

4 Estabilidade da Encosta por MEF

4.1.Introdução

As encostas de um modo geral sofrem um processo de instabilização provocado por vários fatores associados à geologia, geomorfologia e hidrogeologia da área. Terzaghi (1950) dividiu as causas de instabilização como sendo externas e internas. As causas externas são as que provocam aumento nas tensões cisalhantes ao longo da superfície potencial de ruptura, como exemplos a sobrecarga na parte superior do talude, escavação no pé, efeito de vibração, e outros. Já as causas internas provocam a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo, tendo como exemplo a perda de resistência pela ação do intemperismo e a elevação da poro-pressão na superfície de ruptura.

Augusto Filho & Virgilli (1998) avaliaram os fatores condicionantes dos escorregamentos e os processos associados descritos na literatura. Os principais condicionantes para os movimentos de massa descritos por eles para a encosta brasileira foram:

- Características climáticas com destaque para o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas e taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas (xistosidades, fraturas, etc.);
- Características geomorfológicas, com destaque para a inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas;
- Regime de águas de superfície e sub-superfície;
- Características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção anisotrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial, etc.

O uso de procedimentos mais simplificados, principalmente em caso de projetos, nas análises da estabilidade de taludes é comum, porém é recomendado que se obtenha soluções mais precisas. Uma ampla gama de procedimentos analíticos foi desenvolvida durante os anos, compreendendo análises pelos métodos de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos.

Os métodos de equilíbrio limite são bastante usados nas análises de estabilidade de talude devido à simplicidade. Entretanto, ao se considerar um talude com materiais anisotrópicos e heterogêneos, cujas propriedades físicas e mecânicas mudam com o tempo, estes métodos podem se tornar menos confiáveis. Como exemplo, pode-se destacar que o método do equilíbrio limite não distingue um talude de escavação de um talude de aterro. Eles se baseiam na suposição de que a ruptura do talude é um fenômeno instantâneo que ocorre simultaneamente ao longo de todo o comprimento da superfície de deslizamento. Entretanto, a ruptura progressiva em taludes é dependente do tempo e das deformações, os quais não podem ser levados em conta na análise por equilíbrio limite.

Duncan (1996) faz um apanhado geral dos métodos de equilíbrio limite e dos métodos de análise por elementos finitos em estabilidade de taludes, ressaltando suas características, vantagens e desvantagens. Os problemas encontrados na execução dos projetos e determinação dos parâmetros a serem utilizados pelos métodos também são levados em consideração.

Segundo Griffiths and Lane (1999), o problema de todos os métodos de equilíbrio limite é que eles são baseados na suposição de que a massa de solo deslizante pode ser dividida em fatias, o que necessita uma suposição adicional relacionada à direção da força lateral entre as fatias, com conseqüentes implicações para o equilíbrio. A suposição referente às forças laterais é uma das principais características que diferencia um método de equilíbrio limite de outro, e é por si só uma distinção completamente artificial.

A disponibilidade de computadores com alta velocidade de processamento, aliada às dúvidas em relação à validade dos métodos de equilíbrio limite fizeram com que os métodos numéricos se tornassem mais atrativos. O método dos elementos finitos é bem aplicável nas análises de tensões e deformações de taludes.

As análises elasto-plásticas usando o método dos elementos finitos são bem aceitas no meio acadêmico apesar de serem vistas com ceticismo pelos engenheiros práticos pela sua complexidade, especialmente do ponto de vista da baixa qualidade

dos dados referentes às propriedades do solo frequentemente disponibilizadas pela investigação do local. Por outro lado, as análises não-lineares por elementos finitos, utilizando o modelo elasto-plástico em estabilidade de taludes, apresentam reais benefícios em relação aos outros métodos existentes, pela sua precisão.

Segundo Laouafa and Darve (2002), as análises não lineares numéricas, baseadas no método dos elementos finitos associado a modelos constitutivos confiáveis descrevendo o comportamento do solo, constitui a nova tendência para a análise da estabilidade de taludes. Acrescentam ainda que embora a eficiência das análises por elementos finitos e sua capacidade de prever a estabilidade de um talude são reconhecidas, ainda se mantêm questões sobre o deslizamento do terreno ou o critério de ruptura e suas definições. Uma das principais características de uma análise de estabilidade de talude por elementos finitos é que a partir de um certo ponto a ruptura é regida por um critério de ruptura plástica, o qual é em algumas aproximações substituído por um escalar durante a análise até que o critério de ruptura global escolhido tenha sido atingido. Porém solos e rochas apresentam um estado de tensão instável dentro do domínio limite plástico, sendo possível encontrar nesse estado de tensões específico uma série de perturbações nas cargas que geram uma variedade de reações por parte do material. Essas reações para tais cargas não obedecerão a nenhuma lei de fluxo plástica como esperado sobre a superfície de ruptura, o que significa que dentro de um conjunto de tensões admissíveis definidas pela envoltória de ruptura, existe pelo menos um carregamento (tensão controlada, deformação controlada ou ambos) que não apresenta uma resposta limitada.

4.2. Análise da estabilidade de taludes pelo Método dos elementos finitos

Podemos dividir a aplicação dos métodos de elementos finitos em estabilidade de talude em métodos diretos e métodos indiretos. Nos primeiros o método dos elementos finitos é empregado diretamente para a localização da massa de solo da potencial superfície de deslizamento e para o cálculo do fator de segurança a ela associado, o qual é dado pela equação 4.1.

$$FS_{local} = \frac{s}{\tau} \quad (4.1)$$

onde s representa a resistência ao cisalhamento e τ a tensão cisalhante atuante.

Nos métodos indiretos, um campo de tensões é inicialmente gerado através de uma análise pelo método dos elementos finitos e então utilizado em conjunto com outro procedimento de análise para a determinação da potencial superfície crítica de deslizamento e correspondente fator de segurança.

A diferença entre os métodos diretos e indiretos é que esses últimos geralmente não precisam de um grande esforço computacional, de análises repetidas do problema com variação dos parâmetros de resistência dos materiais até a ocorrência iminente da ruptura, nem é necessário empregar uma relação constitutiva elasto-plástica, podendo ser considerados relações tensão-deformação mais simples como o modelo elástico linear ou hiperbólico. O fator de segurança global é calculado da mesma maneira que nos métodos de equilíbrio limite tradicionais (equação 4.1)

4.2.1. Método direto utilizado - simulação de Colapso

Nesse caso, o método dos elementos finitos é utilizado para calcular diretamente, em casos de análises não lineares, o fator de segurança pela redução progressiva dos parâmetros de resistência (equação 4.2) ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ocorrência da ruptura do talude. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo.

A redução dos parâmetros de resistência dos solos envolvidos na análise é feita por:

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (4.2a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (4.2b)$$

onde M é um parâmetro adotado que reduz os valores de c e $\tan \phi$ nas sucessivas análises não lineares pelo método dos elementos finitos, até a ruptura do talude, quando, então $M=FS$ (fator de segurança global).

Essa técnica foi empregada por vários pesquisadores, entre eles Zienkiewics et al (1995) que comenta que o fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os

parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não mais aparente convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude.

A simulação do colapso depende, além das inúmeras análises não lineares do mesmo problema com diferentes valores de c^* e $\tan^*\phi$, do esquema numérico empregado pelo método dos elementos finitos para a solução aproximada do sistema de equações não lineares (método de rigidez tangente, método de Newton-Raphson, método de Newton-Raphson modificado, método de comprimento de arco, etc.). Dependendo do algoritmo utilizado, a não convergência da solução numérica, a qual poderia ser indício da ruptura do talude, pode estar associada a dificuldades numéricas do próprio algoritmo utilizado na solução do sistema de equações, exigindo incrementos de carga bastante reduzidos e um grande número de iterações para tentar conseguir a convergência numérica.

Uma das possibilidades que podem auxiliar no diagnóstico das causas de não convergência é acompanhar a evolução do comportamento da zona de plastificação do solo ou dos vetores de incremento dos deslocamentos à medida que os parâmetros de resistência c^* e $\tan^*\phi$ são alterados nas sucessivas análises executadas pelo método dos elementos finitos.

4.2.2. Método indireto utilizado - equilíbrio Limite Aperfeiçoado

Este método baseia-se no campo de tensões determinado por análises de elementos finitos associado com a potencial superfície de ruptura obtida por um método de equilíbrio limite (Bishop Simplificado, Morgenstern-Price, etc.). É considerado o mais versátil dos métodos indiretos pela sua conceituação simples e pouco esforço computacional. Entretanto, algumas vezes, essas vantagens são anuladas pelo trabalho adicional envolvido em interpolações necessárias para o cálculo do fator de segurança na superfície crítica selecionada.

4.3. Considerações sobre o método dos elementos finitos

Griffiths and Lane (1999), apontam as vantagens do uso do método dos elementos finitos, para determinação da estabilidade de taludes, em relação aos métodos de equilíbrio limite:

- Não é necessário determinar a forma e a localização da superfície de ruptura. A ruptura ocorre naturalmente através das zonas da massa de solo onde a resistência ao cisalhamento do mesmo não é capaz de sustentar as tensões cisalhantes aplicadas.
- Uma vez que não há o conceito de fatias nas análises por elementos finitos, não há necessidade de se levar em consideração as forças laterais nas mesmas. O método de elementos finitos preserva o equilíbrio global até que a ruptura seja alcançada.
- Quando dados reais de compressibilidade do solo estão disponíveis, as soluções por elementos finitos fornecem informações referentes às deformações nos níveis de tensão de trabalho.
- O método de elementos finitos é capaz de monitorar a ruptura progressiva na tensão cisalhante última e em valores maiores que este.

Em seu trabalho, Griffiths and Lane (1999) utilizam programas baseados no programa descrito por Smith and Griffiths (1998). A principal diferença entre os programas é a possibilidade do primeiro de modelar geometrias mais gerais e a variação nas propriedades do solo, incluindo nível d'água e poropressão variáveis. Os programas são para análise de deformação plana bidimensional de solos elásticos perfeitamente plásticos com o critério de ruptura de Mohr Coulomb utilizando elementos quadriláteros de oito nós. A integração reduzida (quatro pontos de Gauss por elemento) é feita para cálculo do peso próprio, na geração da matriz de rigidez e nas fases de distribuição de tensões no algoritmo. O solo é assumido inicialmente como elástico e o modelo gera tensões normais e cisalhantes em todos os pontos de Gauss da malha. Essas tensões são então comparadas ao critério de ruptura de Mohr Coulomb, e no caso de caírem dentro da envoltória de ruptura, considera-se como permanecendo elástico. No caso das tensões estarem na envoltória de ruptura ou fora dela, considera-se como escoamento. As tensões de escoamento são redistribuídas pela malha utilizando o algoritmo viscoplástico. A ruptura global por cisalhamento ocorre quando um número suficiente de pontos de Gauss foi atingido para permitir que o mecanismo se desenvolva.

As análises feitas por Griffiths and Lane (1999) não tentam modelar fissuras de tração. Embora o critério de 'no tension' seja incorporado nas análises de

elementos finitos elastoplásticas, essa restrição adicional no nível de tensão complica os algoritmos, e, além do mais, há um questionamento em relação à forma como a tração seria bem definida.

Eles concluem que o método de elementos finitos em conjunto ao modelo tensão x deformação elástico perfeitamente plástico, é um método forte e confiável para a estimativa do fator de segurança de uma encosta. E que a aplicação do método de elementos finitos deve ser divulgada como a alternativa mais potente em relação aos métodos tradicionais de equilíbrio limite.

