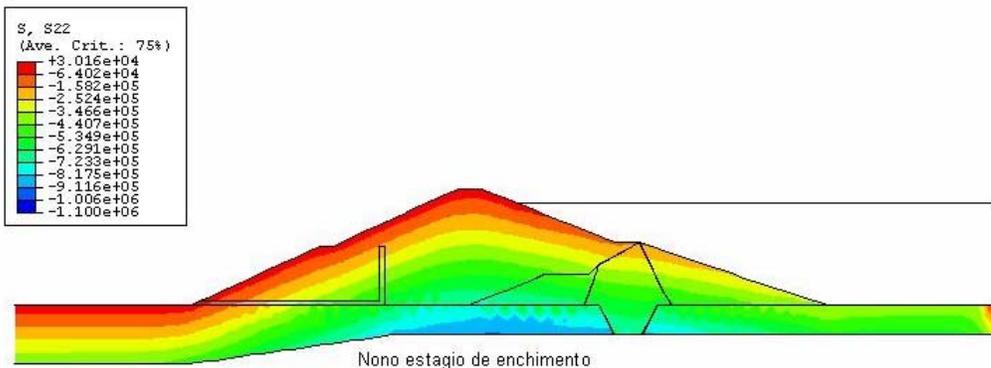
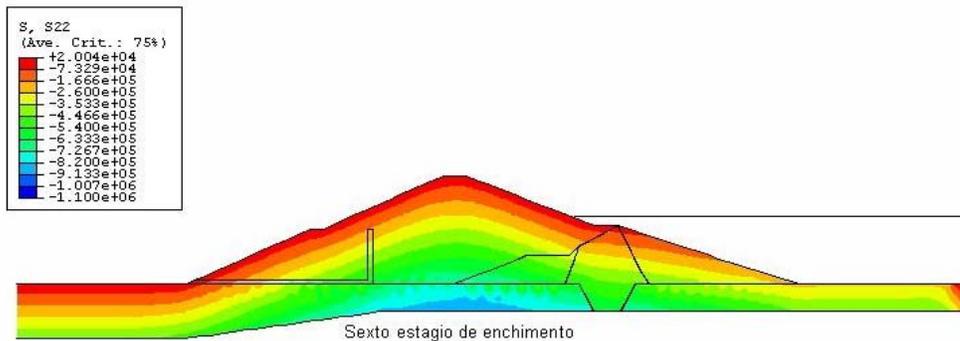
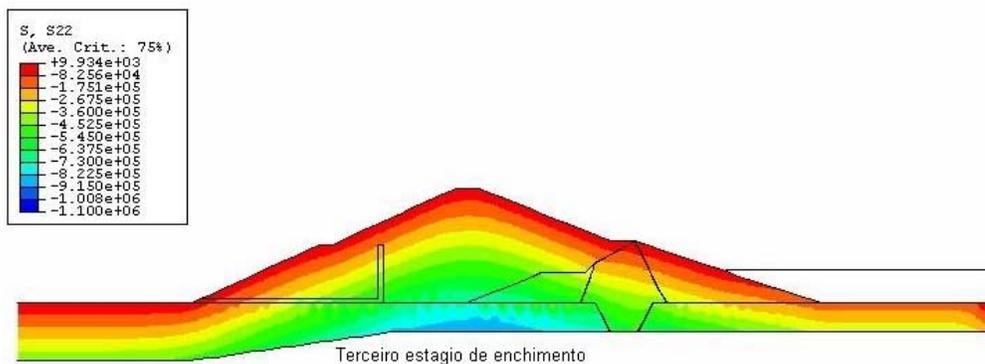


Figura 4.10 Distribuição das tensões verticais na barragem projetada de Pomacocha após os estágios 3, 6, 9 do primeiro enchimento do reservatório.

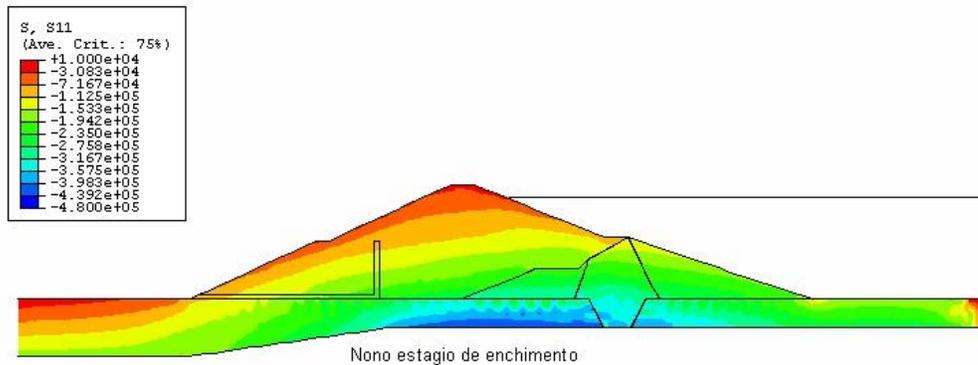
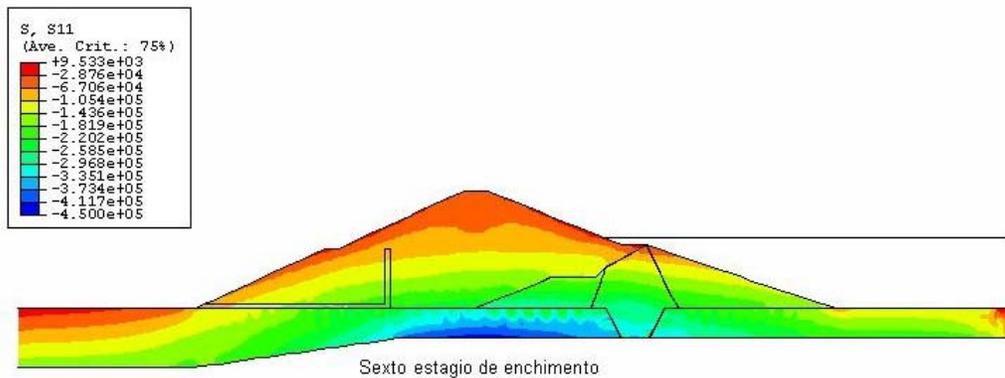
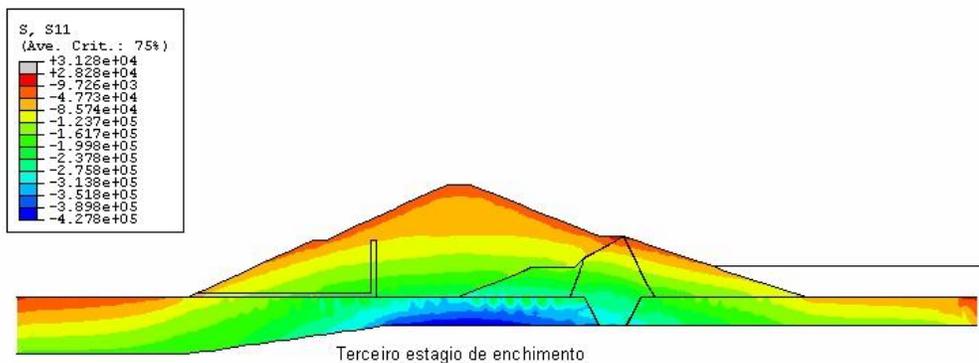


Figura 4.11 Distribuição das tensões horizontais na barragem projetada de Pomacocha após estágios 3, 6 e 9 do primeiro enchimento do reservatório.

