

Universidade Federal do Rio de Janeiro

ESTUDO NUMÉRICO DO EFEITO DE ESTACAS
JUSTAPOSTAS NA ESTABILIZAÇÃO DE UM
TALUDE

Cássio da Silva Pacheco

2013



ESTUDO NUMÉRICO DO EFEITO DE ESTACAS JUSTAPOSTAS NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE

Cássio da Silva Pacheco

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Leonardo de Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Rio de Janeiro
Abril de 2013

ESTUDO NUMÉRICO DO EFEITO DE ESTACAS JUSTAPOSTAS NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE

Cássio da Silva Pacheco

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc

Prof. Robson Palhas Saramago, D.Sc

Rio de Janeiro, RJ – Brasil
Abril de 2013

Pacheco, Cássio da Silva

Estudo numérico do efeito de estacas justapostas na estabilização de um talude/ Cássio da Silva Pacheco. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

X, 119 p. 29,7 cm

Orientadores: Leonardo de Bona Becker, Marcos Barreto de Mendonça.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 106-108

1. Estabilidade de Encostas. 2. Método dos Elementos Finitos. 3. Estacas Justapostas.

I. Becker, Leonardo de Bona et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Engenharia Civil. III. Título.

“Agir, eis a inteligência verdadeira. Serei o que quiser. Mas tenho que querer o que for. O êxito está em ter êxito, e não em ter condições de êxito. Condições de palácio tem qualquer terra larga, mas onde estará o palácio se não o fizerem ali?”

Fernando Pessoa

Dedicatória

Dedico este trabalho aos meus pais Willer e Vera, por terem me dado todo incentivo e apoio em meu desenvolvimento intelectual. Sem eles nada disso seria possível.

Agradecimentos

Agradeço primeiramente aos meus queridos pais Willer e Vera por terem me dado o principal de tudo na vida, muito amor. Agradeço muito ao meu pai ter me ensinado desde cedo o verdadeiro valor do trabalho, sempre colocando a inteligência em primeiro plano. À minha mãe eu devo tudo, ela é meu exemplo de bondade, meu porto seguro.

Aos meus irmãos William e Tacio, que sempre foram além de irmãos meus grandes amigos.

À minha irmã gêmea Carina, por quem tenho um profundo orgulho por suas conquistas desde nova. Minha fonte de inspiração para estudar.

À minha nova irmãzinha Maria Eduarda, que já me traz imensa felicidade com seus sorrisos sinceros de um bebê.

Aos meus amigos de infância Erick Mendes e Isaac Balster por terem me proporcionado tantas risadas e momentos de alegria ao longo de todos esses anos de amizade.

Não posso deixar de agradecer aos meus amigos da faculdade, que me acompanharam todos esses anos, seja em momentos desesperadores em épocas de provas ou me chamando para tomar um chopp e jogar conversa fora. Foram fundamentais no meu crescimento pessoal, e tenho imenso prazer de citar todos eles aqui: André Santinni; Arthur Fernandes; Bruno Augusto; Diego Mello; Diego Rezende; Luis Felipe; Luiz Augusto; Raphael Santos e Tiago Eller. Obrigado camaradas!

Aos amigos da Terrae Projetos e Consultoria, por me fazer sentir em família num ambiente de trabalho. Em especial agradeço ao Engenheiro Robson Palhas Saramago, pelos ensinamentos fundamentais transmitidos a cada desafio de projeto e por ser um exemplo de ética e profissionalismo.

Agradeço especialmente aos meus professores orientadores Leonardo De Bona Becker e Marcos Barreto de Mendonça - suas excelentíssimas aulas de Mecânica dos Solos foram o divisor de águas para a escolha (acertada!) da minha profissão. Agradeço pelos ensinamentos transmitidos fora das salas de aula e, principalmente, pelos ensinamentos durante a orientação deste trabalho.

Por fim, agradeço à UFRJ e seus funcionários, por me fazer aprender além da engenharia, me tornando mais maduro e mais preocupado com a sociedade.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ESTUDO NUMÉRICO DO EFEITO DE ESTACAS JUSTAPOSTAS NA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE EM ANGRA DOS REIS

Cássio da Silva Pacheco

Abril/2013

Orientadores: Leonardo de Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

Diversas obras de engenharia geotécnica utilizam estacas como sistemas de contenção ou parte de um sistema que está sujeito às solicitações do maciço. Normalmente, quando se deseja levar em consideração o aumento no fator de segurança ocasionado pelo efeito das estacas, recorre-se aos métodos de análise por equilíbrio limite. Sabendo que esse tipo de abordagem é muito simplificada, pode-se utilizar modelos numéricos, que são capazes de representar o problema em questão de forma mais adequada, levando em consideração os aspectos referentes às relações tensão x deformação do material, e modelos mais refinados de representação das estacas.

Para se atingir o objetivo, foi analisado através do método dos elementos finitos, um talude localizado às margens de uma rodovia federal fluminense, que apresenta sinais de movimentação. A partir das investigações e instrumentações geotécnicas, foram estimados os parâmetros dos solos. Os parâmetros das estacas justapostas foram estimados através da consideração do estudo de flexão composta reta. As análises de estabilidade foram feitas variando-se a geometria e o posicionamento das linhas de estacas justapostas, de acordo com que se julgava necessário. Como não há uma escolha de superfície potencial de ruptura no MEF, estas variam de acordo com a disposição, geometria e resistência das estacas.

Palavras chave: Estabilidade de Taludes, Método dos Elementos Finitos, Estacas Justapostas.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

NUMERICAL ANALYSIS OF PILE EFFECTS IN SLOPE STABILITY

Cássio da Silva Pacheco

Abril/2013

Advisors: Leonardo de Bona Becker

Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

Several works from geotechnical engineering use piles as retaining structures, or as part of a system that is subjected to the requests of the massive. Normally, when is desired to considerate the increase of the security factor brought by the piles effect, it resorts to methods of limit equilibrium analysis. Knowing that this kind of approach is too much simple, may be used numeric models, which are able to represent the problem in question more properly, taking into account aspects relating to the relations stress-strain of the material, and more refined models of piles representation.

To achieve the goal, was analyzed by finite elements method, a slope located on the banks of a federal highway, which shows signs of instability. From the investigations and geotechnical instrumentations, the parameters from the soils were estimated. The pile parameters were estimated by considering the study of bending moments combined with normal forces. The stability analyzes were done by varying the geometry and the positioning of rows of piles in accordance with what was judged necessary. As it is not possible to choose the surface potential rupture in MEF, these vary according to the arrangement, the geometry and resistance of the piles.

Keywords: Slope Stability, Finite Element Method, Piles

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	1
2. ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES NOS SOLOS	3
2.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	3
2.2. DEFINIÇÃO GERAL DE TENSÕES NOS SOLOS	3
2.3. DEFINIÇÃO GERAL DE DEFORMAÇÕES NOS SOLOS	6
2.4. ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO.....	9
2.5. MODELOS DE SOLO.....	11
2.6. ANÁLISES ATRAVÉS DE MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS	17
2.6.1. Considerações Iniciais	17
2.6.2. Considerações Sobre o Plaxis	19
2.6.2.1. Rotinas de cálculo	19
2.6.2.2. Elementos e geração da malha de elementos finitos.....	20
2.6.2.3. Seleção do Tipo de Comportamento do Material	21
2.6.2.5. Elementos de Interface	27
2.6.2.6. Geração das tensões iniciais	29
2.6.2.7. Cálculo do Fator de Segurança (PHI-C-Reduction)	32
3. FLEXÃO COMPOSTA RETA.....	34
4. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA.....	38
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	38
4.2. INSTRUMENTAÇÕES E INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	40
4.2.1. SPT (Standard Penetration Test) e Sondagem Mista.....	40
4.2.2. Indicadores de Nível d'água.....	44
4.2.3. Inclinômetros.....	45
4.3. PERFIL GEOTÉCNICO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE.....	48
5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE NO PLAXIS	50
5.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	50

5.2.	PERFIL GEOTÉCNICO ADOTADO NO PLAXIS.....	50
5.3.	PARÂMETROS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	51
5.3.1.	Parâmetros de resistência dos solos.....	51
5.3.2.	Parâmetros Elásticos.....	52
5.3.3.	Parâmetros das Estacas.....	58
5.4.	ETAPAS PRELIMINARES DA ANÁLISE.....	64
6.	RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	67
7.	CONCLUSÃO	103
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106
	ANEXO A – PLANILHAS DE FLEXÃO COMPOSTA RETA	109
	ANEXO B – CORRELAÇÕES E X NSPT	113
	ANEXO C – SONDA GENS MISTAS	117

1. Introdução

1.1. Considerações Iniciais

Diversas obras de estabilização de taludes envolvem estacas como estruturas de contenção e/ou parte integrante das mesmas, como cortina de estacas justapostas, cortinas atirantadas apoiadas sobre estacas ou muro de peso apoiado em laje estaqueada. A maioria dos métodos de análise de estabilidade baseia-se na aplicação do equilíbrio limite, onde as deformações não são levadas em consideração, admitindo-se um comportamento rígido-perfeitamente plástico. Neste tipo de análise, comumente realizada através de programas computacionais como Geo-Slope e Slide, a estaca é modelada de um modo simplificado, considerando-a apenas com valores de resistência cisalhante equivalente.

Sabe-se que o comportamento de estacas, neste tipo de análise, é algo mais complexo do que a consideração de uma resistência ao cisalhamento equivalente. Desta maneira, é mais adequado recorrer a modelos de cálculo mais refinados que possam levar a um melhor entendimento do comportamento das estacas. O método dos elementos finitos possibilita este tipo de análise.

1.2. Objetivos do Trabalho

Este trabalho tem por objetivo avaliar o comportamento de estacas justapostas como elemento de contribuição para o aumento do fator de segurança quanto a estabilidade de um determinado talude real. As análises foram realizadas através do método de elementos finitos usando o programa computacional Plaxis (versão 8.2).

A partir da experiência na realização do presente trabalho, visou-se também descrever as principais considerações do Plaxis e os passos de cálculo adotados para aqueles que estão iniciando no uso do método de elementos finitos.

1.3. Estrutura do Trabalho

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica acerca das tensões e deformações nos solos, com ênfase na abordagem do manual do Plaxis. São feitos alguns comentários sobre o método dos elementos finitos para o problema em questão. São abordados aspectos referentes aos tipos de modelo do maciço, em especial o

modelo de Mohr-Coulomb, geração da malha triangular, geração das tensões iniciais, elementos de interface, modelo de estacas (*plates*), estado plano de deformação, comportamento drenado e não drenado e cálculo do fator de segurança a partir do método da redução de parâmetros.

No Capítulo 3 é feita uma breve revisão acerca do comportamento estrutural de pilares submetidos a flexão composta reta.

No capítulo 4 é apresentado o problema real do talude. São apresentados: levantamento topográfico; instrumentações e investigações geotécnicas, realizadas através de sondagens mistas, instalação de inclinômetros e medidores de nível d'água. A partir destes dados, é descrito um breve resumo do histórico de movimentação do talude, e são feitas avaliações dos dados das instrumentações e investigações.

No capítulo 5 é explicada a definição dos parâmetros da envoltória de resistência dos materiais, e são apresentadas as metodologias para a estimativa dos parâmetros elásticos dos solos utilizados nas análises de estabilidade. São abordados os aspectos referentes à modelagem das estacas, assim como a definição de seus parâmetros. Com os dados disponíveis, definiu-se um perfil geotécnico utilizado nas análises de estabilidade.

No capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados das análises de estabilidade realizadas através do Plaxis.

No capítulo 7 são mostradas as conclusões a partir dos resultados obtidos.

2. Análise de Tensões e Deformações nos Solos

2.1. Considerações Preliminares

Neste capítulo seguiu-se principalmente a linha de abordagem adotada pelo manual do programa computacional Plaxis (versão 8.2 – Plaxis, 2002) pelo fato de ser mais adequada aos passos dos cálculos realizados pelo programa utilizado na realização do presente trabalho. Foram inseridos também alguns conceitos e citações complementares de LAMBE e WIHTMAN (1969), AZEVEDO (2007), PINTO (2006), VELLOSO & LOPES (2010), entre outros.

Quando um corpo está submetido a um sistema de forças aplicadas externas, forças internas são induzidas no corpo. O comportamento do corpo, ou seja, a variação de suas dimensões ou, sua eventual ruptura, é função da distribuição de forças internas, que por sua vez, depende do sistema de forças externas (AZEVEDO, 2007).

O solo ao sofrer solicitações, irá se deformar, modificando o seu volume (exceto em situações não drenadas) e forma iniciais. A magnitude das deformações, assim como a distribuição do estado de tensões no maciço, obedece a um conjunto de equações diferenciais denominadas equações de equilíbrio, de compatibilidade e as leis constitutivas do material. As equações de equilíbrio determinam a condição de equilíbrio de forças num elemento infinitesimal. As equações de compatibilidade dizem respeito às relações entre deslocamento e deformação do elemento de forma a manter o material como um contínuo. As leis constitutivas dizem respeito às relações entre tensões e deformações.

2.2. Definição Geral de Tensões nos Solos

As tensões totais em um ponto do solo podem ser representadas através de um tensor de tensões, dada pela matriz, em coordenadas cartesianas, da forma apresentada na Eq. 2.1.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

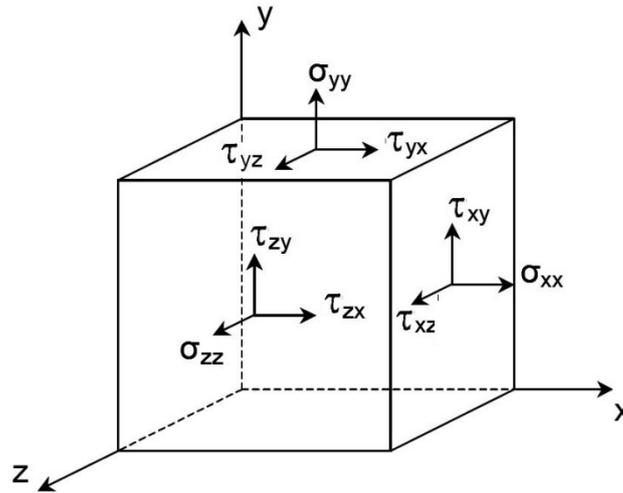


Figura 2.1 - Tensões totais em um elemento infinitesimal

Mas, temos que: $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, $\tau_{zx} = \tau_{xz}$, logo:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

que, em notações vetoriais, pode ser representado da forma:

$$\underline{\underline{\sigma}} = (\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx})^T \quad (2.3)$$

De acordo com o princípio das tensões efetivas, a tensão total apresenta duas parcelas: tensão efetiva e poropressão (u):

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.4)$$

Como a resistência ao cisalhamento da água é desprezada, as tensões cisalhantes totais são iguais às tensões cisalhantes efetivas, ou seja, $\sigma_{xy} = \sigma'_{xy}$

Assim, podemos escrever que as tensões efetivas em um ponto do solo podem ser representadas através de um tensor de tensões, dada pela matriz, em coordenadas cartesianas, da forma apresentada na Eq. 2.5.

$$\underline{\underline{\sigma'}} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} & \tau'_{xy} & \tau'_{xz} \\ \tau'_{xy} & \sigma'_{yy} & \tau'_{yz} \\ \tau'_{xz} & \tau'_{yz} & \sigma'_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

$$\underline{\underline{\sigma'}} = (\sigma'_{xx} \quad \sigma'_{yy} \quad \sigma'_{zz} \quad \tau'_{xy} \quad \tau'_{yz} \quad \tau'_{zx})^T \quad (2.6)$$

Por sua vez, o incremento infinitesimal de tensão efetiva, em notação vetorial é assim escrito:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}'}} = (\dot{\sigma}'_{xx} \quad \dot{\sigma}'_{yy} \quad \dot{\sigma}'_{zz} \quad \dot{\tau}'_{xy} \quad \dot{\tau}'_{yz} \quad \dot{\tau}'_{zx})^T \quad (2.7)$$

É muito comum trabalhar com as tensões principais no lugar das componentes que associam tensões normais e cisalhantes. As tensões principais são as tensões nos planos coordenados onde as tensões cisalhantes são nulas, e podem ser calculadas a partir da Eq. 2.8:

$$\det(\underline{\underline{\sigma'}} - \sigma' \underline{\underline{I}}) = 0 \quad (2.8)$$

sendo $\underline{\underline{I}}$ matriz identidade. A solução desta equação fornece 3 tensões principais, atuantes em três planos perpendiculares, definindo, portanto, 3 eixos coordenados denominados de direções principais. Por definição:

$$\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3$$

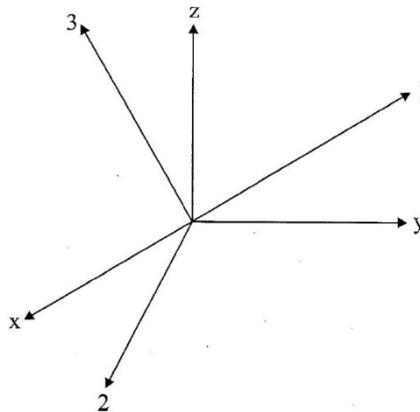


Figura 2.2 - Sistemas coordenados xyz e 123

2.3. Definição Geral de Deformações nos Solos

As deformações em um ponto do solo podem ser representadas através de um tensor de deformações, dada pela matriz, em coordenadas cartesianas, da forma apresentada na Eq. 2.9.

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} & \varepsilon_{yz} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Dado um campo de deslocamentos da forma:

$$\begin{aligned} u &= u(x, y, z) \\ v &= v(x, y, z) \\ w &= w(x, y, z) \end{aligned} \quad (2.10)$$

Temos, a partir da hipótese de pequenas deformações, que:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{du}{dx} \\ \varepsilon_y &= \frac{dv}{dy} \\ \varepsilon_z &= \frac{dw}{dz} \\ \gamma_{xy} &= \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \\ \gamma_{zx} &= \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = \frac{du}{dz} + \frac{dw}{dx} \\ \gamma_{yz} &= \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = \frac{dv}{dz} + \frac{dw}{dy} \end{aligned} \quad (2.11)$$

Desta forma, temos:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = (\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx})^T \quad (2.12)$$

E o incremento infinitesimal de deformação, em notação vetorial:

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = (\dot{\varepsilon}_{xx} \quad \dot{\varepsilon}_{yy} \quad \dot{\varepsilon}_{zz} \quad \dot{\gamma}_{xy} \quad \dot{\gamma}_{yz} \quad \dot{\gamma}_{zx})^T \quad (2.13)$$

De modo análogo ao das tensões, podemos calcular as deformações principais, que são as deformações nos planos coordenados nas quais a distorção é nula, assim:

$$\det(\underline{\dot{\varepsilon}} - \varepsilon \underline{I}) = 0 \quad (2.14)$$

A solução desta equação fornece 3 deformações principais, atuantes em três planos perpendiculares, definindo 3 eixos coordenados de direções principais de deformação (Fig. 2.2). Por definição:

$$\varepsilon_1 \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon_3$$

Deformações Elásticas

Este tipo de comportamento do material é caracterizado pela recuperação das deformações ao se aplicar um ciclo de carregamento – descarregamento. Ou seja, não há deformações permanentes associadas ao ciclo. Um caso particular deste tipo de comportamento ocorre quando as relações entre tensões e deformações, além de serem elásticas, são lineares. É o caso da Lei de Hooke.

A Lei de Hooke admite as seguintes hipóteses quanto à natureza do material:

- Material homogêneo
- Material isotrópico
- Material elástico linear

Para exemplificar um modelo unidimensional da Lei de Hooke, considere-se um ensaio de tração simples numa barra delgada, e dentro das hipóteses citadas acima. Medindo-se as tensões e deformações (dentro do limite de proporcionalidade) ao longo do ensaio, é válida a Eq. 2.15:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} \quad (2.15)$$

sendo E o módulo de elasticidade do material.

As deformações em determinada direção, são acompanhadas por deformações nas direções transversais à direção da força aplicada. O valor absoluto entre as deformações específicas transversal e longitudinal é conhecido como *coeficiente de Poisson*, ν :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = -\frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x} \quad (2.16)$$

Observando-se a Eq 2.16, a deformação segundo uma determinada direção depende, também, das tensões aplicadas em outras direções. Assim, a Lei de Hooke Generalizada relaciona para um estado 3-D as seis componentes de tensão, $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ e τ_{zx} , em um ponto com as seis componentes de deformação $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}$ e γ_{zx} , no mesmo ponto.

Nos solos, aplicando-se a Lei de Hooke generalizada, temos que a relação entre a taxa de variação de tensão efetiva e deformação se dá pela Eq.2.17.

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\tau}'_{xy} \\ \dot{\tau}'_{yz} \\ \dot{\tau}'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\varepsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

sendo E' o módulo de elasticidade na condição drenada, e ν' o coeficiente de Poisson na condição drenada.

A Eq. 2.17 pode ser expressa também por: $\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\varepsilon}}$, sendo $\underline{\underline{D}}^e$ a matriz de rigidez elástica do material.

Tem-se também os seguintes parâmetros importantes para a modelagem:

$$\text{Módulo de elasticidade transversal: } G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (2.18)$$

$$\text{Módulo de deformação oedométrica: } E_{oed} = \frac{\dot{\sigma}'_{xx}}{\dot{\varepsilon}_{xx}} \quad (2.19)$$

Considerando-se válida a Lei de Hooke generalizada, esses parâmetros podem ser expressos por:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.20)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (2.21)$$

Deformações Plásticas

Este tipo de comportamento do material é caracterizado pelo desenvolvimento de deformações irreversíveis ao se aplicar um ciclo de carregamento-descarregamento. O cálculo das deformações plásticas no Plaxis, segue a teoria clássica da plasticidade, podendo ser encontrados mais detalhes no Manual de Referência do Plaxis.

2.4. Estado Plano de Deformação

Problemas que envolvem um corpo longo, cuja geometria e carregamento não variam significativamente na direção longitudinal, são denominados problemas de deformação plana. Alguns exemplos desse tipo de problema são (AZEVEDO, 2007):

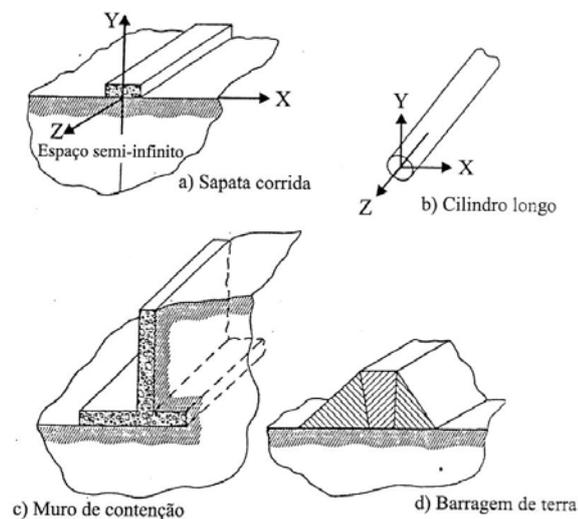


Figura 2.3 - Exemplos de problemas de deformação plana (AZEVEDO, 2007)

- a) Semi-espaço infinito carregado, tal como uma fundação contínua em uma massa de solo (Fig. 2.3a);
- b) Um cilindro longo, tal como um túnel ou um duto enterrado (Fig. 2.3b);
- c) Um muro de contenção carregado lateralmente (Fig. 2.3c);

d) Uma barragem de terra longa (Fig. 2.3d).

Neste tipo de problema, considerando-se que atuam carregamentos de direção paralela ao plano xy , independentes de z e uma seção transversal distante das extremidades (efeito de Cauchy), todas as seções se deformam igualmente, mantendo-se planas e normais ao eixo z . Desta forma, a componente de deslocamento na direção z , w , é nula em todas as seções transversais, conseqüentemente as componentes de deformação ε_z , γ_{yz} e γ_{zx} serão nulas.

O campo de deslocamentos (Eq. 2.10) assume a forma:

$$\begin{aligned} u &= u(x, y) \\ v &= v(x, y) \\ w &= w(x, y) = 0 \end{aligned} \quad (2.22)$$

E as componentes de deformação (Eq. 2.11):

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{du}{dx} \\ \varepsilon_y &= \frac{dv}{dy} \\ \varepsilon_z &= 0 \\ \gamma_{xy} &= \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \\ \gamma_{zx} &= \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = 0 \\ \gamma_{yz} &= \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = 0 \end{aligned} \quad (2.23)$$

Escrevendo a Lei de Hooke generalizada, lembrando-se das hipóteses de material homogêneo, isotrópico e linearmente elástico, temos que a relação entre a taxa de variação de tensão efetiva e deformação, no estado plano de deformação, se dá pela Eq. 2.24:

$$\begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\tau}'_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx} \\ \dot{\varepsilon}_{yy} \\ \dot{\gamma}_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

Apesar de não haver deformação na direção longitudinal ($\varepsilon_z = 0$), existe uma componente de tensão nessa direção ($\sigma'_{zz} \neq 0$):

$$\sigma'_{zz} = \nu'(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) \quad (2.25)$$

2.5. Modelos de Solo

A seguir são descritos, de modo sucinto, alguns modelos de solo usualmente considerados nas análises de estabilidade por elementos finitos.

