

4. Análise e apresentação dos resultados.

4.1. Análise axisimétrico, em 2D.

Um problema é axisimétrico (com simetria de revolução) quando o domínio e as cargas aplicadas são simétricos em torno de um eixo. A solução do problema também é simétrica em relação ao referido eixo. Considerando uma seção do domínio (que contem o eixo de revolução), o estado de deformação é definido pelos dois componentes do deslocamento u , v contidos na referida secção. Por conseguinte, o problema é reduzido a um problema em duas dimensões (radial e axial), embora o domínio seja tridimensional. O domínio considerado para cada elemento corresponde a um anel de revolução com seção transversal igual à forma do elemento, como se observa na Figura 4.1. Devido ao estado de deformação bidimensional, utilizam-se as mesmas funções de interpolação no caso plano, para definir o campo de deslocamentos dentro do elemento. No entanto, o domínio do elemento continua sendo o anel de revolução, de modo que a energia, a rigidez e as forças nodais equivalentes devem ser calculadas para todo o anel.

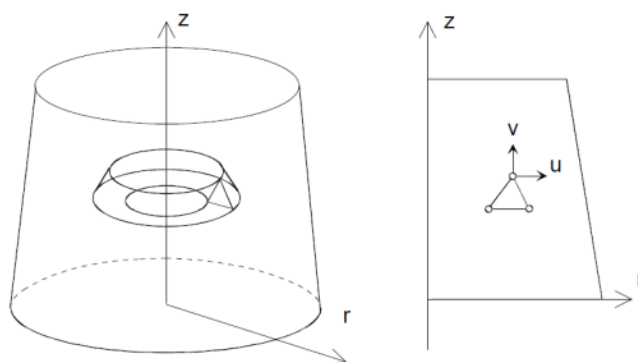


Figura 4.1 - Problema com simetria rotacional (Lizarza, 2011).

Num problema de elasticidade plana, a energia armazenada está associada apenas com os três componentes de tensão e a deformação contidos no plano do problema. Não contribuem à energia, nem a tensão nem a deformação perpendiculares ao referido plano, por ser nulas. No entanto, num problema axisimétrico, todo deslocamento radial u induz uma deformação na direção

circunferencial, e porquanto que as tensões nesta direção circunferencial não são nulas, tem-se que considerar este quarto componente de tensão-deformação. Portanto, a deformação num problema axisimétrico tem quatro componentes, onde o termo adicional ε_θ , representa a deformação circunferencial produzida pela deformação radial; da mesma forma o estado de tensões em coordenadas cilíndricas tem quatro componentes.

O modelamento axisimétrico é usado para estruturas de revolução com uma seção transversal radial uniforme e esquema de carregamento em torno do eixo central, onde a deformação e estado de tensão são considerados idênticos em qualquer direção radial. Para os problemas axisimétricos, a coordenada x representa o raio e o eixo y corresponde à linha de simetria axial. As coordenadas x negativas não podem ser utilizados. Nos resultados de deformação axisimétrico de elementos finitos bidimensionais, são determinados apenas dois graus de liberdade de translação por nó (x e y). Na Figura 4.2, se apresenta o diagrama do modelo axisimétrico desenvolvido para a análise de tensões e deformações.

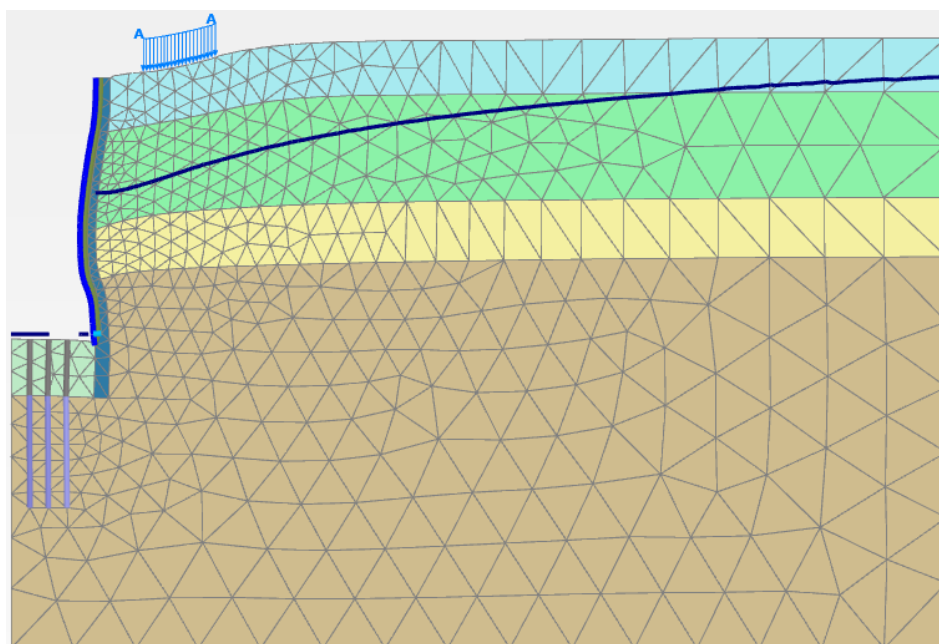


Figura 4.2 - Malha deformada no Modelo em 2D, no final do processo de escavação

4.2. Análise em 3D.

Os elementos mais populares para a discretização do domínio de elementos finitos são elementos tetraédricos e hexaédricos. O elemento sólido básico, da malha de elemento finitos em 3D no programa PLAXIS 3D, é o elemento

tetraédrico de 10 nós, com três nós por aresta e seis nós por face, como se apresenta na Figura 4.3. Este elemento é uma variante dos elementos triangulares planos, portanto para definir as funções de interpolação são usadas quatro coordenadas locais de volume do elemento (L_i), cumprindo a seguinte relação $L_1 + L_2 + L_3 + L_4 = 1$; e em seu interior se representa um estado de tensão constante.

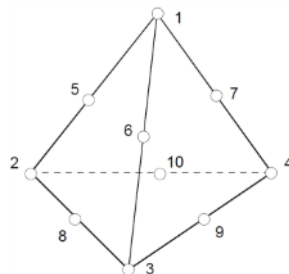


Figura 4.3 - Elemento tetraedro de dez nós (Lizarza, 2011).

O cálculo das tensões e deformações na forma de um sólido tridimensional é conceitualmente um problema semelhante que o caso bidimensional. As equações diferenciais que controlam o problema são semelhantes ao problema bidimensional, mas incluem uma terceira coordenada, z , e um terceiro deslocamento nessa direção, w . Qualquer ponto do sólido tem três deslocamentos u , v , w , os quais são uma função das coordenadas (x, y, z) do ponto, representados mediante o vetor deslocamentos $\mathbf{u}$; da mesma forma o vetor de deformações unitárias contem seis termos.

A análise de elemento finito 3D segue os mesmos procedimentos considerados para a análise de deformação plana. A única diferença é que em vez de analisar uma fatia em duas dimensões do valor limite do problema original, considera-se todo o domínio. Isto envolve discretização da geometria do problema em um conjunto elementos finitos de três dimensões.

O perfil geotécnico do solo foi determinado considerando a sondagem SP-59, e cada camada conformada desta forma, foi atribuída com o respectivo tipo de solo, como se pode observar na Figura 4.4.

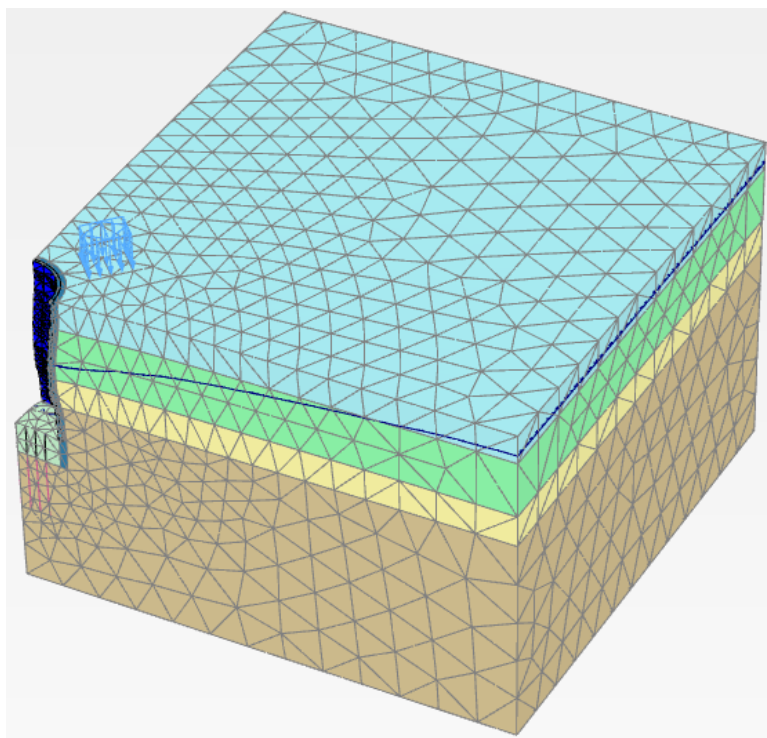


Figura 4.4 - Modelo em 3D, na ultima etapa do processo de escavação.

4.3. Apresentação e discussão de resultados

Na análise de deslocamentos totais, de acordo com a Figura 4.5, para a primeira etapa de escavação (E_1), correspondente a uma profundidade de 0,9 m, os deslocamentos máximos se apresentam na superfície da escavação, correspondendo ao levantamento do fundo concentrado na camada de aterro com uma pequena influência na camada argila, cujo valor é de 0.01364 m. Na etapa intermédia da escavação (E_9), correspondente a uma profundidade de 8,6 m, este deslocamento tem um valor de 0.03185 m e apresenta-se na superfície de escavação, correspondente ao levantamento do fundo concentrado na camada de argila arenosa; também se apresenta um deslocamento menor na parede de contenção na região inferior da escavação. Na ultima etapa de escavação (E_{18}), correspondente a uma profundidade de 16 m, o deslocamento maior se apresenta na parte meia da parede de contenção, na região correspondente à interface das camadas de argila, com um valor de 0.02379 m; também se observa um deslocamento menor pelo efeito do levantamento do fundo, devido a que o elemento estrutural conformado pela laje de jet-grouting chumbada com tirantes passivos garante a estabilidade do fundo da escavação. De acordo com estes

resultados, os deslocamentos totais decorrentes da escavação do poço são menores de 0.032 m.