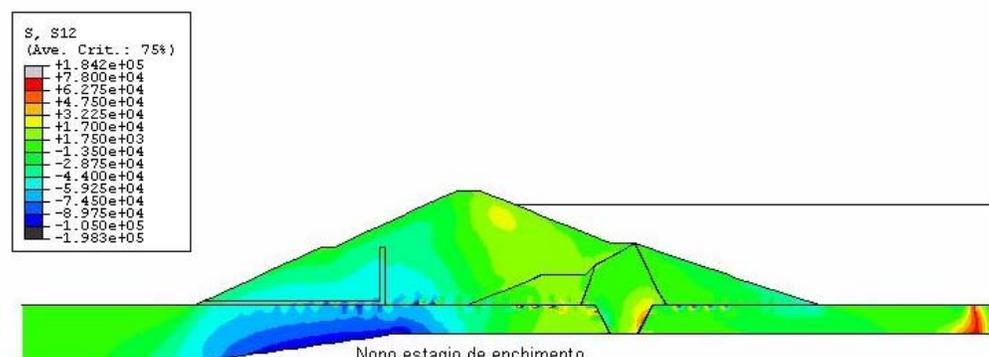
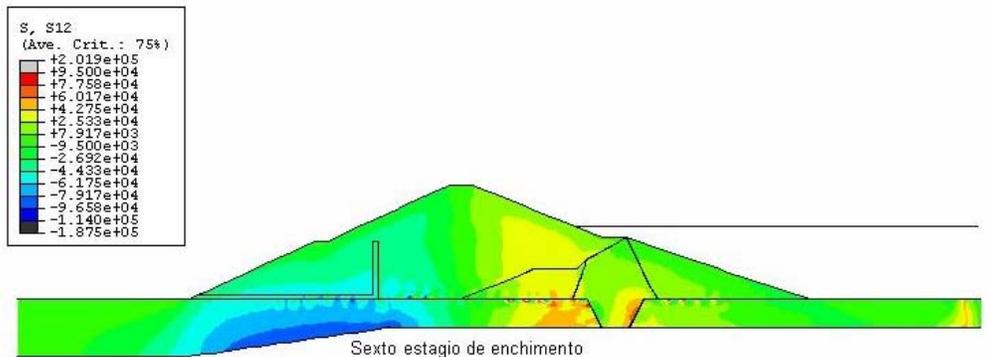
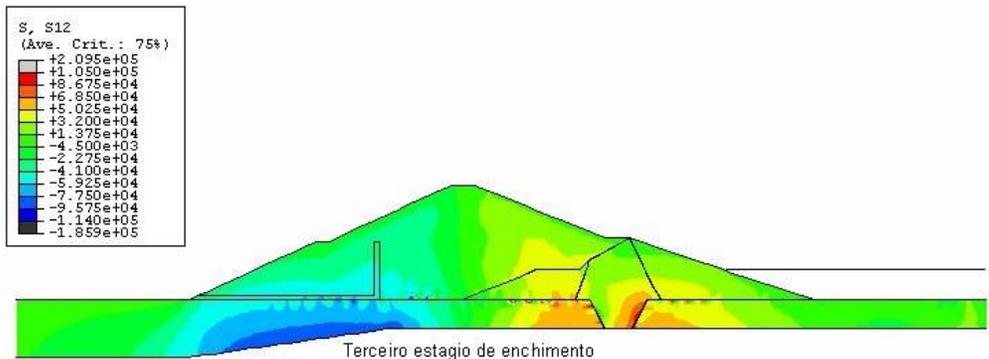


Figura 4.12 Distribuição das tensões cisalhantes na barragem projetada de Pomacocha após estágios 3, 6 e 9 do primeiro enchimento do reservatório.

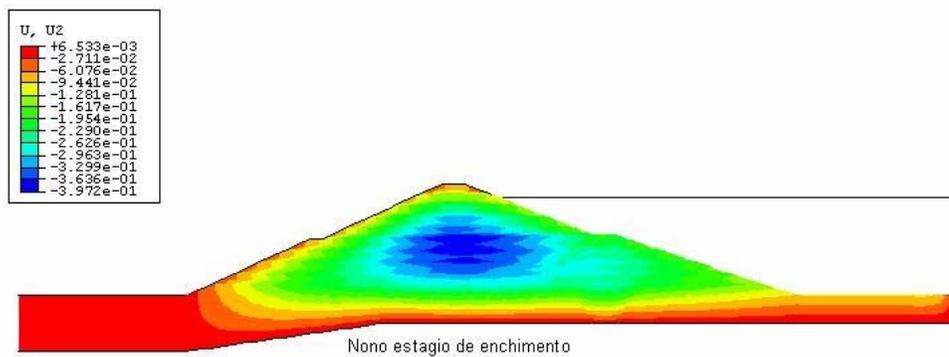
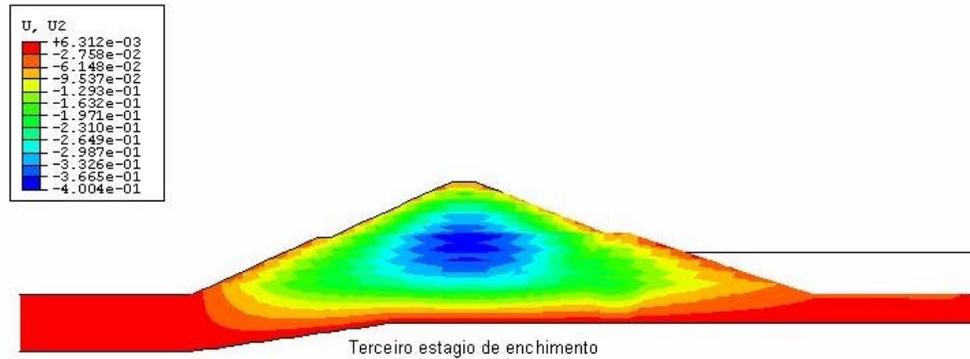


Figura 4.13 Distribuição dos deslocamentos verticais na barragem projetada de Pomacocha após os estágios 3, 6 e 9 do primeiro enchimento do reservatório.