Zou et al (1995) utilizaram o método de elementos finitos para determinar as taxas de mobilização da resistência ao cisalhamento em um talude, e, para indicar a provável localização da superfície de ruptura crítica. Eles acoplaram o método de elementos finitos a um método de programação dinâmica que foi denominado como 'Improved dynamic programming method'(IDPM). Este método é utilizado na procura da superfície crítica de ruptura e o fator de segurança é dado pelas tensões obtidas pelo método de elementos finitos, sendo a superfície crítica a que fornece um fator de segurança mínimo.

Os resultados obtidos através da composição dos dois métodos, para um talude homogêneo, uma pilha de minério e para ensaios em aterro na argila mole de Bangkok foram observados e comparados com os resultados obtidos através do método de elementos finitos tradicional e um método de equilíbrio limite empregando um procedimento de busca otimizado para a cunha de ruptura.

A probabilidade de ruptura de um talude coesivo usando ferramentas de análise probabilística simples e avançada foi investigada por Griffiths and Gordon (2004). Para uma aproximação simples, técnicas de análise clássica da estabilidade de taludes são utilizadas e a resistência ao cisalhamento é tratada como uma variável aleatória. O método avançado, denominado 'random finite-element method' (método de elementos finitos aleatório) utiliza a elastoplasticidade combinada com a teoria de campo aleatório. O método RFEM oferece muitas vantagens em relação aos métodos de estabilidade de taludes probabilísticos tradicionais, uma vez que permite que a ruptura do talude se desenvolva naturalmente procurando o mecanismo mais crítico. Esse trabalho permite concluir que as análises probabilísticas simplificadas, onde a variabilidade espacial é ignorada ao assumir uma perfeita correlação, pode levar a estimativas não conservativas da probabilidade de ruptura. Este efeito é mais

perceptível em fatores de segurança relativamente baixos ou quando o coeficiente de variação de resistência do solo é relativamente alto.

Challamel and Buhan (2003) apresentam em seu trabalho um estudo simplificado de um duto em um contexto geotécnico de movimento de terra. A descrição mecânica do duto e do solo é feita baseado na estrutura do 'mixed modelling approach' (aproximação por modelagem mista), já utilizada para modelar solos reforçados. O solo é modelado como um meio contínuo tridimensional e o duto como elemento de viga. As aplicações da aproximação são apresentadas e discutidas com ênfase na identificação e otimização de fatores importantes para se controlar a integridade do duto. Dentre as conclusões relacionadas à estabilidade do conjunto encosta-duto, destacou-se a importância do tamanho do duto.

A estabilização de encostas utilizando estacas, comum na prática corrente da engenharia civil, requer métodos adequados para a determinação do aumento da estabilidade, dos deslocamentos e das tensões na estrutura de estabilização. Laudeman and Chang (2004) fazem uma discussão dos métodos de projeto existentes e a partir de uma configuração simples de um talude, analisam o uso do método dos elementos finitos e concluem que este é um modo efetivo de analisar o problema.

Troncone (2005) apresenta os resultados de uma análise de estabilidade por elementos finitos referentes a um deslizamento de grande dimensão ocorrido na Itália em 1986. A ruptura foi desenvolvida dentro de uma camada fina de silte argiloso intercalada por uma formação de areia ligeiramente cimentada, sendo que esse dois solos apresentaram um comportamento de amolecimento durante os ensaios de laboratório. A partir de análises feitas por equilíbrio limite achou-se que a resistência média ao longo da superfície de deslizamento foi menor do que a de pico e maior do que a resistência residual deduzida a partir de ensaios de laboratório, assumindo-se, portanto, que ocorreu uma ruptura progressiva.

As propriedades de resistência do solo foram obtidas a partir de ensaios triaxiais consolidados drenados e cisalhamento direto encontrados em trabalhos de outros autores. Os resultados das análises mostraram que a ruptura progressiva ocorreu devido às escavações que foram realizadas no pé do talude.

A fim de se comparar os resultados das análises de estabilidade por equilíbrio limite foram feitas análises por elementos finitos no programa PLAXIS (V. 7.2) onde o comportamento do solo foi descrito por um modelo elástico perfeitamente plástico

com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Para o muro de contenção no pé do talude assumiu-se um comportamento linear elástico.

Finalmente, para se levar em consideração o comportamento de amolecimento do solo, a análise de estabilidade do talude foi feita usando o programa TOCHNOG (Roddeman, 2001). Com o objetivo de superar algumas desvantagens como a não convergência na análise numérica, foram utilizados os modelos elasto-viscoplástico e elasto-viscoplástico não-local. O critério de plasticidade de Mohr-Coulomb foi adotado e o comportamento de amolecimento do solo é simulado pela redução dos parâmetros de resistência com a deformação desviadora plástica acumulada.

4.4. Modelagem com o programa computacional PLAXIS

O PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 8.0) é um pacote de elementos finitos desenvolvido para aplicações a problemas geotécnicos 2D e 3D pela Technical University of Delft, Holanda, desde 1987, e distribuído a partir de 1993 pela empresa comercial PLAXIS. Este programa foi elaborado com o intuito de ser usado por engenheiros geotécnicos que não sejam necessariamente especialistas em procedimentos numéricos. Esta filosofia de desenvolvimento do software resultou numa interação com o usuário-engenheiro bastante simples (as rotinas de pré e pós-processamento são muito fáceis de serem manipuladas), mas, em contrapartida, limitou a interação com o usuário-pesquisador, pois, ao contrário de outros pacotes de elementos finitos como o ABAQUS, por exemplo, não permite acesso a arquivos de entrada de dados ou dos resultados para complementação de informações, análise de resultados intermediários, introdução de adaptações nas técnicas de solução, etc. O ganho em simplicidade foi, de certa maneira, conseguido às custas de uma menor capacidade de generalização que, na versão 8 (2002), está sendo parcialmente compensada pela opção que permite introduzir relações constitutivas definidas pelo usuário, através de uma programação independente. O software atualmente traz implementadas as seguintes leis constitutivas: elasticidade linear, modelo de Mohr-Coulomb (comportamento elasto-perfeitamente plástico), modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico (dependência hiperbólica da rigidez do solo em relação ao estado de tensão), modelo de amolecimento (Soft-Soil Model) e lei constitutiva para creep (comportamento dependente do tempo).

Neste trabalho os materiais que constituem o tirante (aço), a cortina (concreto) e o bulbo de ancoragem (calda de cimento) foram considerados homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos, necessitando portanto da definição de apenas 2 parâmetros (E , ν), enquanto que o solo do maciço foi representado pelo modelo Hardening Soil, o qual requer o conhecimento dos seguintes parâmetros: módulo de elasticidade de referência E_{ref}^{50} , módulo de elasticidade oedométrico de referência E_{ref}^{oed} , coesão do solo (c), ângulo de resistência ao cisalhamento (ϕ), ângulo de dilatância (ψ) e o parâmetro m que expressa a rigidez relacionada ao nível de tensão de acordo com a lei de fluxo.

4.4.1. Modelagem da encosta

A análise da estabilidade da encosta onde se encontram os dutos OSPAR/OPASC foi feita no programa PLAXIS levando-se em consideração a interação solo-estrutura. Sabendo-se da existência de outras análises feitas em uma seção transversal da encosta optou-se por desenvolver as análises no PLAXIS na mesma seção.

Na Figura 42 está a seção transversal em questão mostrando a cortina atirantada próxima à BR-376 e as linhas de tirantes próximas à plataforma dos dutos. A malha de elementos finitos utilizada é de elementos triangulares com seis (6) nós. Os parâmetros das duas camadas de solos bem como da cortina atirantada e dos tirantes, utilizados nas análises pelo PLAXIS estão dispostos respectivamente na Tabela 5, Tabela 6 e Tabela 7.

Tabela 5 Propriedades dos solos

	Encosta	Cava do duto	Unidades
Modelo	Hardening Soil	Hardening Soil	-
Comportamento	Drenado	Drenado	-
γ_{seco}	14,8	13,4	KN/m ³
γ_{sat}	16,9	17,5	KN/m ³
E_{50}^{ref}	$3,19 \times 10^4$	$15,87 \times 10^4$	KN/m ²
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$4,65 \times 10^4$	$10,3 \times 10^4$	KN/m ²
m	0,1031	0,153	-
c_{ref}	1,57	8,28	KN/m ²
ϕ	27,8	28,9	°
r	0,9	0,97	-

Tabela 6 Propriedades da Cortina Atirantada

	Cortina	Unidade
Material	Elástico	-
EA	$7,2 \times 10^6$	KN/m
EI	$5,4 \times 10^4$	KNm ² /m
d	0,3	m
w	4,425	KN/m/m
v	0,2	-

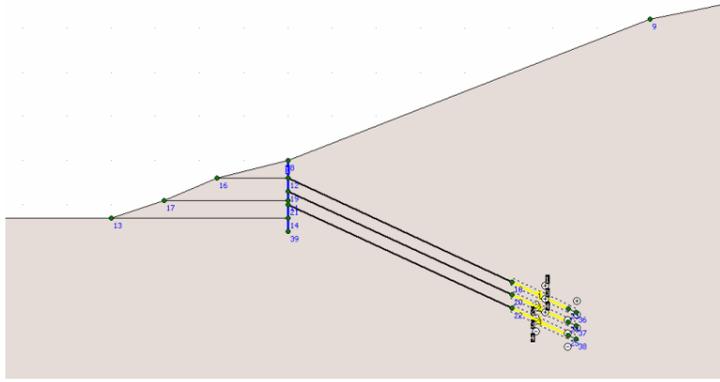
Tabela 7 Propriedades dos tirantes e do bulbo de ancoragem

Tirante		Unidades	Bulbo de Ancoragem		Unidades
Material	Elástico	-	Material	Elástico	-
EA	$1,688 \times 10^5$	kN	EA	85	kN/m
L_s	2,0	m			

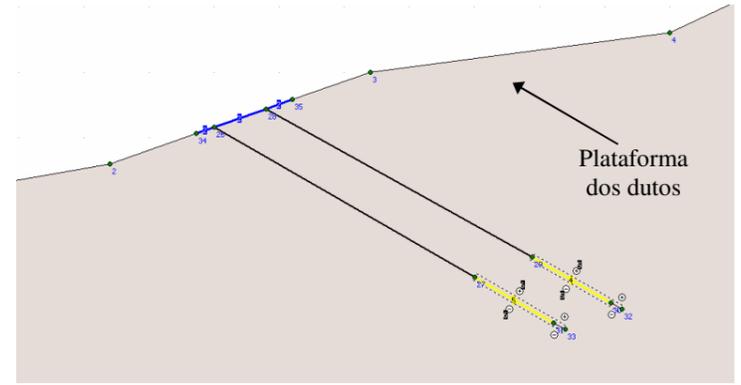
O nível do lençol freático considerado nas análises foi o encontrado na situação mais crítica, respeitando o fator de segurança maior do que 1 para a estabilidade do talude. A Tabela 8 apresenta as distâncias horizontais (afastamento) e vertical (cota) em relação à borda da rodovia BR-376.