“*Modelo de Mohr Coulomb*”: Modelo elasto-plástico do solo, no qual envolve cinco parâmetros de entrada, são eles: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, ângulo de atrito interno, coesão e ângulo de dilatância. É o modelo mais simplificado de solo, que considera rigidez constante ao longo de toda a camada, assim, a modelagem costuma ser rápida.

“*Hardening-Soil Model*”: Modelo mais avançado do solo. A princípio são utilizados os mesmos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb, porém a rigidez do solo é modelada de maneira mais acurada, com o uso de três diferentes módulos de elasticidade, são eles: módulo de carregamento triaxial – E_{50} ; Módulo de descarregamento triaxial – E_{ur} , e o módulo oedométrico – E_{oed} . Além disto, há opção de crescer o módulo linearmente com a profundidade, ou seja, módulo dependente da tensão confinante.

“*Soft-Soil-Creep model*”: O modelo Hardening Soil aplica-se a uma vasta gama de solos, mas não leva em consideração os efeitos viscosos de *creep* e relaxação de tensões. De fato, todos os solos apresentam *creep* e o adensamento primário é seguido de uma parcela de adensamento secundário. Este último por sua vez, é preponderante em camadas de argilas moles e turfas, para as quais o modelo foi desenvolvido.

“*Jointed Rock Model*”: Modelo elasto-plástico e anisotrópico, especialmente destinado a simular camadas de rocha que tenham estratificação e planos de falhas. A plastificação pode ocorrer no máximo em três planos de cisalhamento, o qual tem os parâmetros c e ϕ de resistência. A rocha sã é considerada com o comportamento puramente elástico com E e ν constantes.

O modelo utilizado neste trabalho é o de Mohr-Coulomb. Esta escolha se deve ao fato de que não há ensaios de laboratório para entrada de valores mais acurados de módulo de elasticidade, além de que este modelo mais simplificado se encaixa melhor

numa proposta de trabalho do nível da graduação. O modelo é descrito com mais detalhes a seguir.

Modelo de Mohr Coulomb

Este tipo de modelo considera um comportamento elástico – perfeitamente plástico para o solo. É assumido que o material se comporta como linear elástico (Eqs. 2.17 e 2.24) até atingir a ruptura. Considera-se que depois de atingido nível de tensões de ruptura, chamadas tensões de escoamento, estas se mantêm constantes para acréscimo de deformações plásticas. A Figura 2.4 ilustra esse conceito.

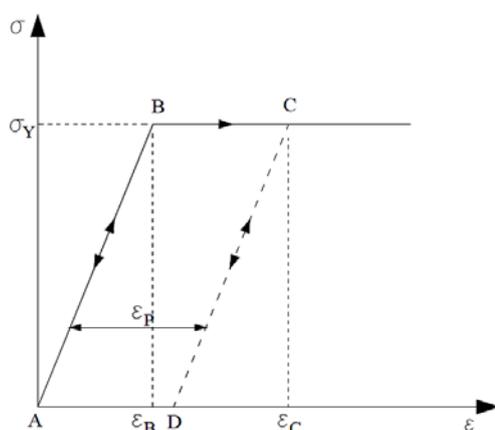


Figura 2.4 - Representação do modelo elástico perfeitamente plástico

A deformação total é dada pela soma da parcela elástica ϵ^e , com a plástica ϵ^p .

O critério de ruptura, que será descrito a seguir, é uma extensão da lei de atrito de Coulomb obedecida em qualquer plano dentro de um elemento do material.

A seguir discorre-se sobre os principais parâmetros utilizados no modelo de Mohr-Coulomb:

Módulo de Young (E) e Coeficiente de Poisson (ν)

Dado um ensaio de compressão triaxial convencional, é obtida uma curva tensão (carga dividida pela área da seção transversal) x deformação (encurtamento do corpo de prova dividido pela altura inicial do corpo de prova) mostrada na Fig. 2.5.

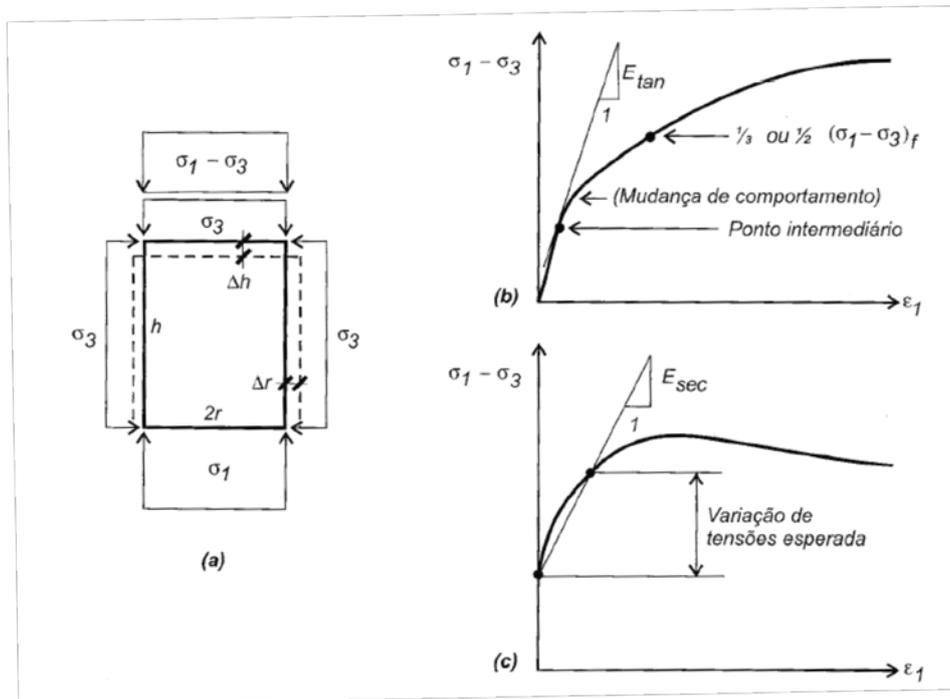


Figura 2.5 - Ensaio triaxial convencional. (VELLOSO & LOPES, 2010)

VELLOSO & LOPES (2010) destacam que até certo ponto do nível de tensões temos um comportamento praticamente linear, que está associado ao histórico de tensões do solo. A partir desta tensão, nota-se um trecho nitidamente curvo até a ruptura.

Segundo PINTO (2006), visto que após certo nível de tensões as deformações sofridas não se recuperarão completamente e observando que a relação tensão x deformação não é constante, é questionável o uso da teoria da elasticidade. Mas por falta de outras alternativas, admiti-se frequentemente um comportamento elástico-linear para o solo, definindo-se um módulo de elasticidade geralmente referente a 50% da tensão de ruptura (supõe-se que a tensão de trabalho não ultrapassará essa tensão devido ao coeficiente de segurança adotado), E_{50} , e coeficiente de Poisson, ν , mostrados nas Eqs. 2.26 e 2.27 :

$$E_{50} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1} \quad (2.26)$$

$$\nu = \frac{\Delta r/r}{\Delta r/h} = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \quad (2.27)$$

Os ensaios drenados (CD) fornecem E' e ν' , enquanto que os ensaios não drenados (UU e CU) fornecem o módulo de elasticidade não drenado, E_u , e o coeficiente de Poisson não drenado, ν_u . (VELLOSO & LOPES, 2010)

É importante salientar que o módulo de elasticidade varia com a pressão confinante, ou seja, o módulo tende a ser maior para maiores profundidades da camada de solo. Para problemas especiais, pode-se expressar o módulo de elasticidade em função do nível de tensões axiais e de confinamento. Para casos mais corriqueiros, admiti-se um módulo constante como representativo do comportamento do solo para a faixa de tensões ocorrentes no caso em estudo (PINTO, 2006).

VELLOSO & LOPES (2010) mostram diferentes módulos de elasticidades obtidos pelo ensaio triaxial convencional de acordo com o trecho da curva considerado (Fig.2.6).

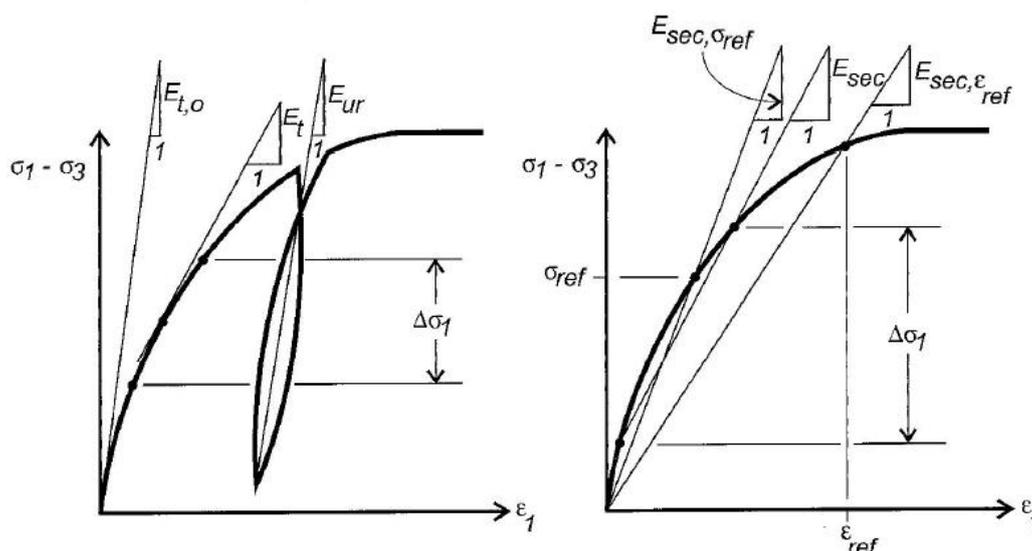


Figura 2.6 - Diferentes formas de se interpretar um ensaio triaxial convencional para a obtenção do Módulo de Young. (VELLOSO & LOPES, 2010)

- Módulo tangente na origem ($E_{t,0}$);
- Módulo tangente na variação de tensões esperada ($E_{t,\Delta\sigma}$);
- Módulo de descarregamento – recarregamento (E_{ur});
- Módulo secante entre a origem e a tensão esperada ou de referência ($E_{sec,0-\sigma ref}$);
- Módulo secante na variação de tensões esperadas ($E_{sec,\Delta\sigma}$);
- Módulo secante no nível de deformações esperado ou de referência ($E_{sec,0-\epsilon ref}$)

Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb e Definição de c e ϕ

A resistência ao cisalhamento de um solo defini-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer (PINTO, 2006).

Se forem plotados num mesmo gráfico os círculos de Mohr para representar os estados de tensões na ruptura, obtidos a partir de ensaios em diversos corpos de prova submetidos a diferentes tensões confinantes, pode ser traçada uma curva que tangencia os círculos de Mohr, chamada *Envoltória de Mohr* (Fig. 2.7).

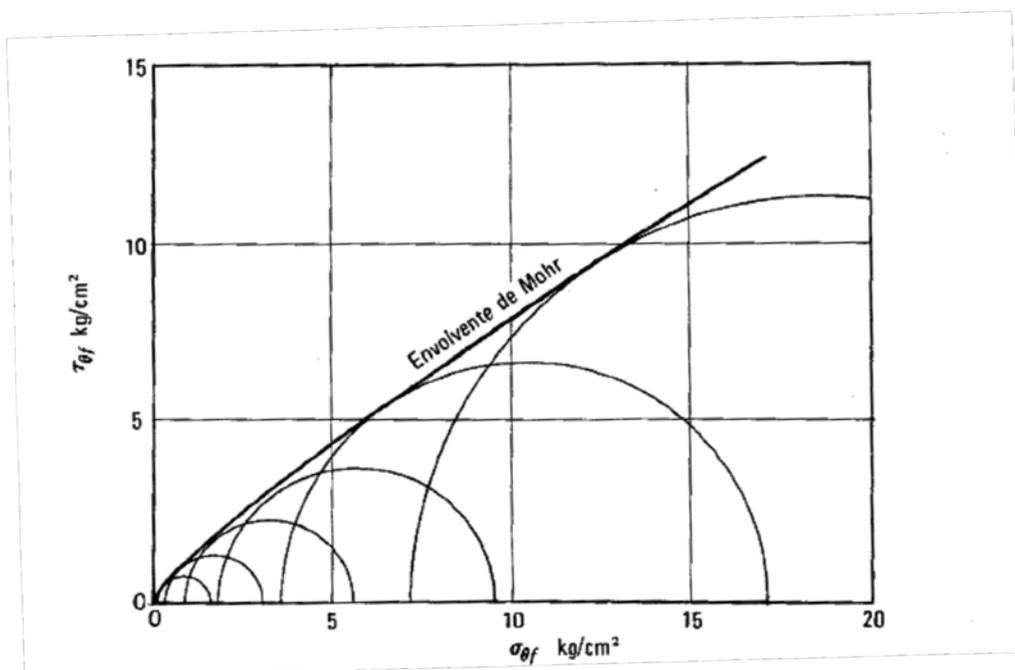


Figura 2.7 - Envoltória de Mohr (LAMBE e WHITMAN, 1969)

LAMBE e WHITMAN (1969) descrevem os significados físicos da envoltória de Mohr:

- i. Se o círculo de Mohr para um determinado estado de tensões estiver abaixo da envoltória, não haverá ruptura, ou seja, esse será um estado de tensão estável para o solo.
- ii. Se o círculo de Mohr para um determinado estado de tensões tangenciar a envoltória, será mobilizada a resistência máxima do solo através de um plano de ruptura que forma um ângulo θ_{cr} com o plano em que atua a tensão principal maior (Figura 2.8).

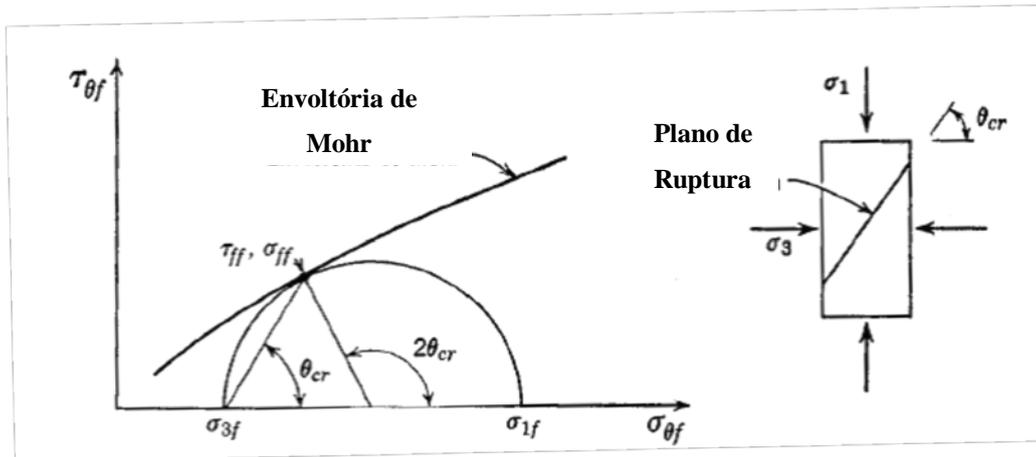


Figura 2.8 - Envoltória de Mohr e plano de ruptura (adaptado LAMBE e WHITMAN 1969)

- iii. Não é possível manter no interior do solo um estado de tensões cujo círculo de Mohr corte a envoltória correspondente a esse solo. Qualquer tentativa de impor esse estado de tensões acarretaria em deformações ilimitadas, ou seja, a ruptura. Como as envoltórias curvas são de difícil aplicação, estas são substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. E devido a diversas possibilidades de ajuste de reta, este deve ser feito para o nível de tensões do projeto em análise. Define-se, assim, a envoltória de ruptura pela *Lei de Mohr-Coulomb* (Fig. 2.9), expressa matematicamente pela Eq. 2.28.

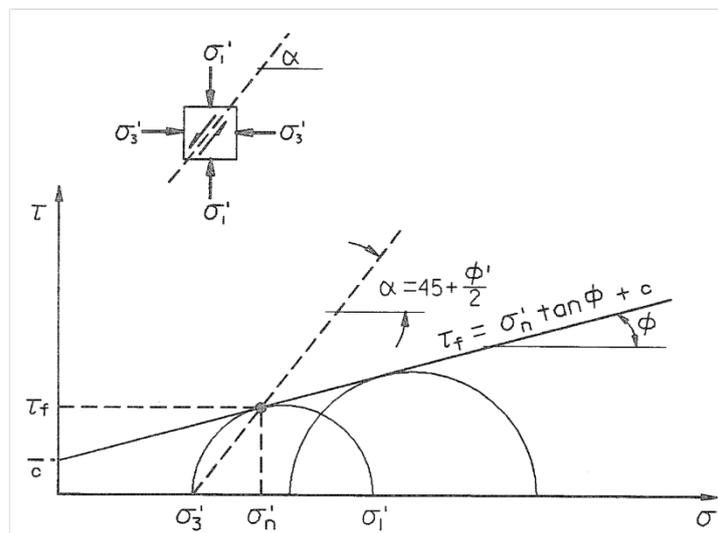


Figura 2.9 - Representação do critério de ruptura de Mohr Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

(2.28)

onde c é o intercepto de coesão (coeficiente linear da reta), e ϕ o ângulo de atrito interno do solo (coeficiente angular da reta). Vale lembrar que o intercepto de coesão se dá devido ao ajuste da reta, e não tem, necessariamente, significado de coesão real.

O critério de ruptura estendido para qualquer plano do elemento de material define um cone hexagonal no espaço das tensões principais (Fig. 2.10).

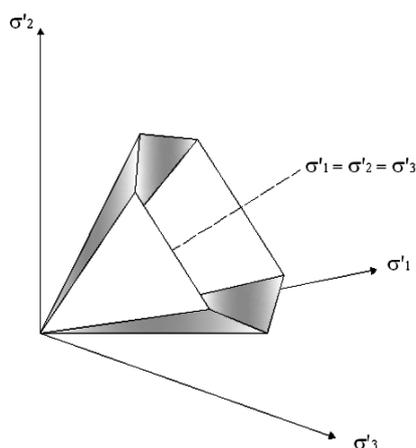


Figura 2.10 - Superfície de Mohr Coulomb no espaço das tensões principais ($c=0$) (modificado manual Plaxis 8.2)

2.6. Análises Através de Modelos de Elementos Finitos

2.6.1. Considerações Iniciais

Diversos problemas de engenharia não possuem solução analítica viável devido a grandes variações na geometria, nos materiais e complexidade de condições de contorno. Com o avanço da tecnologia computacional, a modelagem numérica utilizando elementos finitos tornou-se uma ferramenta poderosa no meio geotécnico, pois é capaz de representar de forma aproximada problemas complexos.

Observa-se que nas análises usuais de estabilidade de taludes baseadas no conceito de equilíbrio limite, supõe-se uma distribuição de tensão decorrentes do equilíbrio de forças e/ou momentos sem levar em consideração as curvas tensão-deformação dos materiais envolvidos na superfície potencial de ruptura arbitrada. Assim, admiti-se que a ruptura ocorrerá quando as forças atuantes forem maiores que as forças resistentes, seguindo a hipótese de um material com comportamento rigidamente plástico. Já no método dos elementos finitos, as tensões e deformações

são conhecidas em cada ponto e a ruptura ocorre quando se forma uma zona plastificada ao longo de uma superfície contínua.

A estratégia básica para a implementação de um modelo de elementos finitos passa em primeiro lugar pelos objetivos do estudo, qual o tipo de análise e a quantidade de qualidade dos dados disponíveis. A partir do conhecimento destas questões será possível definir-se qual o grau de aprofundamento que deverá possuir a análise do problema, se há sentido se desenvolver uma análise sofisticada ou devido às informações pobres sobre a estratigrafia do local é desejável uma análise mais simples (LOPES, 2006, *apud*, RODY, 2010). Tal estratégia, portanto, consiste basicamente na definição das seguintes questões:

- i. domínio de análise,
- ii. condições de contorno,
- iii. rede de elementos finitos,
- iv. modelo de comportamento dos materiais,
- v. propriedades dos materiais e,
- vi. formas de simular os principais fenômenos ou eventos.

O método dos elementos finitos (MEF) consiste na divisão do domínio do problema em elementos, cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades, conectados apenas em alguns pontos que interagem entre si. Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com geometria complexa. Ainda, cada elemento pode ter propriedades próprias, o que permite resolver casos em maciços heterogêneos (VELLOSO & LOPES, 2010).

Apesar do MEF apresentar diversas vantagens em seu uso, é importante destacar que este deve ser utilizado com muita cautela pelos engenheiros. Deve-se ter em mente que a simulação é uma aproximação da realidade, a qual inevitavelmente acarretará erros numéricos e de modelagem. Além disso, a acurácia do resultado dependerá do correto entendimento do modelo de solo e suas limitações, da seleção de parâmetros representativos, e da capacidade da análise crítica dos resultados gerados.

2.6.2. Considerações Sobre o Plaxis

O Plaxis é um programa de cálculo por elementos finitos, desenvolvido especificamente para a realização de análises de tensão e deformação e, conseqüentemente, de estabilidade de obras de caráter geotécnico. Trata-se de um programa bi-dimensional, em que os cálculos são realizados através das hipóteses de estado plano de deformação (Fig. 2.11a) ou estado axissimétrico (Fig. 2.11b). (Plaxis 2008).

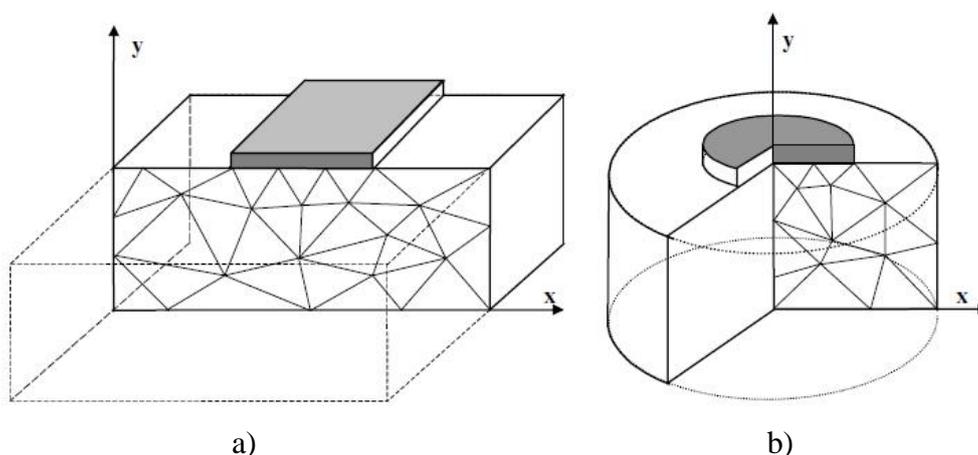


Figura 2.11 - a) Estado Plano de Deformação; b) Estado axissimétrico (Manual Plaxis)

A interface gráfica é bastante simples e intuitiva. Cria-se uma geometria representativa do problema através de pontos e linhas no plano x-y, representando a seção transversal. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, podendo ser refinada posteriormente.

2.6.2.1. Rotinas de cálculo

O programa é dividido em quatro rotinas de cálculo, descritas a seguir (ECHEVERRÍA FERNANDES, 2006):

Plaxis “Input”: Módulo de entrada de geometria, disposição dos elementos, condições de contorno, propriedades dos materiais, cargas, condições iniciais de tensão ou deformação do problema, o modelo de comportamento do solo, as condições de fronteira e geração da malha de elementos finitos.

Plaxis “Calculations”: Executa o cálculo do estado de tensões e deformações resultante do problema. O usuário define fases de simulação, tais como: carregamento, descarregamento, escavação, construção, etc. Considera somente análise de deformações

e distingue entre cálculo plástico, análise de adensamento e análise do fator de segurança.

Plaxis “Output”: O módulo de saída de resultados permite visualizar as deformações, os deslocamento, tensões totais ou efetivas tanto principais com as suas direções, quanto as cisalhantes relativas. Podem ser obtidas tabelas com resultados de deslocamentos, deformações e tensões totais e efetivas. Gera gráficos de força, tensões, deslocamentos e deformações nos diferentes elementos. Podem-se visualizar pontos de plastificação ou até zonas de tração.

Plaxis “Curves”: Permite gerar gráficos do tipo “carga-deslocamento” e “tensão-deformação”.

2.6.2.2. Elementos e geração da malha de elementos finitos

Como dito anteriormente, a análise é efetuada através da divisão do domínio em elementos que representam a massa de solo, sendo a união de todos os elementos a constituição da malha de elementos finitos. Quanto maior o número de elementos, mais aproximados serão os resultados do estado real de tensão e deformação.

O Plaxis disponibiliza elementos triangulares de 6 nós ou 15 nós (Fig. 2.12). O primeiro apresenta interpolação de 2ª ordem no cálculo de deslocamentos e integração numérica de 3 pontos de Gauss (pontos de tensão), já o segundo, interpolação de 4ª ordem para o cálculo dos deslocamentos e integração de 12 pontos de Gauss.