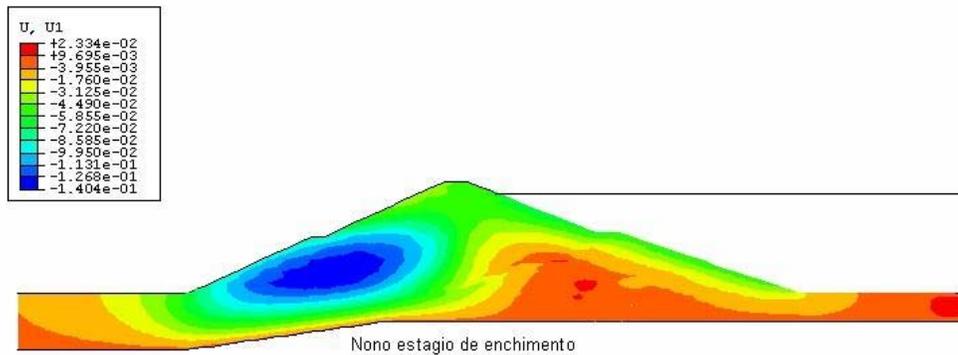
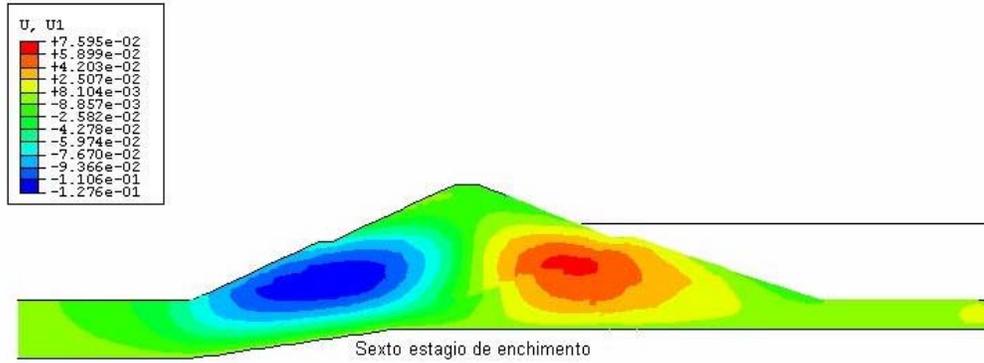
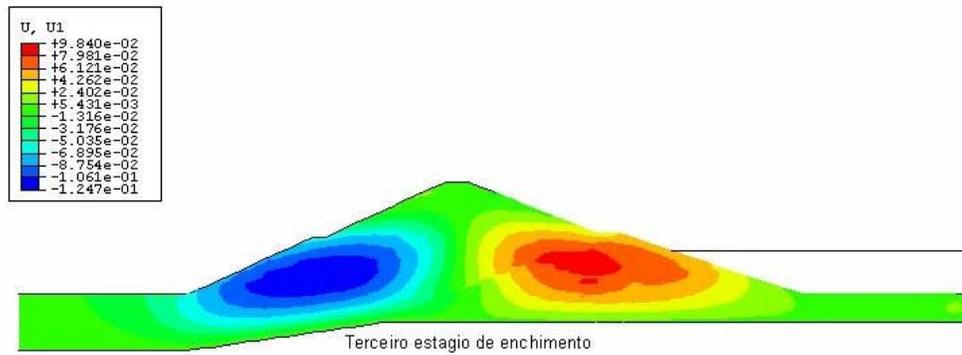


Figura 4.14 Distribuição dos deslocamentos horizontais na barragem projetada de Pomacocha após estágios 3, 6 e 9 do primeiro enchimento do reservatório

Examinam-se em seguida o comportamento observado em determinados locais do corpo da barragem de terra, identificados na figura 4.15 pela numeração de pontos nodais ou de elementos da malha já apresentada anteriormente na figura 4.4.

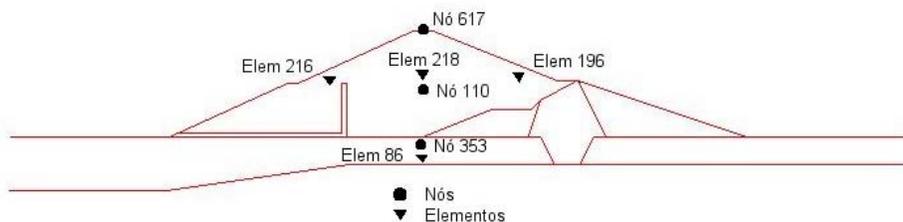


Figura 4.15 Alguns pontos nodais e elementos da malha utilizada na análise numérica

Para análise da figura 4.16 e seguintes, faz-se agora necessário uma breve explicação em relação à legenda do eixo das abscissas, denominado eixo dos eventos, construído diretamente com o pós-processador do programa ABAQUS. Os eixos horizontais foram subdivididos em três segmentos, denominados: a) evento A, correspondente à construção incremental das cinco camadas de aterro da barragem existente; b) evento B, relativo à construção incremental das 10 camadas de aterro na expansão projetada da barragem de Pomacocha; c) evento C, indicando a elevação do nível do reservatório em 8 estágios sucessivos de 4m de coluna d'água.

A figura 4.16 exhibe os deslocamentos dos nós 617 (crista) e 110 (centro da barragem) durante as etapas de construção e primeiro enchimento do reservatório. Como esperado, durante a construção (evento A) o recalque do ponto 110 supera aquele previsto para o ponto 617, porém mantendo-se ambos praticamente constantes durante a fase de enchimento do reservatório (evento C). Com relação aos deslocamentos horizontais mostrados na figura 4.17, o nó 110 sofre um deslocamento negativo (para jusante) durante a construção (evento B) e que não muda de sinal durante a etapa de enchimento do reservatório (evento C). O movimento do ponto nodal na crista da barragem é somente no sentido de jusante, devido à ação do carregamento hidrostático.

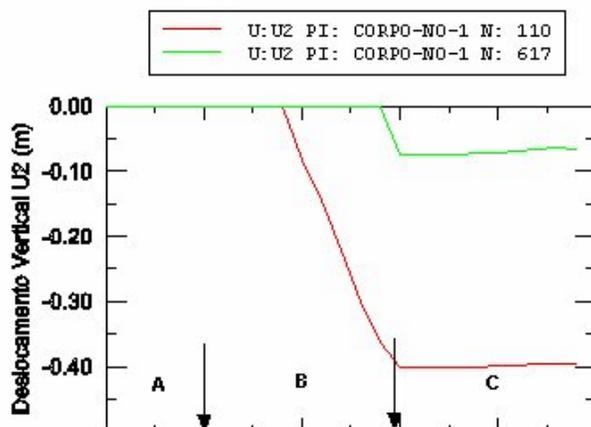


Figura 4.16 História de recalque dos pontos nodais 617 (crista) e 110 (centro da barragem) durante o período de construção e primeiro enchimento do reservatório.