Tabela 8 Posição do lençol freático em relação à rodovia BR-376 (afastamento=0; cota = 76,5m)

Afastamento (m)	Cota (m)
23	80
85	96
170	122
218	136
297	147
354	166,5
383	169
450.5	171
510	171



Vista aproximada da cortina atirantada. Ainda se considera para efeitos de cálculo a camada de solo que foi removida para a duplicação da BR 376



Tirantes abaixo da plataforma dos dutos – medida de estabilização

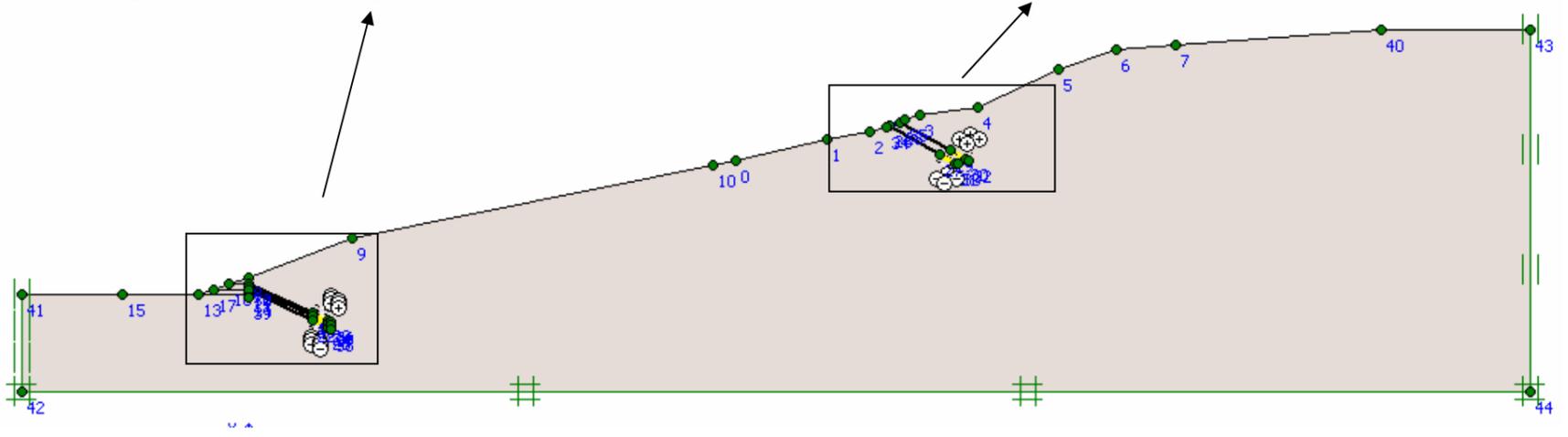


Figura 42 Seção transversal da encosta onde foram feitas as análises.

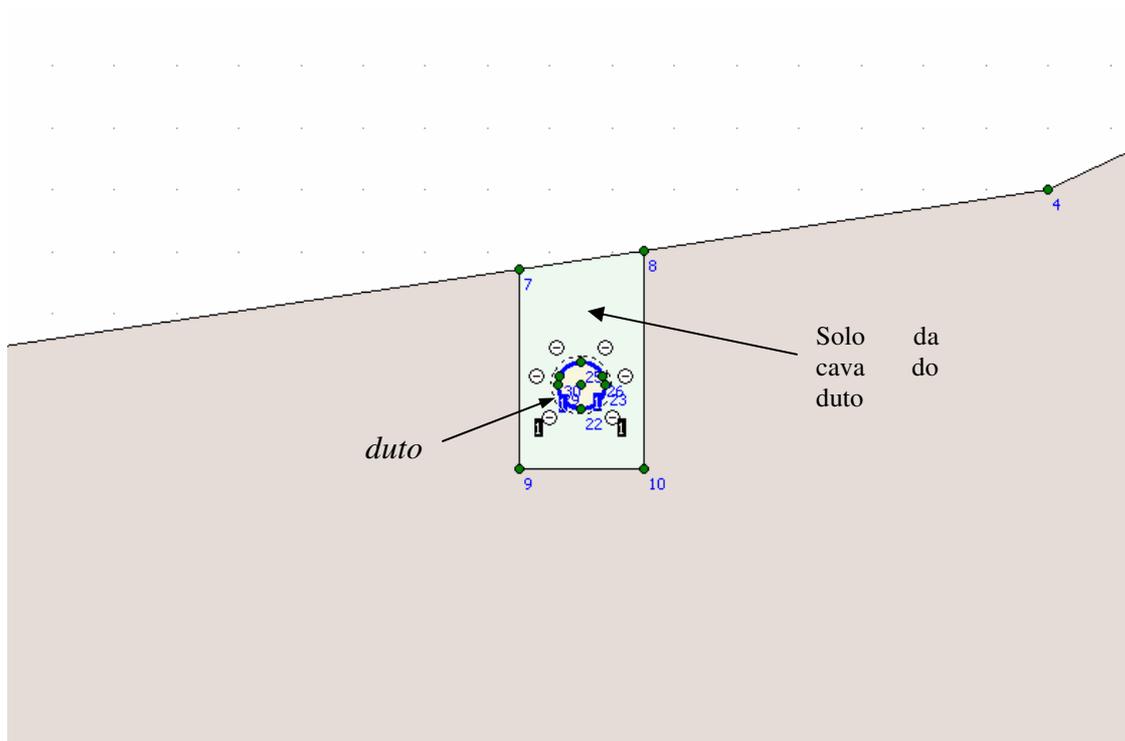


Figura 43 Encosta com o duto

4.4.2. Resultados da análise pelo PLAXIS

4.4.2.1. Modelo constitutivo: hardening soil model

As figuras a seguir mostram os resultados das análises no PLAXIS referentes à simulação da escavação para a duplicação da BR-376 com a construção da cortina atirantada para a contenção da encosta ao pé do talude bem como a contenção feita para estabilização do trecho abaixo da plataforma dos dutos. Na Figura 44 a malha de elementos finitos deformada é mostrada, podendo-se observar um maior refinamento da malha próximo a cortina atirantada no pé do talude.

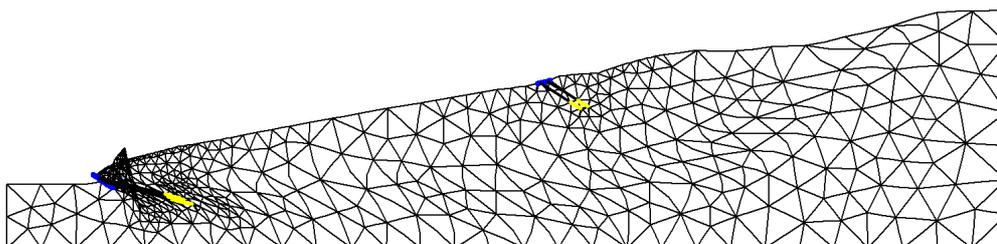


Figura 44 Malha de elementos finitos deformada – modelo Hardening Soil para o solo

Os deslocamentos gerados em toda a massa de solo são mostrados na Figura 45, na qual se pode perceber aonde provavelmente ocorreu movimentação da massa de solo, sendo que a plataforma onde se encontram os dutos também é atingida. O valor do coeficiente de segurança para esse caso é de 1,143.

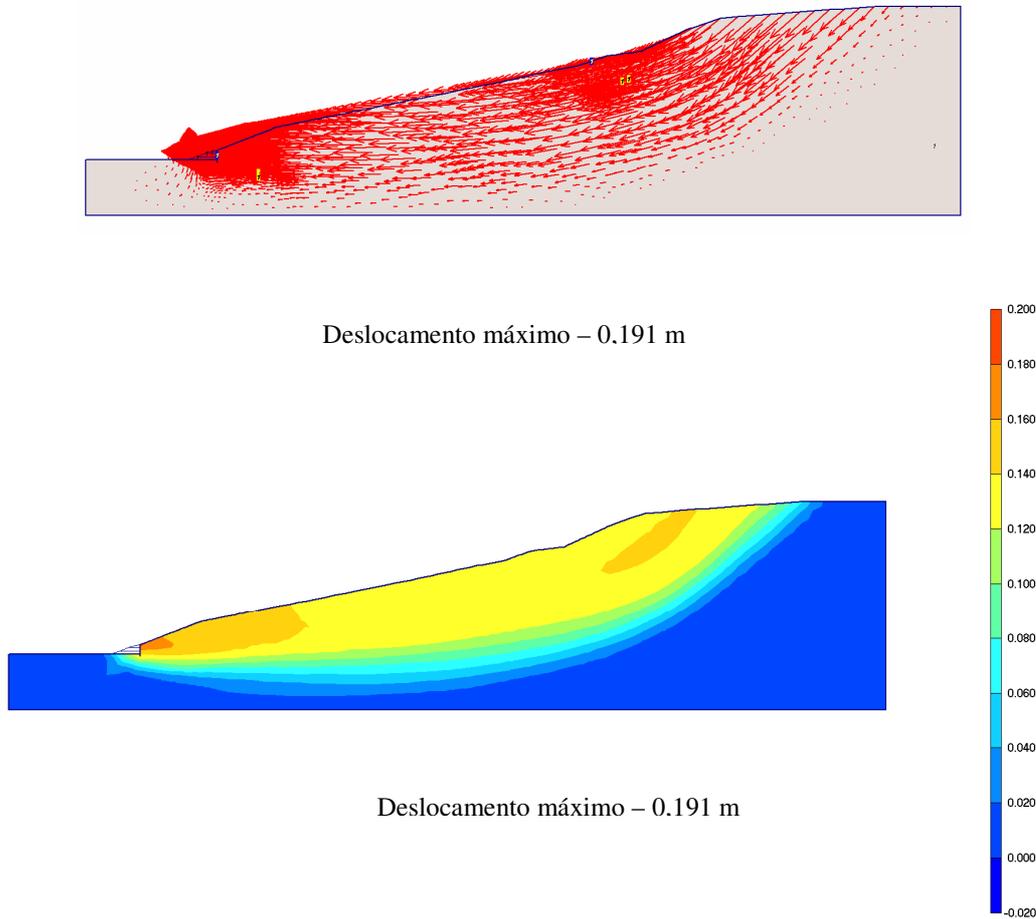
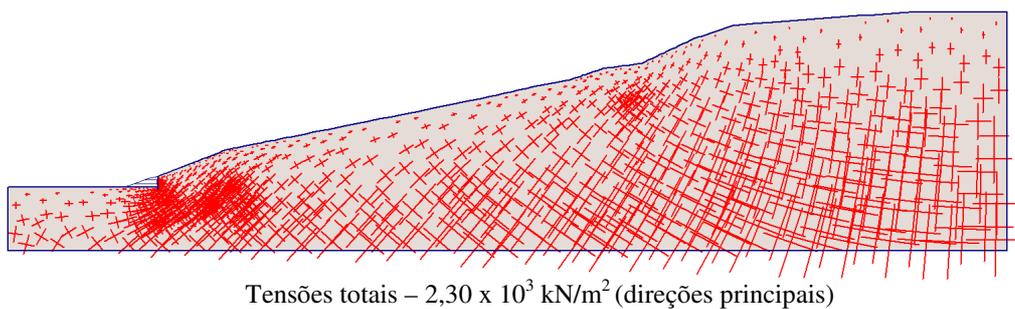


Figura 45 Deslocamentos totais no final da análise – modelo Hardening Soil para o solo

Os diagramas com as tensões totais na análise por elementos finitos são mostradas na Figura 46 e seus valores indicam praticamente o peso do solo de que o talude se constitui.