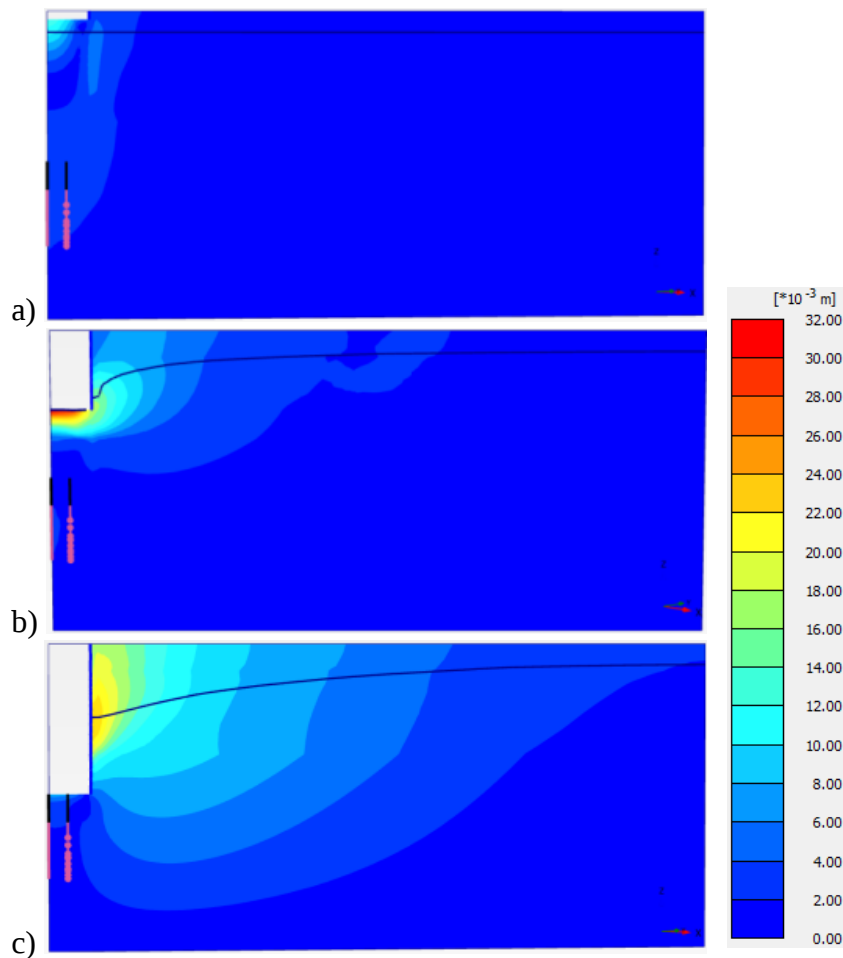


Figura 4.5 - Deslocamentos totais, nos estágios de escavação, a) (E_1) 0.9 m, b) (E_9) 8.6 m, c) (E_{18}) 16 m.

Nos resultados de tensões apresentados nas seguintes figuras, considera-se o sistema de coordenadas apresentado na Figura 4.6, onde as tensões de tração são consideradas positivas e as de compressão são negativas, este mesmo critério é considerado para as poropressões.

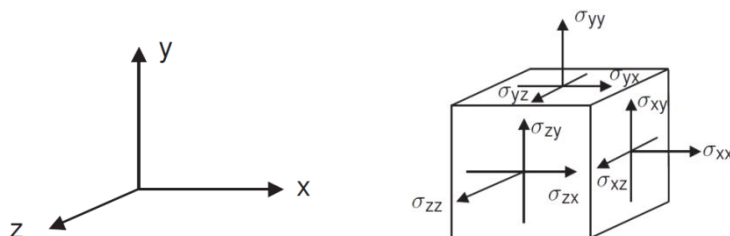


Figura 4.6 - Sistema geral de coordenadas tridimensional e convenção de sinais para tensões.

De acordo com a análise de tensões efetivas horizontais da Figura 4.7, verifica-se o aumento gradual da tensão efetiva horizontal no solo do lado escavado conforme progride a escavação, observando-se uma concentração nos elementos estruturais. Na primeira etapa (E_1), a influência da escavação é mínima, portanto a tensão máxima tem um valor de $92,54 \text{ kN/m}^2$, localizado na camada inferior do modelo. Na etapa intermédia (E_9), o valor máximo é de $249,8 \text{ kN/m}^2$, localizado na zona meia da parede de colunas secantes, também se observa concentração de tensões na laje de jet-grouting, devido à maior rigidez deste elemento. Na ultima etapa de escavação (E_{18}), o valor máximo é de $483,9 \text{ kN/m}^2$, localizado na base da laje de jet-grouting, apresentando-se um efeito de maior compressão na sua base, devido ao efeito das tensões ativas horizontais desenvolvidas e à influência mínima do levantamento do fundo.

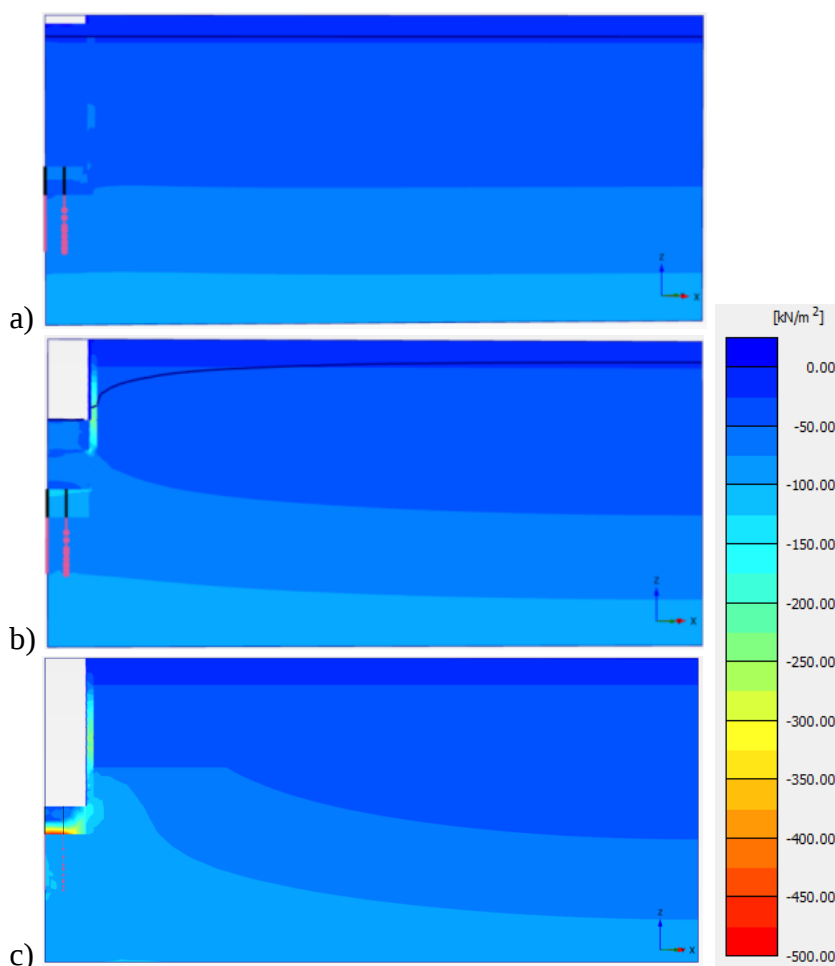


Figura 4.7 - Tensão efetiva horizontal, nos estágios de escavação, a) (E_1) 0.9 m, b) (E_9) 8.6 m, c) (E_{18}) 16 m.

Na Figura 4.8, apresenta-se a distribuição das tensões efetivas horizontais, exercidas sobre as superfícies da parede de colunas secantes. Neste diagrama, as

pressões efetivas negativas correspondem às exercidas sobre a face interior da escavação (do lado passivo) e as positivas sobre a superfície do terreno suportado (do lado ativo). Conforme a escavação avança, a tensão efetiva horizontal do lado passivo se incrementa a seu valor máximo atuando diretamente sobre a placa de jet-grouting. Nos diagramas de tensões determinados durante o estado inicial de tensões (E_0), observa-se uma distribuição lineal, de acordo ao estabelecido pela teoria de Rankine. Na primeira etapa de escavação (E_1), nota-se a distorção da distribuição de tensões correspondentes à camada de silte. Na etapa intermédia (E_9), as tensões efetivas passivas se tornam maiores na interfase superior das camadas, diminuindo com a profundidade, também se observa o efeito da laje rija de jet-grouting, apresentando o mesmo efeito da interfase de solo; enquanto que as tensões efetivas ativas apresentam um incremento gradual na camada de silte, com uma redistribuição não linear. Na ultima etapa (E_{18}), observa-se a concentração de tensões passivas na altura correspondente à laje de jet-grouting.

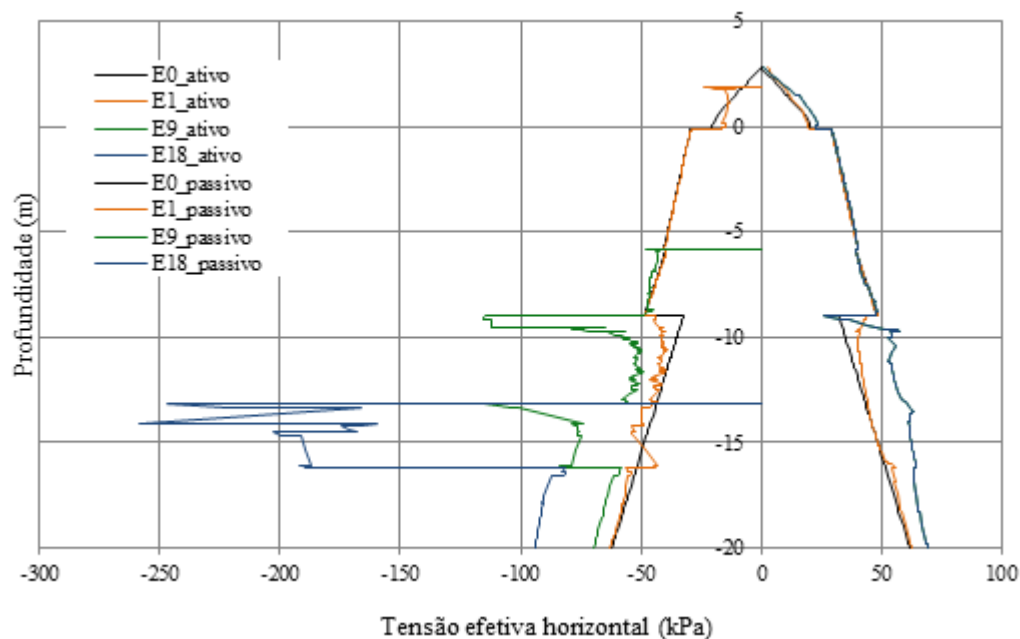


Figura 4.8 - Evolução de tensão efetiva horizontal do lado ativo e do lado passivo, durante o processo de escavação.