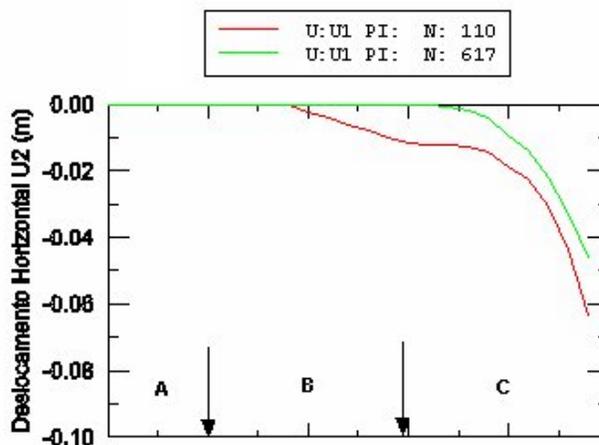


Figura 4.17 História dos deslocamentos horizontais dos pontos nodais 617 (crista) e 110 (centro da barragem) durante o período de construção e enchimento do reservatório.

História das deformações horizontais no centróide do elemento 218 (próximo ao eixo central da barragem, ver figura 4.15) está representada na figura 4.18 com indicação de suas componentes elástica e plástica, associadas ao modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb. Como pode ser observado, durante a construção ocorre um rápido aumento das deformações elásticas e plásticas,

com preponderância das primeiras, seguido por um decréscimo gradual da componente elástica e estabilização das deformações plásticas durante a fase de enchimento do reservatório.

Gráficos semelhantes são apresentados na figura 4.19 e 4.20 para o centróide do elemento 196, situado nas proximidades do talude de montante, e centróide do elemento 216, localizado junto ao talude de jusante (figura 4.15). Não há ocorrência, nestes casos, de deformações plásticas e as deformações horizontais elásticas mostram reversão de sinal entre as fases de construção e o primeiro enchimento do reservatório, como esperado.

As respectivas histórias de tensão nestes elementos (218, 196 e 216) estão indicadas nas figuras 4.21 a 4.23. Os valores de tensão permanecem praticamente constantes, com ligeira modificação de valores apenas nos estágios finais do levantamento do nível do reservatório. Tensões negativas nestes gráficos são consideradas como de compressão.

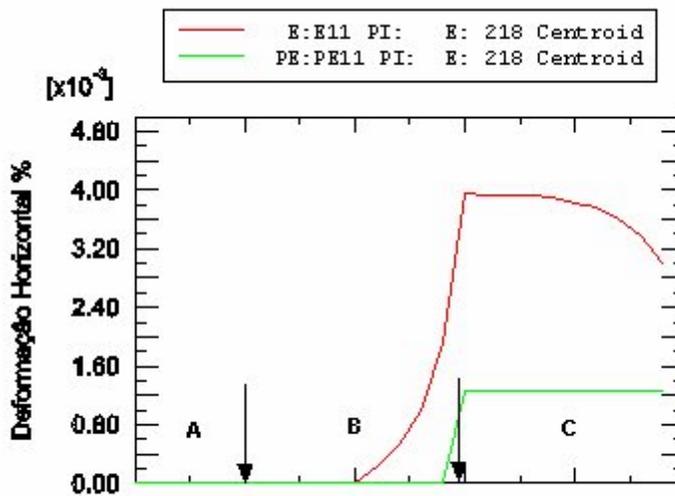


Figura 4.18 Componentes horizontais da deformação normal elástica (em marron) e plástica (em verde) avaliadas no centróide do elemento 218 da figura 4.15

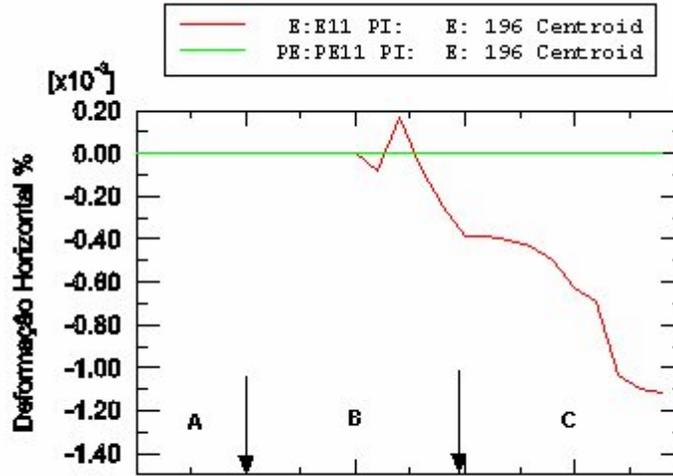


Figura 4.19 Componente horizontal de deformação normal elástica (em marron) e plástica (em verde) avaliadas no centróide do elemento 196 da figura 4.15.

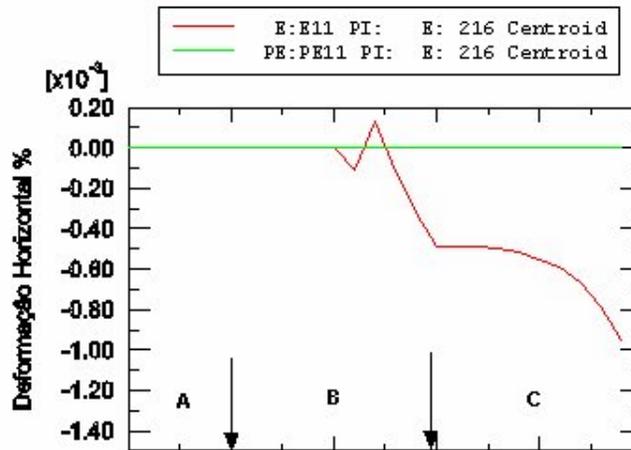


Figura 4.20 Componente horizontal da deformação normal elástica (em marron) e plástica (em verde) avaliadas no centróide do elemento 216 da figura 4.15.