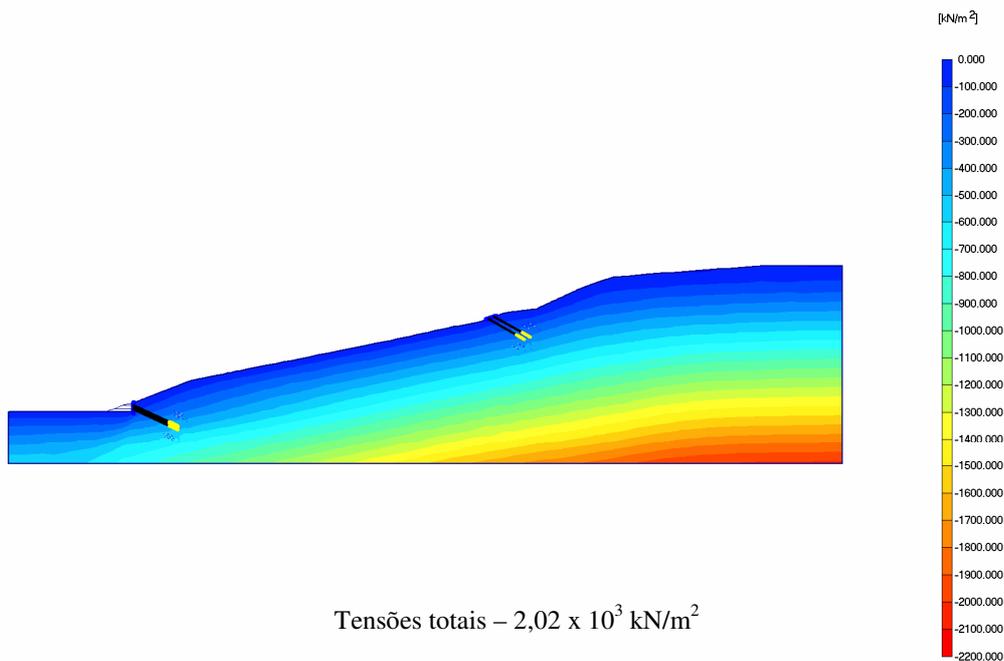


Figura 46 Tensões totais no final da análise considerando o hardening soil model

4.4.2.2. Modelo de solo – Mohr Coulomb

Como o uso do modelo de Mohr Coulomb para solo é bastante utilizado, foram feitas algumas análises de estabilidade da encosta apenas com o objetivo de verificar qual seria a diferença nos resultados caso não fosse utilizado o modelo HS para o solo, mas sim o Mohr Coulomb. Os demais parâmetros para a análise, bem como as suas etapas, permaneceram iguais às análises do item 4.4.2.1

Na Figura 47 a seguir, se encontra a malha de elementos finitos para a análise utilizando o modelo Mohr Coulomb para o solo, onde a sua configuração é semelhante a das análises com o modelo Hardening Soil. Os deslocamentos totais se encontram na Figura 48 e o fator de segurança é de 1,131, que comparado ao valor estimado nas análises utilizando o modelo Hardening Soil é bem semelhante uma vez que varia apenas 1%.

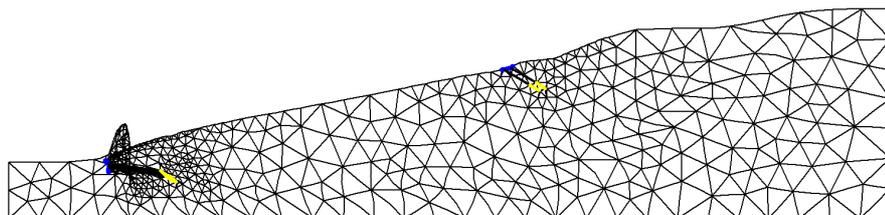


Figura 47 Malha de elementos finitos deformada considerando o modelo de Mohr Coulomb.

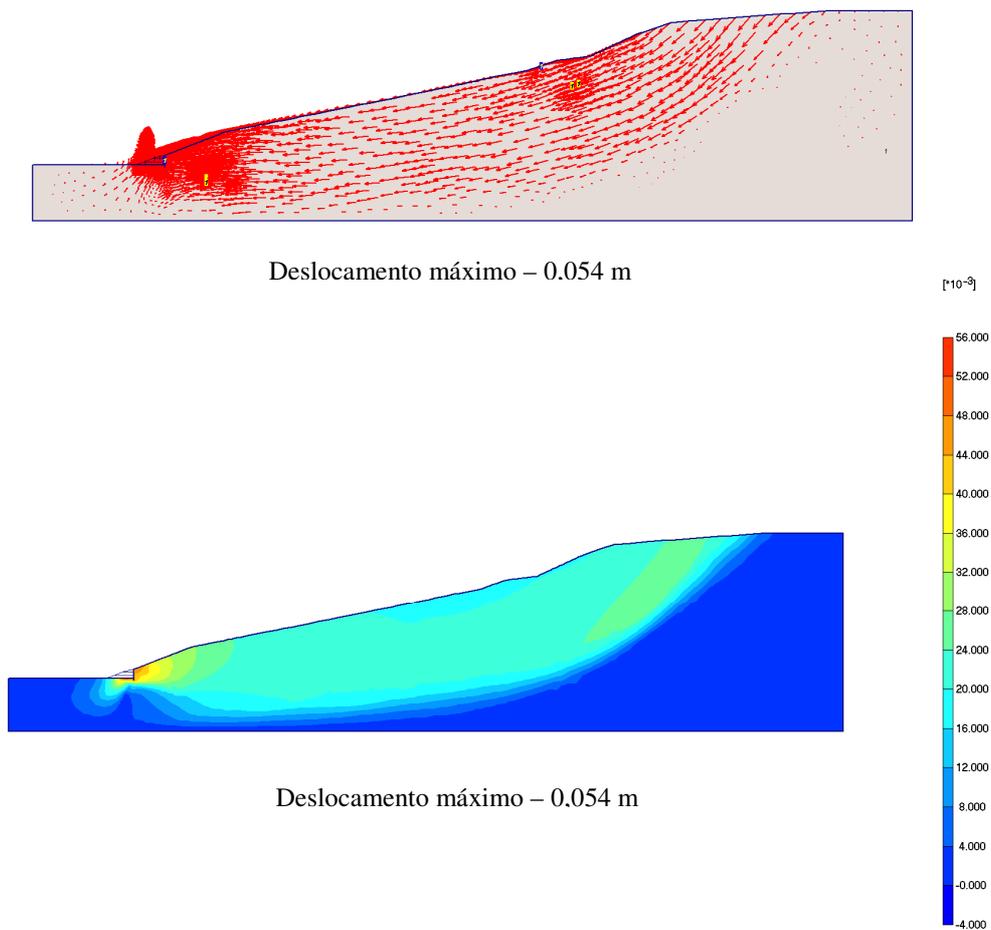
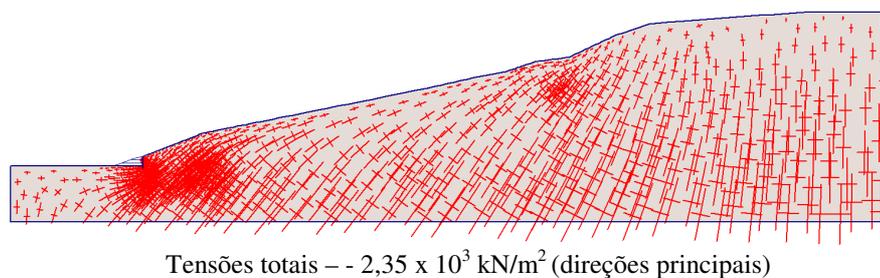


Figura 48 Deslocamentos totais no final da análise considerando o modelo de Mohr Coulomb.

As tensões totais são apresentadas na Figura 49 e não se observa também nenhuma diferença em relação aos resultados utilizando o modelo Hardening Soil, uma vez que as tensões totais se constituem praticamente no peso do solo, o qual é o mesmo, independente do modelo utilizado.



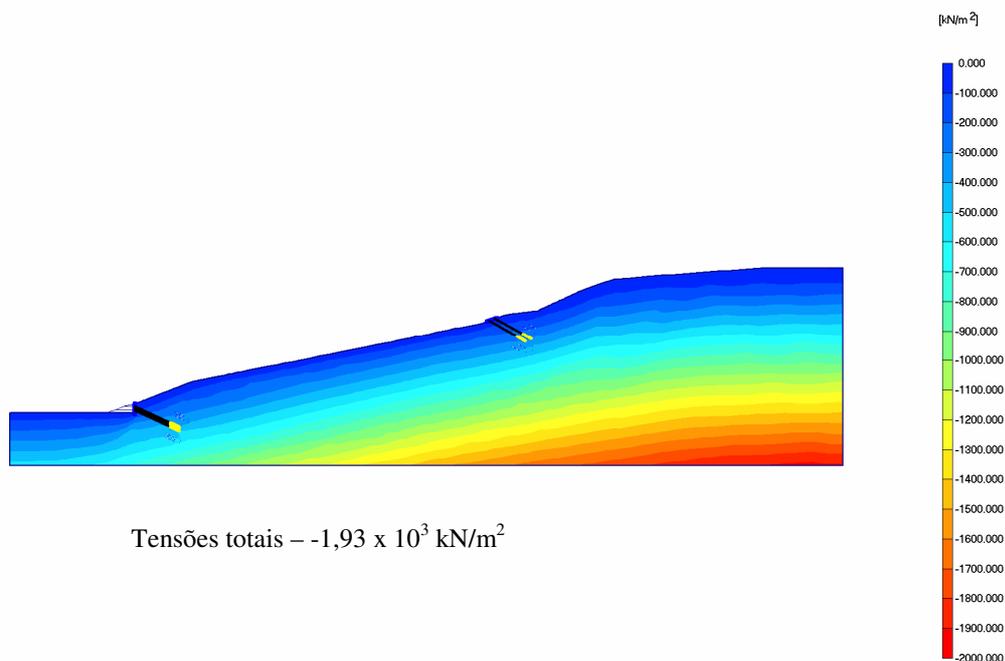


Figura 49 Tensões totais no final da análise considerando o modelo de Mohr Coulomb.

4.4.3. Comparação das Análises de Estabilidade pelos programas PLAXIS e Geoslope.

Com o objetivo de verificar a estabilidade do talude foram feitas análises no PLAXIS diminuindo os valores de c e $\tan \phi$ a fim de obter os coeficientes de segurança. Ainda nesse caso não se considera a presença do OSPAR para a análise, visto que as suas dimensões são muito pequenas em relação às dimensões do talude.

Em nível de comparação e verificação de estabilidades locais no talude, foram realizados 2 tipos análises de estabilidade. A primeira utilizou o método de Morgenstern-Price no Programa Slope/W da GeoSlope. A segunda análise foi feita também pelo Slope/W, porém as tensões iniciais foram calculadas através de elementos finitos pelo programa Sigma/W, do mesmo pacote da Geoslope, e inseridas como entrada para a análise de estabilidade.

As superfícies de ruptura obtidas através das três análises, bem como os fatores de segurança, são mostrados a seguir para os três casos: antes da duplicação da BR-376; após a escavação para a duplicação da BR-376 com os tirantes; e com os tirantes à jusante da plataforma do oleoduto OSPAR.

4.4.3.1. Encosta antes da Duplicação da BR-376

A primeira situação considerada foi a estabilidade da encosta antes da duplicação da BR-376 com a geometria do talude sendo estimada através dos relatórios existentes. Percebe-se pelos fatores de segurança que o talude estimado não se apresentava estável, sendo que para o caso da análise pelo Slope/W, levando em consideração as tensões calculadas por elementos finitos, o fator de segurança calculado foi menor do que 1, como pode ser verificado na Figura 52. Percebe-se que a superfície de ruptura estimada pela análise no PLAXIS (Figura 50) e a estimada pelo Slope/W (Figura 51) são bem próximas, levando a crer que os resultados pelo Plaxis estão dentro do esperado para análise de estabilidade.