Na Figura 4.9, apresentam-se os resultados de tensão efetiva vertical, onde se verifica a diminuição destas tensões do lado escavado de acordo com o avanço da escavação, sendo esta diminuição maior na camada de silte; enquanto que do lado suportado, nas camadas de argila se verifica que estas tensões permanecem quase inalteradas, e na camada de silte no seu topo se apresentam incrementos

graduais; também se observa uma concentração de tensões na parede de colunas secantes. Na primeira etapa (E_1), o efeito da escavação é mínimo, apresentando um valor máximo de $240,10 \text{ kN/m}^2$ na camada inferior do modelo. Na etapa intermédia (E_9), o valor máximo é de $373,1 \text{ kN/m}^2$, localizado na parede de colunas secantes, na região correspondente à camada de silte. Na última etapa (E_{18}), o valor máximo é de $534,8 \text{ kN/m}^2$, localizado no elemento estrutural constituído pelas colunas secantes, situado na mesma região.

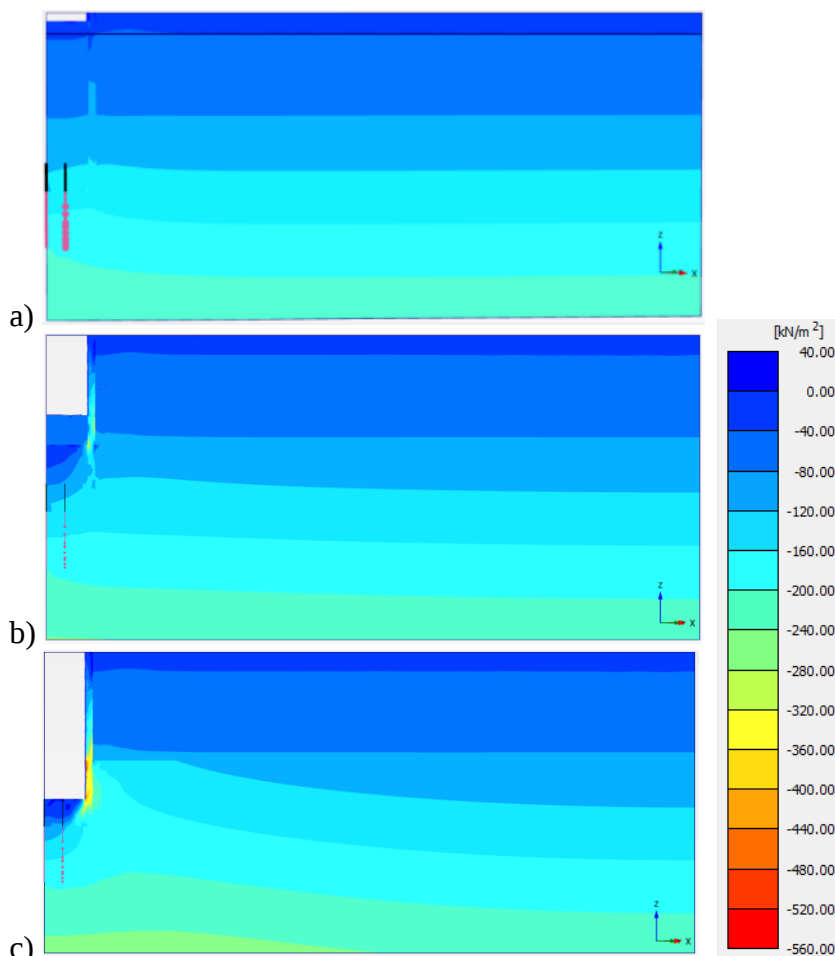


Figura 4.9 - Tensão efetiva vertical, nos estágios de escavação a) (E_1) 0.9 m, b) (E_9) 8.6 m, c) (E_{18}) 16 m.

Para o modelamento do efeito do fluxo de água considerou-se fluxo de regime permanente, sem considerar o efeito do adensamento, devido ao curto prazo de execução da escavação, com uma duração aproximada de um mês.

Da análise das poropressões, ilustrada na Figura 4.10, observa-se que para uma mesma cota, as poropressões são mais elevadas do lado suportado, que do lado escavado, devido à diferença de posição do nível freático nos dois lados. No lado escavado, observa-se que as poropressões diminuem com o avanço da

escavação, de acordo com o rebaixamento do lençol freático. Em todas as etapas da escavação o valor máximo é de 305.5 kN/m^2 , localizado na base do modelo.

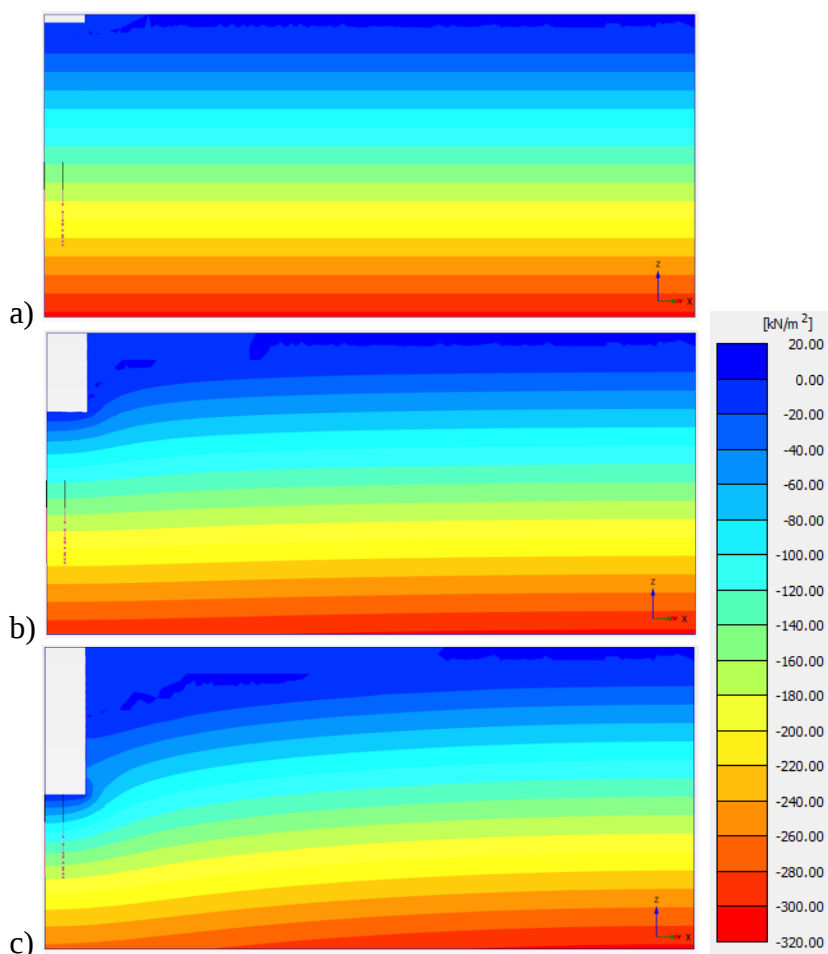


Figura 4.10 - Poropressões no estado permanente, nos estágios de escavação a) (E_1) 0.9 m, b) (E_9) 8.6 m, c) (E_{18}) 16 m.

Na Figura 4.11, apresenta-se a distribuição da poropressão em regime permanente, atuante sobre as superfícies da parede de colunas secantes, determinadas durante o estado inicial de tensões (E_0), a primeira etapa (E_1), a etapa intermédia (E_9) e na última etapa (E_{18}). Neste diagrama, as poropressões negativas correspondem às exercidas sobre a superfície de pressões passivas (lado escavado) e as positivas sobre a superfície de pressões ativas (lado suportado). Esta representação é utilizada para o projeto estrutural deste tipo de paredes, e para estudar a pressão diferencial da água que tende a produzir vazamento através da parede.

Na primeira etapa (E_1), os níveis de poropressão são semelhantes em ambos os lados da parede de contenção, devido a escavação não atingir o lençol freático. Na etapa intermédia (E_9) do lado escavado, a poropressão é nula na superfície de

escavação, correspondente à cota de -0,11m, apresentando-se o rebaixamento do lençol freático. Na ultima etapa (E_{18}) do lado do solo suportado, observa-se o efeito da menor permeabilidade da laje de jet-grouting, entre as cotas de -13,2 m e -16,2 m, e a impermeabilidade do concreto projetado, construído até o fundo da escavação.

Na camada de silte, para a primeira etapa (E_1), as poropressões meias são de 167.94 kPa do lado ativo, e 167.499 kPa do lado passivo; para a etapa intermédia (E_9) as poropressões meias são de 153.184 kPa do lado ativo, e 152.273 kPa do lado passivo; para a ultima etapa (E_{18}) as poropressões na base da coluna são de 97.613 kPa do lado ativo, e 90.751 kPa do lado passivo.

Na camada de argila arenosa, para a primeira etapa (E_1), as poropressões meias são de 79.478 kPa do lado ativo, e 79.542 kPa do lado passivo. Para a etapa intermédia (E_9) as poropressões meias são de 42.698 kPa do lado ativo, e 38.714 kPa do lado passivo. Para a última etapa (E_{18}), as poropressões meias são de 22.561 kPa do lado ativo.

Na camada de argila mole, para a primeira etapa (E_1) as poropressões meias são de 35.073 kPa do lado ativo, e 35.096 kPa do lado passivo.