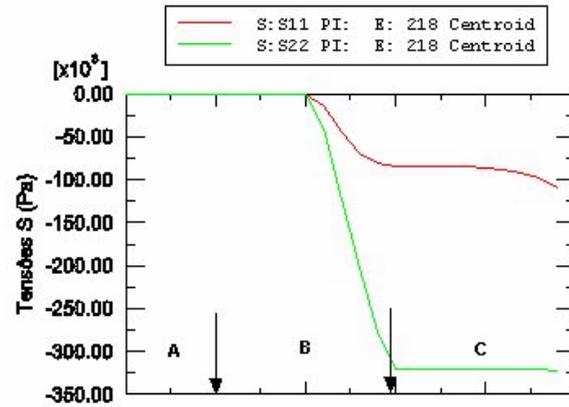


Figura 4.21 História das tensões horizontais (em marron) e verticais (em verde) no centróide do elemento 218 da figura 4.15.

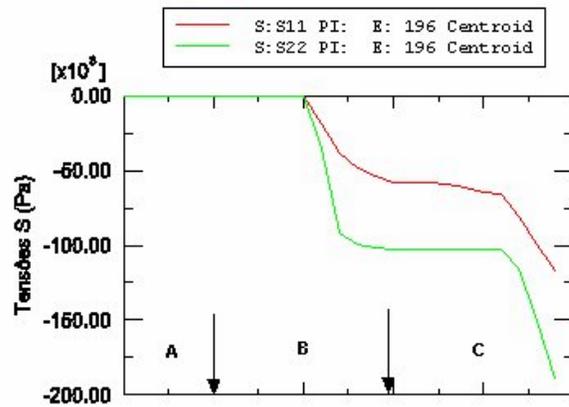


Figura 4.22 História das tensões horizontais (em marron) e verticais (em verde) no centróide do elemento 196 da figura 4.15.

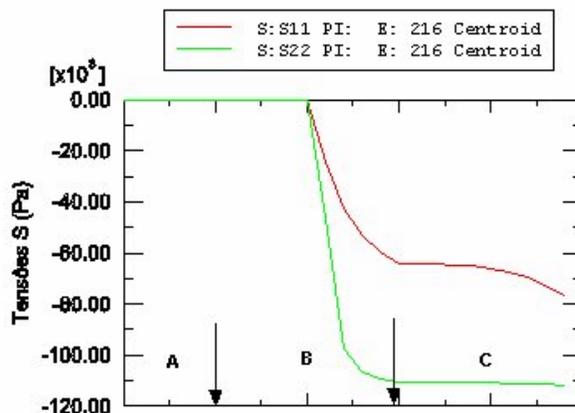


Figura 4.23 História das tensões horizontais (em marron) e verticais (em verde) no centróide do elemento 216 da figura 4.15.

4.4 Modelagem do comportamento sísmico

Castillo e Alva (1993) publicaram um estudo do perigo sísmico do Peru, utilizando metodologia que integra informações sismotectônicas, parâmetros sismológicos e leis de atenuação regionais para diferentes mecanismos de ruptura. Os resultados foram expressos sob forma de curvas de perigo sísmico, relacionando-se a aceleração com a sua probabilidade anual de excedência (figura 4.24).

Para uma barragem, conforme critérios de projeto especificados na tabela 4.5 e considerando-se um tempo de retorno de 950 anos, probabilidade de excedência de 10%, vida útil de 100 anos, obtém-se da figura 4.24 um valor máximo de aceleração ao nível do embasamento rochoso da ordem de 0.37g. No entanto, sabe-se que a consideração deste valor máximo como critério de projeto é muito conservadora, preferindo-se aplicar um fator de redução de 2/3 nos dados do registro tempo - história, seguindo-se sugestão de Seed & Idriss (1969). No caso da barragem de Pomacocha, o valor máximo da aceleração é então reduzido para 0.25g, causado por um sismo de subducção, mais frequente na região da barragem do que sismos originados em falhas superficiais, e para os quais se dispõe de um maior número de informações sismológicas.

Tipo de Obra	Vida Útil (anos)	Probabilidade de Excedência	Tempo de Retorno (anos)
- Instalações essenciais com capacidade muito limitada para resistir deformações não elásticas e perigo de poluição	50 a 100	0.01	>5000
- Equipamento de sub-estações elétricas de alta voltagem	50	0.03	1600
- Pontes ou viadutos de estradas principais. Barragens	100	0.10	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

Tabela 4.5 Valores representativos de critérios de projeto considerando movimentos sísmicos



Figura 4.24 Mapa de isoacelerações para a zona da barragem de Pomacocha, Peru

O registro sísmico utilizado nesta pesquisa corresponde à componente N820 do terremoto da cidade de Lima (Peru) de 1974, conforme figura 4.25, normalizado a uma aceleração de pico de 0.25g. Este acelerograma é aplicado no contorno inferior da malha de elementos finitos (na interface solo de fundação – rocha de embasamento), gerando ondas planas SV que se propagam verticalmente. Em ambos os contornos laterais da malha foram também considerados elementos infinitos quadráticos (5 nós) de modo a assegurar a radiação para o infinito das ondas que atingem estes contornos, possivelmente após uma sequência de reflexões nas superfícies livres e refrações nas interfaces entre os diferentes materiais que formam a barragem.

O amortecimento do material é introduzido de acordo com o chamado método de Rayleigh (equação 3.2) considerando valores dos parâmetros de amortecimento $\alpha = 0.02$ e $\beta = 0.02$.

Na apresentação dos resultados devidos à excitação sísmica, foram considerados apenas 2 instantes particulares onde a aceleração apresenta picos significativos, correspondentes aos instantes $t = 12.58\text{s}$ ($a = 1.58767\text{ m/s}^2 = 0.16\text{g}$) e $t = 19.80\text{s}$ ($a = 1.92489\text{ m/s}^2 = 0.20\text{g}$), conforme também se observa da figura 4.25.

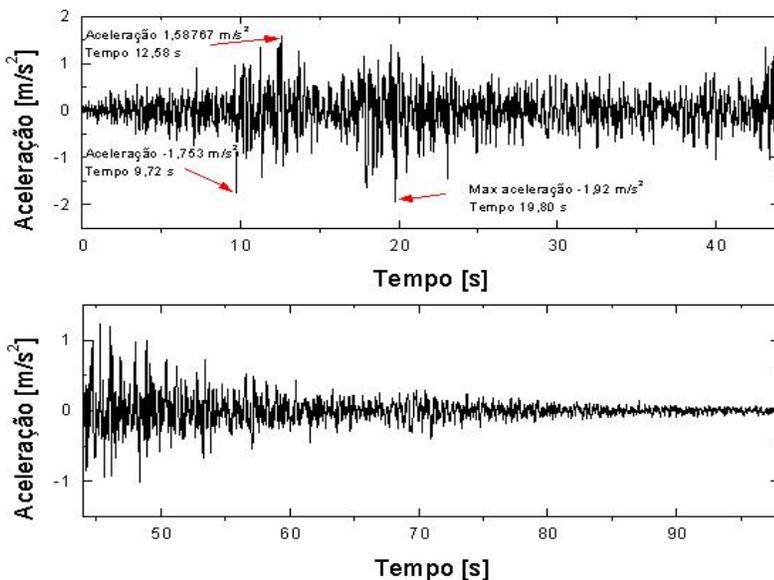


Figura 4.25 Acelerograma utilizado na análise baseado no registro do terremoto de Lima, 1974.