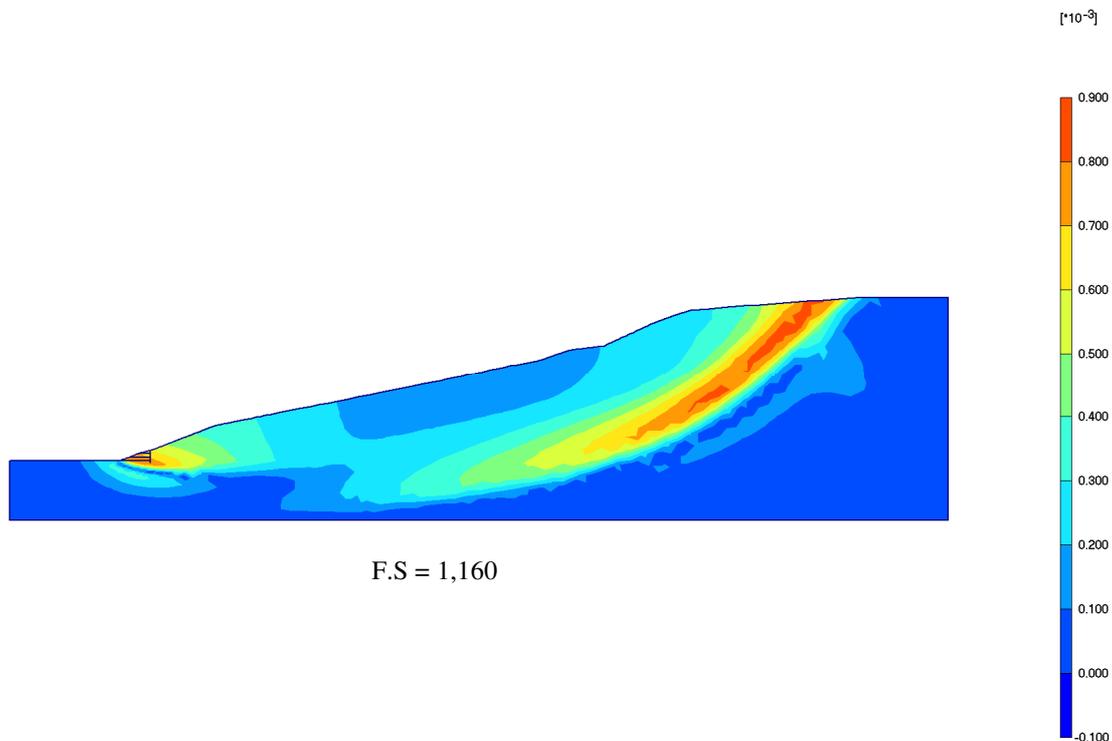


Figura 50 Superfície de ruptura do talude sem a escavação para a duplicação da BR-376 com fator de segurança igual a 1,160 – Programa PLAXIS

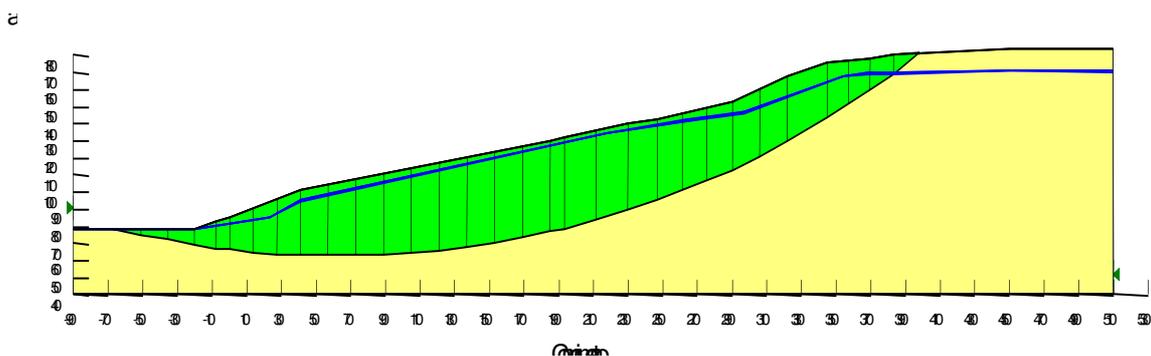


Figura 51 Superfície de ruptura do talude sem a escavação para a duplicação da BR-376 com fator de segurança igual a 1,174 – Slope/W

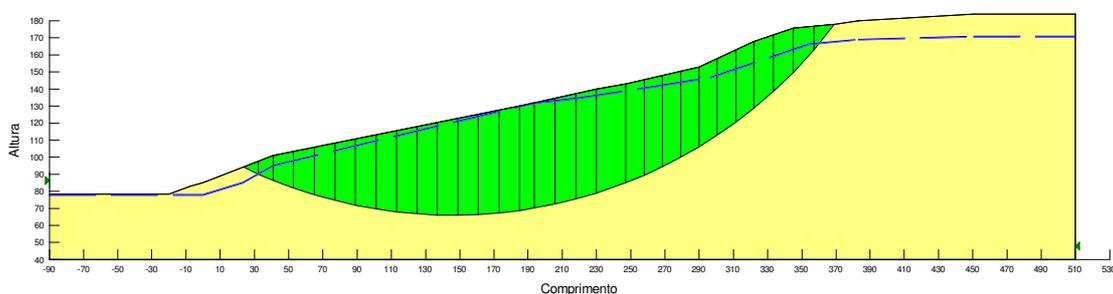


Figura 52 Superfície de ruptura do talude sem a escavação para a duplicação da BR-376 com fator de segurança igual a 0,726 – tensões calculadas por elementos finitos pelo Sigma/W – análise de estabilidade utilizando o Slope/W

4.4.3.2. Encosta com a escavação para a duplicação da BR-376 e contenção – cortina atirantada

A segunda situação considerada foi o talude após a duplicação da BR-376 com a cortina atirantada. As cunhas de ruptura obtidas através da análise no Plaxis (Figura 53) e no Slope/W (Figura 54) são próximas também para esse caso, sendo que para a análise no Slope/W, com as tensões sendo calculadas por elementos finitos pelo Sigma/W, a cunha de ruptura não atinge a base da estrada. Os valores dos coeficientes de segurança são bem próximos, com a maior variação entre eles de 11%. Percebe-se ainda que a cortina atirantada não aumenta o valor de segurança para a análise no PLAXIS, podendo ser considerado o mesmo devido à diminuição de 1,5 % em seu valor. Já no caso das análises 9% no Slope/W há um aumento de 9% no fator de segurança devido à contenção na encosta. Porém para a análise através da combinação Sigma/W e Slope/W a diferença é de 64%.

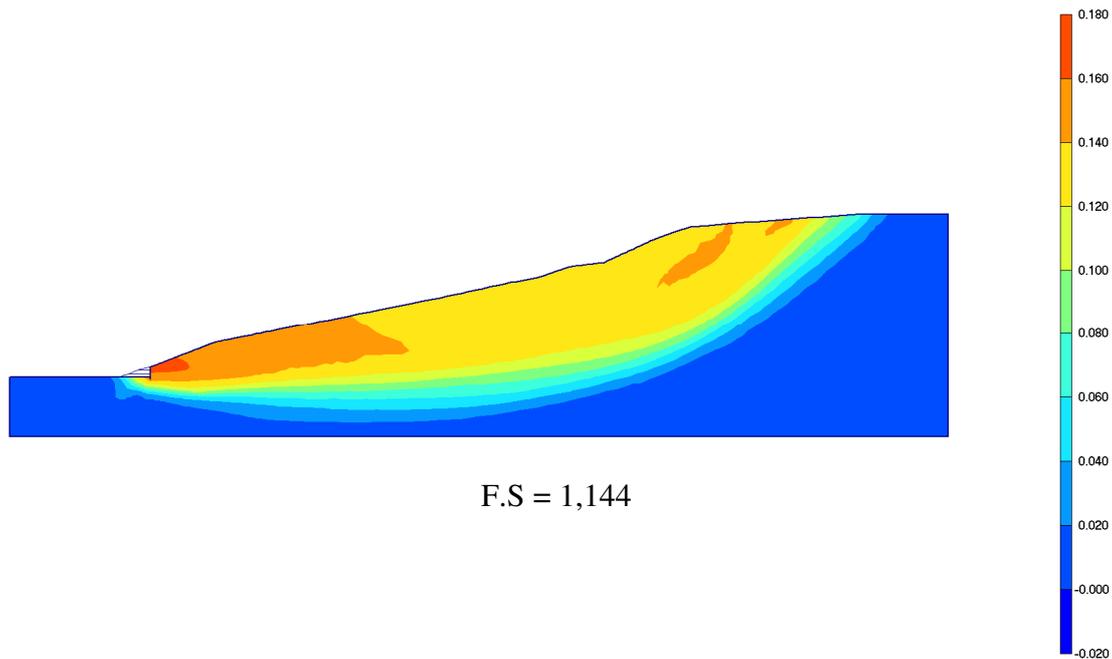


Figura 53 Superfície de ruptura do talude com a escavação para a duplicação da BR-376 e os tirantes de contenção com fator de segurança igual a 1,144 – Programa PLAXIS

Através da Figura 54 pode-se perceber que na análise global do talude o comprimento dos tirantes já existentes não é suficiente para estabilizar o mesmo.

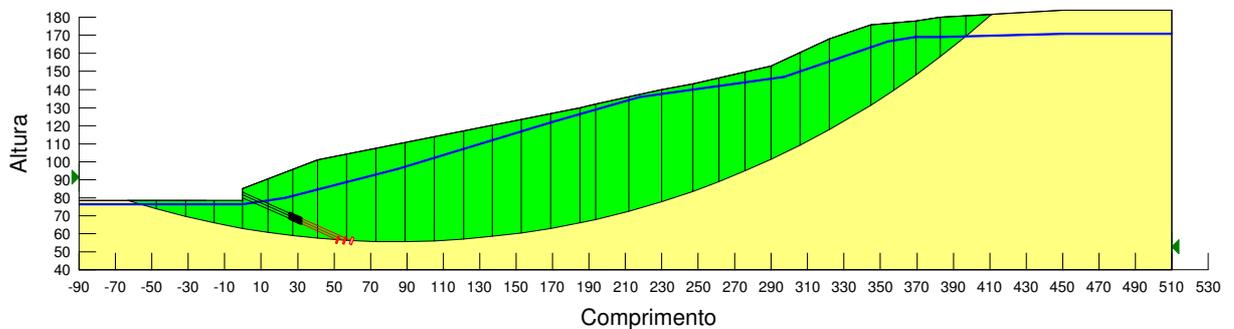


Figura 54 Superfície de ruptura do talude com a escavação para a duplicação da BR-376 e os tirantes de contenção com fator de segurança igual a 1,274 – Slope/W

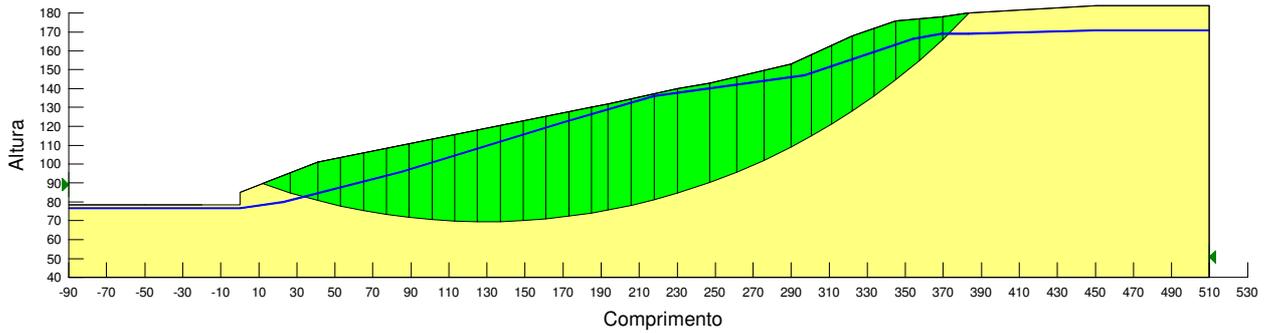


Figura 55 Superfície de ruptura do talude com a escavação para a duplicação da BR-376 e os tirantes de contenção com fator de segurança igual a 1,194 – tensões calculadas por elementos finitos pelo SIGMA/W – análise de estabilidade utilizando o Slope/W

4.4.3.3. Encosta com a contenção – cortina atirantada – na BR-376 e a jusante da plataforma do duto

A última situação analisada foi acoplando-se a cortina atirantada a jusante da plataforma do duto ao caso anterior. As cunhas de ruptura estimadas pelas análises nesse caso são praticamente coincidentes com as do caso anterior e os fatores de segurança não apresentam uma variação significativa, sendo até ligeiramente menores nas análises pelo Plaxis e pelo Sigma/W + Slope/W.