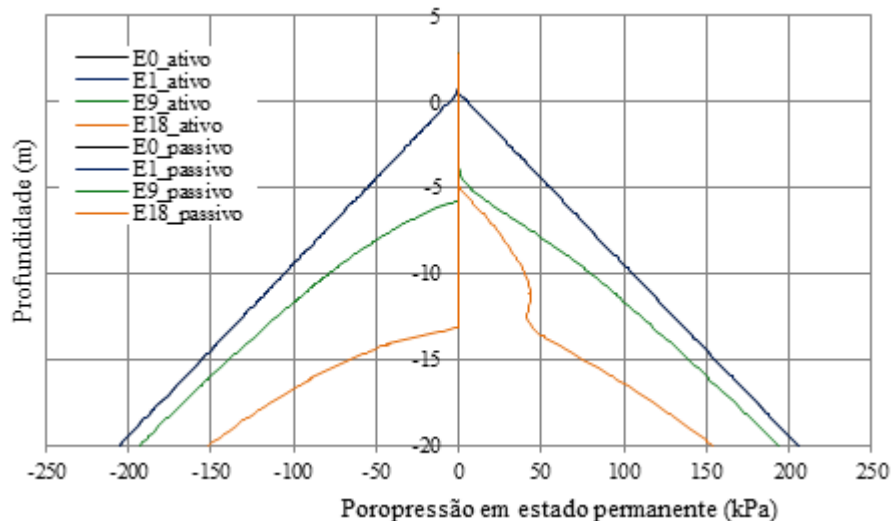


Figura 4.11 - Evolução da poropressão em estado permanente do lado ativo e do lado passivo.

Na Figura 4.12 se apresenta os excessos de poropressão, gerados durante o processo de escavação, considerando condições de fluxo de regime permanente, observando-se o incremento gradual dos excessos de poropressão negativos no lado do solo suportado, concentrando-se nas camadas de solo com resistência ao

cisalhamento não drenado; devido ao rebaixamento do nível freático e o efeito da variação das tensões.

Do lado escavado, o efeito do excesso de poropressão negativo é insignificante; nesta região se apresentam excessos de poropressão positivos decorrentes do processo de escavação; no final da escavação não existe efeito dos excessos de poropressão, porque a escavação atingiu a camada de solo drenado.

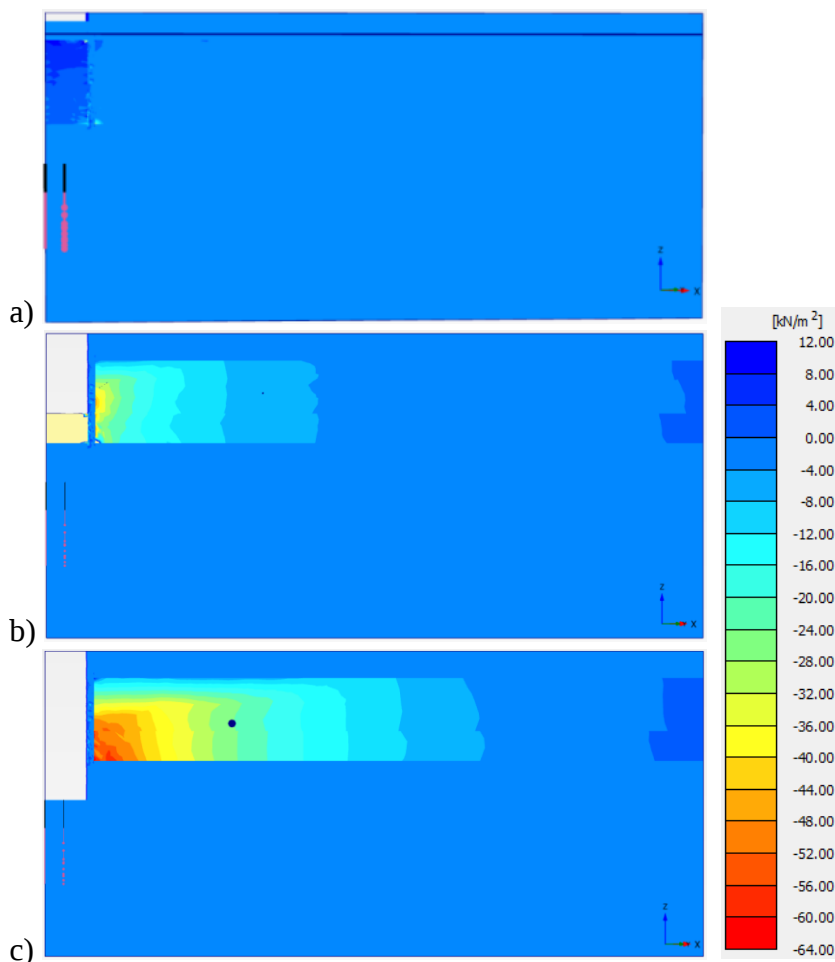


Figura 4.12 - Excessos de poropressão, em condição permanente, nos estágios de escavação a) (E_1) 0.9 m, b) (E_9) 8.6 m, c) (E_{18}) 16 m.

Nos seguintes diagramas, apresentam-se os excessos de poropressão na condição de fluxo permanente, atuante sobre as superfícies da parede de colunas secantes. O diagrama de excessos de poropressões da Figura 4.13 corresponde às exercidas sobre a superfície de pressões ativas (lado suportado) durante as diferentes etapas de escavação, observando-se o incremento gradual com a profundidade, nas camadas com resistência ao cisalhamento não drenadas. No estado inicial de tensões (E_0), não se apresenta nenhum excesso de poropressão. Na primeira etapa (E_1), o valor máximo foi de 28.184 kPa na cota de -9 m. Na

etapa de intermédia (E_9), o valor máximo foi de 59.237 kPa na cota de -7.538 m. Na ultima etapa (E_{18}), o valor máximo foi de 63.953 kPa na cota de -8.821 m.

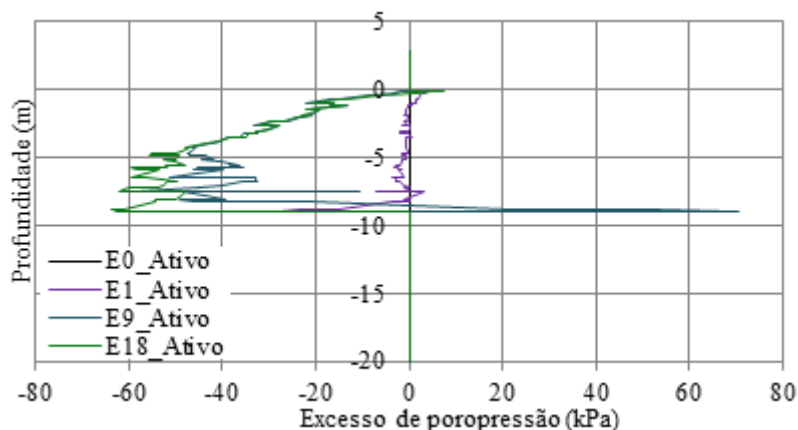


Figura 4.13 - Evolução do excesso de poropressão do lado ativo.

O diagrama de excessos de poropressão da Figura 4.14, corresponde às exercidas sobre a superfície de pressões passivas (lado escavado), onde os valores máximos dos excessos de poropressão positivos nas diferentes etapas são os seguintes; na primeira etapa (E_1) foi de 23.959 kPa na cota de -0.1 m, na etapa intermédia (E_9) o valor foi de 64.676 kPa na cota de -6.855 m. Enquanto que os correspondentes excessos de poropressão negativos máximos, desenvolvidos nesta mesma zona são os seguintes, na primeira etapa (E_1) foi de 15.927 kPa na cota de -9 m; na etapa intermédia (E_9) foi de 125.346 kPa na cota de -5.8 m.

Nas camadas de argila, as poropressões positivas foram provocadas pela remoção de esforços que comprimiam esta camada, por causa do descarregamento do solo abaixo da base de escavação, causando a redução das poropressões, até que se tornaram positivas. Nas primeiras etapas de escavação, quando as camadas de argila estiveram presentes abaixo do fundo da escavação, geraram-se os excessos de poropressão positivos indicados anteriormente, os quais diminuem gradualmente com a profundidade e são maiores quanto maior é a profundidade de escavação.

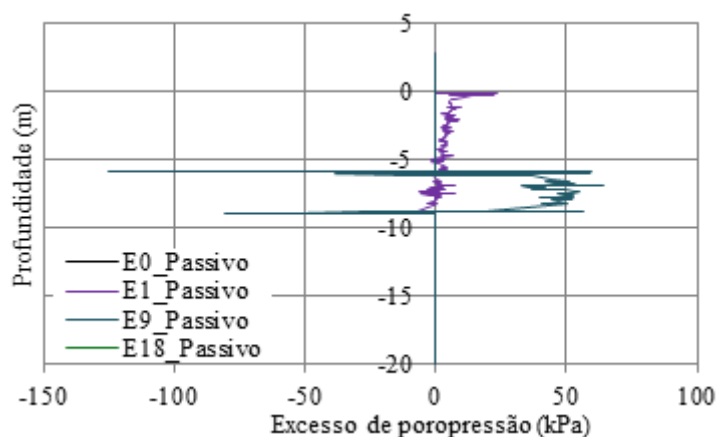


Figura 4.14 - Evolução do excesso de poropressão do lado passivo.

Na Figura 4.15, apresenta-se a distribuição das cargas de pressão total nas diferentes etapas de escavação; onde se observa que a drenagem estabelece-se principalmente através da camada de silte.