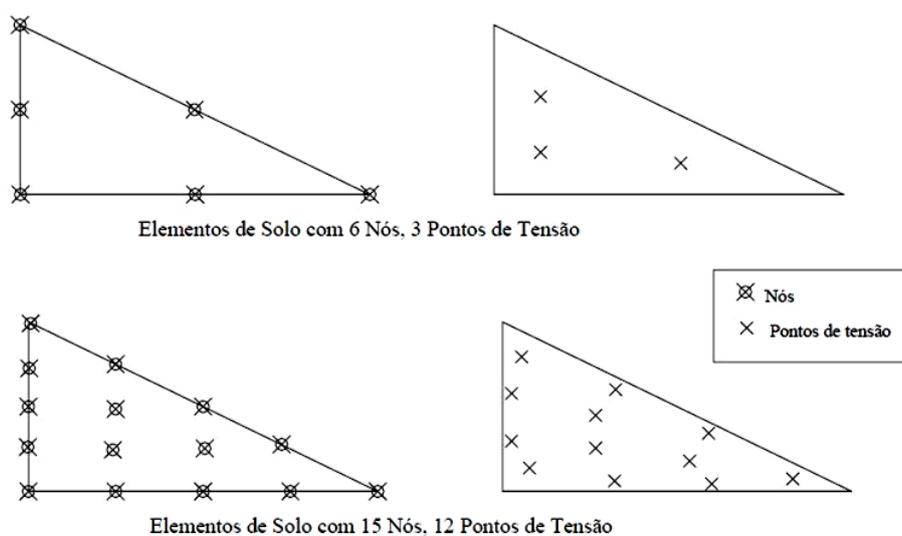


Figura 2.12 - Elementos triangulares (adaptado Plaxis)

Os elementos de 15 nós são mais acurados que os de 6, pois possuem maior grau na interpolação e mais pontos de cálculo, e assim são melhores em representar problemas mais complexos. Porém, o consumo de memória é mais alto e pode resultar em cálculos relativamente mais lentos.

A geração da malha é feita automaticamente, sendo definido anteriormente o grau de refinamento através do parâmetro “global coarseness”, o qual apresenta cinco graus:

- Muito grosseiro (*Very Coarse*)
- Grosseiro (*Coarse*)
- Médio (*Medium*)
- Fino (*Fine*)
- Muito fino (*Very Fine*)

Em locais onde são esperadas grandes concentrações de tensões e/ou grandes deslocamentos, a malha pode ser refinada manualmente. Primeiro defini-se uma região (Cluster) onde se deseja um melhor refinamento, e em seguida aplica-se a opção “Refine Cluster”.

2.6.2.3. Seleção do Tipo de Comportamento do Material

Depois de definido o modelo de solo utilizado (Item 2.5), deve ser feita a seleção do tipo de comportamento apresentado para a análise em questão.

Em princípio, todos os parâmetros do modelo são destinados a representar a resposta dos solos em termos efetivos, isto é, a relação entre tensão e deformação do esqueleto sólido. Uma importante característica dos solos é a presença de água em seus poros. As poropressões influenciam significativamente o comportamento do solo. Para permitir a incorporação da interação água-esqueleto no solo, Plaxis oferece, para cada modelo de solo, a escolha de três tipos de comportamento, são eles: drenado, não drenado e não poroso. (Manual Plaxis v.8)

Comportamento Drenado (*Drained*)

Neste tipo de comportamento, nenhum excesso de poropressão é gerado. É o caso em que se tem a livre drenagem do fluido intersticial devido a um carregamento, o que é proporcionada pela permeabilidade relativamente elevada e/ou carregamento relativamente lento. Utilizam-se os parâmetros ϕ' e c' da envoltória efetiva.

Comportamento Não Drenado (*Undrained*)

Essa análise é utilizada quando se tem geração de poropressão devido à sollicitação. O excesso de poropressão normalmente ocorre quando se trabalha com solos saturados de baixa permeabilidade (solos argilosos ou siltosos) e/ou carregamentos rápidos que não permitam a dissipação deste excesso. Além da rigidez do solo, o programa considera rigidez da água e distingue entre tensão total, efetiva e excesso de poropressão da seguinte maneira:

$$\Delta p = K_u \Delta \varepsilon_v \quad (2.29)$$

$$\Delta p' = K' \Delta \varepsilon_v \quad (2.30)$$

$$\Delta p_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (2.31)$$

sendo,

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (2.32)$$

$$K_u = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} \quad (2.33)$$

onde:

Δp – Incremento de tensão média total;

$\Delta p'$ – Incremento de tensão média efetiva;

Δp_w – Incremento de excesso de poropressão;

n – Porosidade do solo;

K_w – Módulo de rigidez do fluido no poro;

K_u – Módulo de rigidez volumétrica do solo - não drenado;

K' – Módulo de rigidez volumétrica do esqueleto sólido;

$\Delta\varepsilon_v$ – Incremento de deformação volumétrica.

De acordo com o princípio das tensões efetivas, tem-se:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{xx} &= \sigma'_{xx} + u \\
 \sigma_{yy} &= \sigma'_{yy} + u \\
 \sigma_{zz} &= \sigma'_{zz} + u \\
 \tau_{xy} &= \tau'_{xy} \\
 \tau_{yz} &= \tau'_{yz} \\
 \tau_{zx} &= \tau'_{zx}
 \end{aligned} \tag{2.34}$$

A poropressão pode apresentar duas parcelas, uma devido a uma condição estacionária e outra a uma condição transiente. A primeira é definida a partir da linha freática (hidrostática) ou de um fluxo subterrâneo estacionário. A segunda parcela deve-se ao excesso de poropressão gerado pelo comportamento não drenado do solo submetido a uma determinada sollicitação.

$$u = u_{\text{estacionário}} + u_{\text{excesso}} \tag{2.35}$$

Derivando a poropressão em relação ao tempo, obtêm-se:

$$\dot{u} = \dot{u}_{\text{excesso}} \tag{2.36}$$

Invertendo a Lei de Hooke para escrever em função das deformações, obtêm-se a Eq. 2.37.

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}^e_{xx} \\ \dot{\varepsilon}^e_{yy} \\ \dot{\varepsilon}^e_{zz} \\ \dot{\gamma}^e_{xy} \\ \dot{\gamma}^e_{yz} \\ \dot{\gamma}^e_{zx} \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\tau}'_{xy} \\ \dot{\tau}'_{yz} \\ \dot{\tau}'_{zx} \end{bmatrix} \tag{2.37}$$

E substituindo a Equação 2.34 na 2.37:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 & 0 & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{u} \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{u} \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{u} \\ \dot{\tau}_{xy} \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.38)$$

$$\dot{u} = \frac{K_w}{n} (\dot{\varepsilon}_{xx}^e + \dot{\varepsilon}_{yy}^e + \dot{\varepsilon}_{zz}^e) \quad (2.39)$$

Escrevendo em termos de tensão total, e parâmetros não drenados:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{xx}^e \\ \dot{\varepsilon}_{yy}^e \\ \dot{\varepsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \\ \dot{\gamma}_{yz}^e \\ \dot{\gamma}_{zx}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\tau}_{xy} \\ \dot{\tau}_{yz} \\ \dot{\tau}_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.40)$$

onde,

$$E_u = 2G(1 + \nu_u) \quad (2.41)$$

$$\nu_u = \frac{\nu' + \mu(1 + \nu')}{1 + 2\mu(1 + \nu')} \quad (2.42)$$

$$\mu = \frac{K_w}{3nK'} \quad (2.43)$$

De modo geral, selecionando a opção não drenada para o solo, trabalha-se em termos de tensões efetivas com parâmetros efetivos ou totais. No primeiro caso, utilizam-se os parâmetros ϕ' e c' da envoltória efetiva. No segundo, utilizam-se os parâmetros $\phi = 0$ e $c = S_u$ da envoltória total. Em ambos os casos deve-se entrar com os valores drenados de E e ν , e o Plaxis calcula automaticamente os respectivos valores não drenados E_u e ν_u .

Comportamento Não Poroso (*Non-Porous*)

Neste tipo de modelagem de comportamento não drenado, a análise é feita em termos de tensões totais. São considerados, portanto, parâmetros totais e, desta forma, o

excesso de poropressão não é computado nos cálculos. Entra-se direto com os valores E_u e $\nu_u = 0,495$ ao invés de E e ν . São utilizados os parâmetros $\phi = 0$ e $c = S_u$ da envoltória total.

Para não haver mudança de volume, o coeficiente de Poisson não drenado, ν_u , deve ser de 0.5. Mas como esse valor gera uma matriz rigidez singular, é adotado um valor de 0.495 apenas para não ocorrer erros numéricos.

2.6.2.4. Modelos de Paredes – Beams

“Plates” são objetos estruturais utilizados para modelar estruturas delgadas em contato com o terreno. Possuem consideráveis valores de rigidez axial e à flexão, e podem ser utilizados para simular os comportamentos de cortinas atirantadas, cortinas de estacas-prancha, túneis, etc.

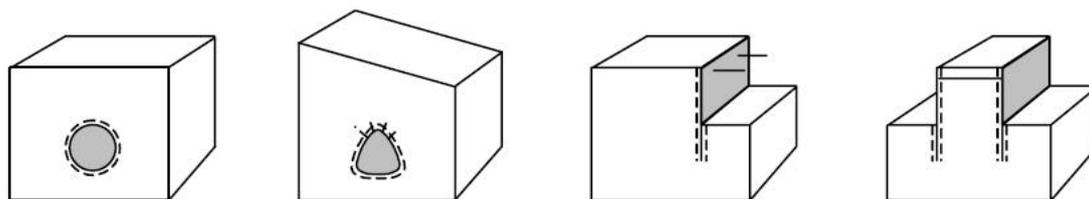


Figura 2.13 - Exemplos de aplicação de Plates: a) e b) túneis; c) Estruturas apoiadas e d) Estruturas ancoradas. (Manual Plaxis v.8)

Estes objetos podem ser analisados sob comportamento elástico linear ou elasto-plástico. O primeiro admite uma relação tensão x deformação em regime elástico apenas, sem a formação de algum limite de plastificação, independentemente das cargas aplicadas. Já o segundo, considera a interação entre esforço axial e momentos fletores para atingir um critério de plastificação.

No comportamento elástico os parâmetros de rigidez são:

- Rigidez Axial: EA
- Rigidez a Flexão: EI

Com estes dados, o Plaxis calcula automaticamente uma seção retangular equivalente, de largura dada pela Eq. 2.44:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (2.44)$$

As deformações cisalhantes da estrutura são consideradas utilizando-se a teoria de Mindlin para vigas. A rigidez ao cisalhamento é dada pela Eq.2.45:

- Rigidez ao Cisalhamento: $\frac{5EA}{12(1+\nu)} = \frac{5E(d_{eq} \times 1m)}{12(1+\nu)}$ (2.45)

O comportamento plástico é considerado especificando-se um momento fletor máximo que leve a plastificação, M_p , e também um esforço normal máximo, N_p , suportados pela estrutura. Assim, o Plaxis considera um comportamento elástico quando a combinação de esforços situa-se dentro dos limites estabelecidos pelo gráfico da Figura 2.14, e caso contrário ocorrerá plastificação e haverá uma redistribuição dos esforços de acordo com a teoria da plasticidade.

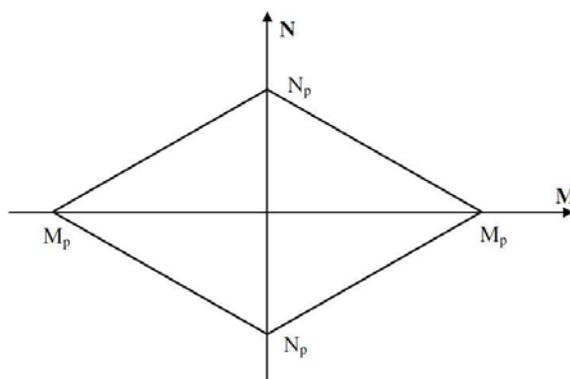


Figura 2.14 - Combinação de momento fletor e esforço axial máximos (Plaxis)

Este gráfico é uma aproximação do comportamento de uma estaca submetida ao estado de flexão composta reta. No estudo de pilares de concreto armado, a partir das análises do Estado Limite Ultimo, segundo NBR-6118, verifica-se uma relação Momento x Normal, exemplificado pela Figura 2.15. No Item 5.3.3 é abordado como foram feitas as considerações das estacas nos cálculos.

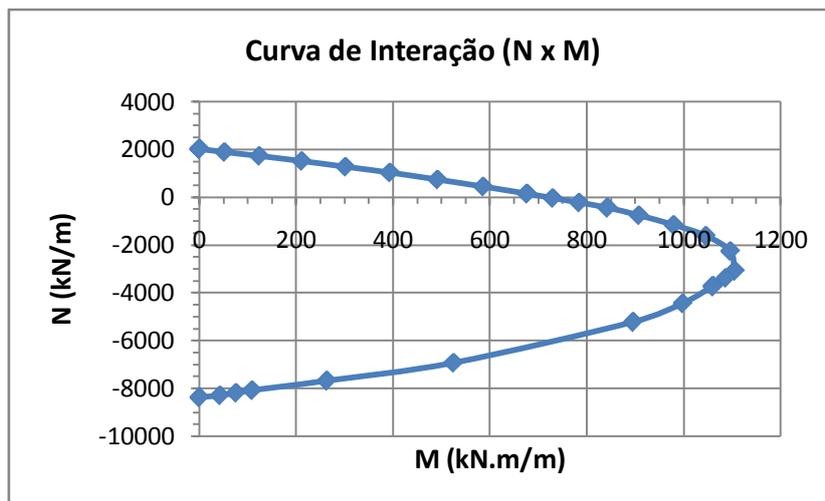


Figura 2.15 – Exemplo de curva de interação de momento fletor e esforço normal na flexão composta reta (segundo NBR 6118)

2.6.2.5. Elementos de Interface

Os elementos de interface são usados para modelar a interação entre o solo e a estrutura onde, usualmente, há grande contraste de rigidez e/ou mudanças abruptas nas condições de contorno, permitindo a possibilidade de deslocamentos relativos, além de considerar uma situação intermediária entre uma interação completamente lisa ou rugosa. Desta forma picos e oscilações nas tensões de contato são evitados (Figs. 2.16 e 2.17).

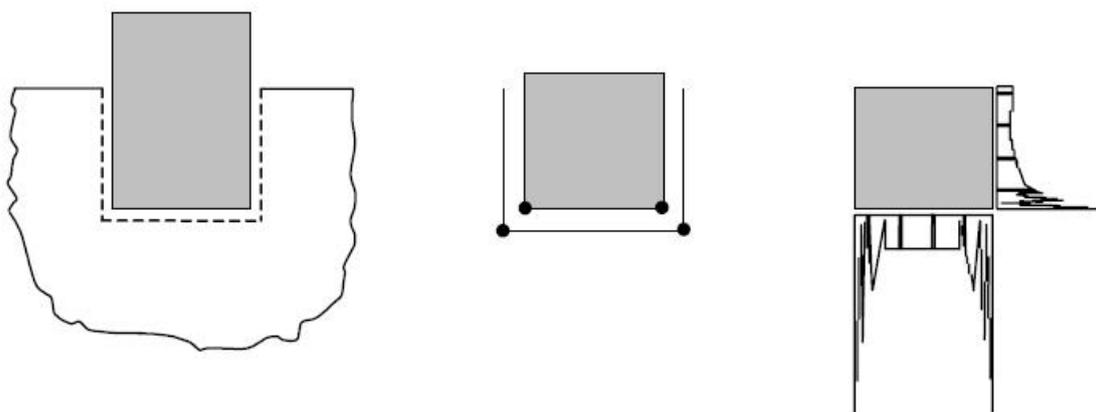


Figura 2.16 - Interação sem elementos de interface - Oscilações nos diagramas de tensões

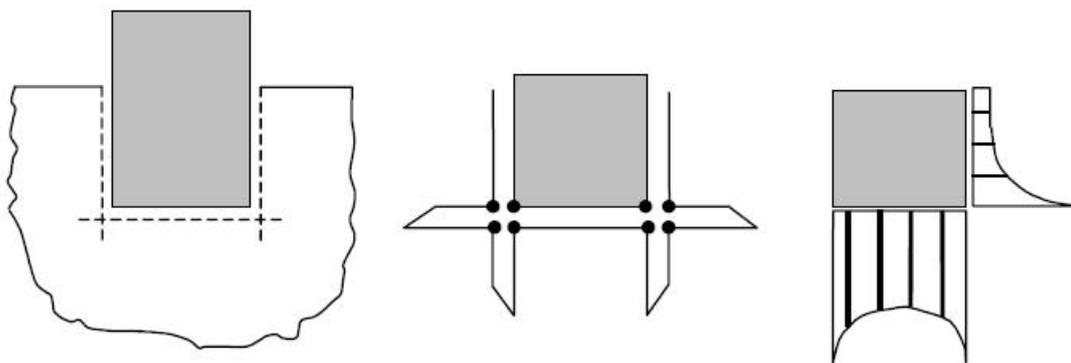


Figura 2.17 - Interação com elementos de interface – Diagramas de tensões sem oscilações

Tal como ilustra a Figura 2.17, os elementos estão mostrados com uma espessura finita, mas as coordenadas dos pares de nós são idênticas, ou seja, estes elementos não possuem espessura. Assim, para representar as propriedades do material na interface, o Plaxis utiliza, matematicamente, uma espessura virtual de interface, na qual são aplicadas as Eqs. 2.46 a 2.48, que regem o comportamento da interação. Estas equações são descritas a seguir.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é utilizado no comportamento mecânico da interface. A tensão de cisalhamento na interface é dada pela Eq. 2.46.

$$|\tau| = c_i + \sigma_n \tan \phi_i \quad (2.46)$$

onde c_i e ϕ_i são coesão (ou adesão) e ângulo de atrito da interface, respectivamente. E temos também, que:

$$c_i = R_{inter} \times c \quad (2.47)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \times \tan \phi \quad (2.48)$$

onde R_{inter} é um fator de redução ($R_{inter} \leq 1$) dos parâmetros de resistência do solo, definidos para cada camada.

PEREZ MORE (2003), sugere alguns valores típicos para o fator de redução de resistência, R_{inter} , para alguns tipos de interface (Tabela 2.1). Na Tabela 2.2 são apresentados valores de acordo com POTYONDY (1969) apud AVIZ (2006).

Tabela 2.1 - Valores típicos de alguns fatores de redução de resistência R_{inter}

Tipo de Interface	R_{inter}
Areia/aço	0.667
Argila/aço	0.5
Areia/concreto	0.8-1
Solo/georgrelha	0.8-1
Solo/geotextil	1

Tabela 2.2 - Valores típicos do fator de redução de resistência R_{inter} de acordo com POTYONDY (1961), apud AVIZ (2006)

Material da estaca	Acabamento da superfície	Areia seca	Areia saturada
Aço	Lisa (polida)	0,54	0,64
	Áspera (oxidada)	0,76	0,80
Madeira	Paralela às fibras	0,76	0,85
	Normal às fibras	0,88	0,89
Concreto	Lisa (forma metálica)	0,76	0,80
	Áspera (forma de madeira)	0,88	0,88
	Rugosa (sem forma)	0,98	0,90

2.6.2.6. Geração das tensões iniciais

Diversos problemas da engenharia geotécnica necessitam do conhecimento das tensões iniciais no solo. Este estado representa o equilíbrio de um solo não perturbado, sendo a geração das tensões iniciais um dos passos mais importantes da modelagem. O Plaxis apresenta duas formas de gerar as tensões iniciais no solo, que são descritas nos itens a seguir:

2.6.2.6.1. Procedimento K_0

Neste procedimento, é possível entrar com valores do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) para cada camada de solo, sendo K_0 a relação entre a tensão horizontal efetiva (σ'_{xx}) e a tensão vertical efetiva (σ'_{yy}), dada pela Eq. 2.49.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{xx}}{\sigma'_{yy}} \quad (2.49)$$

Para solos normalmente adensados, com base em considerações teóricas e dados experimentais, o professor húngaro Jaki, propôs a seguinte fórmula empírica para a determinação de K_0 , conhecida como “fórmula de Jaki” (Eq. 2.50):

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (2.50)$$

Para argilas sobreadensadas, o atrito entre as partículas age de modo a impedir o alívio da tensão horizontal quando as tensões verticais são reduzidas, assim como se observa na fase de descarregamento da Figura 2.18. Deste modo, o coeficiente de empuxo é tanto maior quanto maior for a razão de sobreadensamento da argila, podendo até atingir valores maiores que um. Dados de diversos pesquisadores permitiram a extensão da fórmula de Jaki para esta condição, apresentada na Eq. 2.51.

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (\text{OCR})^{\text{sen } \phi'} \quad (2.51)$$

sendo OCR a Razão de Sobreadensamento.

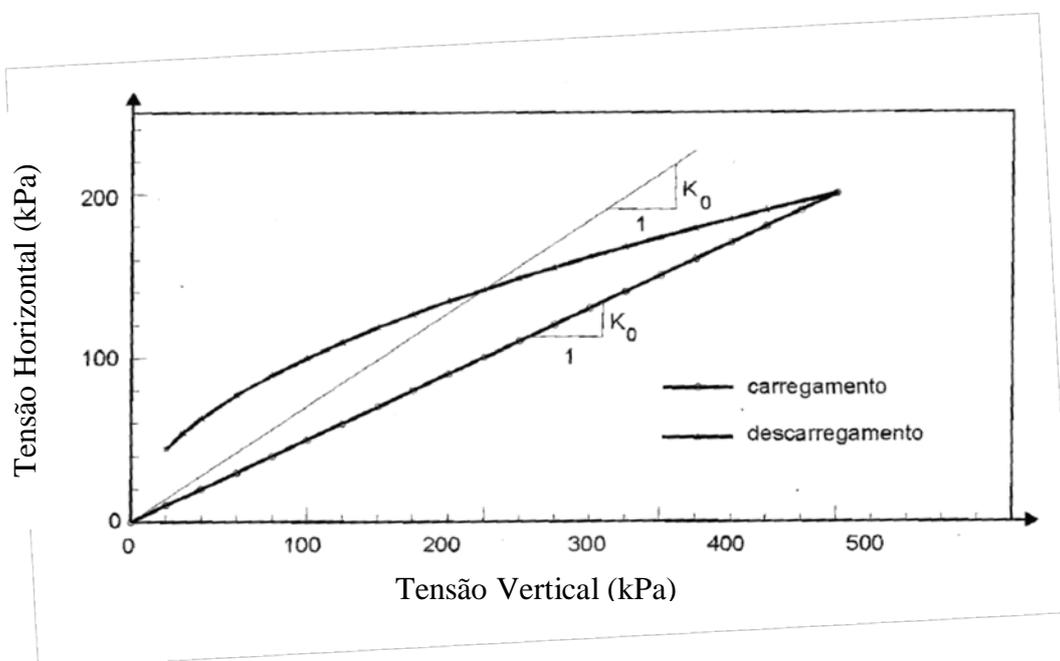


Figura 2.18 – Relação entre as tensões horizontais e verticais num ensaio de compressão edométrica. (PINTO, 2006)

As fórmulas empíricas apresentadas aplicam-se apenas a solos sedimentares. Solos residuais e solos que sofreram transformações pedológicas posteriores apresentam tensões horizontais que dependem das tensões internas originais da rocha ou do processo de evolução que sofreram (PINTO, 2006).

Caso sejam usados valores muito baixos ou muito altos para o K_0 , podem ser geradas tensões iniciais que violam o critério de ruptura de Coulomb, assim o Plaxis reduz as tensões iniciais automaticamente de modo que satisfaça ao critério de ruptura.

Deve-se atentar ao fato de que este procedimento pode gerar tensões iniciais muito diferentes do esperado. Estes pontos são indicados como pontos de plastificação, e podem ser verificados na saída do programa.

Embora o estado de tensões iniciais corrigido obedeça ao critério de ruptura, este pode não estar em equilíbrio, assim o Plaxis recomenda, para materiais coesivos, a expressão abaixo para evitar pontos de plastificação:

$$\frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} < K_0 < \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad (2.52)$$

Quando o procedimento K_0 é adotado, o Plaxis gera as tensões iniciais verticais em equilíbrio com o peso próprio do solo. As tensões horizontais, por sua vez, são calculadas a partir da Eq. 2.31. Mesmo não havendo pontos iniciais de plastificação, este procedimento não garante que o campo de tensões iniciais está totalmente em equilíbrio. O total equilíbrio é garantido apenas quando as camadas de solo e o nível d'água se encontram na posição horizontal.

Caso o estado de tensões iniciais esteja longe do equilíbrio, o procedimento mais adequado é o uso do *Gravity Loading*. Tal condição ocorre em diversas situações como, por exemplo:

- Camadas de solo não horizontais
- Nível d'água não horizontal
- Encostas íngremes

2.6.2.6.2. Gravity Loading

Neste procedimento, as tensões iniciais (fase zero) são iguais a zero, em seguida aplica-se na primeira fase de cálculo o peso próprio do solo, que gera um determinado campo de tensões e deformações a partir das leis que regem o comportamento do material. No caso de se aplicar um modelo de solo elástico perfeitamente plástico como o de Mohr – Coulomb, o valor de K_0 dependerá do coeficiente de Poisson (ν) adotado, dado pela Eq. 2.53.

$$\nu = \frac{K_0}{(1 + K_0)} \quad (2.53)$$

Normalmente este procedimento acarretará em plastificação de alguns pontos, a não ser que a Eq. 2.54, para materiais coesivos, seja satisfeita:

$$\frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} < \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.54)$$

Depois de definidas as tensões iniciais, as deformações devem ser igualadas a zero na próxima fase de cálculo. Deste modo elimina-se qualquer influência do procedimento nos deslocamentos que serão desenvolvidos nas próximas etapas de cálculo.