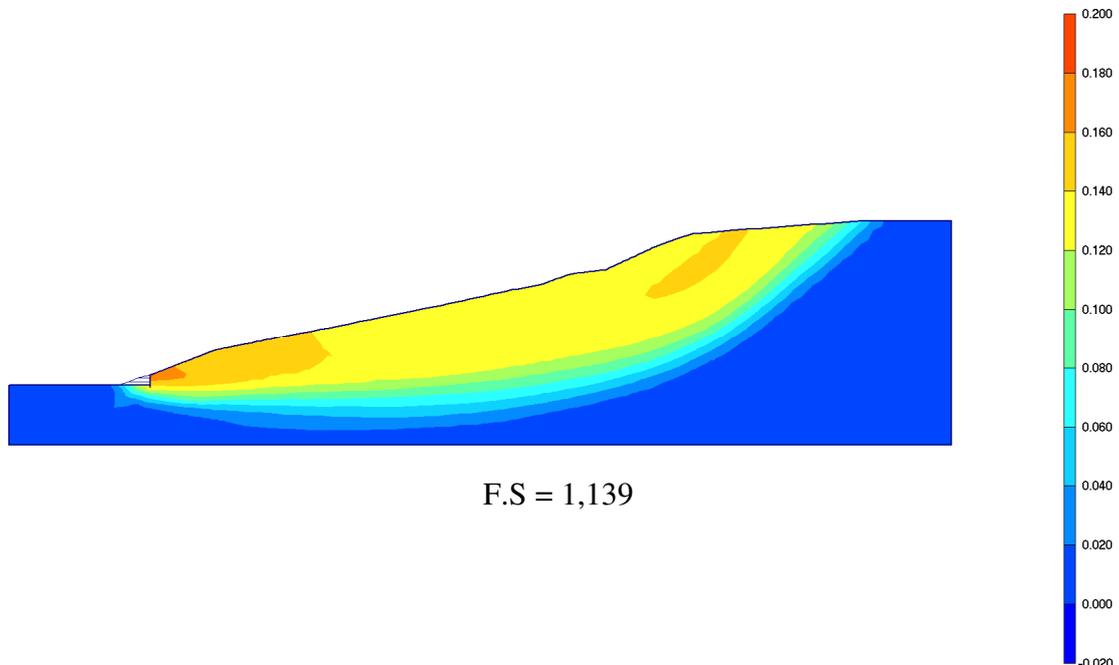


Figura 56 Superfície de ruptura do talude com tirantes de contenção na BR-376 e a jusante da plataforma do duto, com fator de segurança igual a 1,139 – Programa PLAXIS

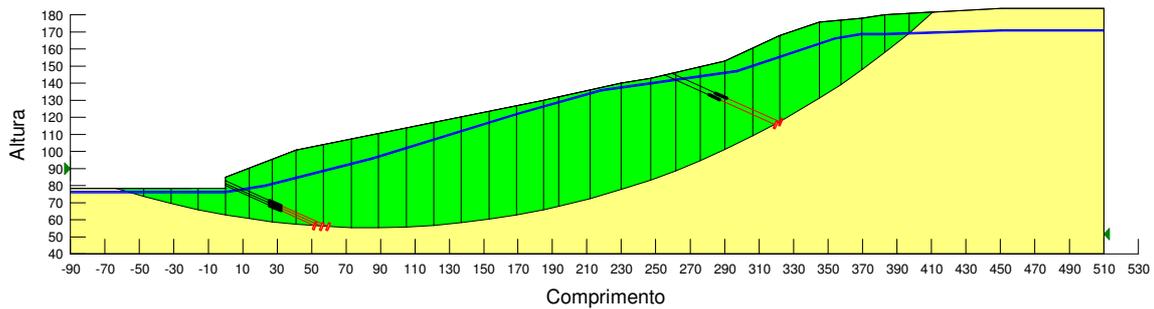


Figura 57 Superfície de ruptura do talude com tirantes de contenção na BR-376 e a jusante da plataforma do duto, com fator de segurança igual a 1,278 –Slope/W

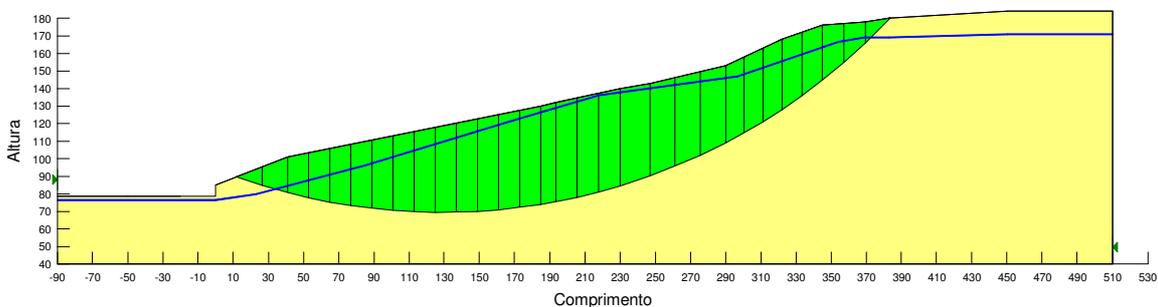


Figura 58 Superfície de ruptura do talude com os tirantes de contenção na BR-376 e a jusante da plataforma do duto com fator de segurança igual a 1,181– tensões calculadas por elementos finitos pelo SIGMA/W – análise de estabilidade utilizando o Slope/W

4.4.4. Análise da encosta com duas simulações: aumento do nível do lençol freático e alargamento na BR-376

A partir das análises já apresentadas surgiu o questionamento de quais seriam as possíveis consequências supondo um aumento do nível do lençol freático na encosta e a necessidade de se alargar a BR-376. Essas duas simulações foram feitas no programa PLAXIS.

4.4.4.1. Aumento do nível do lençol freático na encosta

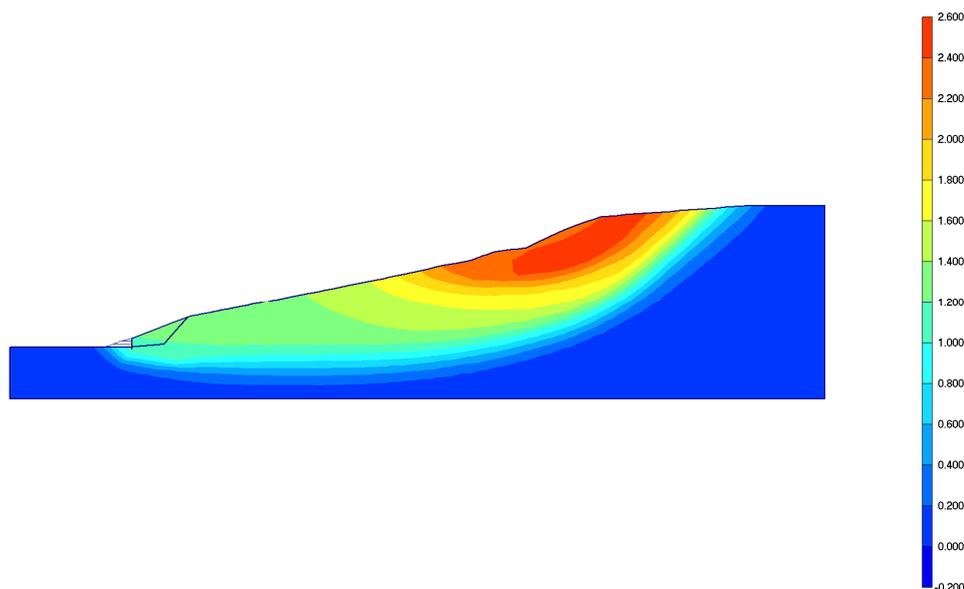
Sabe-se que em todos os casos de estabilidade de encostas o nível do lençol freático no terreno é de grande importância para as análises, como já foi justificado anteriormente até mesmo pelas medidas tomadas pela empresa responsável pela estabilização da encosta na ocasião da duplicação da BR-376. A simulação do aumento do nível do lençol freático se deu praticamente próximo à

plataforma dos dutos com o objetivo de verificar quais poderiam ser as consequências que esse fator traria para o duto. A Tabela 9 apresenta as distâncias horizontais (afastamento) e verticais (cota) do lençol freático tanto para as análises anteriores quanto para o aumento do mesmo.

Tabela 9 Nível do lençol freático original e proposto em relação a rodovia BR-376 (afastamento =0; cota=76,5m)

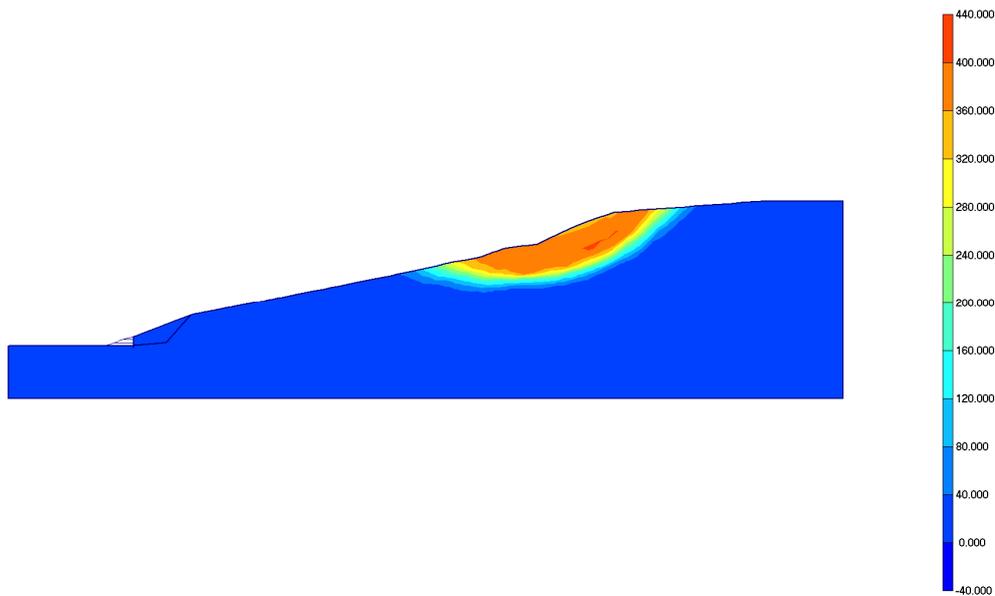
Original		Proposto	
Afastamento (m)	Cota (m)	Afastamento (m)	Cota (m)
23	80	23	83
85	96	85	100
170	122	170	123
218	136	218	136,5
247	140	247	142
297	147	267	147
354	166,5	297	151
383	169	354	171
450,5	171	383	173
510	171	510	175