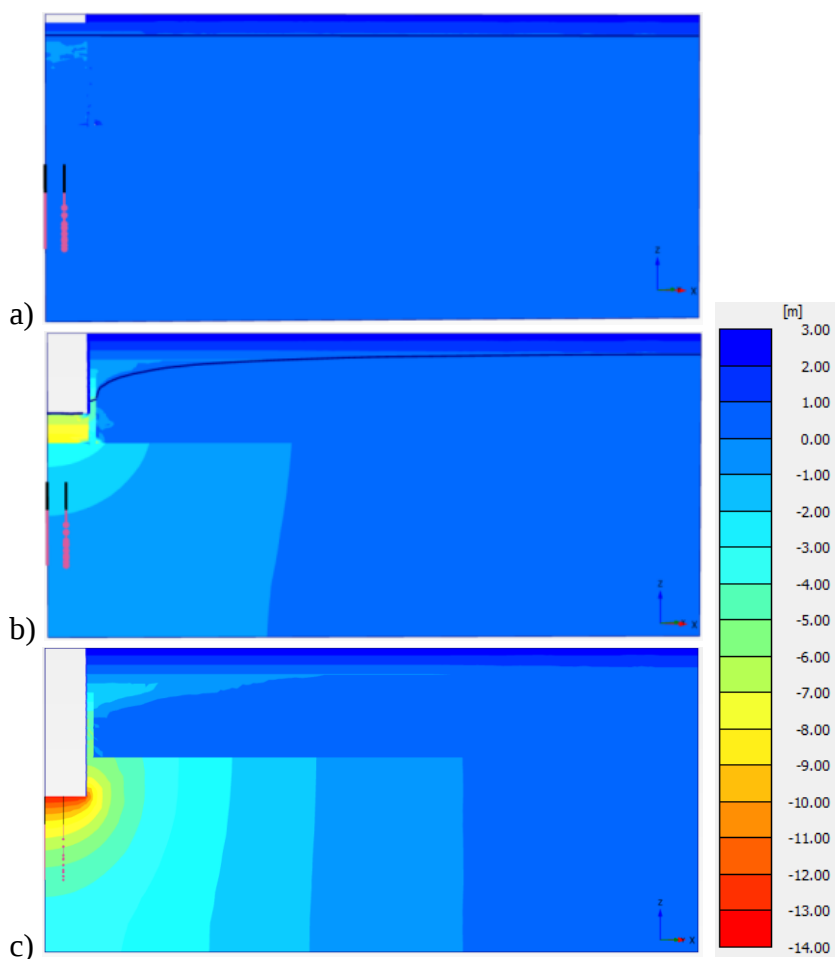


Figura 4.15 - Distribuição da carga total (h), nos estágios de escavação a) (E_1) 0.9 m, b) (E_9) 8.6 m, c) (E_{18}) 16 m.

Análise de comparação

Na Figura 4.16, apresenta-se o perfil de deslocamentos horizontais na linha de controle (correspondente à localização do inclinômetro), em função da profundidade, para a última etapa de escavação. De acordo com o diagrama, a distribuição dos deslocamentos horizontais no modelo 3D, é similar à distribuição no modelo axisimétrico do modelo 2D. Os deslocamentos determinados com o modelo 2D apresentam uma marcada diferenciação nas interfaces entre camadas, enquanto a curva do modelamento em 3D apresenta uma distribuição mais uniforme.

Os deslocamentos determinados com o modelamento apresentam uma curvatura pronunciada, na interfase entre as camadas de argila mole e argila arenosa, com uma convexidade voltada para o interior da escavação.

No final da escavação, o deslocamento horizontal máximo na linha de controle se apresenta na cota de -5.5 m, com um valor de 0.0143 m, correspondente à posição da interface argila mole e argila arenosa. Na superfície, o deslocamento do solo é menor, acompanhando o movimento da parede. O deslocamento horizontal mínimo teve um valor de 0.953 mm, correspondente à cota de 2,10 m na linha de controle.

O efeito do modelamento da percolação da água com fluxo de regime permanente no modelamento 3D, se concentra nas camadas de argila mole e argila arenosa, produzindo uma influencia mínima nos deslocamentos horizontais. Para o deslocamento horizontal máximo, o efeito do fluxo foi de 0.96 mm.

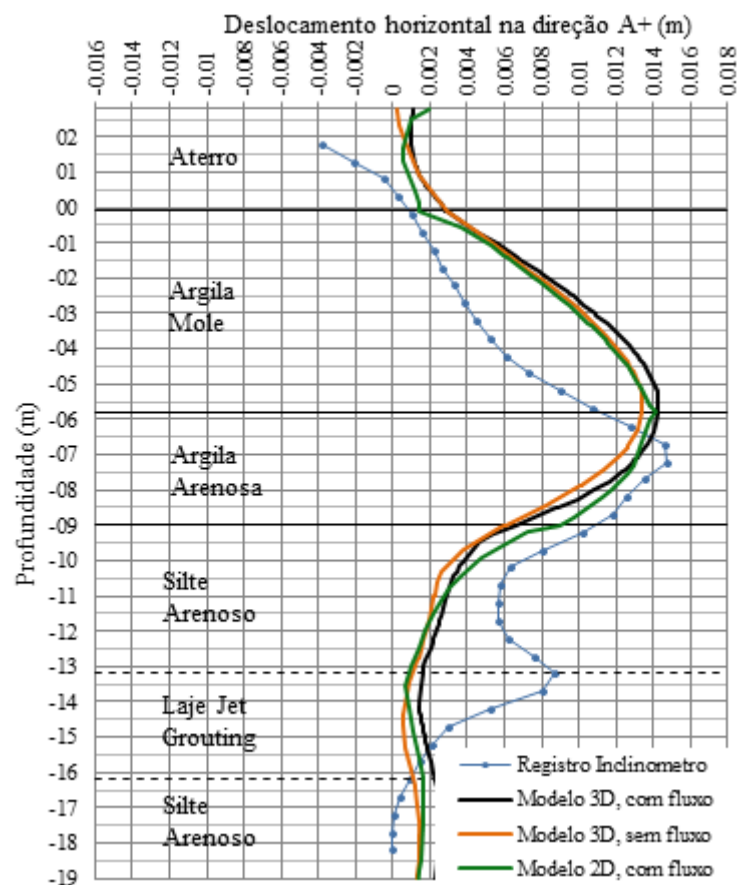


Figura 4.16 - Perfil de deslocamentos horizontais

Na Figura 4.17, apresenta-se os níveis piezométricos registrados durante as 18 etapas do processo de escavação do poço. O nível piezométrico sofreu uma queda de cerca de 6 m, quando a escavação atingiu a camada de argila muito mole (cuja base se encontra na cota de -0.10 m). Também se pode observar a validação dos modelos 2D e 3D, com os registros piezométricos. A diferença máxima entre a carga determinada e a leitura piezométrica se apresenta na etapa de escavação 12 (correspondente à data 14 de Outubro de 1999); no modelo 2D a diferença foi 1.438 m e no modelo 3D foi 1.481 m.

Sandroni (2000) indica que o rebaixamento de início, se deveu ao fluxo que ocorreu pelos furos de drenagem que foram deixados no revestimento de concreto projetado (buzinotes). Isso evidencia que as colunas justapostas de rotocrete do tratamento primário não foram um anel impermeável. Posteriormente, já com os buzinotes fechados, constatou-se que a água fluía de baixo para cima através da rolha de jet-grout do fundo, evidenciando que a tampa de base também não formou um contínuo impermeável.

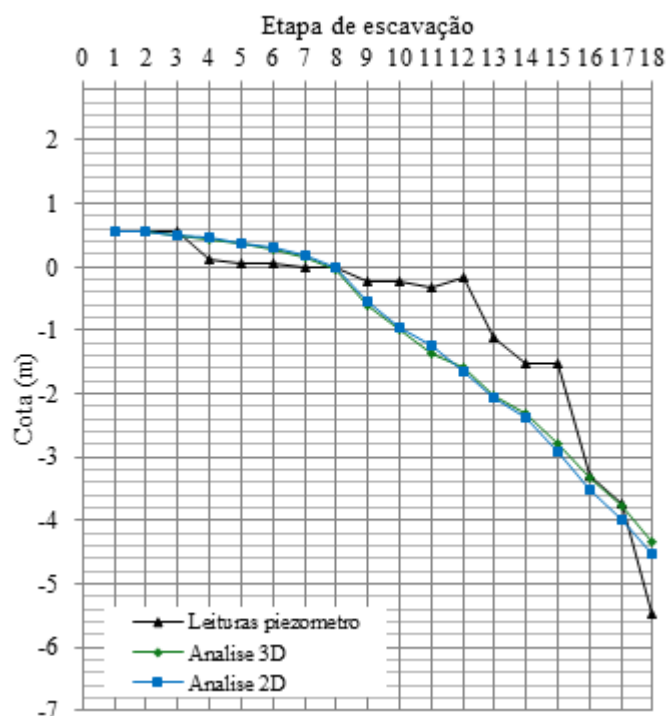


Figura 4.17 - Descenso do lençol freático no piezômetro de controle PZ3

Tabela 4.1 - Leituras piezométricas por instrumentação e por análise 2D e 3D.

Etapa de escavação	Data	Leituras piezometro	Análise 3D	Análise 2D	Diferença Piezômetro Análise 3D	Diferença Piezômetro Análise 2D
1	27/09/1999	0.55	0.55	0.55	0	0.001
2	28/09/1999	0.55	0.55	0.55	0	0.001
3	29/09/1999	0.55	0.51	0.51	0.038	0.037
4	30/09/1999	0.12	0.45	0.45	-0.328	-0.333
5	01/10/1999	0.06	0.37	0.38	-0.314	-0.323
6	06/10/1999	0.06	0.28	0.29	-0.215	-0.233
7	07/10/1999	0	0.14	0.17	-0.143	-0.174
8	08/10/1999	0	-0.03	0.00	0.033	0.003
9	11/10/1999	-0.23	-0.61	-0.55	0.378	0.320
10	12/10/1999	-0.23	-1.00	-0.96	0.771	0.726
11	13/10/1999	-0.33	-1.37	-1.23	1.039	0.901
12	14/10/1999	-0.16	-1.60	-1.64	1.438	1.481
13	19/10/1999	-1.12	-2.04	-2.08	0.921	0.956
14	23/10/1999	-1.53	-2.33	-2.39	0.801	0.855
15	25/10/1999	-1.53	-2.80	-2.92	1.269	1.387
16	27/10/1999	-3.3	-3.34	-3.50	0.040	0.201
17	28/10/1999	-3.75	-3.78	-4.00	0.025	0.246
18	29/10/1999	-5.47	-4.33	-4.54	-1.137	-0.931

Foi desenvolvido um modelamento considerando estado plano de deformação . Neste modelamento não foi possível considerar o elemento

estrutural de jet-grouting (recobrando as colunas secantes), porque o elemento não tem outro elemento adicional de suporte. De acordo com os resultados de deslocamentos horizontais na direção perpendicular à parede, mostrado na Figura 4.18, observa-se a importância do modelamento tridimensional considerando o efeito da estrutura de contenção circular, em comparação com uma modelagem de estado plano de deformação. Estes resultados indicam que, no modelamento de estado plano de deformação, a parede de contenção constituída pelas colunas secantes atingirá a falha por falta de resistência, na etapa E5 (para uma profundidade de escavação de 4.8 m, corresponde a uma cota do fundo da escavação de -2 m).