2.6.2.7. Cálculo do Fator de Segurança (*PHI-C-Reduction*)

Diferentemente do modo tradicional para o cálculo do fator de segurança a partir das hipóteses do equilíbrio limite, no Plaxis, o cálculo do fator de segurança é feito através da redução gradual dos parâmetros c e ϕ até que nenhuma distribuição de tensões pode ser encontrada de forma que satisfaça tanto o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e o equilíbrio global. Essa redução é feita aplicando-se um fator redutor que tem valor inicial 1 e vai sendo incrementado até o valor em que ocorre a ruptura. A ruptura é caracterizada quando se forma uma superfície contínua de pontos plastificados, acompanhados de grandes deslocamentos. Estes deslocamentos não possuem significado físico real, pois estão associados à não convergência numérica do Plaxis, que na condição de plastificação, pode apresentar deslocamentos ilimitados.

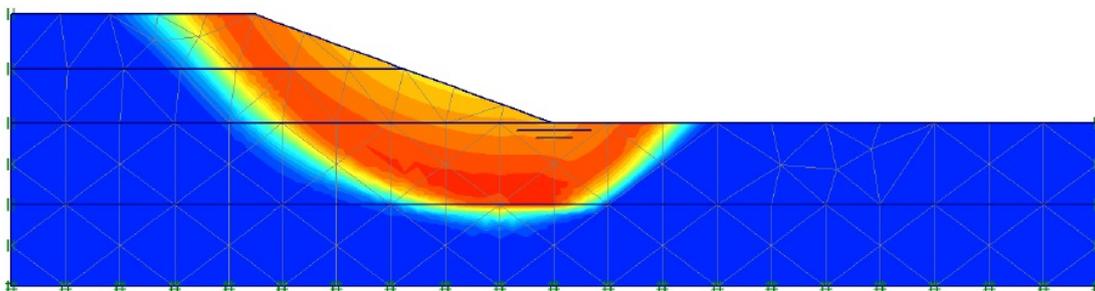


Figura 2.19 – Visualização em cores dos deslocamentos na ruptura.

A visualização da ruptura do talude é verificada através de zonas, nas quais a resistência ao cisalhamento é insuficiente para resistir às tensões cisalhantes. Os parâmetros da interface, caso sejam usadas, são reduzidos da mesma maneira.

Desta forma, o Fator de Segurança (FS) é o fator pelo qual os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são divididos até levá-lo à iminência de ruptura. No Plaxis, o fator de segurança é, portanto:

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi'_{\text{inicial}}}{\tan \phi'_{\text{reduzido}}} = \frac{c'_{\text{inicial}}}{c'_{\text{reduzido}}} = FS$$

Aguiar (2008) destaca algumas vantagens na utilização do método sobre os métodos tradicionais de equilíbrio limite na análise de estabilidade de taludes:

i. Não é necessária a atribuição de hipóteses sobre a forma da superfície de ruptura. A ruptura ocorre “naturalmente” nas zonas, da massa de solo, na qual a resistência ao cisalhamento não é suficiente para resistir a aplicação das forças cisalhantes;

ii. Como não há o procedimento de fatias, no Método dos Elementos Finitos, não existe necessidade de hipóteses com relação a forças laterais das fatias. O MEF mantém o equilíbrio global até a “ruptura” ser alcançada;

iii. O Método dos Elementos Finitos, com a Técnica de Redução da Resistência ao cisalhamento, possibilita o monitoramento, progressivamente, da ruptura total por cisalhamento.

3. Flexão Composta Reta

Como já foi visto no Capítulo 2, o comportamento de estacas submetidas ao estado de flexão composta reta não fornece uma relação Momento x Normal linear, considerando-se o estudo de pilares segundo NBR 6118.

As diversas possibilidades de dimensionamento e verificação das seções de concreto armado na flexão composta reta se realizam quando os diversos domínios de deformações específicas no estado limite último são percorridos: tração simples, flexão composta com tração, flexão simples, flexão composta com compressão e compressão simples (SANTOS, 2011).

A Figura 3.1 ilustra os estados limites últimos segundo NBR – 6118.

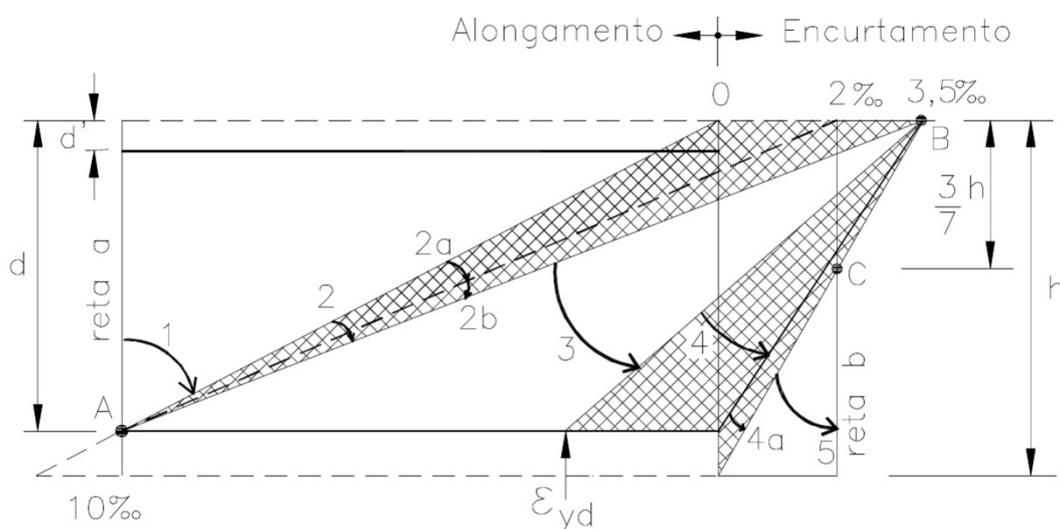


Figura 3.1 – Estados limites últimos

Domínio 1: Corresponde às situações de tração pura (reta a) e às de tração composta com flexão em que as deformações no concreto são todas positivas, ou seja, as tensões no concreto são nulas e os esforços são resistidos pelas forças de tração nas armaduras. Este estado limite se caracteriza por esgotar a capacidade de deformação específica do aço. ($\epsilon_s = 10\text{‰}$)

Domínio 2: Corresponde a flexão simples, flexão composta com tração e flexão composta com compressão. Nesta condição, a parte superior da seção está comprimida e as armaduras superiores encontram-se tracionadas ou comprimidas. Este estado limite se caracteriza por esgotar a capacidade de deformação específica do aço ($\epsilon_s = 10\text{‰}$), sem ruptura à compressão do concreto.

Domínio 3: Corresponde a flexão simples (seção sub-armada) e flexão composta com compressão. Nesta condição, a parte superior da seção está comprimida e as armaduras encontram-se tracionadas ou comprimidas. Este estado se caracteriza por esgotar a capacidade de deformação de encurtamento do concreto ($\varepsilon_c = -3,5\text{‰}$), com escoamento do aço.

Domínio 4 e 4a: Corresponde a diversas situações de flexão composta com compressão. Nesta condição, a parte superior da seção está comprimida e as armaduras encontram-se tracionadas ou comprimidas. Este estado se caracteriza por esgotar a capacidade de deformação de encurtamento do concreto ($\varepsilon_c = -3,5\text{‰}$), com a deformação específica do aço inferior à de escoamento (ε_{yd}). Como o aço não escoou, a seção romperá por ruptura frágil de compressão do concreto.

Domínio 5: Corresponde a diversas situações em que a seção está totalmente comprimida, e as armaduras também. São situações de flexão composta com compressão e de compressão simples. Este estado se caracteriza pela deformação específica no concreto estar situada entre $-3,5\text{‰}$ e $-2,0\text{‰}$

A Figura 3.2 ilustra um exemplo de cálculo de flexão composta reta, gerando uma curva de interação (N x M) que percorre todos os domínios supracitados. Caso alguma combinação de esforço normal com momento fletor der um ponto acima da curva (representada na figura como a curva As=dado), significa que ocorreu a ruptura. Abaixo do gráfico, são apresentadas as tensões e deformações em pontos distintos do elemento estrutural, as quais caracterizam o domínio em que estão incluídas.

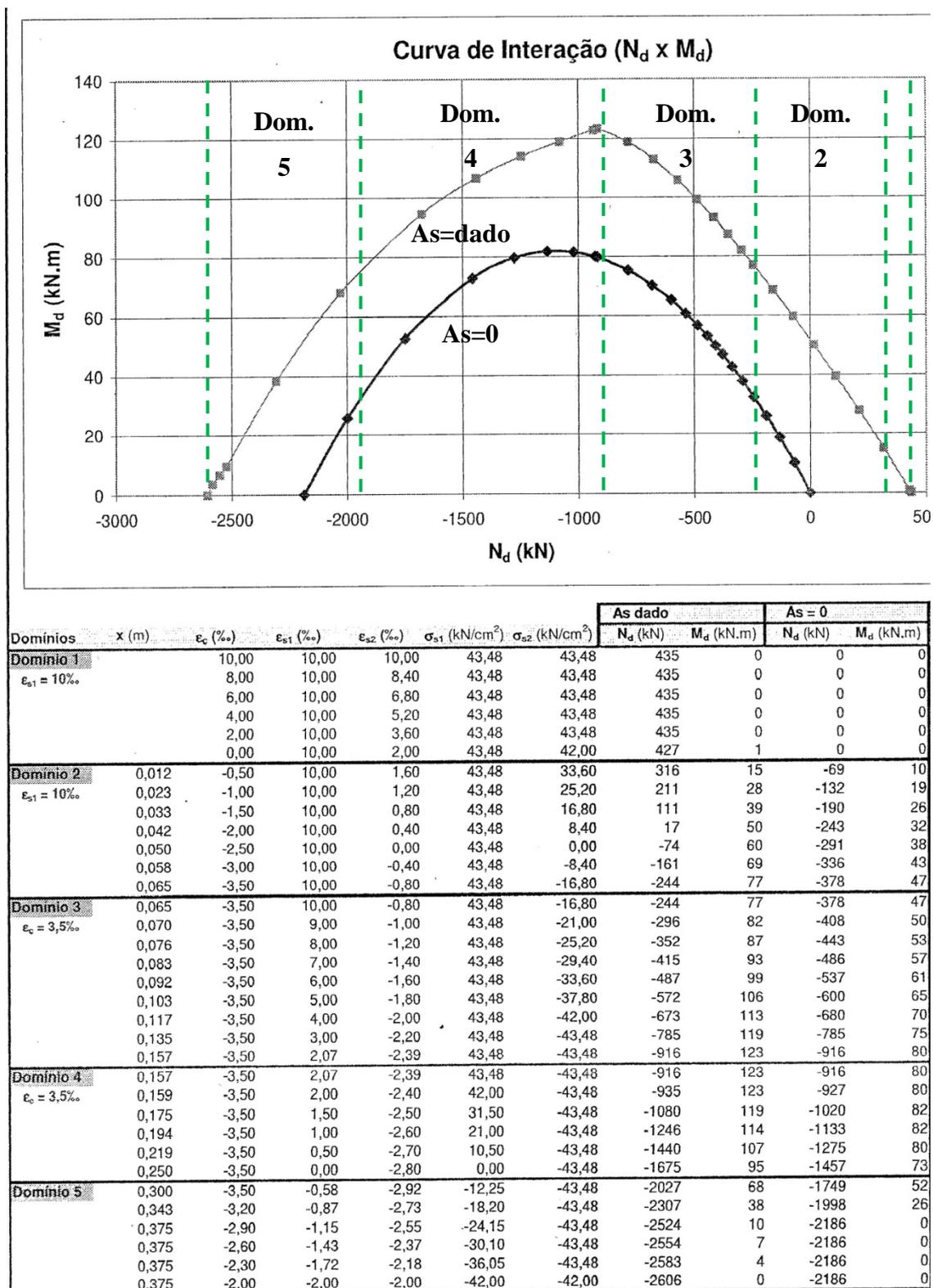


Figura 3.2 – Exemplo de dimensionamento – Flexão Composta

Foram desenvolvidas planilhas em excel que permitem gerar as curvas de interação. Todos os dados em relação à geometria da seção transversal e as propriedades dos materiais são adimensionais.

Entra-se com os valores da percentagem mecânica de armadura ω (Eq. 3.1), e da relação (d'/d) adotada. Sendo d' a distância da face até o centróide da armadura principal e d , o diâmetro da seção. Assim, utiliza-se a planilha correspondente a esses valores.

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{d^2 \times f_{cd}} \quad (3.1)$$

Esta planilha fornece, como resultado, pares de valores de esforço normal adimensionalizado, η , e momento fletor adimensionalizado, μ . Em seguida, esses valores podem ser transformados a partir das Equações 3.2 e 3.3.

$$\eta = \frac{N_d}{d^2 \times f_{cd}} \quad (3.2)$$

$$\mu = \frac{M_d}{d^3 \times f_{cd}} \quad (3.3)$$

Lembrando-se que as propriedades geométricas, do aço e do concreto são previamente estabelecidas.

4. Descrição do Problema

4.1. Considerações iniciais

Para a realização do objetivo proposto, foi estudado um talude que apresenta sinais de instabilização, localizado às margens de uma rodovia federal no estado do Rio de Janeiro.

Ressalta-se que apesar de estar estudando um caso real, a solução para a estabilização do talude por estacas justapostas é meramente acadêmica. O foco do estudo é entender o comportamento e a influência de estacas neste tipo de situação, e não apresentar a melhor solução para a estabilização deste talude que eleve os fatores de segurança para os preconizados pela norma NBR 11682 – Estabilidade de Taludes.

Trata-se, de uma forma geral, de um talude em solo com uma massa de aterro em sua crista executada para a implantação da rodovia. O perfil do subsolo compreende basicamente de solo residual, sobreposta por camada coluvionar silto - arenosa, sendo encontrada na base do talude uma camada de pequena espessura de argila mole. Indicadores de nível d'água e inclinômetros instalados no talude indicaram, a partir de 1988, níveis d'água elevados e deslocamentos lentos (170 mm / 13 anos) (superfície de ruptura a aproximadamente 15m de profundidade) que provocaram trincas e depressões na rodovia.

Como a monitoração da encosta não indicava tendência de estabilização dos deslocamentos, numa etapa inicial foi construída uma berma de enrocamento com instalação de instrumentação geotécnica para definição da solução a ser adotada após a análise da instrumentação. A altura da berma foi limitada a 10m devido a existência de um camada de argila mole de pequena espessura.

A Figura 4.1 apresenta o levantamento topográfico com a marcação da região instável, assim como a localização das investigações e instrumentações geotécnicas.

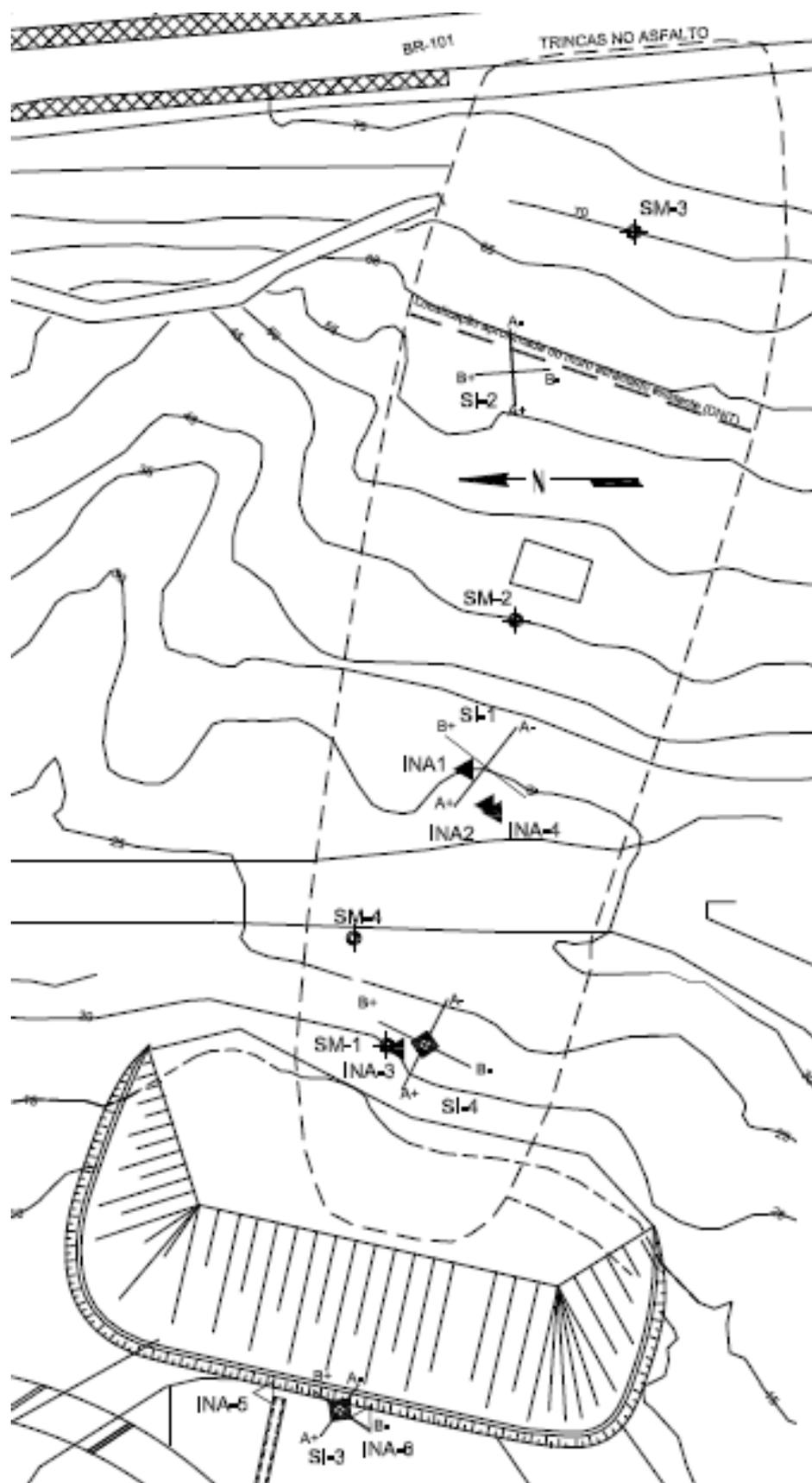


Figura 4.1 – Levantamento topográfico e locação das investigações e instrumentações.

4.2. Instrumentações e Investigações Geotécnicas

As investigações e instrumentações geotécnicas realizadas no local consistiram em:

- Sondagens a percussão (SPT) e Sondagens Mistas;
- Indicadores de Nível D'água;
- Inclínômetros.

A seguir, será feita uma breve descrição de cada item acima, e apresentados os respectivos resultados.

4.2.1. SPT (Standard Penetration Test) e Sondagem Mista

O SPT é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo. O ensaio constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por tráfegem (até ser encontrado o nível d'água freático) e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação (depois de ser atingido o nível d'água freático). Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação de 45cm deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um peso de 65,0 kg, caindo de uma altura de 750mm. O valor N_{spt} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar os 30cm finais, desprezando-se os primeiros 15cm, embora esses valores também sejam fornecidos (SCHNAID, 2000) e (VELLOSO & LOPES, 2010).

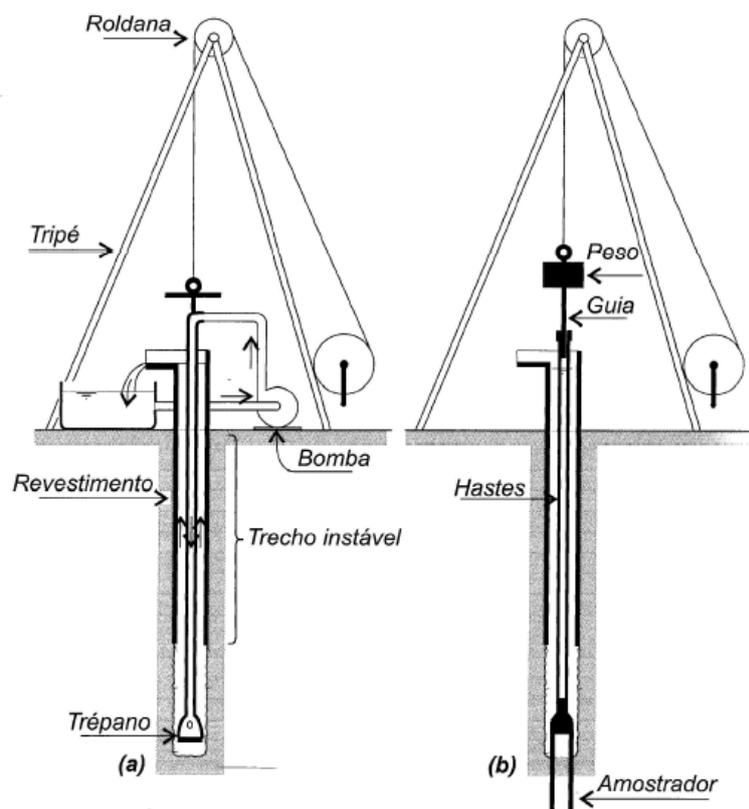


Figura 4.2 – Etapas na execução de sondagem a percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT)

O nível freático pode ser observado sem a influência da sondagem, determinando-se a profundidade deste com o avanço do trado até encontrar água. Quando se passa ao processo de circulação de água, devem-se anotar as profundidades caso ocorram elevações no nível d'água (indicando artesianismo) ou rebaixamento caso ocorram perdas. Terminada a sondagem e retirado o revestimento, o nível d'água deve ser observado até que se estabilize ou num período mínimo de 24h.

Na ocorrência de elementos de rocha que precisem ser ultrapassados no processo de investigação (caso de matacões ou blocos), utilizam-se as sondagens rotativas, que consiste, basicamente, em fazer girar as hastes e forçá-las para baixo (em geral, por um sistema hidráulico) utilizando uma ferramenta chamada *barrilete* para corte e retirada de amostras de rocha (chamadas testemunho). Essas ferramentas têm em sua extremidade inferior uma coroa, que pode ter pastilhas de tungstênio ou diamantes (Figura 4.3). (VELLOSO & LOPES, 2010).

As sondagens mistas são, portanto, uma combinação de um equipamento de sondagem rotativa com um equipamento de sondagem a percussão (para SPT). (VELLOSO & LOPES, 2010)

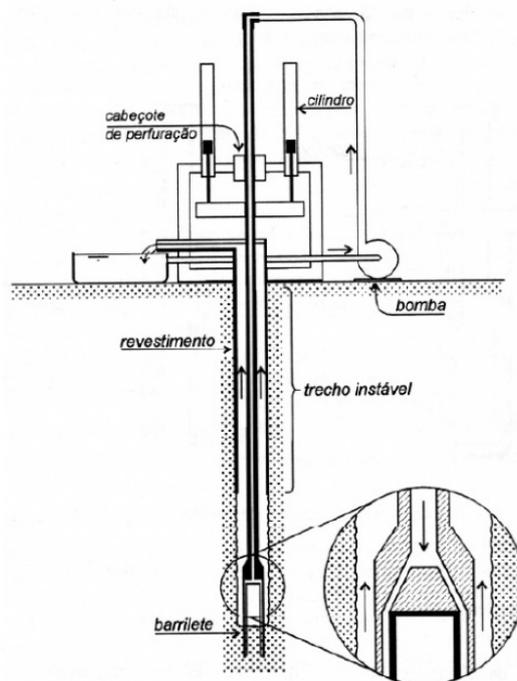


Figura 4.3 - Esquema de funcionamento de sonda rotativa (Velloso & Lopes, 2010)

Para a determinação da estatigrafia do local, sabendo-se que se trata de uma região de tálus, primeiramente foram realizadas quatro sondagens mistas, SM-1, SM-2, SM-3 e SM-4. Foram também aproveitados os furos realizados para as instalações de inclinômetros e feitas mais duas sondagens mistas SI-1 e SI-2. Na região onde se encontra a camada de argila mole, foram feitas mais duas sondagens mistas, SM-5 e SM-6, que não apresentam locação bem determinada, portanto não são apresentadas na seção. A Figura 4.4 apresenta a locação das sondagens na seção transversal típica. No Anexo C podem ser encontrados os desenhos simplificados das sondagens.