Para ambos os instantes selecionados, as figuras 4.26, 4.27 e 4.28 apresentam os campos de tensões devido à ação sísmica enquanto que as figuras 4.29 e 4.30 ilustram a distribuição das componentes de deslocamento vertical e horizontal, respectivamente.

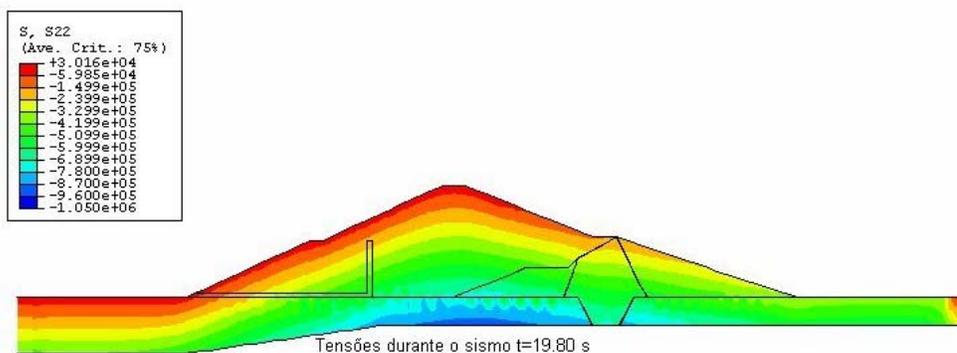
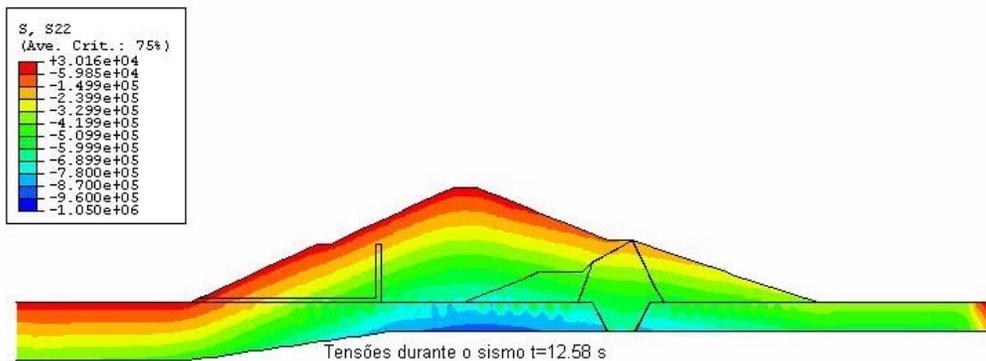


Figura 4.26 Distribuição das tensões verticais durante a excitação sísmica na barragem de Pomacocha, nos tempos t=12.58 s e t= 19.80 s.

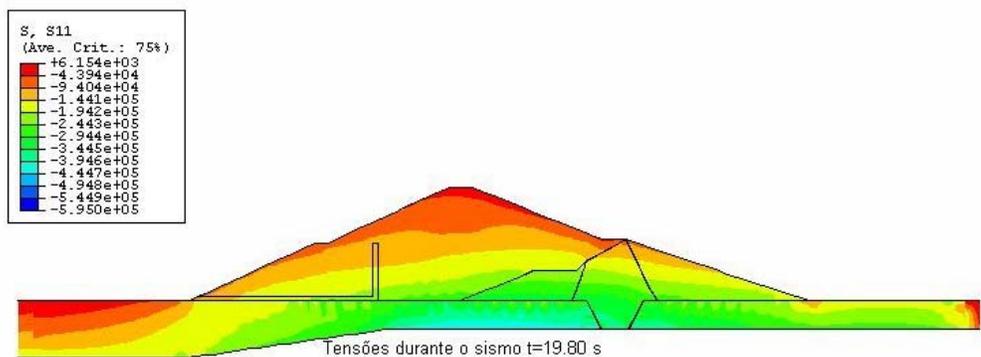
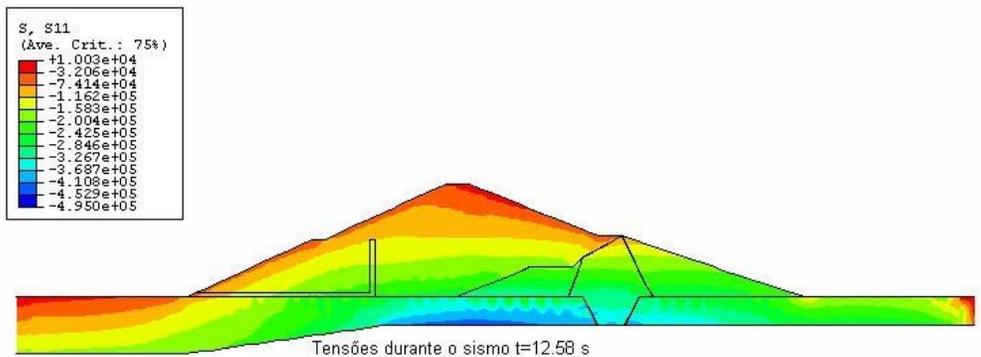
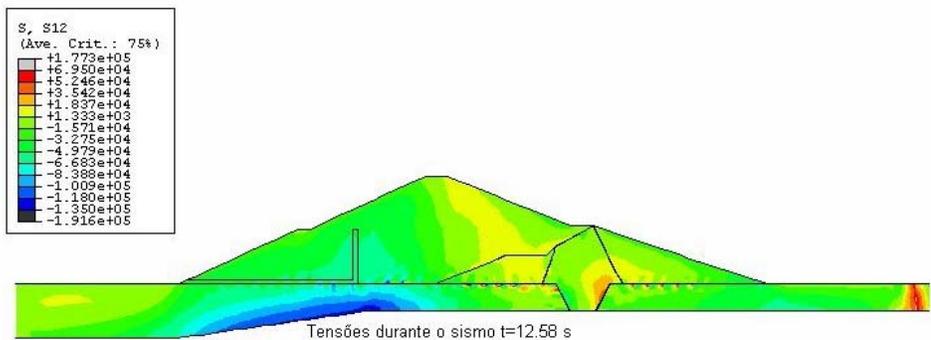


Figura 4.27 Distribuição das tensões horizontais durante a excitação sísmica na barragem de Pomacocha, nos tempos t= 12.58 s e t=19.80 s.



PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0025033/CA

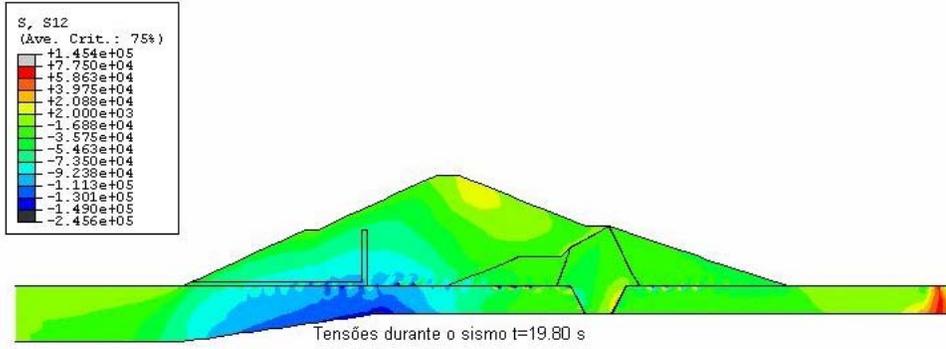


Figura 4.28 Distribuição das tensões cisalhantes durante a excitação sísmica na barragem de Pomacocha, nos tempos t=12.58 s e t=19.80 s.

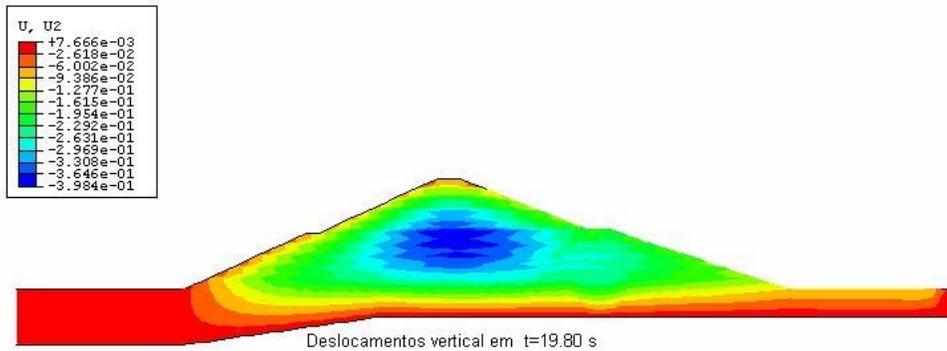
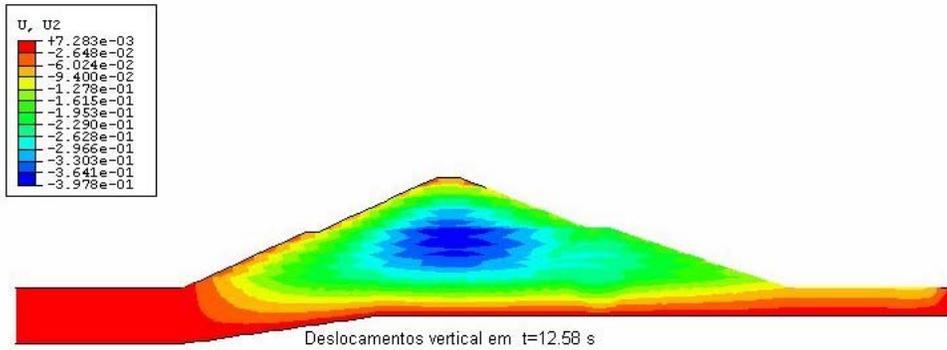


Figura 4.29 Distribuição dos deslocamento verticais durante a excitação sísmica na barragem de Pomacocha, nos tempos t=12.58 s e t=19.80 s.

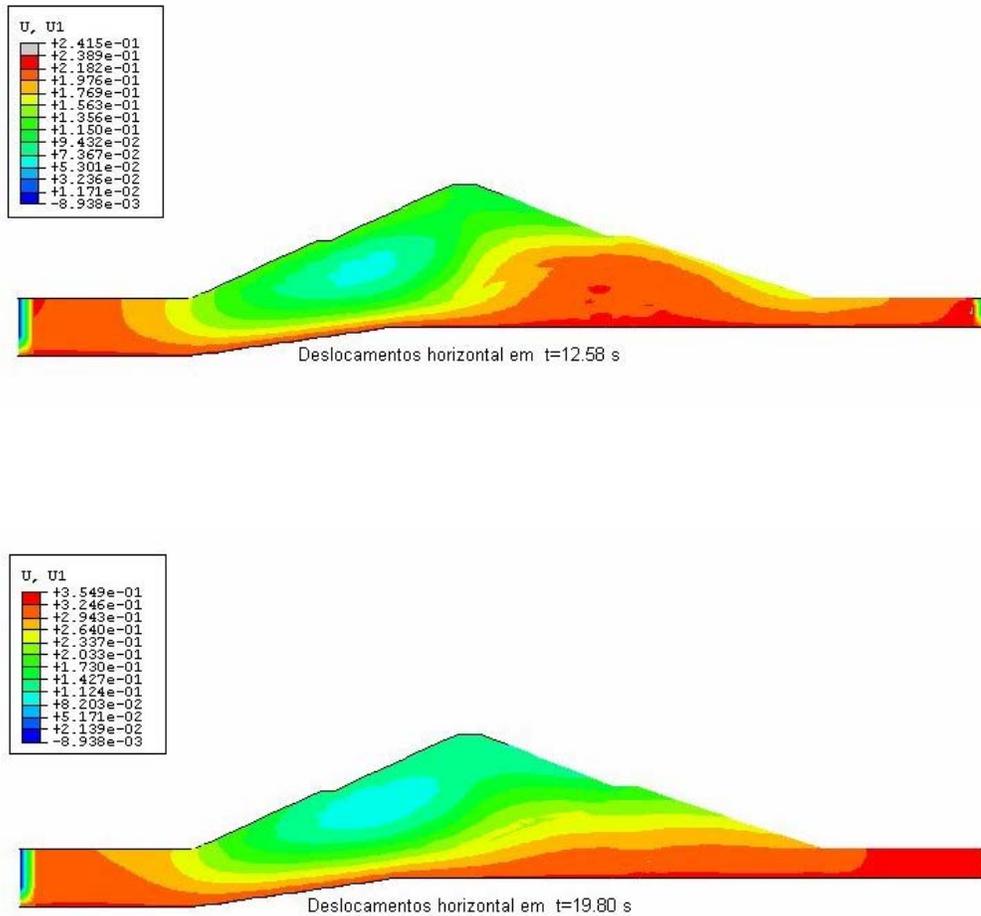


Figura 4.30 Distribuição dos deslocamentos horizontais durante a excitação sísmica na barragem de Pomacocha, nos tempos $t=12.58$ s e $t=19.80$ s.