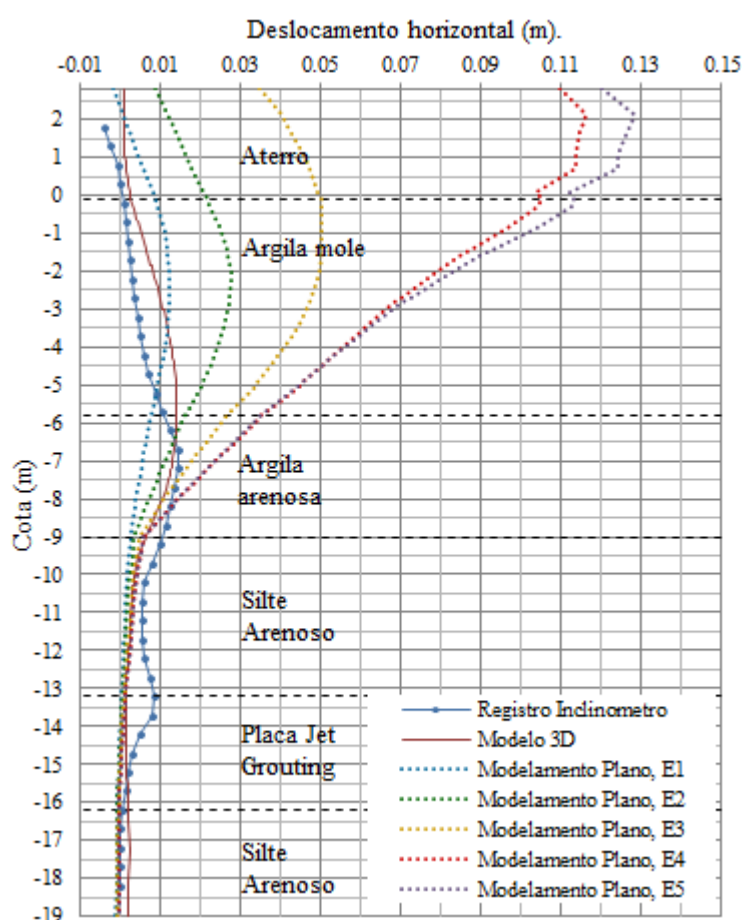


Figura 4.18 - Comparação dos deslocamentos horizontais empregando os modelamentos usando estado plano de deformações (até uma das etapas iniciais, E4) e tridimensional (até a etapa final, E18).

Também foi desenvolvida uma análise tridimensional, considerando a escavação de forma retangular, com um lado de comprimento igual ao diâmetro do poço PS-39 ($L_x = 8,6$ m), e o outro com comprimento do duplo do outro lado

($L_y = 17,2$ m), como pode ser visto na Figura 4.19. Para o controle dos deslocamentos horizontais foram considerados dois linhas de controle, afastadas da parede de contenção a mesma distância considerada para o inclinômetro, e localizadas na região central de cada lado do modelo da escavação, como mostrado na mesma figura.

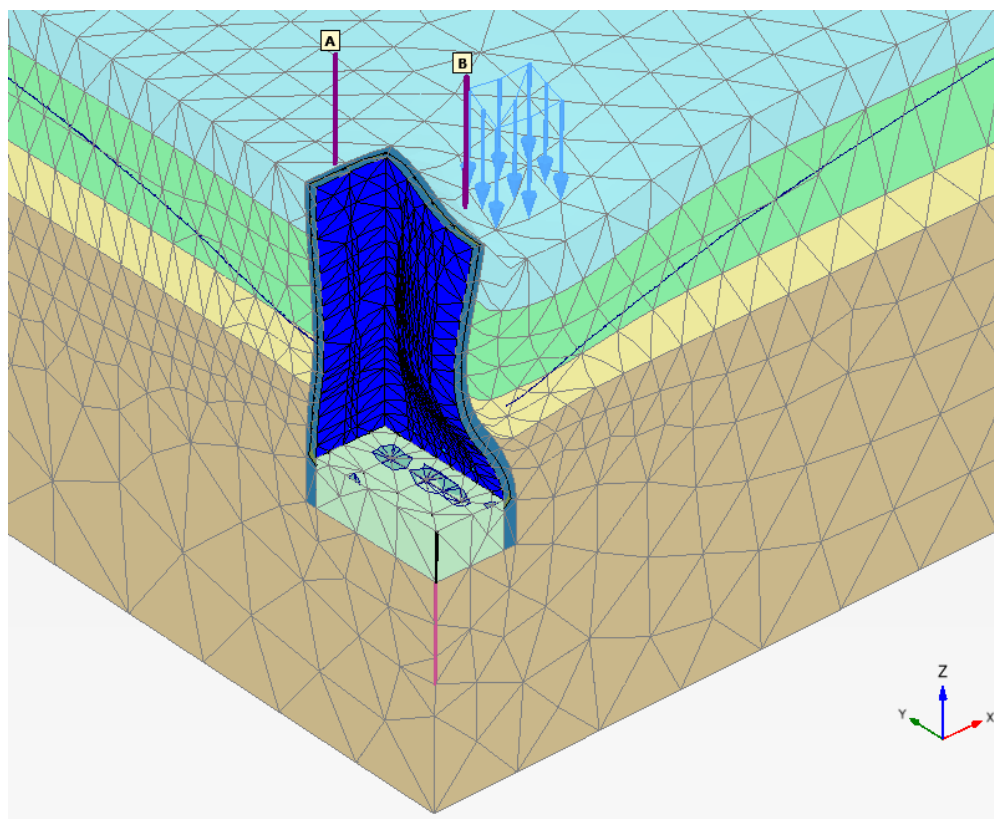


Figura 4.19 - Malha de elementos finitos de escavação de forma retangular, e localização de linhas de controle dos deslocamentos horizontais.

Na Figura 4.20, observa-se os deslocamentos horizontais determinados numa análise considerando a escavação retangular, correspondente a ultima etapa de escavação (E18); com as mesmas características e parâmetros determinados para a análise tridimensional. Os deslocamentos determinados na região correspondente ao lado mais longo (linha B) são maiores que os do lado mais curto (linha A), e estes também são maiores que os deslocamentos registrados no inclinômetro e os determinados pela análise tridimensional, para o poço circular.

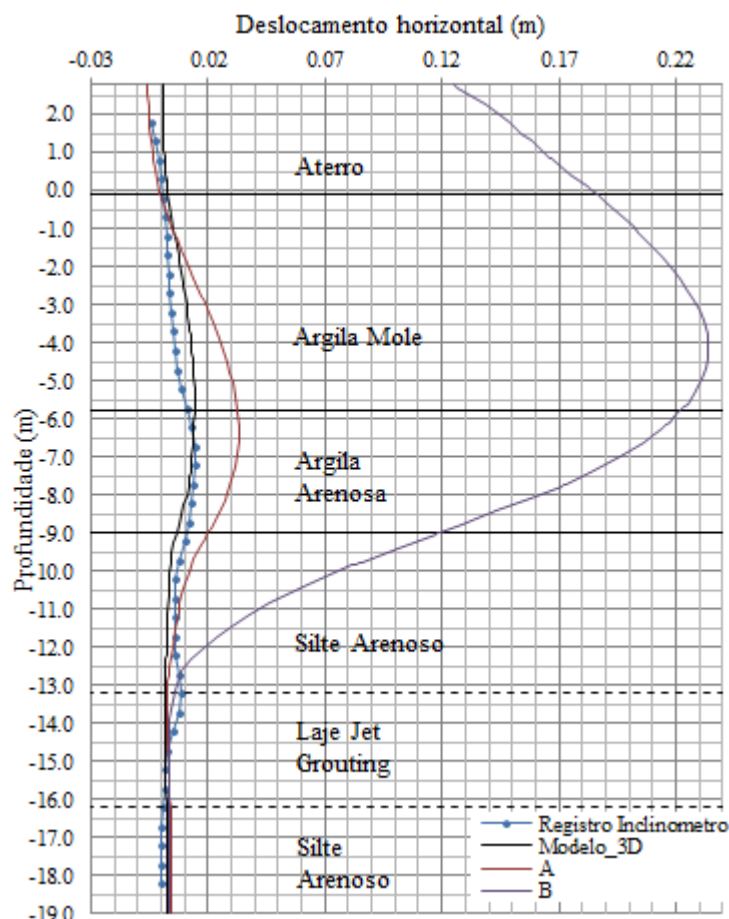


Figura 4.20 - Comparação dos deslocamentos horizontais, das duas linhas de controle consideradas na análise de escavação retangular com a análise tridimensional.

No modelamento considerando análise de adensamento, de acordo com os resultados mostrados na Figura 4.21, produz-se uma diminuição dos excessos de poropressão, pelo processo de dissipação destes excessos de poropressão (em cada uma das etapas de calculo). Uma vez que, a resistência do solo é especificada em função da resistência ao cisalhamento não drenada S_u , o modelo constitutivo de Mohr Coulomb não permite o aumento da resistência com o processo de adensamento. Isto conduz à redução da resistência efetiva do solo com resistência ao cisalhamento não drenado, e consequentemente geram-se pontos de tração (de cor amarelo), assim como pontos de escoamento plástico (de cor vermelho). De acordo com estes resultados, nas seguintes etapas, se produzirão grandes deformações (nas camadas não drenadas), com uma convergência lenta dos resultados.

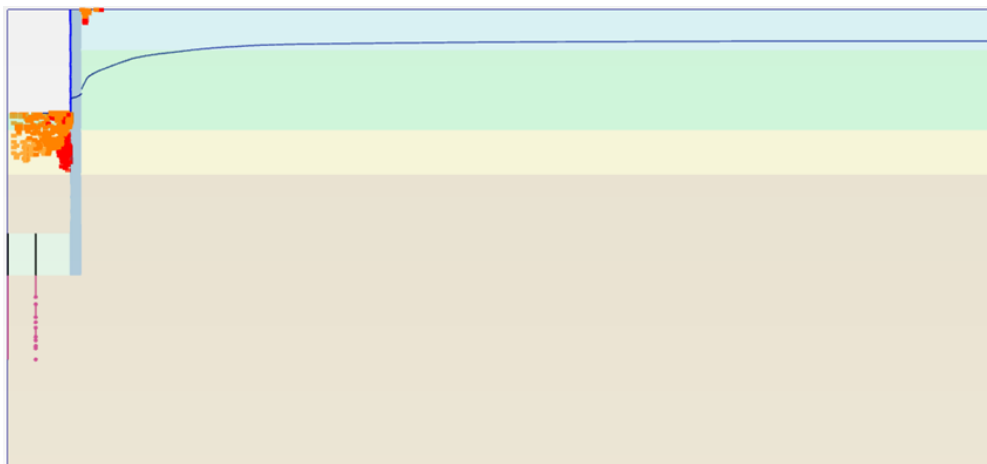


Figura 4.21 - Pontos de tração e pontos de escoamento plástico gerados durante a análise considerando adensamento (correspondente à etapa E8).