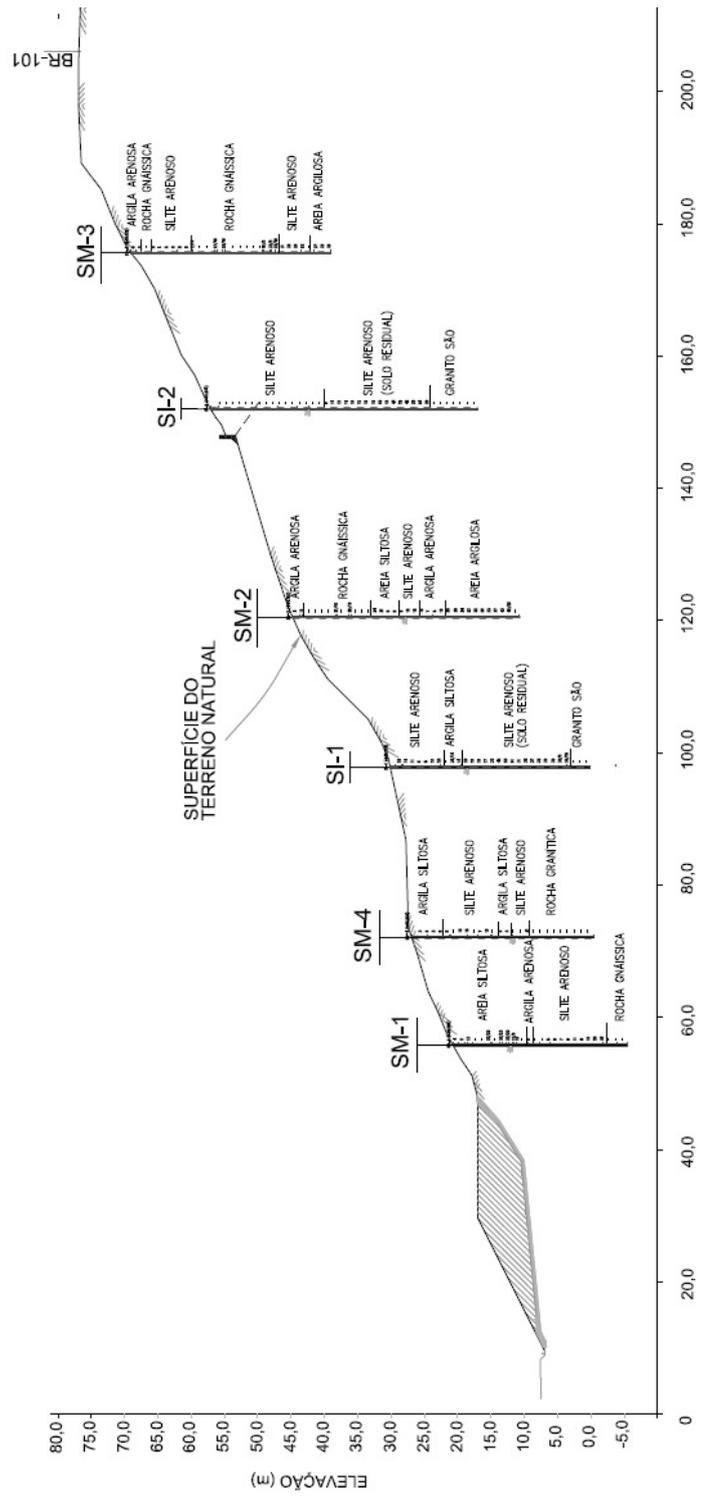


Figura 4.4 – Locação das sondagens mistas na seção transversal.

4.2.2. Indicadores de Nível d'água

Para se conhecer com mais precisão o nível freático, pode-se aproveitar o furo de sondagem (ou então realizar um novo furo) para instalar um medidor de nível d'água. Este consiste basicamente na instalação de um tubo PVC perfurado ao longo de seu comprimento e revestido com tela de náilon fina, dentro do furo. O espaço entre o furo e o tubo é preenchido com areia, sendo selado com uma pequena camada de argila em sua parte superior. A Figura 4.8 ilustra um medidor de nível d'água.

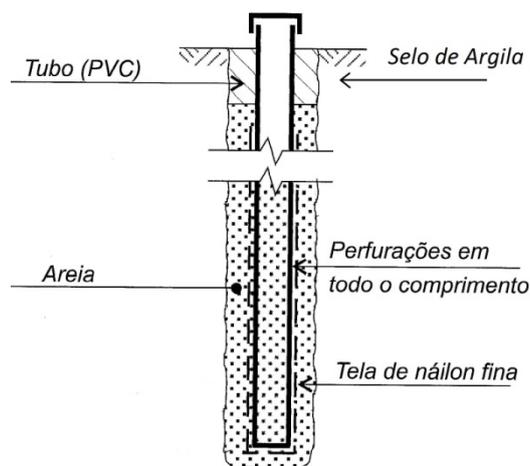


Figura 4.8 – Esquema de um Indicador de Nível D'água

Avaliação dos Medidores de Nível D'água Instalados

Os primeiros medidores, INA-1 e INA-2, foram instalados em julho de 1998 e dezembro de 1998 respectivamente. No período compreendido entre suas instalações até dezembro de 2011, as leituras indicaram que o nível freático variou da cota 17,69m a 21,61m para o INA-1 e de 17,85m a 21,85m para o INA-2.

Em 2003 aproveitaram-se os furos de sondagens SM-1, SM-2 e SM-3 para a instalação de mais três medidores de nível d'água. No período compreendido entre novembro e dezembro de 2003 até janeiro de 2012, as leituras indicaram que o nível freático variou da cota 13,39m a 16,31m para o furo SM-1, de 26,76m a 31,30 para o furo SM-2, e 44,62m a 55,11m para o furo SM-3.

Foi verificada a surgência de água na base da encosta localizada perto do INA-1 e INA-2, contudo as medidas destes indicadores não sugeriam a presença dessas surgências. A partir desta constatação os medidores INA-1 e INA-2 foram limpos. Porém, não foi notada uma mudança nas medidas e o nível d'água não ascendeu de forma a explicar essas surgências. Dessa forma, em dezembro de 2004 foram instalados

mais dois medidores de nível d'água, INA-3 e INA-4, cujas leituras realizadas até janeiro de 2012 indicaram que o nível freático variou da cota 12,56m a 15,34m e de 24,84m a 28,04m , respectivamente.

Em novembro de 2009, com o intuito de monitorar a construção da berm de equilíbrio, foram instalados mais dois medidores de nível d'água, INA-5 e INA-6, cujas leituras realizadas até 01/12 indicaram que o nível freático variou da cota 6,28m a 7,58m e de 3,78m a 5,28m , respectivamente.

Com os dados dos medidores de nível d'água, foi possível traçar o nível freático máximo e o mínimo utilizados nas análises de estabilidade (Figura 4.9). Para o nível máximo, foi adotada a favor da segurança a leitura máxima de cada medidor. Foram descartadas as leituras dos medidores INA-5, INA-1, INA-2 e INA-3, que apresentavam leituras inferiores aos medidores próximos.

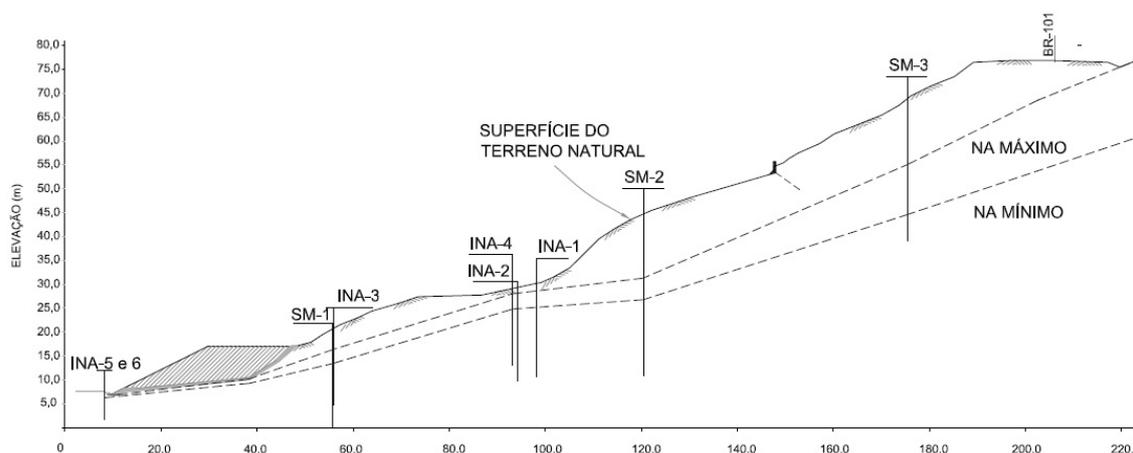


Figura 4.9 - Posição dos indicadores de nível d'água, e níveis freáticos máximo e mínimo.

4.2.3. Inclinômetros

Movimentos horizontais a maiores profundidades dentro de uma massa de solo podem ser determinados por meio de inclinômetro. O instrumento funciona dentro de um tubo vertical (tubo guia) que é cimentado em um furo de sondagem, permitindo que seja determinado o perfil de deslocamento ao longo do comprimento do tubo. O tubo deve ser flexível (para acompanhar o movimento do terreno) e ficar em parte do terreno indeslocável, além disso, possui quatro entalhes internos espaçados em ângulos de 90°, que servem para guiar a descida da sonda e permitir a realização das medições em dois eixos. A sonda do inclinômetro (conhecida como torpedo) consiste em um estojo de aço

inoxidável que recebe um acelerômetro de equilíbrio de forças, sendo afetado pela inclinação do tubo no plano dos entalhes, e as medidas são realizadas através de um sistema eletromagnético calibrado previamente (CRAIG,2007); (DANZIGER, 2012).

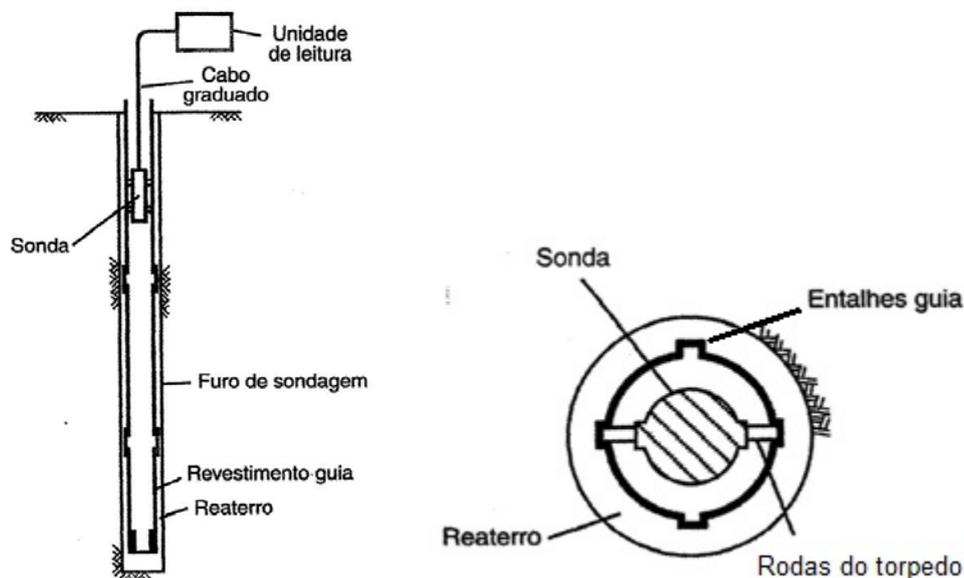


Figura 4.10 - Inclinômetros: Detalhe tubo guia (esq.); detalhe sonda (dir.) (CRAIG,2007)

Os primeiros sinais de movimentação da encosta foram detectados em 1986 após o aparecimento de algumas trincas no pavimento da rodovia. Para uma melhor observação destas movimentações foram instalados, em setembro de 1987, dois inclinômetros (SI-1 e SI-2).

Em novembro de 1992, foi verificado, através desses inclinômetros, um acréscimo considerável nos deslocamentos. Os inclinômetros SI-1 e SI-2 registraram um aumento nos deslocamentos de 55mm e 70mm, respectivamente, em relação ao mês anterior.

Verificou-se em campo, que parte do sistema de drenagem da rodovia estava obstruído, assim a água que seria captada pelo sistema passou a atingir a encosta, elevando o nível freático. Com isso, o fator de segurança da encosta diminuiu, acarretando uma movimentação acentuada.

Avaliação dos Inclinômetros

Para o Inclinômetro SI-1, as leituras realizadas compreenderam o período de 04/12/1987 a 06/01/2012. Observou-se que o deslocamento resultante é da ordem de 170mm, a direção predominante é de 79°NW, e sua superfície de deslizamento está a 7,5m de profundidade em relação ao nível do terreno, com uma zona plastificada de aproximadamente 4,5m de espessura.

Para o Inclinômetro SI-2, as leituras realizadas compreenderam o período de 01/12/1987 a 06/01/2012. Observou-se que o deslocamento resultante é da ordem de 164mm, a direção predominante é de 61°SW, e sua superfície de deslizamento está a 15,5m de profundidade em relação ao nível do terreno, com uma zona plastificada de aproximadamente 3,0m de espessura.

Para a monitoração da berma de contenção, foram instalados mais dois inclinômetros, SI-3 e SI-4 em novembro de 2009.

Para o Inclinômetro SI-3, as leituras realizadas compreenderam o período de 11/11/2009 a 06/01/2012. Observou-se que o deslocamento resultante é da ordem de 6 mm, a direção predominante é de 31,6°NW, e sua superfície de deslizamento não está bem definida, mas notam-se movimentações do nível do terreno até a profundidade de 3m.

Para o Inclinômetro SI-4, as leituras realizadas compreenderam o período de 11/11/2009 a 06/01/2012. Observou-se que o deslocamento resultante é da ordem de 22 mm, a direção predominante é de 71,5°NW, e sua superfície de deslizamento está a 12,5m de profundidade em relação ao nível do terreno, com uma zona plastificada de aproximadamente 3,0m.

Com estes dados, foi montada a Figura 4.11 de forma esquemática, mostrando uma possível região já plastificada, onde se concentram os deslocamentos na massa de solo.

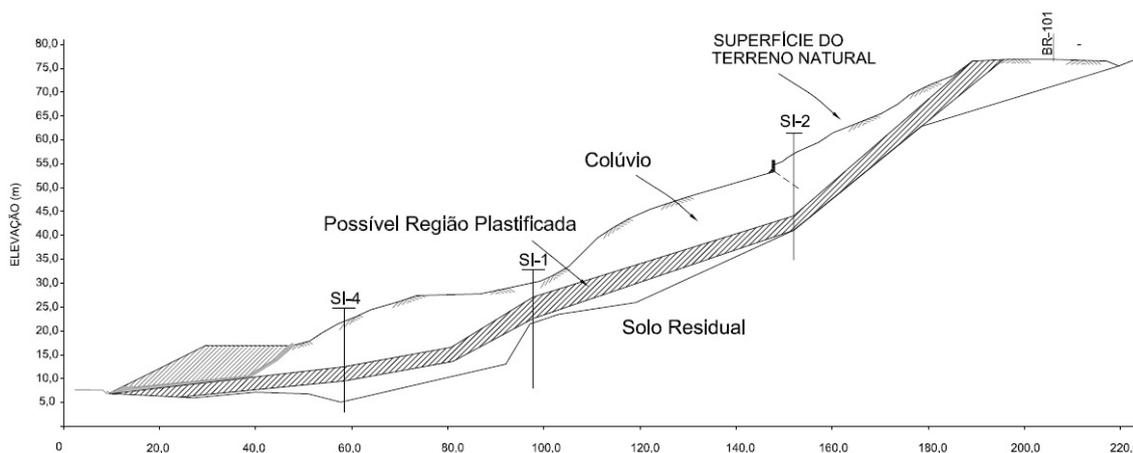


Figura 4.11 - Representação esquemática da provável massa de solo plastificada

4.3. Perfil Geotécnico nas Análises de Estabilidade por Equilíbrio Limite.

Num estudo realizado anteriormente ao presente trabalho, foram analisados todos os dados descritos no Item 4.2, definindo-se um perfil geotécnico para se realizar as análises de estabilidade pelo método do equilíbrio limite (software Geo-Slope). A seção utilizada neste estudo é apresentada na Figura 4.12, a qual mostra a situação após a construção da berm de enrocamento. Os parâmetros de resistência considerados são mostrados na Tabela 4.1 e foram definidos a partir de um estudo paramétrico em retroanálises que consideraram a situação antes da construção da berm.

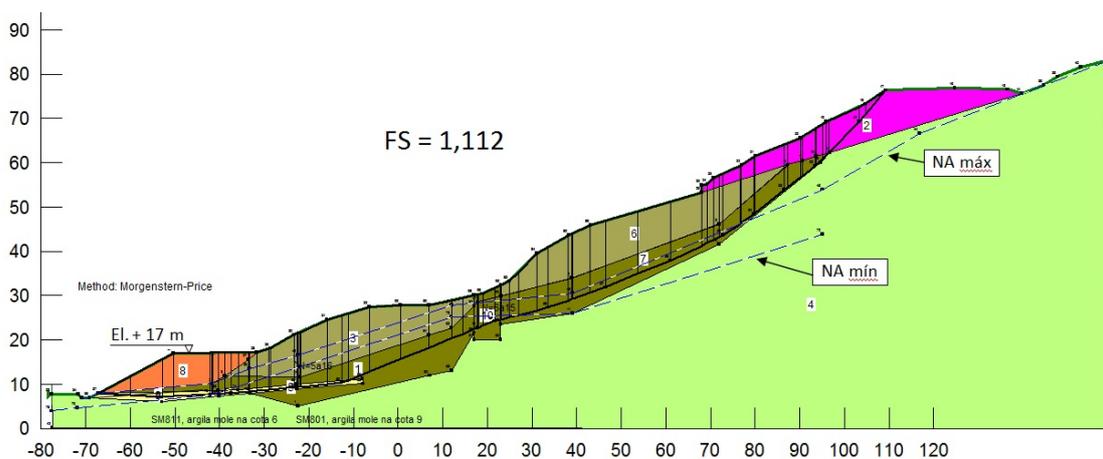


Figura 4.12 - Perfil geotécnico - Análise por equilíbrio limite

Tabela 4.1 - Parâmetros de resistência - Análise por equilíbrio limite

Material	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ
Aterro rodovia	19	0	34°
Berma Enrocamento	18	0	45°
Silte Arenoso 1	18	20	29°
Silte Arenoso 3	18	0	27°
Argila Mole	15	50	0°
Solo Residual	18	20	35°

5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE NO PLAXIS

5.1.Considerações Preliminares

Neste capítulo, serão abordados os aspectos referentes à modelagem do problema no programa Plaxis v.8, que incluem a montagem do perfil geotécnico, definição de parâmetros, condições iniciais, as etapas preliminares e fases de modelagem.

5.2.Perfil Geotécnico adotado no Plaxis

O perfil geotécnico utilizado nas análises de estabilidade no Plaxis foi basicamente o mesmo que do Geo-Slope. Porém, viu-se necessária a separação do solo residual em três camadas distintas. Desta forma, há uma melhora na representação da região até onde as estacas justapostas chegam. A primeira camada continuou sendo o mesmo solo residual da análise por equilíbrio limite. Subjacente a esta, uma camada de solo residual mais resistente e, em seguida, foi considerado o topo rochoso de modo simplificado (sem levar em consideração algum fraturamento).

Uma outra mudança em relação à análise por equilíbrio limite foi na camada de silte arenoso, que foi dividida em duas, para separar uma camada mais superficial com mudanças apenas nos parâmetros elásticos. A Figura 5.1 mostra a seção utilizada no Plaxis, e a Tabela 5.1 a identificação dos materiais.

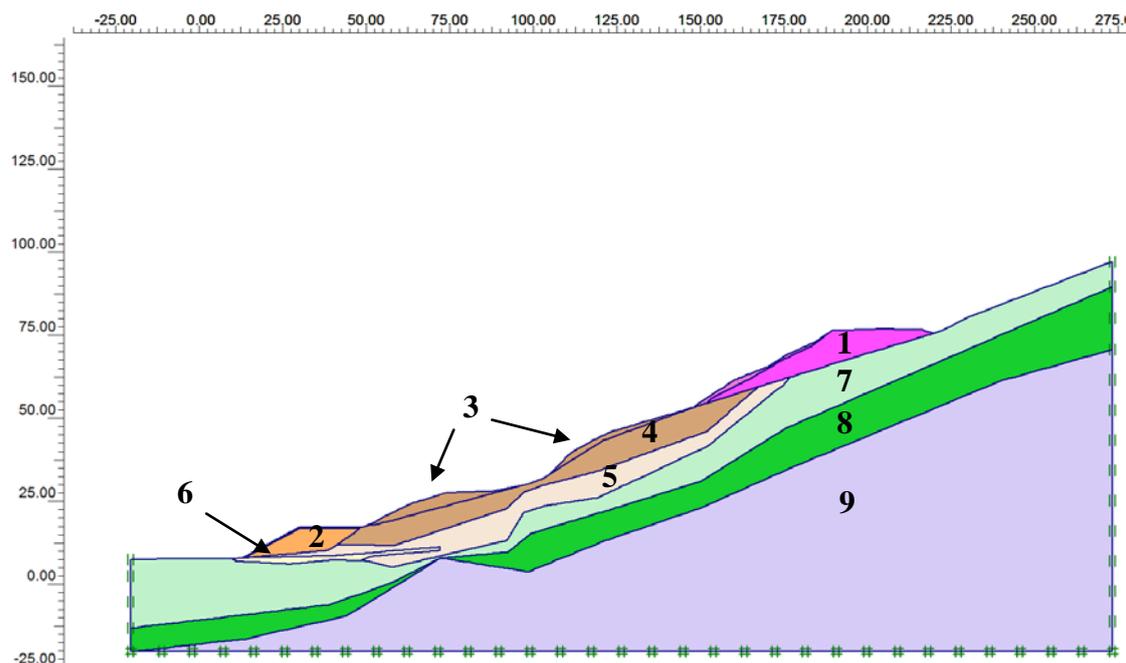


Figura 5.1 – Perfil Geotécnico - Plaxis

Tabela 5.1 – Classificação dos materiais

1	Aterro da rodovia
2	Berma de Enrocamento
3	Silte Arenoso 1
4	Silte Arenoso 2
5	Silte Arenoso 3
6	Argila Mole
7	Solo Residual 1
8	Solo Residual 2
9	Topo Rochoso

5.3. Parâmetros das Análises de Estabilidade

5.3.1. Parâmetros de resistência dos solos

Os parâmetros de resistência c' e ϕ' , assim como o peso específico γ , foram obtidos a partir das retroanálises do estudo realizado anteriormente (Tabela 4.1). Na camada criada de solo residual 2, como as sondagens indicaram um considerável

aumento do índice de penetração N , considerou-se que os parâmetros de resistência nessa camada são mais elevados, com $c'=30$ kPa e $\phi'=38^\circ$.

5.3.2. Parâmetros Elásticos

Os parâmetros E e ν relacionados ao comportamento elástico do solo foram estimados a partir da classificação do solo e correlações com N . Para a estimativa destes parâmetros, foram utilizados gráficos de correlação do N com o módulo de elasticidade de diversas referências bibliográficas.

Gráficos com as correlações encontradas neste trabalho encontram-se no Anexo B.

Para a definição do módulo de elasticidade para cada camada de solo indicada na seção em análise, foi considerado o N médio da respectiva camada e as curvas de correlação $N \times E$ referentes aos materiais indicados pela sondagem. Nos casos em que havia mais de uma sondagem na camada considerada, foi calculada primeiramente a média dos N de cada sondagem e, em seguida, a média dos N médios.

Os coeficientes de Poisson foram estimados baseando-se na Tabelas 5.2.