Os deslocamentos totais considerando apenas o aumento no nível do lençol freático são mostrados na Figura 59 e o coeficiente de segurança encontrado foi de 1,032. A configuração final dos deslocamentos totais quando o talude é levado a ruptura, pela diminuição de c e ϕ , é mostrada na Figura 60. Pode-se considerar que o talude, com esse fator de segurança, já chegou à ruptura, pois os deslocamentos apresentados são da ordem de 10^2 m.



deslocamento total máximo = 2,59m

Figura 59 Deslocamentos totais para a simulação do aumento do nível do lençol freático



fator de segurança = 1,034

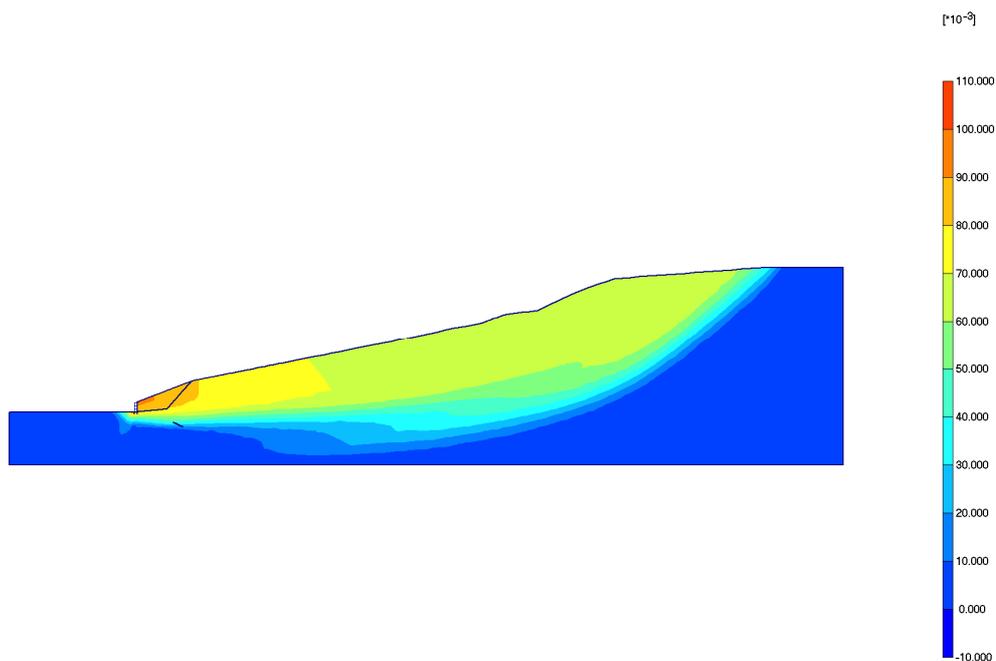
Figura 60 Deslocamentos totais para o cálculo do fator de segurança

4.4.4.2. Alargamento da BR-376 em 2 metros

A segunda hipótese considerada foi o alargamento da BR-376 em 2m, tendo como objetivo prever os deslocamentos que ocorreriam na plataforma onde estão localizados os dutos para que se pudesse saber quais providências seriam necessárias para não danificá-los.

O alargamento foi simulado fazendo a escavação de uma fatia vertical do talude, acompanhando a base da estrada, com largura de 2 metros. A cortina atirantada permanece nessa nova configuração com as mesmas propriedades anteriores.

Na Figura 61 estão representados os deslocamentos máximos para o caso em questão. O fator de segurança encontrado foi de 1,119 e comparando-o com o valor de 1,139 para o fator de segurança antes do alargamento percebe-se que não há muita diferença. Além disso, o deslocamento na plataforma dos dutos é pequena com valores entre 0,06 e 0,07m, sendo o deslocamento máximo no local do corte, o que se caracteriza uma instabilidade local.



deslocamento máximo = 0,106m

Figura 61 Deslocamento total para alargamento de 2m na BR-376

4.4.5. Redução do ângulo de atrito para determinação do ϕ residual do solo coluvionar.

Com o objetivo de se determinar o ângulo de atrito residual (ϕ residual) do solo coluvionar, foi aplicado um carregamento no corte do talude ao duplicar a BR-376, igual ao empuxo ativo do solo, para simular o efeito do muro.

O cálculo foi feito da seguinte forma:

$$P_a = (k_a h^2 \gamma) / 2 \quad (4.3)$$

$$k_a = (1 - \text{sen } \phi) / (1 + \text{sen } \phi) \quad (4.4)$$

$$\sigma_h = (k_a h \gamma) / 2 \quad (4.5)$$

com σ_h assumindo o valor máximo na base e zero no topo.

Os valores considerados para os parâmetros das duas camadas de solo utilizadas foram os seguintes:

- Solo residual (modelo de Mohr Coulomb tanto no Geoslope quanto no Plaxis)

$$\gamma = 18$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 30$$

- Solo coluvionar (Modelo de Mohr Coulomb para o Geoslope e Modelo HS para o Plaxis)

$$\gamma = 16.9$$

$$\phi = 27.8^\circ$$

$$c = 1.57$$

Os demais parâmetros referentes ao solo coluvionar se encontram na tabela 10.

4.4.5.1. Análise com Phi = 27.8º no Geoslope

Primeiramente foi utilizado nas análises o valor de ϕ de pico que foi obtido através do ensaio de laboratório na UFPR.

A análise no Geoslope foi feita com os parâmetros do solo citados anteriormente mantendo a mesma superfície de ruptura e o mesmo nível d'água em todos os casos.

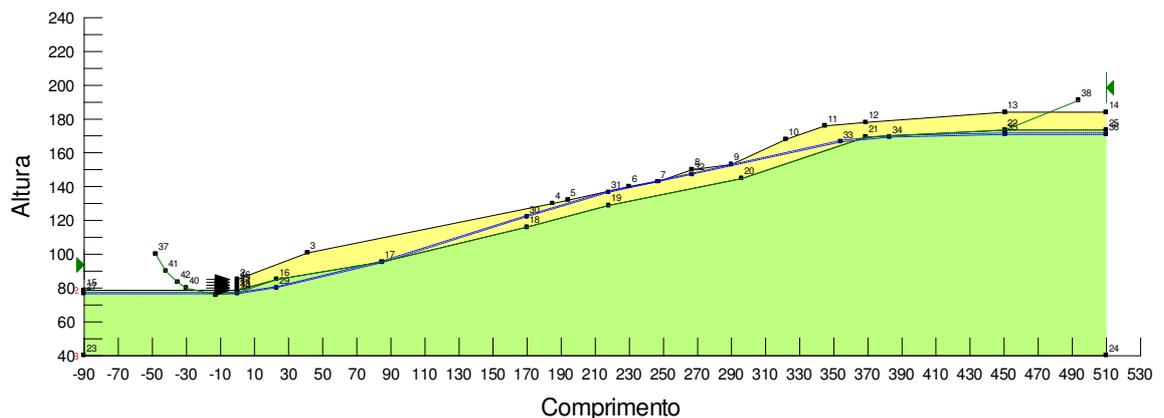


Figura 62 Análise no Geoslope. Superfície de ruptura definida.

A figura abaixo é o resultado da análise por Mogerstern-Price com coeficiente de segurança igual a 2.044

2,044

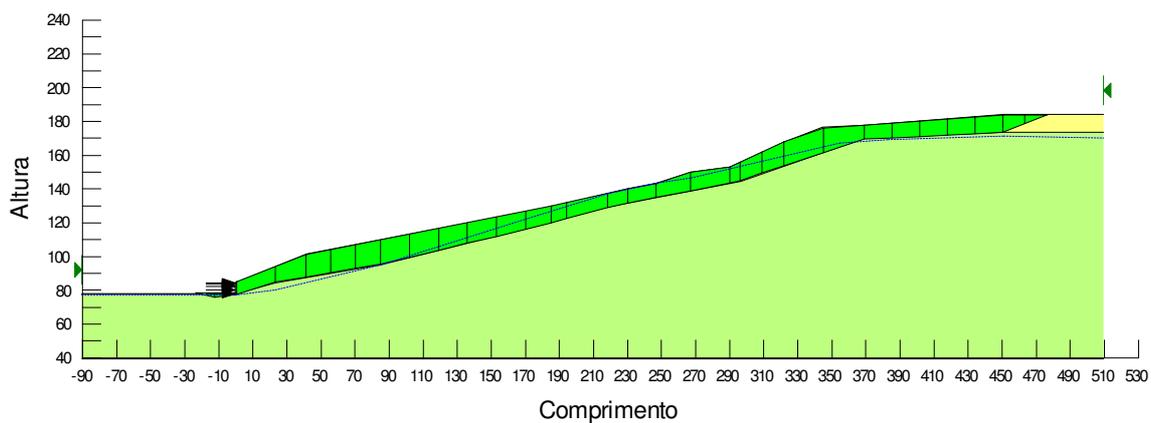


Figura 63 Resultado da análise no Geoslope com $\phi = 27,8^\circ$ – Fator de Segurança igual a 2,044

4.4.5.2. Análise com Phi = 27.8° no PLAXIS

O PLAXIS foi utilizado seguindo os parâmetros do solo utilizados no Geoslope para se comparar os resultados.