Na Figura 4.22, observa-se o resultado da análise plástica, para a mesma etapa de análise, onde não se apresentam os pontos de tração, devido que não é considerado o processo de dissipação dos excessos de poropressão, na camada com resistência ao cisalhamento não drenado; só se apresentam pontos de escoamento plástico. Também pode ser visto que a trajetória do lençol freático é semelhante em comparação com a análise de adensamento.

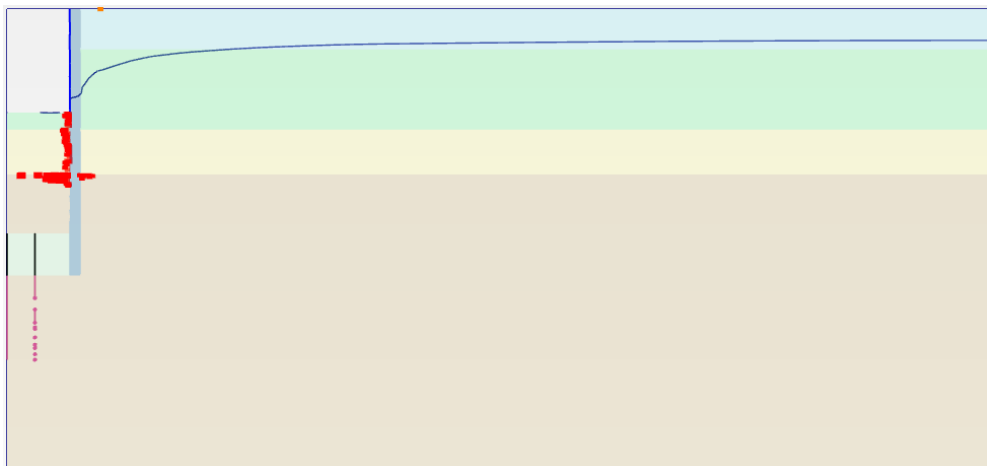


Figura 4.22 - Pontos de tração e pontos de escoamento plástico gerados durante a análise plástica (correspondente à etapa E8).

Na Figura 4.23 e Figura 4.24, apresenta-se a evolução do lençol freático em 18 etapas de escavação, correspondente à análise de adensamento, ao longo do tempo.



Figura 4.23 - Descenso do nível freático (correspondente às 10 primeiras etapas da análise de adensamento), conforme o avanço da escavação do poço.

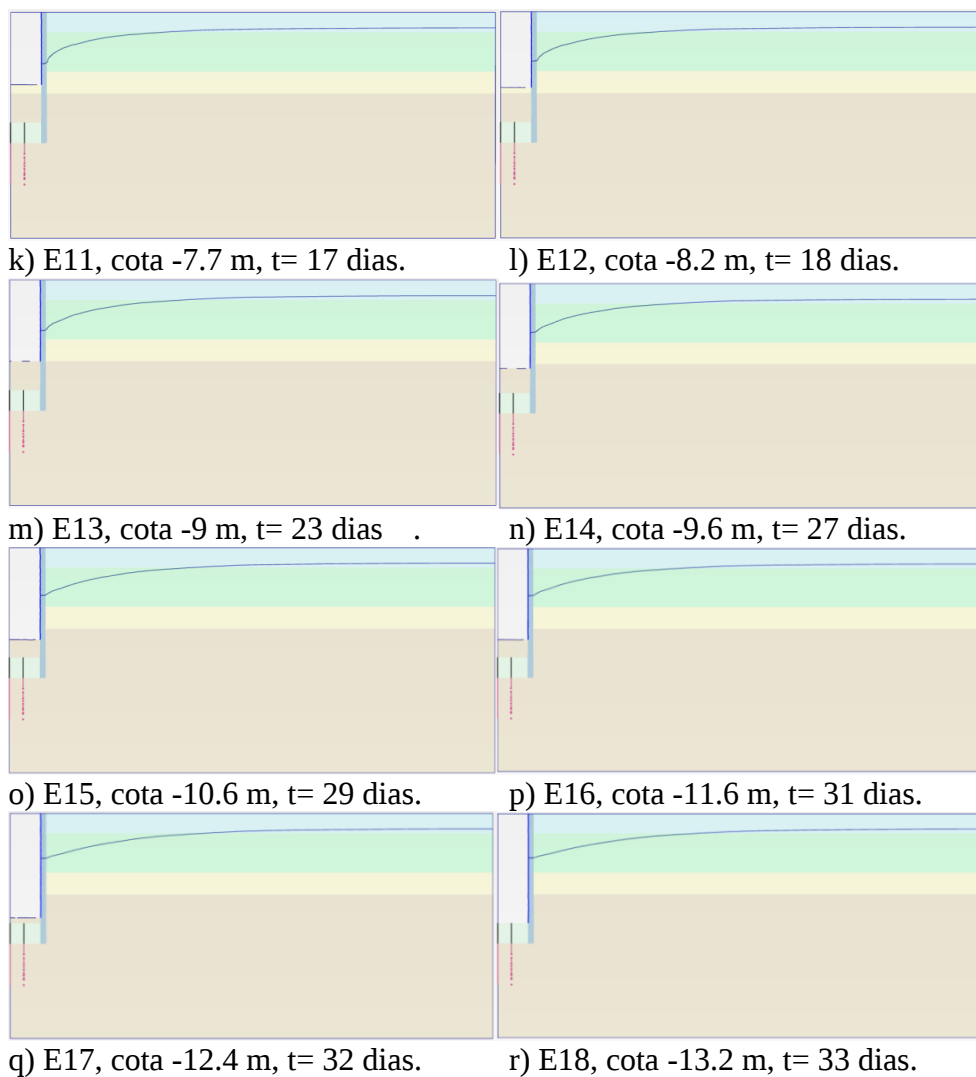


Figura 4.24 - Descenso do nível freático (correspondente às 8 ultimas etapas da análise de adensamento), conforme o avanço da escavação do poço.

Na Figura 4.25 e Figura 4.26, se apresenta a evolução do lençol freático nas 18 etapas de escavação, correspondente à análise plástica, ao longo das diferentes etapas de cálculo.



Figura 4.25 - Descenso do nível freático (correspondente às 10 primeiras etapas da análise plástica), conforme o avanço da escavação do poço.

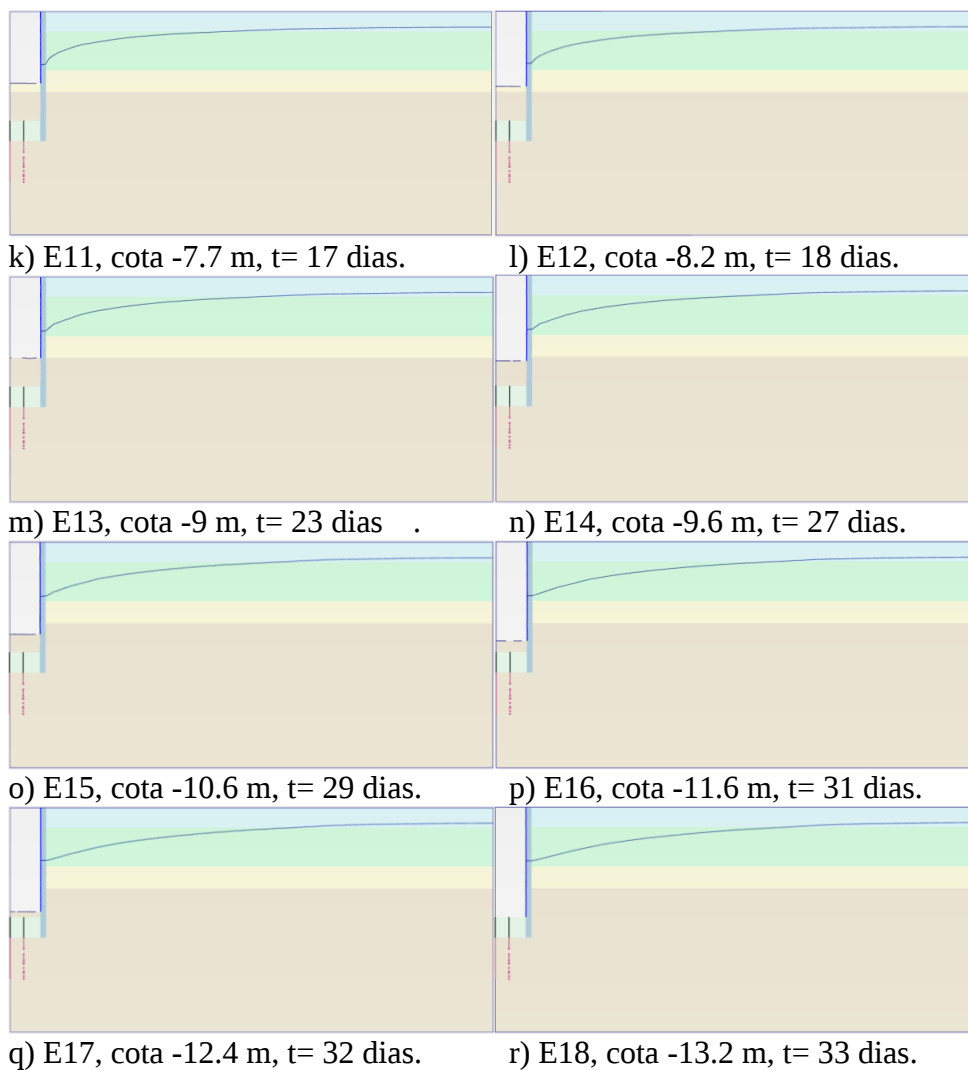


Figura 4.26 - Descenso do nível freático (correspondente às 8 ultimas etapas da análise plástica), conforme o avanço da escavação do poço.