Tabela 5.2 - Coeficiente de Poisson (Teixeira & Godoy, 1996, apud, Cintra et al, 2003)

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Aterro rodoviário

$$N_{med} = \frac{5 + 5 + 5 + 4 + 6 + 8}{6} \approx 6 \quad (SM - 3, prof. de 0 a 7m)$$

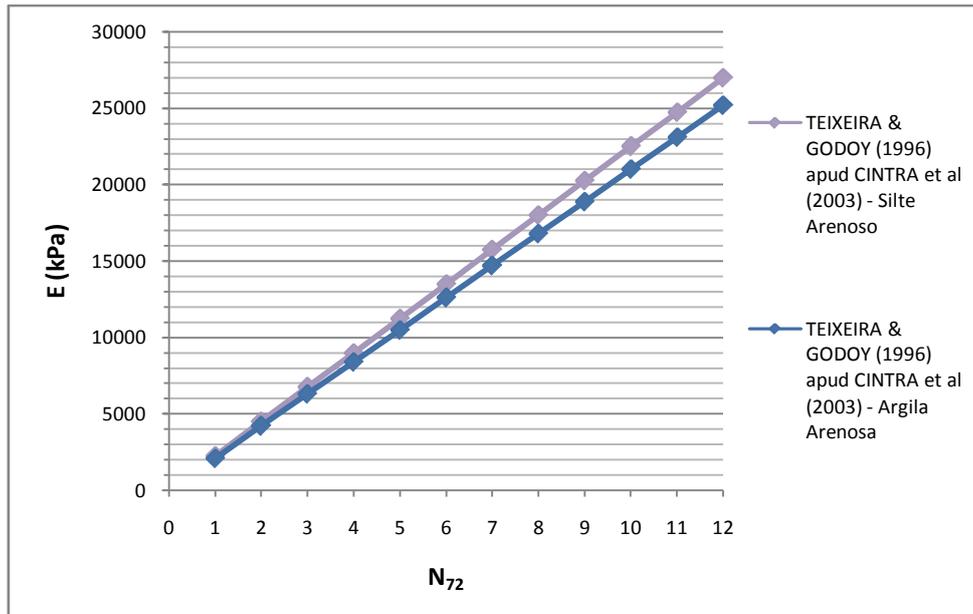


Figura 5.2- Correlações E x N₇₂ para siltes arenosos e argilas arenosas

$$E_{\text{adotado}} = \frac{12600 + 13500}{2} = 13050 \text{ kPa}$$

$$v_{\text{adotado}} = 0,35$$

Berma de enrocamento

Não há medida do N_{spt} na berma. Para esta medida, foi utilizada recomendação segundo CRUZ (1996), para berma de enrocamento executada em barragens.

$$E_{\text{adotado}} = 80000 \text{ kPa}$$

$$v_{\text{adotado}} = 0,3$$

Argila Mole

$$N_{\text{med}} = \frac{3 + 2 + 6}{6} \approx 4 \quad (SM - 1, \text{ prof. de } 11 \text{ a } 12\text{m}; SM - 5, \text{ prof. de } 4 \text{ a } 6\text{m})$$

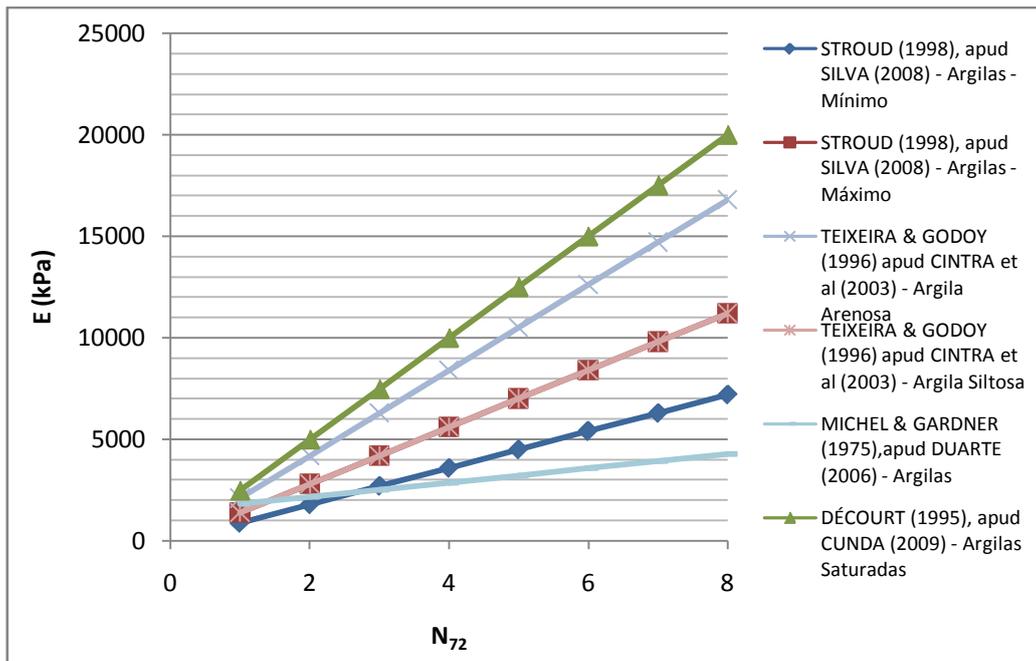


Figura 5.3 - Correlações E x N₇₂ para argilas, argilas arenosas e argilas siltosas

$$E = \frac{2871,4 + 3600 + 5600 + 5600 + 8400 + 10000}{6} = 6011,9 \text{ kPa}$$

$$E_{\text{adotado}} = 6010 \text{ kPa}$$

$$v_{\text{adotado}} = 0,495$$

Silte Arenoso 1

$$N_{\text{med}} = \frac{3 + 4 + 3}{3} \approx 3$$

(SM – 1, prof. de 0 a 2m; SM – 4, prof. de 0 a 4m; SM – 2, prof. de 0 a 1m)

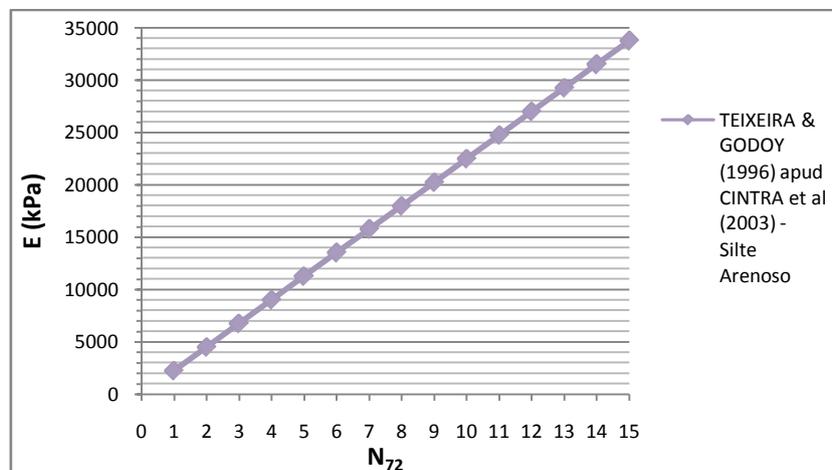


Figura 5.4 - Correlação E x N₇₂ para siltes arenosos

$$E_{adotado} = 6750 \text{ kPa}$$

$$v_{adotado} = 0,25$$

Silte Arenoso 2

$$N_{med} = \frac{6 + 10 + 24}{3} \approx 13 \quad (\text{foi utilizada a Fig. 5.4 para correlação})$$

(SM – 1, prof. de 0 a 3m; SM – 4, prof. de 4 a 11m; SI – 1, prof. de 0 a 1m)

$$E_{adotado} = 29250 \text{ kPa}$$

$$v_{adotado} = 0,35$$

Sile Arenoso 3

$$N_{med} = \frac{11 + 18 + 10,8 + 14,7}{4} \approx 14 \quad (\text{foi utilizada a Fig. 5.4 para correlação})$$

(SM-1, prof. de 9,5 a 14,5m; SM-4, prof. de 11 a 12m e 17 a 18m; SI-1, prof. de 2 a 7m; SM-2, prof. de 12 a 18m)

$$E_{adotado} = 31500 \text{ kPa}$$

$$v_{adotado} = 0,35$$

Solo Residual 1

$$N_{SPT,med} = \frac{10 + 18,2 + 9,6 + 17,1}{4} \approx 14$$

(SM-1, prof. de 15 a 21m; SI-1, prof. de 7 a 15m; SM-2, prof. de 18 a 23m; SI-2, prof. de 17 a 25m).

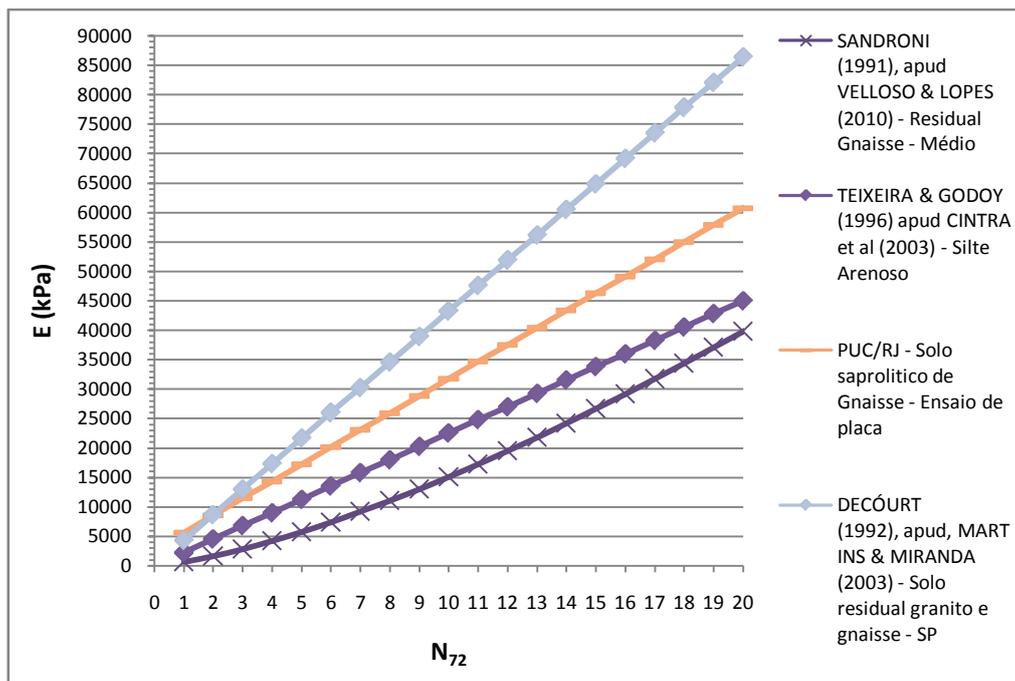


Figura 5.5 - Correlações E x N₇₂ para solos residuais de gnaise/granito e siltes arenosos

$$E_{adotado} = \frac{24140 + 31500 + 43300 + 60480}{4} = 39855 \text{ kPa}$$

$$v_{adotado} = 0,35$$

Solo Residual 2

$$N_{med} = \frac{27 + 40 + 30 + 39 + 35}{5} \approx 35$$

(SM-1, prof. de 21 a 23m; SI-1, prof. de 15 a 26,5m; SM-2, prof. de 23 a 32m; SI-2, prof. de 25 a 33m; SM-3, prof. de 22 a 30m).

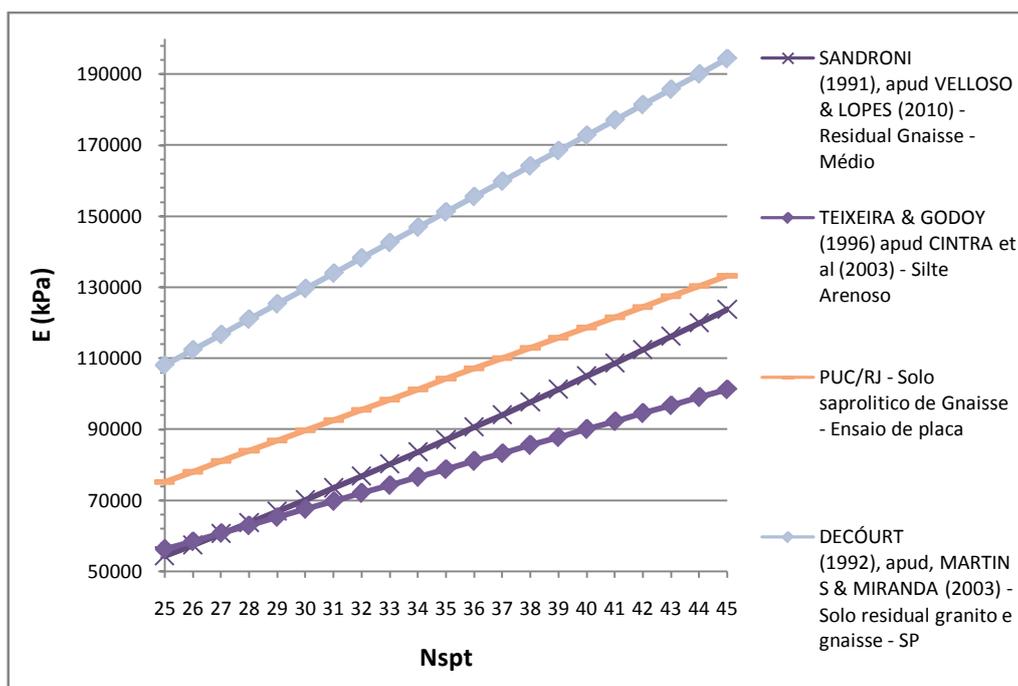


Figura 5.6 - Correlações E x Nspt para solos residuais de gnaiss/granito e siltes arenosos

$$E_{adotado} = \frac{78750 + 87066 + 104200 + 151200}{4} = 106555 \text{ kPa}$$

$$v_{adotado} = 0,4$$

Topo Rochoso

O material rochoso foi modelado como linear elástico, ou seja, não há um patamar de escoamento, com $E_{adotado} = 2,0 \times 10^7 \text{ kPa}$, e $v_{adotado} = 0,2$.

A Tabela 5.4 mostra um resumo dos parâmetros dos solos para a análise.

Tabela 5.4 – Resumo dos parâmetros dos solos

ID	Material	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ	E (kPa)	ν
1	Aterro rodovia	19	1	34°	13050	0,35
2	Berma de Enrocamento	18	1	45°	80000	0,30
3	Silte Arenoso 1	18	20	29°	6750	0,25
4	Silte Arenoso 2	18	20	29°	29250	0,35
5	Silte Arenoso 3	18	0	27°*	31500	0,35
6	Argila Mole	15	50	0°	6010	0,495

7	Solo Residual 1	18	20	35°	39855	0,35
8	Solo Residual 2	18	30	38°	106555	0,40
9	Topo Rochoso	25	-	-	20000000	0,20

* Posteriormente é alterado para 30° conforme explicação dada no Capítulo 6.

Foi considerado $R_{inter} = 0,9$

5.3.3. Parâmetros das Estacas

As geometrias e os parâmetros dos materiais das estacas foram pré estabelecidos. A partir desses dados, e com a utilização das planilhas de dimensionamento descritas no Capítulo 3, foram calculados todos os outros parâmetros necessários ao modelo.

Como existem diversas possibilidades de estacas, foram preparados gráficos para três geometrias diferentes, e em uma delas, variações nas armaduras utilizadas.

As planilhas utilizadas foram para seções circulares, e transformaram-se os esforços de cálculo feitos para uma estaca (Eqs. 3.2 e 3.3), em esforços resistentes considerando majoração de cargas ($M=Md/1,4$ e $N=Nd/1,4$), por metro de estaca na direção perpendicular à seção de análise.

Dados comuns a todas as estacas:

Aço CA-50

$$f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,49 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{20000}{1,4} = 14285,71 \text{ kN/m}^2$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa}$$

Coefficiente de Poisson – $\nu = 0,2$

$$\frac{d'}{d} = 0,10$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

A seguir serão feitos todos os cálculos referentes à uma linha de estacas justapostas. Para as outras estacas será apresentado apenas o gráfico de interação, sendo os outros dados apresentados sob forma de tabela.

Estaca E1

$$d = 1,0m$$

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times (1,0)^2}{4} = 0,785 m^2$$

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} = \frac{\pi \times (1,0)^4}{64} = 0,0491 m^4$$

$$\text{Armação Longitudinal} = 20\phi 20mm \quad (A_s = 62,83 cm^2)$$

$$A_{s,min} = 0,4\% A_c = 31,42 cm^2 \quad (\text{Segundo NBR 6118, em zonas de traspasse})$$

$$A_{s,max} = 4\% A_c = 314,16 cm^2 \quad (\text{Segundo NBR 6118, em zonas de traspasse})$$

$$\text{Rigidez Axial (por estaca)} - EA = 21287 \times 10^3 \times 0,785 = 1,67 \times 10^7 kN$$

$$\text{Rigidez Axial (por metro)} - \frac{EA}{D} = \frac{1,67 \times 10^7}{1,0} = 1,67 \times 10^7 kN/m$$

$$\text{Rigidez a Flexão (por estaca)} - EI = 21287 \times 10^3 \times 0,0491 = 1,04 \times 10^6 kN.m^2$$

$$\text{Rigidez a Flexão (por metro)} - \frac{EI}{D} = \frac{1,04 \times 10^6}{1,0} = 1,04 \times 10^6 kN.m^2/m$$

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} = \sqrt{12 \times \frac{1,04 \times 10^6}{1,67 \times 10^7}} = 0,87m$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{d^2 \times f_{cd}} = \frac{62,83 \times 43,49}{(1,0)^2 \times 14285,71} \rightarrow \omega \approx 0,2$$

A tabela em Excel de dimensionamento se encontra no Anexo A. O gráfico é apresentado na Figura 5.7.

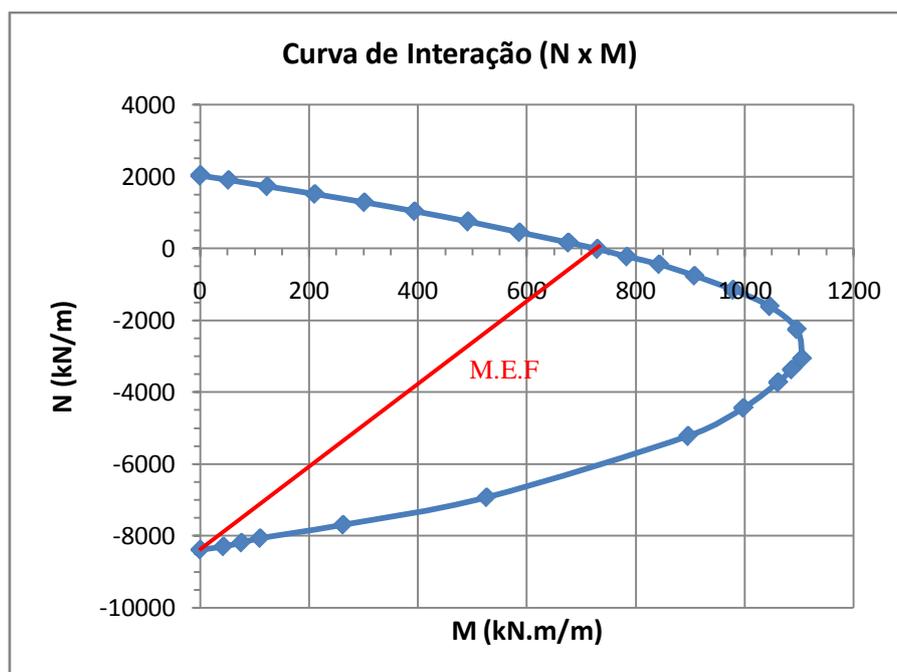


Figura 5.7 – Gráfico de Interação para a estaca E1.

Como já discutido anteriormente, o programa considera uma reta de interação. Na Figura 5.7, está mostrada de forma exemplificada uma reta (em vermelho) ajustada ao máximo (compressão) e normal zero, o que acarretaria em um erro relativamente grande. Mas ao se analisar o problema em questão, observa-se que as cargas normais devem ser pequenas nas estacas, já que não existe carregamento em seu topo, sendo a única transferência de carga por atrito solo-estaca. E ao ser feita uma análise prévia, foi seguida a hipótese de que este valor de esforço normal não excederia -1000 kN/m. Na Figura 5.8 é mostrado o gráfico segundo essa hipótese. Cabe ressaltar que a convenção de sinais do programa é negativa para compressão.

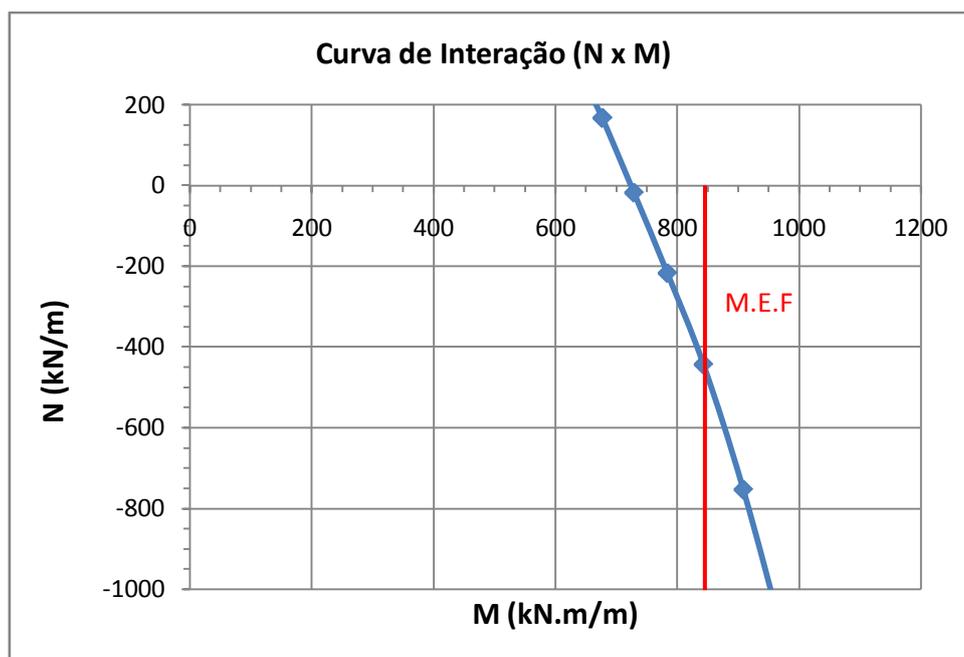


Figura 5.8 – Curva de interação para estaca E1 na faixa (-1000<N<0)

Segundo essa hipótese, o melhor ajuste é utilizar um valor de momento resistente situado na faixa de variação encontrada, e considerar que a estaca não romperá por esforço normal, ou seja, esforço normal resistente tende ao infinito (no programa deve-se entrar com valores muito grandes, pois não existe essa opção).

Para esta linha de estacas, $M_{\text{adotado}} = 850 \text{ kN.m/m}$

Para as estacas subseqüentes, serão apresentados os gráficos já na faixa de variação de esforço normal esperado. As respectivas tabelas e gráficos, encontram-se no Anexo A.

Estaca E2

$$d = 1,0m$$

$$A_s = 263,89 \text{ cm}^2 (21\phi 40\text{mm})$$

$$\omega \approx 0,8$$

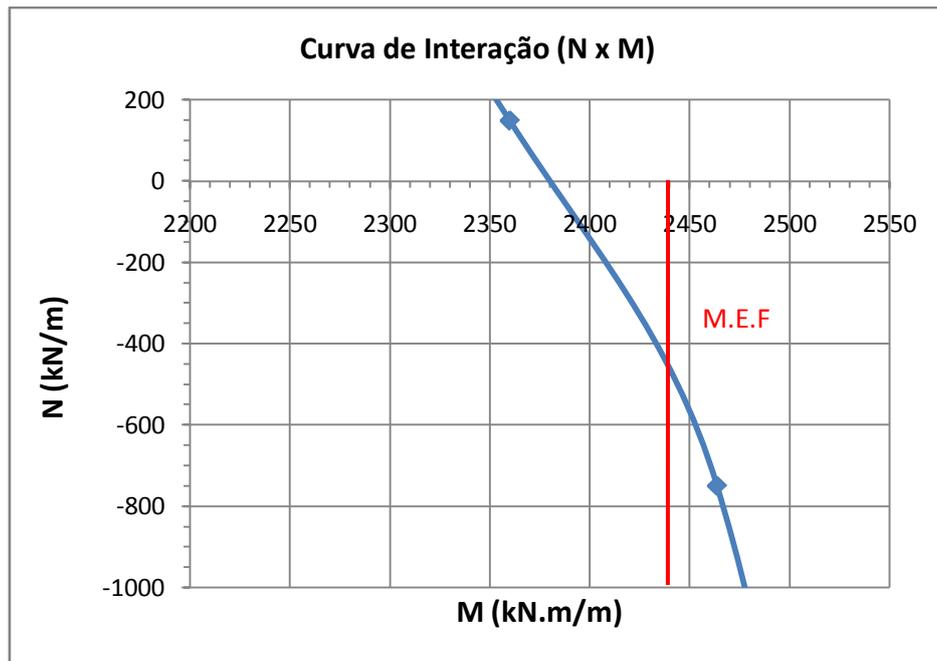


Figura 5.9 - Curva de interação para estaca E2 na faixa $(-1000 < N < 0)$

$$M_{\text{adotado}} = 2440 \text{ kN.m/m}$$

Estaca E3

$$d = 1,4\text{m}$$

$$A_s = 389,56 \text{ cm}^2 (31\phi 40\text{mm})$$

$$\omega \approx 0,6$$

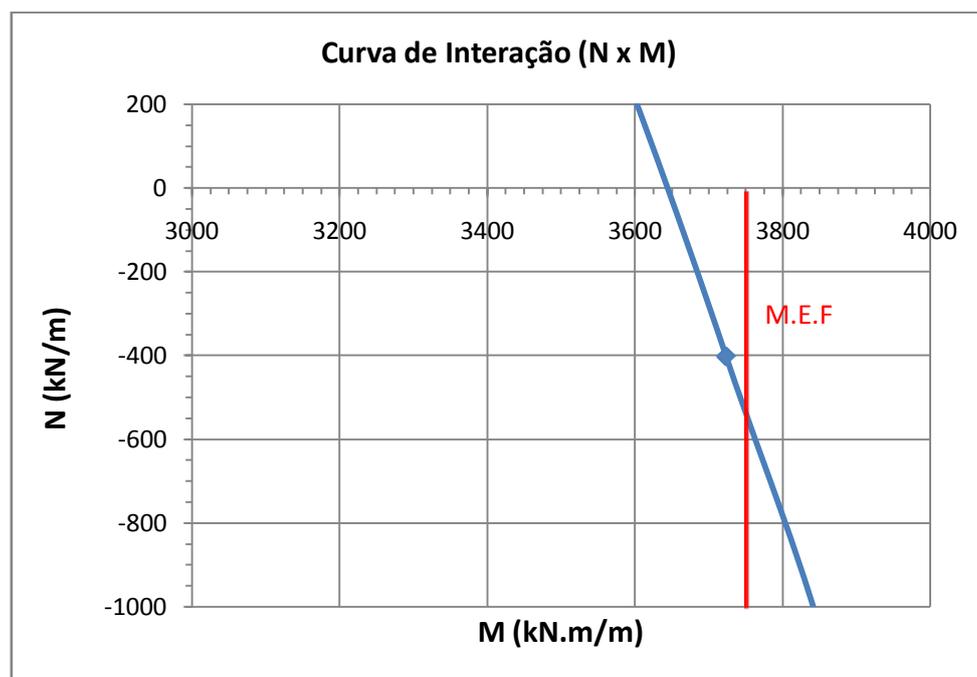


Figura 5.10 - Curva de interação para estaca E3 na faixa $(-1000 < N < 0)$ 1

$$M_{\text{adotado}} = 3750 \text{ kN.m/m}$$

Estaca E4

$$d = 2,0\text{m}$$

$$A_s = 527,79 \text{ cm}^2 (42\phi 40\text{mm})$$

$$\omega \approx 0,4$$

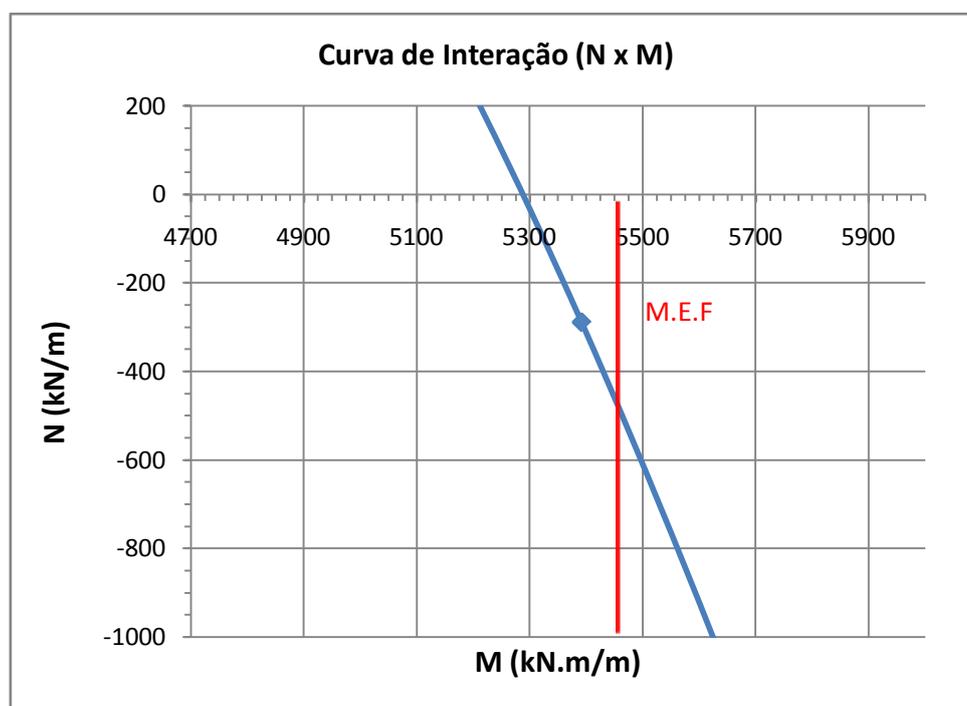


Figura 5.11- Curva de interação para estaca E4 na faixa (-1000 < N < 0)

$$M_{\text{adotado}} = 5450 \text{ kN.m/m}$$

A Tabela 5.5 mostra um resumo das propriedades das estacas justapostas.