Como pode ser observado das figuras 4.26 a 4.30, e ainda que restringindo-se a somente dois instantes de tempo ($t=12.58$ s e $t=19.80$ s), os efeitos da excitação sísmica são mais significativos na distribuição das tensões cisalhantes (figura 4.28) e da componente horizontal dos deslocamentos (figura 4.30) em consequência da natureza SV das ondas de tensão consideradas na análise numérica.

A figura 4.31 ilustra as acelerações horizontais previstas para os nós 353, 110 e 617, situados na fundação, no centro da barragem e na crista, respectivamente (ver figura 4.15). As acelerações prescritas na interface solo-rocha do maciço de fundação correspondentes as ilustradas na figura 4.25 são majoradas no corpo da barragem, crescendo ao longo de sua altura e atingindo um valor máximo de aceleração horizontal de 0.18g na crista da barragem, o que representa um fator de amplificação máxima de 1.22.

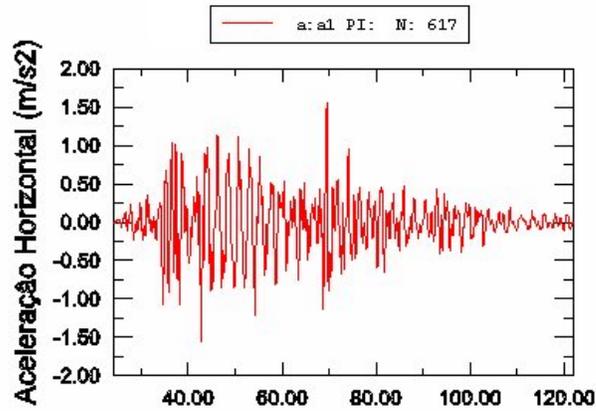
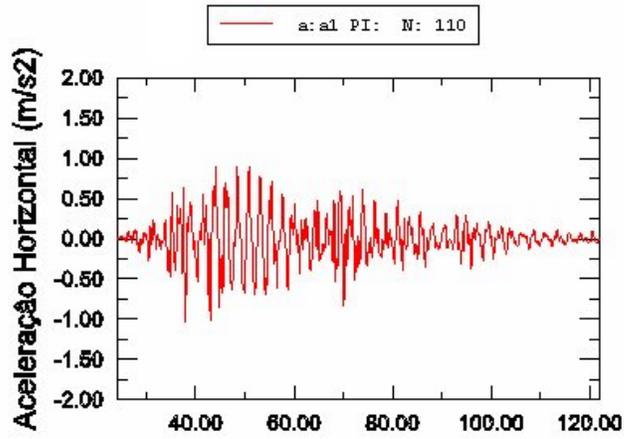
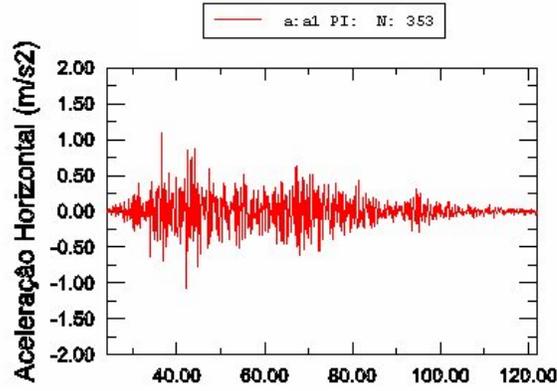


Figura 4.31 História das acelerações horizontais (a) na fundação (nó 353); (b) no centro da barragem (nó 110); (c) na crista (nó 617)

Finalmente, são apresentados para os pontos localizados nos centróides dos elementos 218, 196 e 216 (ver figura 4.15) a história das deformações horizontais nas fases de carregamento estático (construção, primeiro enchimento do reservatório) e sísmico. Resultados para o elemento 218 estão ilustrados na figura 4.32, de onde se pode notar o acréscimo nos valores de deformação plástica à medida em que o sismo se torna mais intenso, e para os elementos 196 e 216 nas figura 4.33 e 4.34 respectivamente.

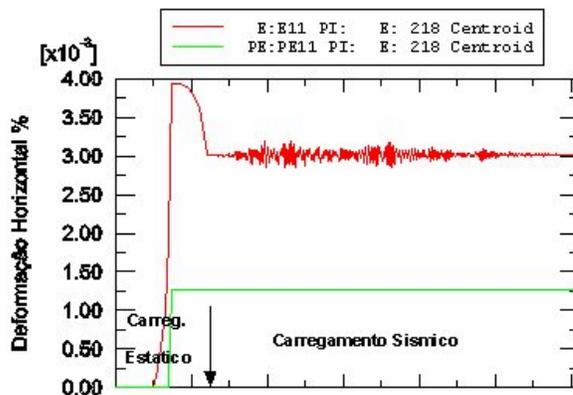


Figura 4.32 História das deformações horizontais elásticas (em marrom) e plásticas (em verde) para o centróide do elemento 218 da figura 4.15

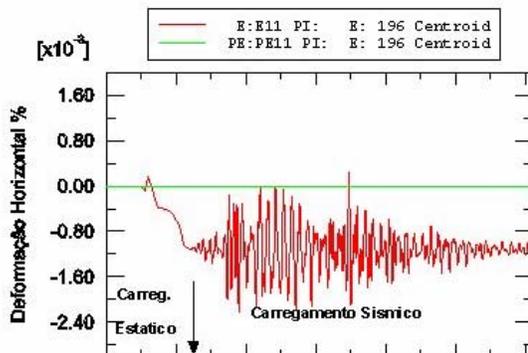


Figura 4.33 História das deformações horizontais elásticas (em marrom) e plásticas (em verde) para o centróide do elemento 196 da figura 4.15

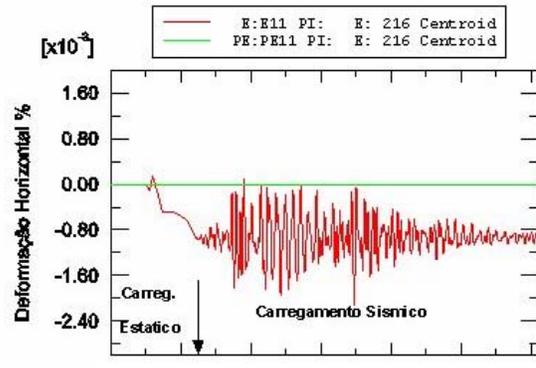


Figura 4.34 História das deformações horizontais elásticas (em marrom) e plásticas (em verde) para o centróide do elemento 216 da figura 4.15.