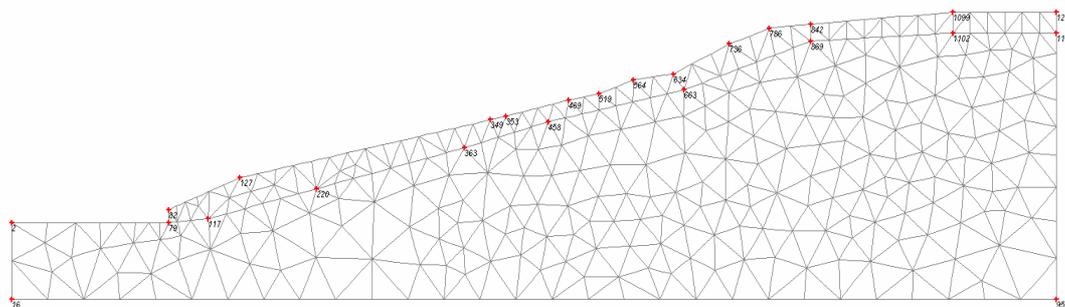


Figura 64 Malha de elementos finitos para análise no PLAXIS

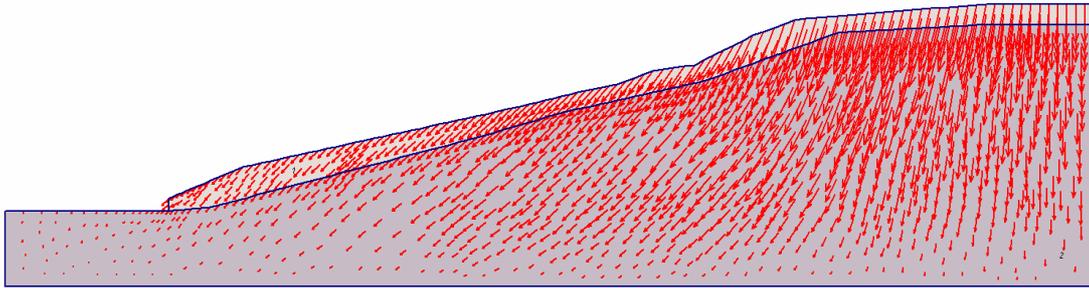
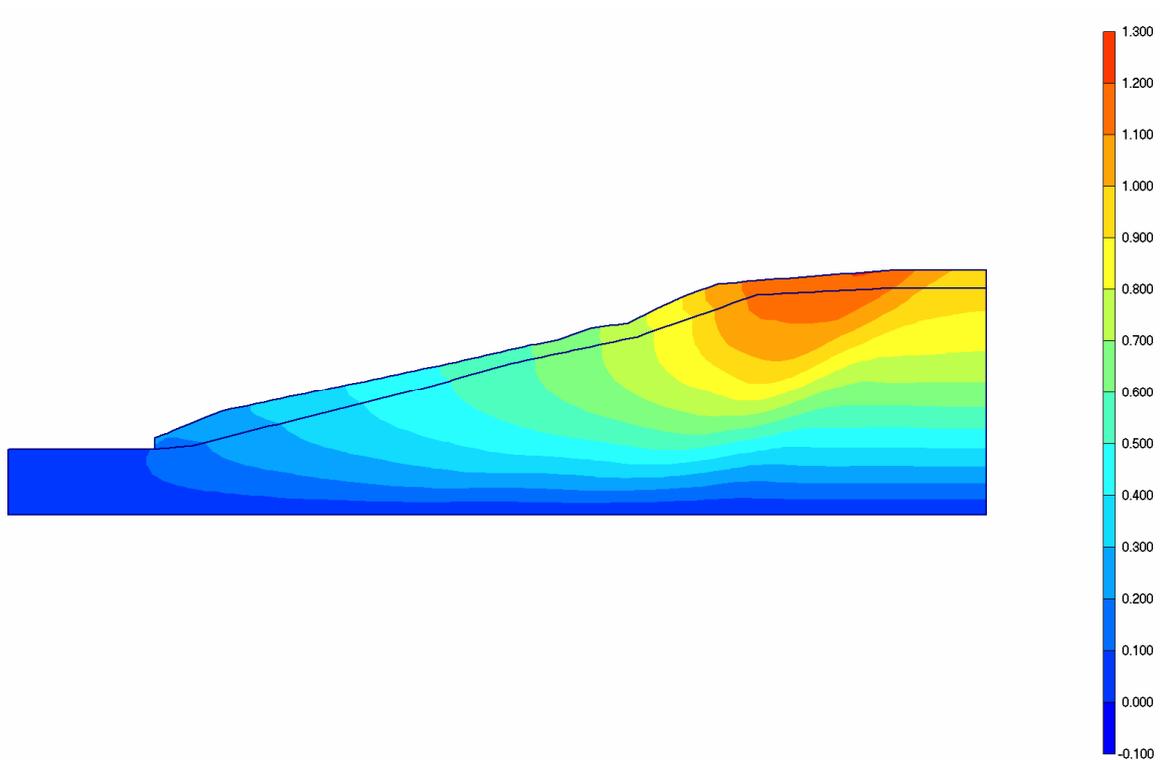


Figura 65 Deslocamento total – Análise no Plaxis – $\phi = 27.8^\circ$



Valor do fator de segurança: 0.848

Figura 66 Deslocamentos totais para o cálculo do fator de segurança – $\phi = 27.8^\circ$

Chegou-se, portanto, ao valor do coeficiente de segurança, nesta análise, com valor muito abaixo da análise no Geoslope, e menor do que 1, o que aponta para a instabilidade na região do oleoduto. Nesse caso, pelo PLAXIS, a ruptura já foi atingida. Portanto o valor de ϕ foi diminuído gradativamente até atingir a ruptura (ϕ residual), chegando-se no Geoslope a um valor de ϕ igual a $12,9^\circ$.

4.4.5.3. Análise com $\phi = 12,9^\circ$ no Geoslope

Considerando o valor de $\phi = 12,9^\circ$, o coeficiente de segurança foi de 0.995 para a análise por Morgenstern Price, significando que esse é o valor de ϕ residual.

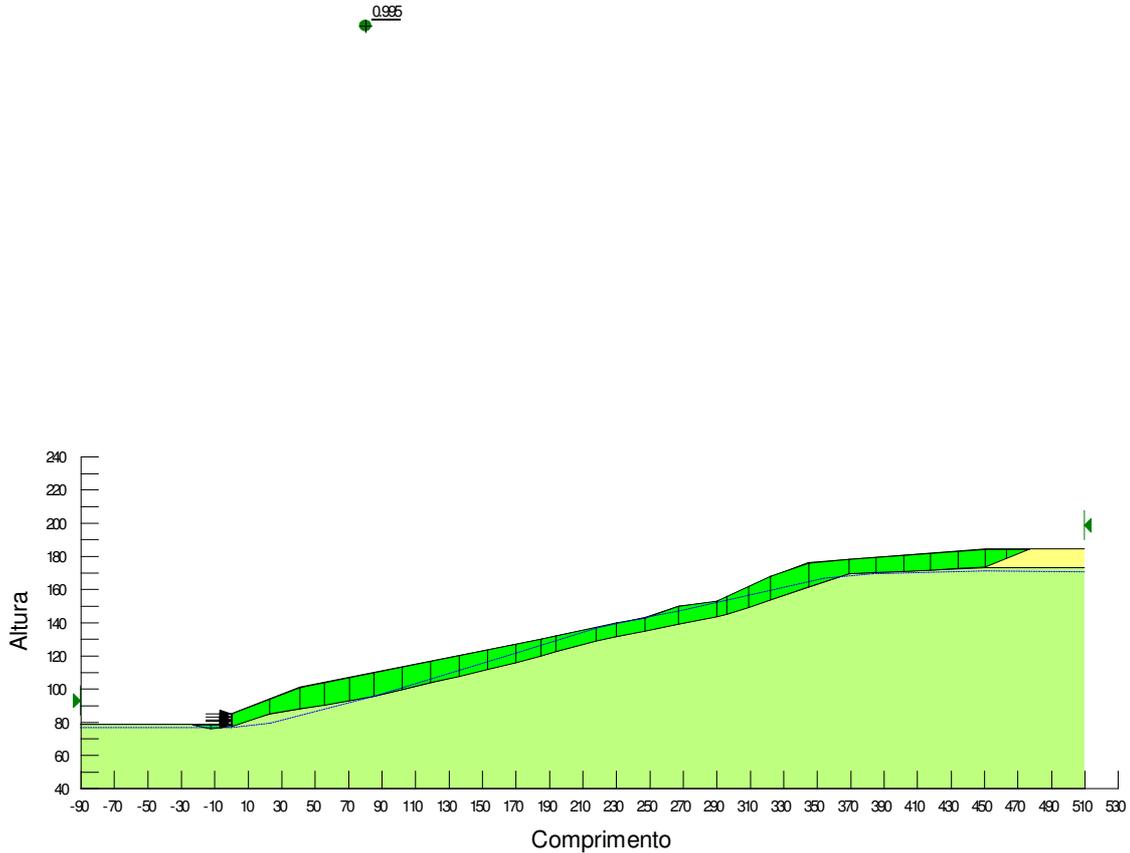


Figura 67 Resultado da análise no Geoslope com $\phi = 12,9^\circ$ – Fator de Segurança igual a 0,995

4.4.5.4. Análise de $\phi = 13^\circ$ no PLAXIS

Na análise no Plaxis foi utilizado um valor de 13° para ϕ . A malha de elementos finitos foi a mesma do caso anterior ($\phi=27.8^\circ$).

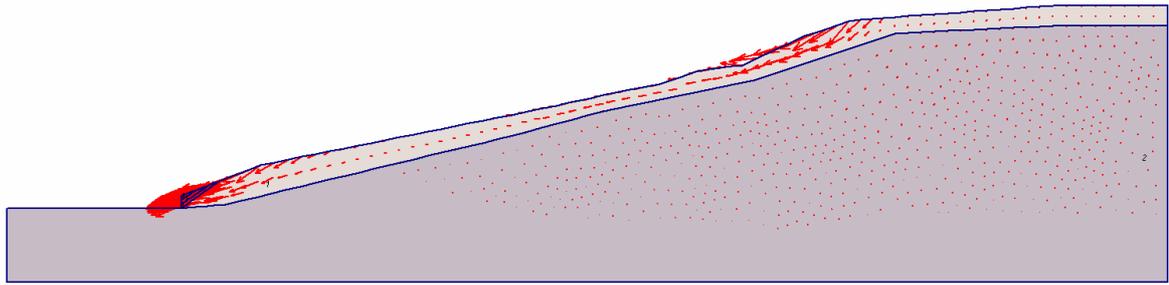
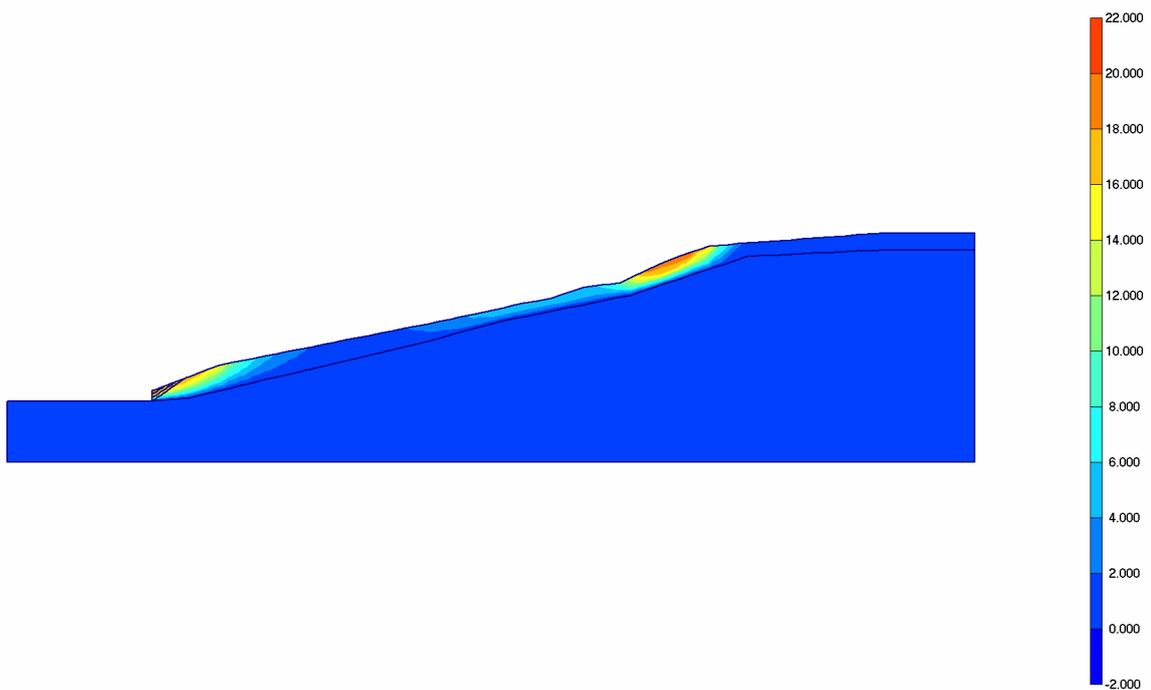


Figura 68 Deslocamentos totais – Análise no Plaxis – $\phi = 13^\circ$

O valor do coeficiente de segurança para $\phi=13^\circ$ foi de 0,432 (Figura 69), como era de se esperar, visto que para $\phi=27.8^\circ$, o valor do coeficiente de segurança já era menor do que 1.

É possível visualizar nitidamente na Figura 69 os locais aonde ocorreram a movimentação de terra, sabendo-se qual o valor mínimo que ϕ pode assumir.



Fator de segurança igual a 0.432

Figura 69 Deslocamentos totais para o cálculo do fator de segurança – $\phi = 13^\circ$