Tabela 5.5 – Resumo dos dados das estacas justapostas

	E1	E2	E3	E4
Diâmetro (m)	1,0	1,0	1,4	2,0
EA (kN/m)	$1,67 \times 10^7$	$1,67 \times 10^7$	$2,34 \times 10^7$	$3,34 \times 10^7$
EI (kN.m²/m)	$1,04 \times 10^6$	$1,04 \times 10^6$	$2,87 \times 10^6$	$8,36 \times 10^6$
v	0,2	0,2	0,2	0,2
As (cm²)	62,83	263,89	389,56	527,79
ω	0,2	0,8	0,6	0,4
Mp (kN.m/m)	850	2440	3750	5450

Np (kN/m)	10^6	10^6	10^6	10^6
------------------	--------	--------	--------	--------

5.4. Etapas Preliminares da Análise

Etapa 1 - Inserção da Geometria, Camadas dos solos e Estacas.

Nesta etapa, foi montada a seção transversal das análises. Foram inseridas as linhas referentes aos níveis d'água mínimo e máximo de modo que facilitasse no seu traçado. E foram incluídas diversas estacas ao longo de todo o talude (só entram em funcionamento quando são ativadas na fase de cálculo), possibilitando a escolha da posição da estaca e/ou a ativação de outras, sem a necessidade de redefinir toda a malha de elementos finitos.

Etapa 2 – Inserção das condições de fronteira.

Foi selecionada a opção “standard fixities”, pois atendia às condições de fronteira adequadamente. Essas condições, nas bordas laterais, permitem os deslocamentos do solo na direção y e restringem na direção x. Na borda do fundo, não permitem deslocamentos em nenhuma direção.

Etapa 3 – Inserção dos Parâmetros do solo e das Estacas.

Nesta etapa, foram inseridos os valores dos parâmetros do solo e das estacas.

Etapa 4 - Rede de Elementos Finitos

A Figura 5.12 apresenta o domínio de análise dividido nos elementos triangulares.

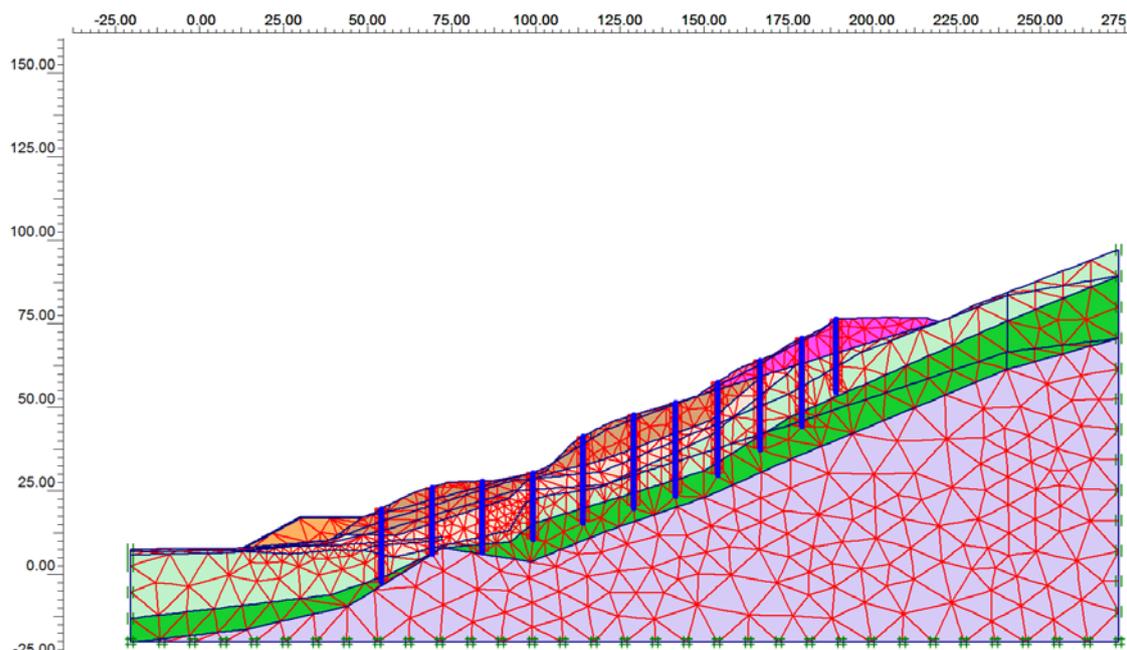


Figura 5.12 – Malha de elementos triangulares

Etapa 5 – Condições Iniciais

Nesta etapa, foi inserido o nível freático inicial (gerando-se as respectivas poropressões), e a geometria inicial da análise (podemos ativar ou desativar camadas e/ou elementos). Nota-se que no presente trabalho, o nível freático inicial corresponde ao nível mínimo medido pelos indicadores de nível d'água, e a geometria inicial não leva em consideração a rodovia nem a berma de enrocamento (estas são inseridas posteriormente).

De maneira a representar a situação de campo de modo mais adequado, a modelagem numérica é feita por fases de cálculo. As definições das fases e suas respectivas fases antecessoras são descritas na Tabela 5.6 a seguir:

Tabela 5.6 – Resumo das Fases de Cálculo no Plaxis

Fase	Início	Descrição
Fase 1	Fase 0	Geração das tensões iniciais
Fase 2	Fase 1	Ativação do aterro da rodovia
Fase 3	Fase 2	Ativação da berma de enrocamento
Fase 4	Fase 3	Elevação do NA
Fase 5	Fase 4	Estimativa do Fator de Segurança

Fase 6	Fase 3	Elevação do NA + Estacas E1 (uma linha)
Fase 7	Fase 6	Estimativa do Fator de Segurança
Fase 8	Fase 3	Elevação do NA + Estacas E2 (uma linha)
Fase 9	Fase 8	Estimativa do Fator de Segurança
Fase 10	Fase 3	Elevação do NA + Estacas E1 (duas linhas)
Fase 11	Fase 10	Estimativa do Fator de Segurança
Fase 12	Fase 3	Elevação do NA + Estacas E3 (duas linhas)
Fase 13	Fase 12	Estimativa do Fator de Segurança
Fase 14	Fase 3	Elevação do NA + Estacas E4 (duas linhas)
Fase 15	Fase 14	Estimativa do Fator de Segurança
Fase 16	Fase 3	Elevação do NA + Estacas E3 (três linhas)
Fase 17	Fase 16	Estimativa do Fator de Segurança

6. Resultados das Análises de Estabilidade

A seguir são apresentados os resultados das análises de tensões e deformações para as diferentes situações indicadas pelas fases de cálculo (1 a 5, 7, 9, 11, 13, 15 e 17) apresentadas na Tabela 5.6 com o objetivo de definir os fatores de segurança quanto a estabilidade do talude.

FASE 1 - Geração das Tensões Iniciais – Método do Gravity Loading

Por se tratar de uma encosta, optou-se pelo método Gravity Loading para gerar as tensões iniciais. Nesta etapa, o nível freático inicial corresponde ao nível mínimo definido pelos indicadores de nível d'água, e a geometria inicial não leva em consideração a berm de enrocamento e o aterro da rodovia.

A Figura 6.1 mostra a razão entre as tensões cisalhantes atuantes e as tensões cisalhantes de ruptura, ao final do procedimento. É possível notar que na camada de silte arenoso 3, a razão de tensões cisalhantes está próxima de 1, mostrando que já existe uma tendência da formação de uma superfície de ruptura nesta região.

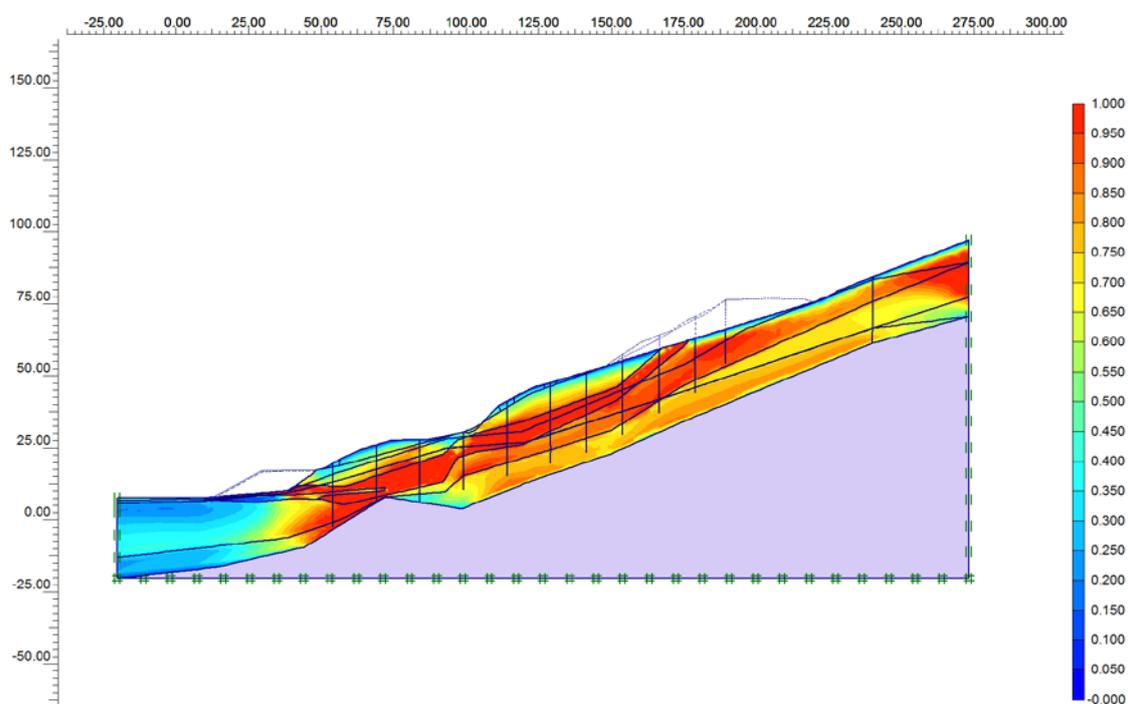


Figura 6.1 - Fase 1 - Tensões cisalhantes relativas

A Figura 6.2 apresenta os pontos plastificados (em vermelho) e os pontos nos quais foi ativado o “cut-off”, para impedir que o estado de tensões seja de tração (em

preto), gerados pelo método do gravity loading. Nota-se uma alta densidade de pontos plastificados na camada já referida acima e alguns pontos de tração na parte superior do talude.

Para se iniciar a fase seguinte de cálculo, os deslocamentos foram corrigidos para zero, eliminando-se, nas etapas subsequentes, qualquer influência do campo de deslocamentos calculado nesta etapa.

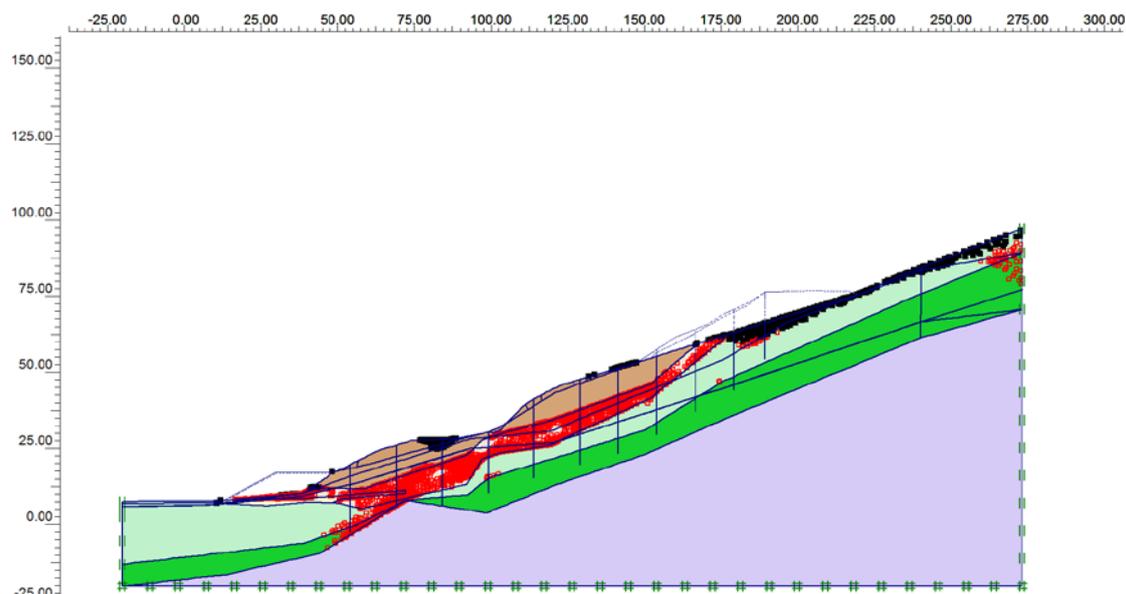


Figura 6.2 - Fase 1 - Pontos Plastificados (em vermelho)

FASE 2 – Ativação do Aterro da Rodovia

Nesta etapa de cálculo, foi ativado o aterro da rodovia. A Figura 6.3 apresenta as tensões cisalhantes relativas, e a Figura 6.4 os pontos que atingiram a plastificação. Nota-se que as tensões cisalhantes relativas ainda continuam próximas da ruptura e os pontos plastificados por tração na Fase 1 reduziram significativamente, devido ao aumento de tensão efetiva provocada pela sobrecarga da pista.

As Figuras 6.5 e 6.6 apresentam os deslocamentos verticais e horizontais (lembrando que são baseados em estimativas grosseiras dos módulos de elasticidade), respectivamente, provocados pelo aumento das tensões efetivas. Os valores para os deslocamentos verticais máximos, da ordem de 12cm, fornecem uma estimativa de recalques compatível com um aterro que possui uma altura média em torno de 6m. Além desses fatores, não há informações a respeito do controle de compactação do aterro, e o seu módulo de elasticidade foi mantido com o valor encontrado na correlação com a sondagem mais próxima.

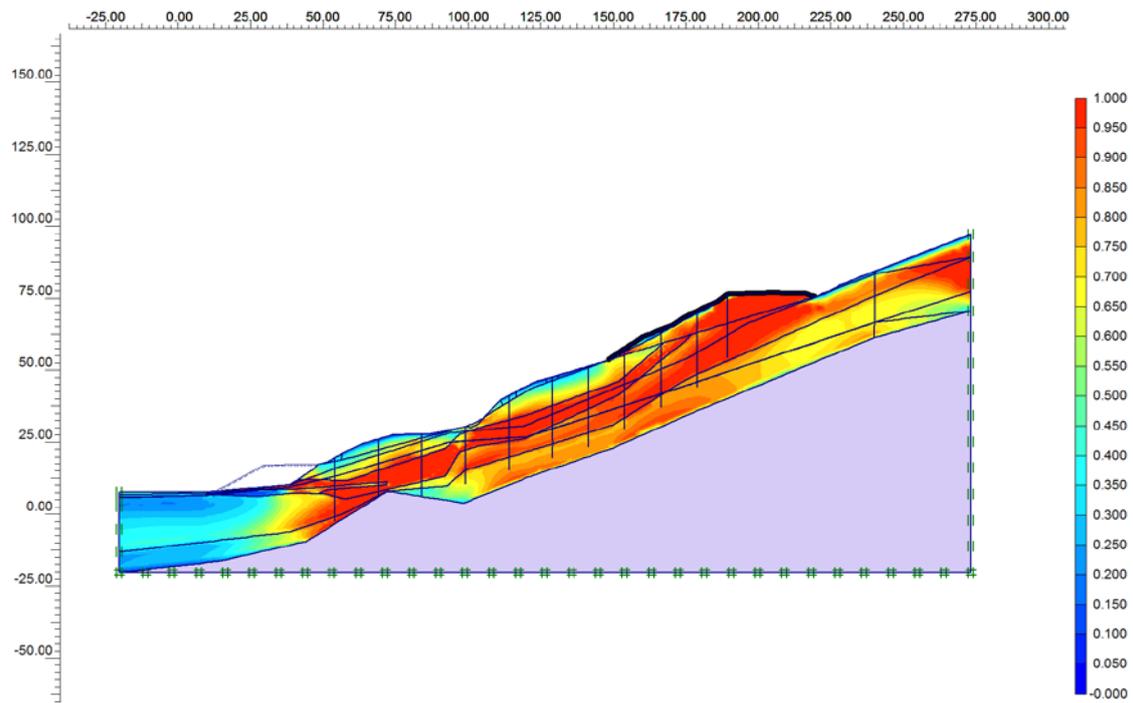


Figura 6.3 - Fase 2 - Tensões cisalhantes relativas

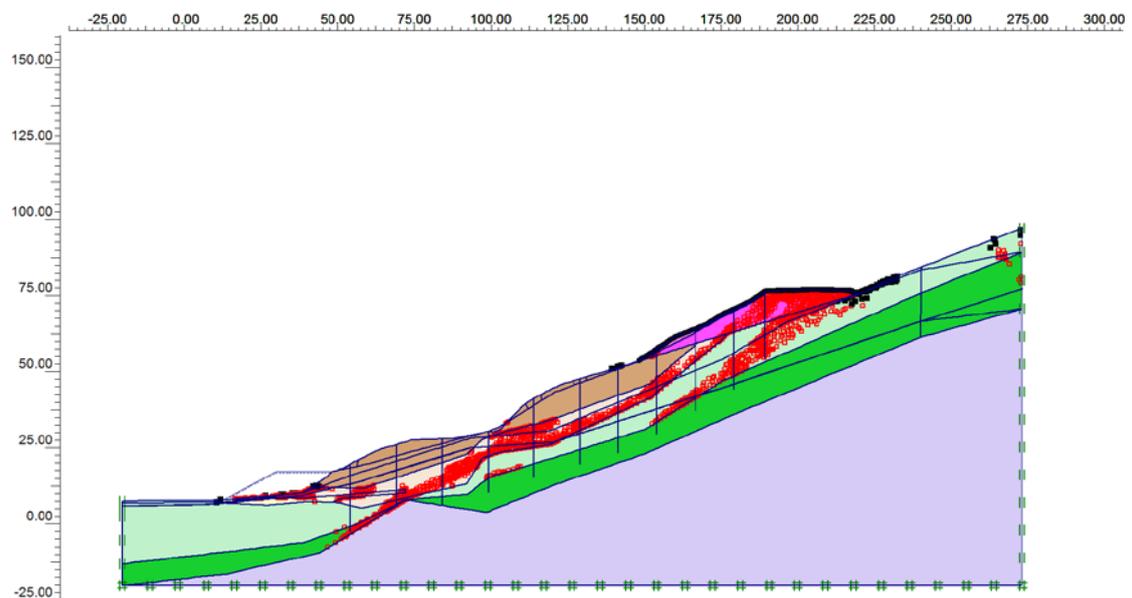


Figura 6.4 - Fase 2 - Pontos plastificados (em vermelho)

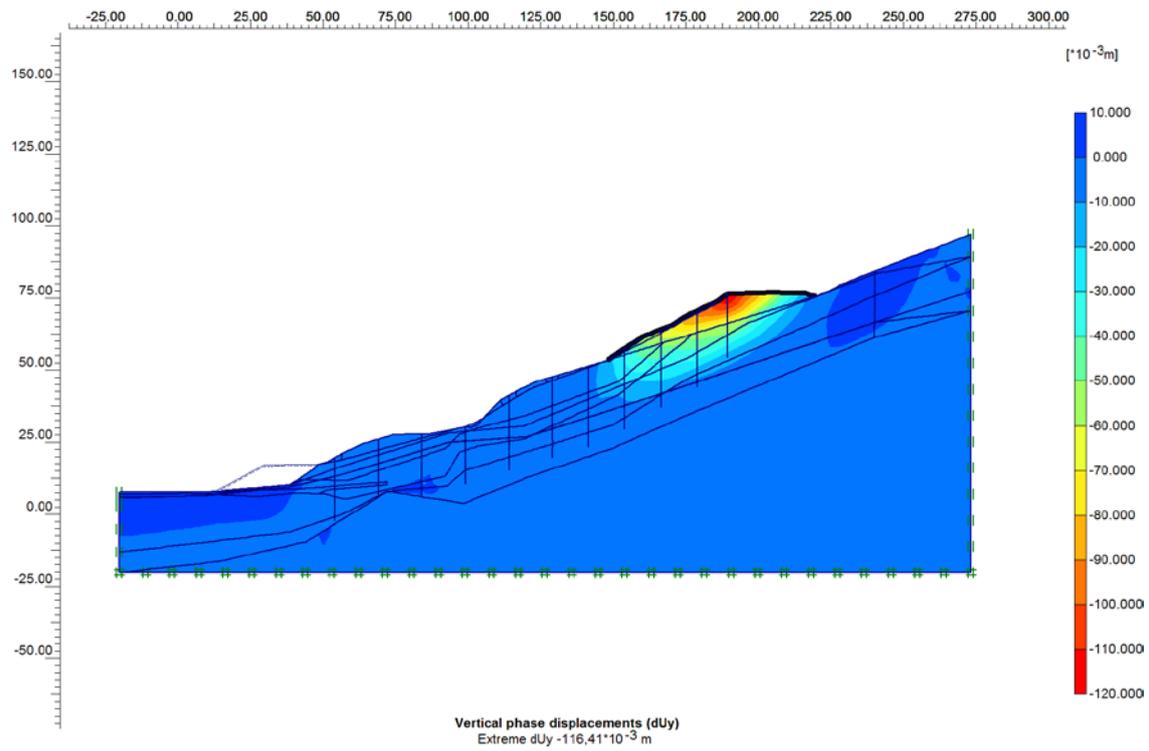


Figura 6.5 – Fase 2 - Deslocamentos verticais causados pela ativação do aterro da rodovia.