Na Figura 4.27, se apresentam os deslocamentos horizontais na direção A+, determinados mediante a análise plástica, na linha de controle correspondente à posição do inclinômetro I 01, correspondentes às 18 etapas de escavação. Enquanto que na Figura 4.28, se apresentam os deslocamentos horizontais na direção A+, determinados mediante a análise de adensamento, na mesma linha de controle, correspondentes às 18 etapas de escavação.

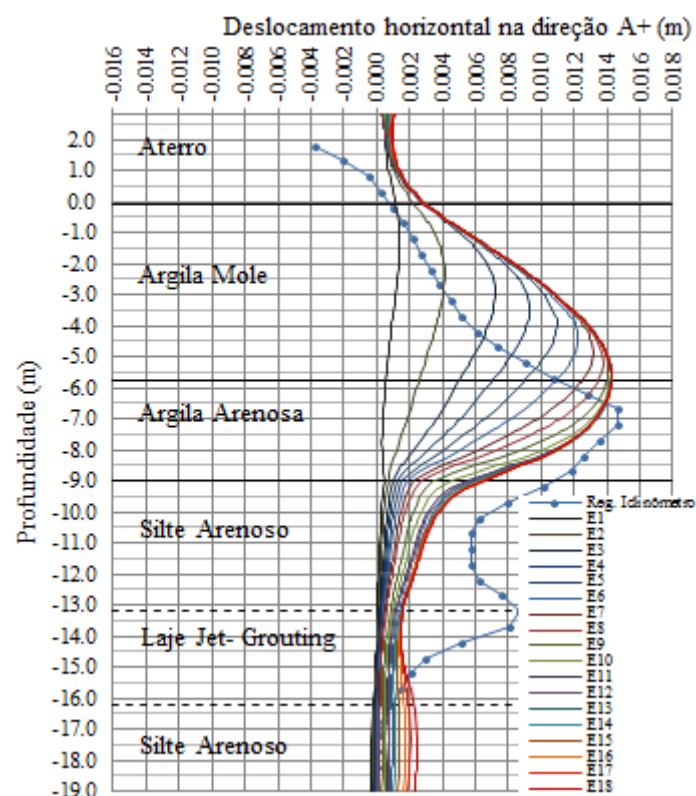


Figura 4.27 - Evolução dos deslocamentos horizontais na direção A+, ao longo das 18 etapas de escavação, determinados com a análise plástica.

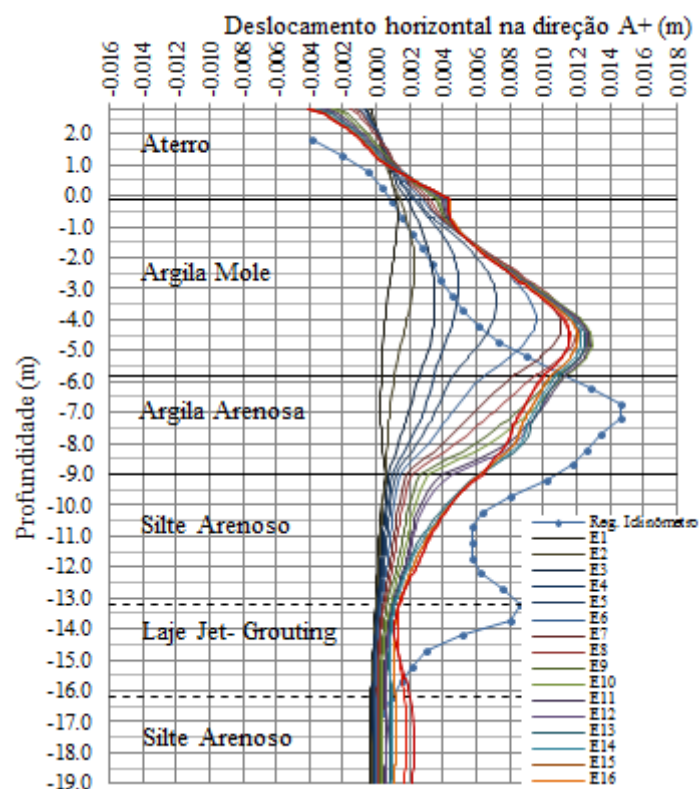


Figura 4.28 - Evolução dos deslocamentos horizontais na direção A+, ao longo das 18 etapas de escavação, determinados com a análise de adensamento.

No projeto de escavação, a água contida (águas acima), corresponde ao nível freático determinado pelo nível freático do oceano (devido que a escavação esta localizada próximo do oceano). Portanto, a diferença do nível entre o lençol freático do lado contido, e a base da superfície de escavação, estabelece a percolação na direção da superfície de escavação. Quando o fluxo é iniciado, a poropressão no solo passa de valores iniciais a valores finais que devem ser compatíveis com as condições de contorno hidráulicas. Quando a poropressão de toda a massa de solo se equilibra com novas condições de contorno hidráulicas, o fluxo torna-se independente do tempo, e é denominado de fluxo em regime permanente.

Na análise plástica, a mudança do lençol freático para cada uma das 18 etapas de cálculo é determinada em função das condições de contorno hidráulicas estabelecidas para cada etapa de análise, com fluxo em regime permanente, estabelecido de acordo com a evolução do nível da escavação. Isto é, que de acordo com as mudanças da configuração geométrica, correspondentes à evolução das etapas da escavação, as condições de contorno hidráulicas são redefinidas, portanto as poropressões são recalculadas para cada etapa. No cálculo plástico não se considera a dissipação dos excessos de poropressão com o tempo. Entretanto, o efeito dos excessos de poropressão nos solos com resistência ao cisalhamento não drenado é determinado por separado.

Referente ao fluxo no processo de adensamento; quando um depósito de solo é submetido a incrementos de tensões totais ou mudanças do lençol freático, se produzem excessos de poropressão. No processo de adensamento estes excessos de poropressão são dissipados pelo fluxo da água para o exterior, e a velocidade à qual ocorre, depende principalmente da permeabilidade do solo. As principais consequências deste processo são que conduz a uma redução do volume do solo (que se manifesta no recalque superficial), e ao incremento da tensão efetiva do solo (portanto a resistência ao cisalhamento), durante a dissipação dos excessos de poropressão.

Na Figura 4.29, se apresenta a evolução do nível do lençol freático determinado na linha de controle correspondente ao piezômetro PZ3, correspondente às 18 etapas de análise. Na análise plástica com fluxo de regime permanente, este é determinado de acordo com as condições de contorno,

estabelecidas em função da evolução da geometria de escavação, para cada uma das etapas. O lençol freático apresenta uma evolução com níveis mais profundos em comparação com a evolução do lençol freático determinado com a análise de adensamento, que considera o correspondente intervalo de tempo para cada etapa. Isto se deve principalmente à baixa permeabilidade das camadas de argila, o sentido do fluxo atravessando as duas camadas de argila, e devido ao nível do lençol freático determinado com a análise plástica, correspondente ao final de um processo transiente. Portanto, o lençol freático determinado com a análise de adensamento, não descende na mesma medida que a análise plástica.

De acordo a validação dos resultados, a evolução do nível do lençol freático determinado com a análise plástica apresenta uma melhor aproximação com as leituras piezométricas de campo. Além de isso, os efeitos determinados são numericamente mais adequados, de acordo com a duração do processo de escavação.

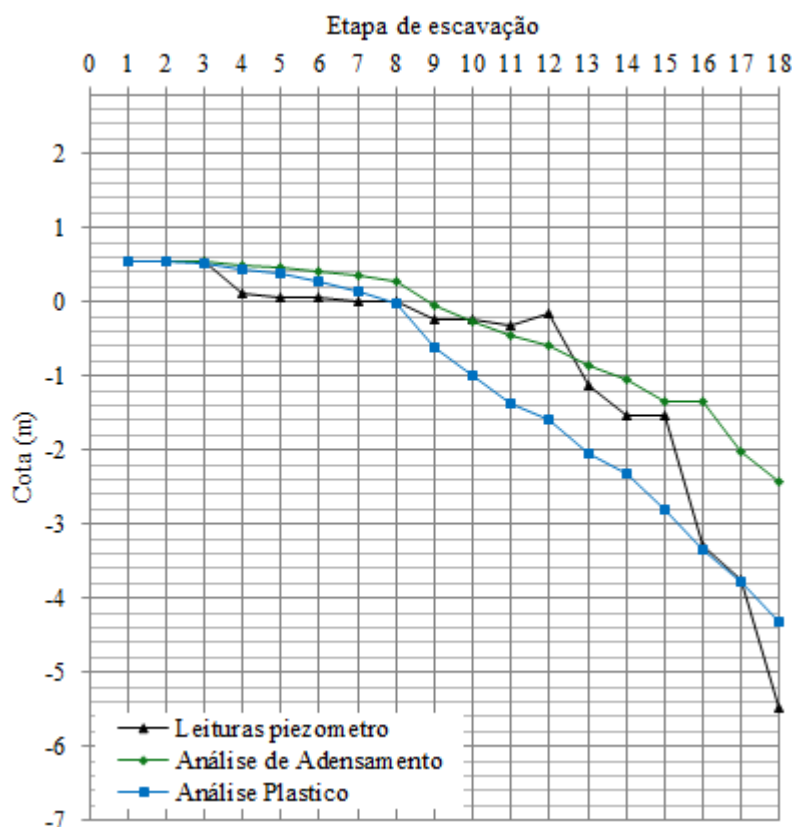


Figura 4.29 - Evolução do lençol freático, ao longo das 18 etapas de escavação, determinado pelas análises plástica e de adensamento.

Para a camada de argila arenosa com $E = 3000$ kPa e $\nu = 0.25$, e para a camada de argila mole com $E = 1800$ kPa e $\nu = 0.30$, os correspondentes módulos de compressão confinada são os seguintes.

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (4.1)$$

Para a argila arenosa $M = 3600$ kPa, e para a argila mole $M = 2423$ kPa. Portanto os coeficientes de variação volumétrica para cada uma das camadas são.

$$m_v = \frac{1}{M} \quad (4.2)$$

Para a argila arenosa $m_v = 0.000278$ m²/kN, e para a argila mole $m_v = 0.000413$ m²/kN. Sabendo que para argila arenosa $k = 7 \times 10^{-6}$ m/s, e para a argila mole $k = 1 \times 10^{-6}$ m/s, os coeficientes de adensamento para as camadas são.

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (4.3)$$

Para a argila arenosa $c_v = 0.00252$ m²/s, e para a argila mole $c_v = 0.000242$ m²/s respectivamente.