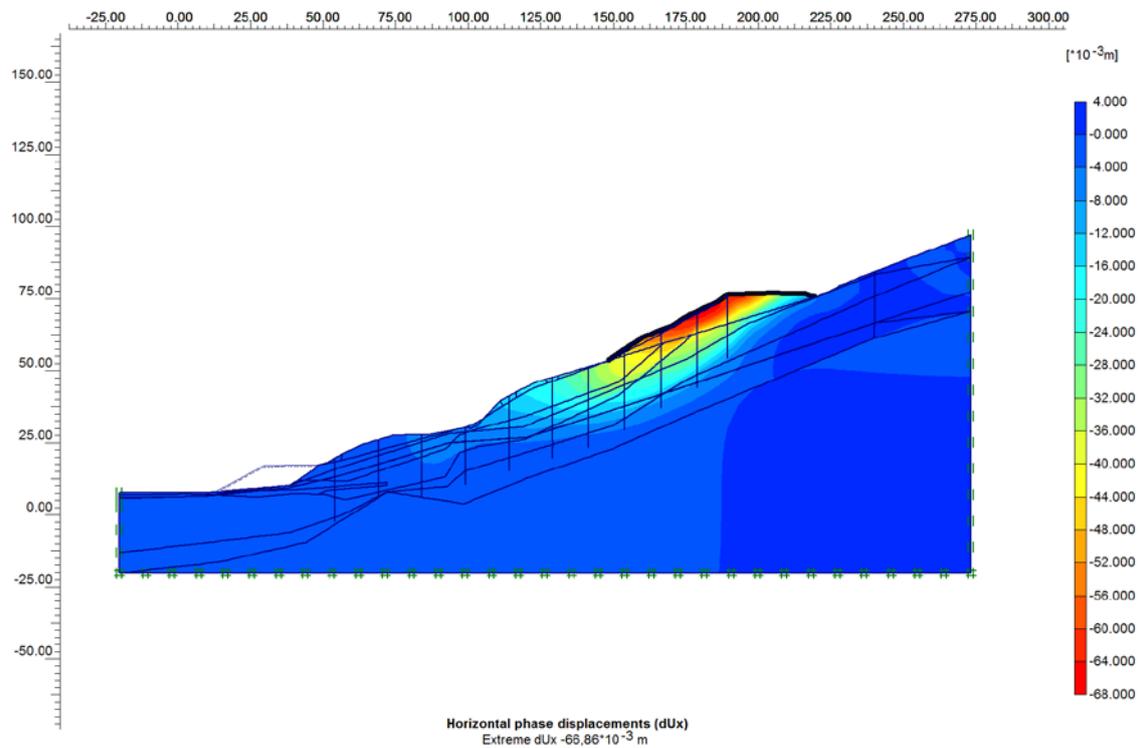


Figura 6.6 – Fase 2 - Deslocamentos horizontais causados pela ativação do aterro da rodovia.

A Figura 6.7 apresenta as deformações cisalhantes equivalentes causadas pela sobrecarga do aterro de pista. Nota-se que começa a ser formada uma região com considerável concentração de deformações cisalhantes na camada de silte arenoso 3 subjacente à pista, e outra região de menor magnitude no solo residual. A Figura 6.8 apresenta uma ampliação dos resultados em forma de linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes, sobre o perfil geotécnico.

Esta forma de apresentar os resultados - por linhas de isovalores e com ampliação - será repetida diversas vezes ao longo do trabalho. Isto se deve ao fato de que os resultados apresentados em forma de cores não permitem a visualização do perfil geotécnico na mesma imagem. Dessa forma, não há necessidade de se mostrar os valores das linhas, apenas a forma é importante, devendo-se olhar os valores na figura com a resposta em cores. Além disto, todas as figuras ampliadas não possuem a régua de medida, pois, infelizmente, o Plaxis gera uma régua com letras muito reduzidas e não permite realizar uma configuração adequada.

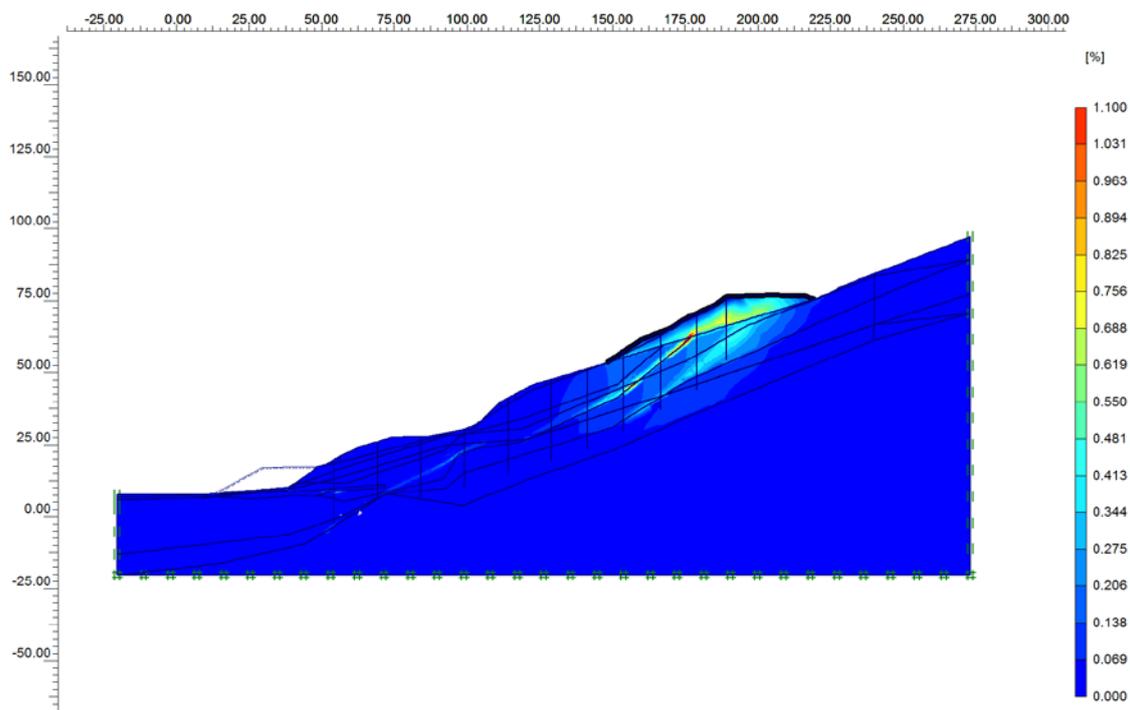


Figura 6.7 – Fase 2 - Deformações cisalhantes equivalentes causadas pela ativação do aterro da rodovia.

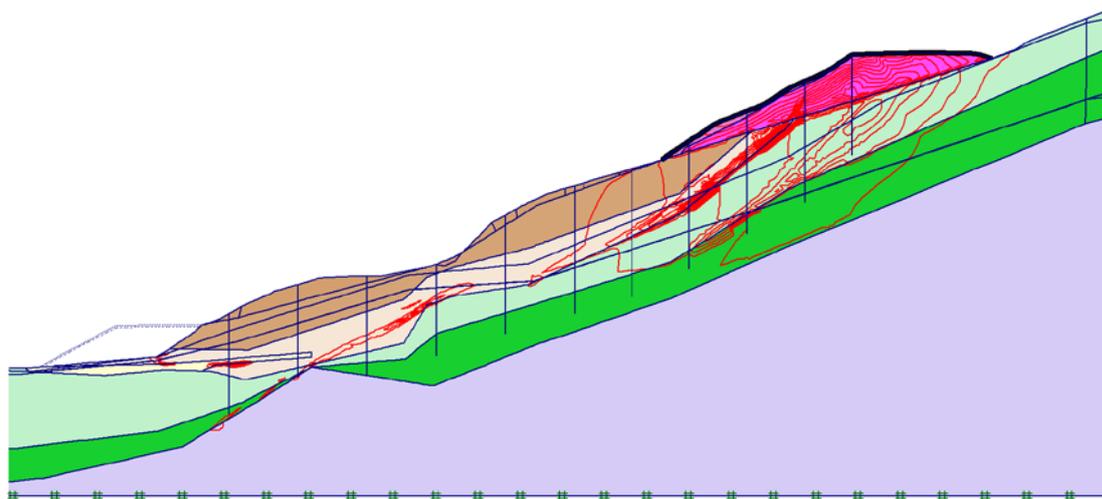


Figura 6.8 – Fase 2 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes causadas pela ativação do aterro da rodovia.

FASE 3 – Ativação da Berma de Enrocamento

Nesta etapa de cálculo, foi simulada a construção da berma de enrocamento no pé do talude. A Figura 6.9 apresenta as tensões cisalhantes relativas, que pouco mudaram em relação à fase anterior, e a Figura 6.10 os pontos plastificados.

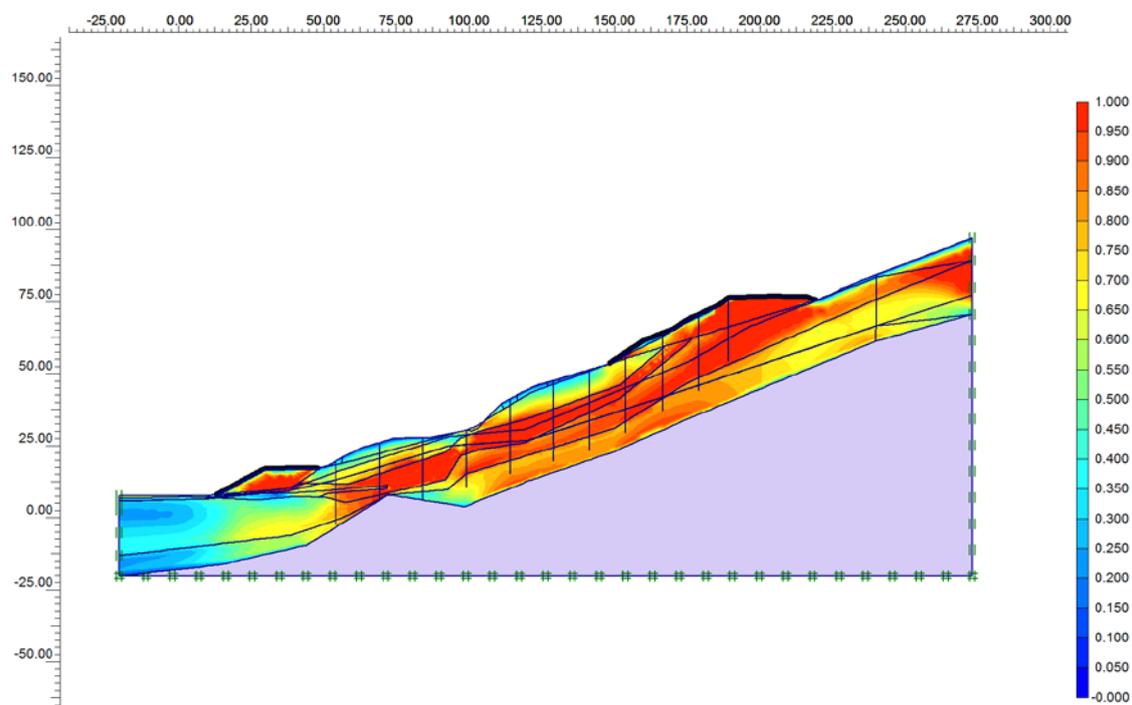


Figura 6.9 – Fase 3 – Tensões cisalhantes relativas

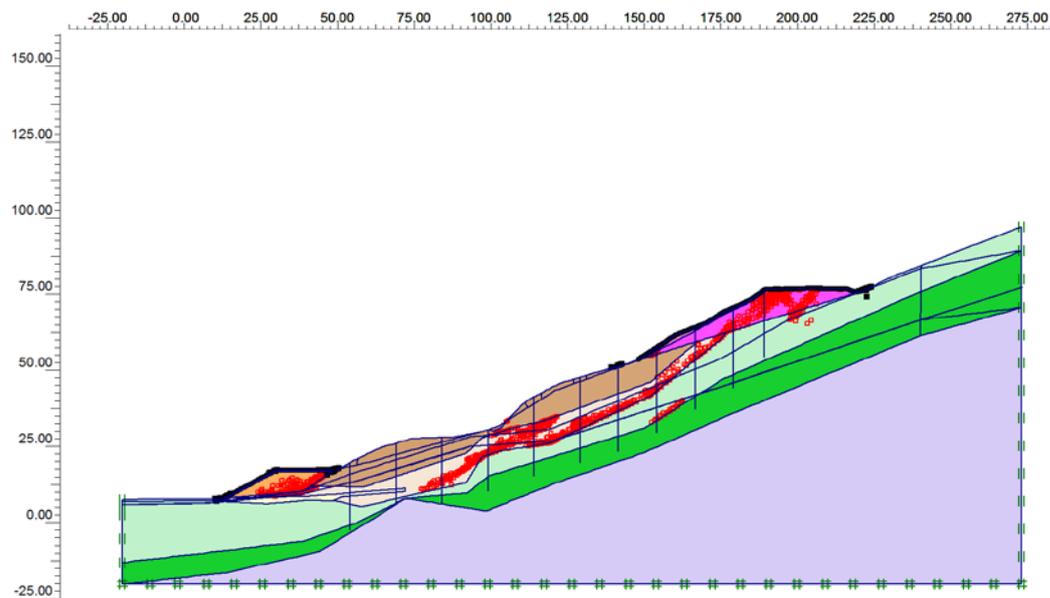


Figura 6.10 – Fase 3 – Pontos Plastificados (em vermelho)

A seguir são apresentados os deslocamentos causados pela berma (Figura 6.11) e os deslocamentos acumulados até esta etapa (Figura 6.12).

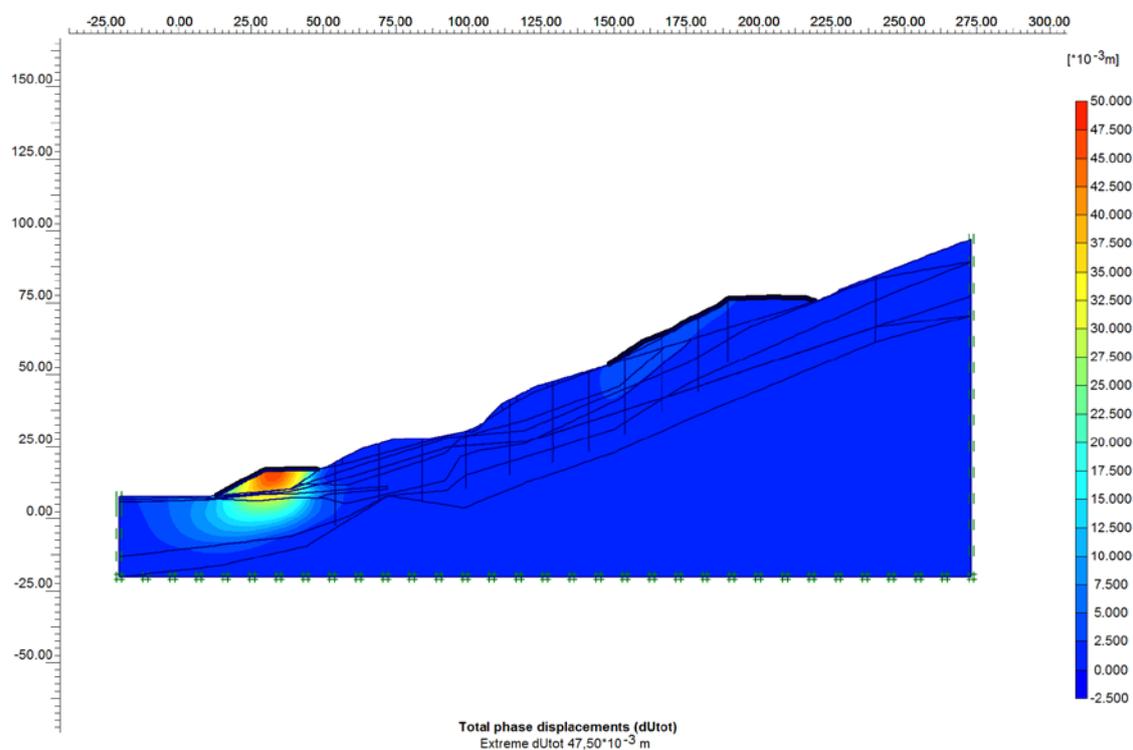


Figura 6.11 – Fase 3 - Deslocamentos causados pela ativação da berma de enrocamento.

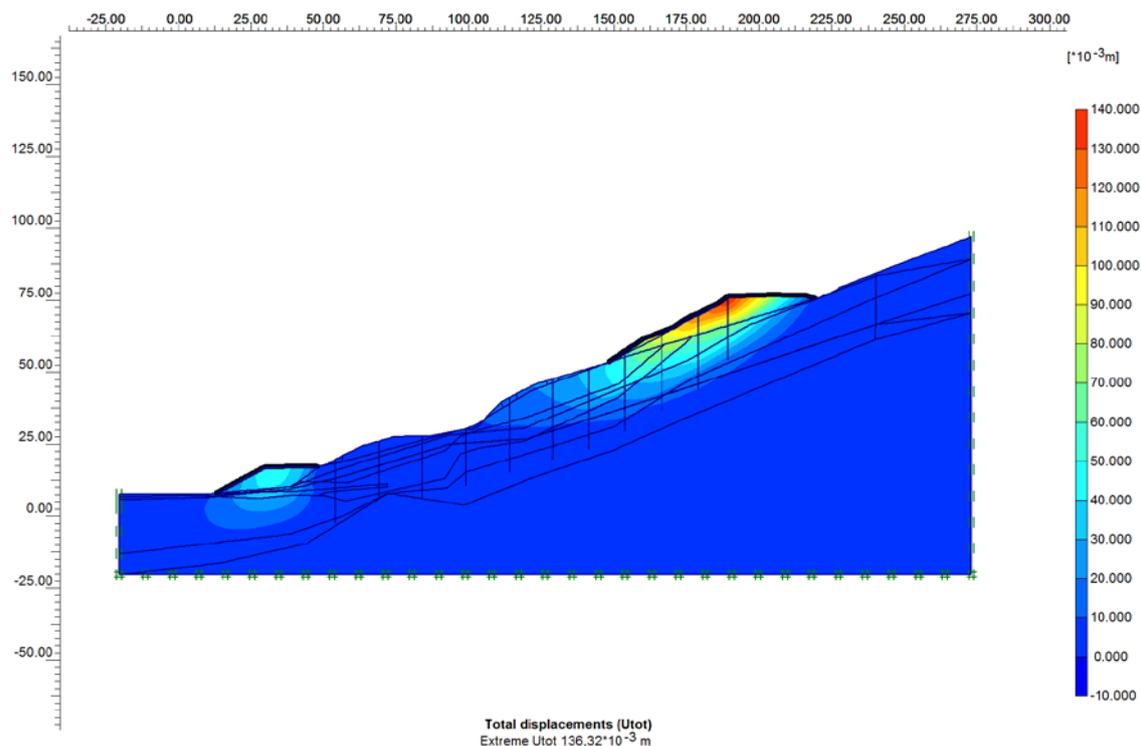


Figura 6.12 – Fase 3 - Deslocamentos acumulados.

As Figuras 6.13 e 6.14 apresentam as deformações cisalhantes equivalentes acumuladas, que sofreram um aumento próximo à região da berma.

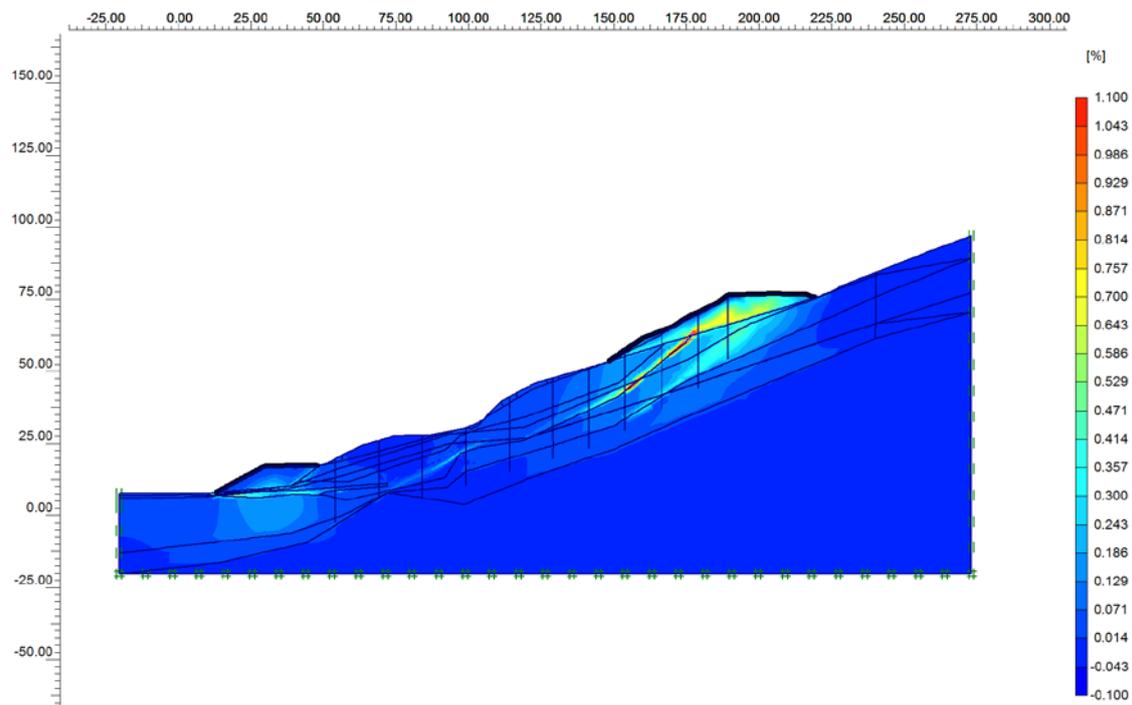


Figura 6.13 – Fase 3 - Deformações cisalhantes equivalentes acumuladas.

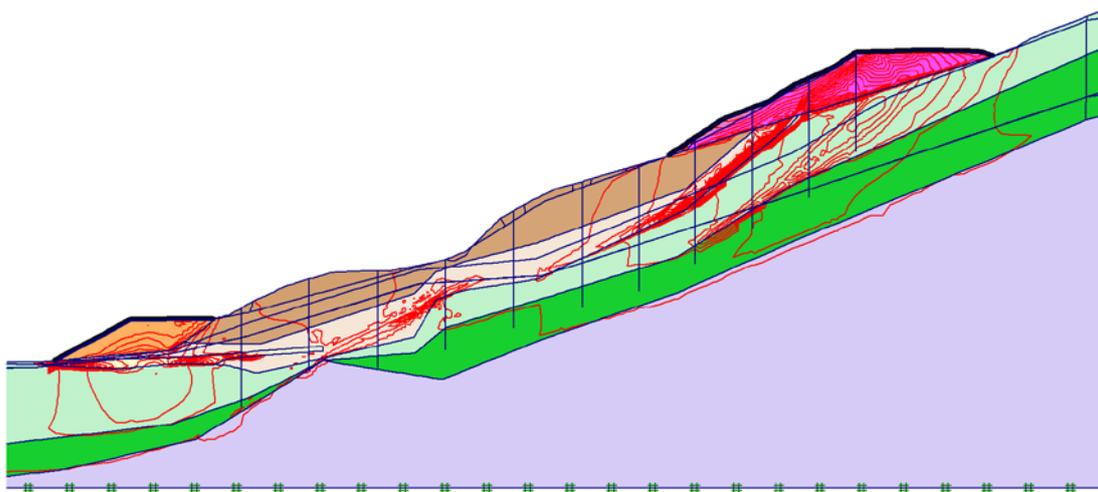


Figura 6.14 – Fase 3 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes acumuladas.

FASE 4 – Elevação do Nível D'água

Nas fases anteriores, o nível d'água considerado foi o mínimo. Nesta fase, o nível foi elevado ao máximo indicado pelos indicadores de nível d'água.

Antes de se iniciar a análise dos resultados, deve ser aberto um parênteses sobre a modelagem: ao realizar as análises com os parâmetros de resistência obtidos pelo estudo anterior, verificou-se que na atual fase de cálculo a modelagem não convergia, ou seja, indicava a ruptura do talude. De fato, sabe-se que a encosta está sob processo de rastejo e que a subida do nível d'água causa aumento da velocidade. Entretanto, desta forma é impossível prosseguir na simulação. Por isto, para permitir o prosseguimento da análise, procedeu-se ao aumento gradual do ângulo de atrito da camada de silte arenoso 3, que inicialmente era de 27° até que fosse possível a convergência. Esta se deu para o ângulo de 30° .

A Figura 6.15 apresenta os deslocamentos gerados pela subida do nível freático. As setas representam, de forma esquemática, a resultante dos vetores deslocamento nas regiões.

Analisando os vetores, pode-se concluir que há uma tendência de formação de duas superfícies de ruptura devido à contribuição da elevação do nível d'água. Uma delas percorre o solo silte arenoso 3 e termina no pé do talude, e a outra passa pelo solo residual, mas não chega ao nível do terreno.

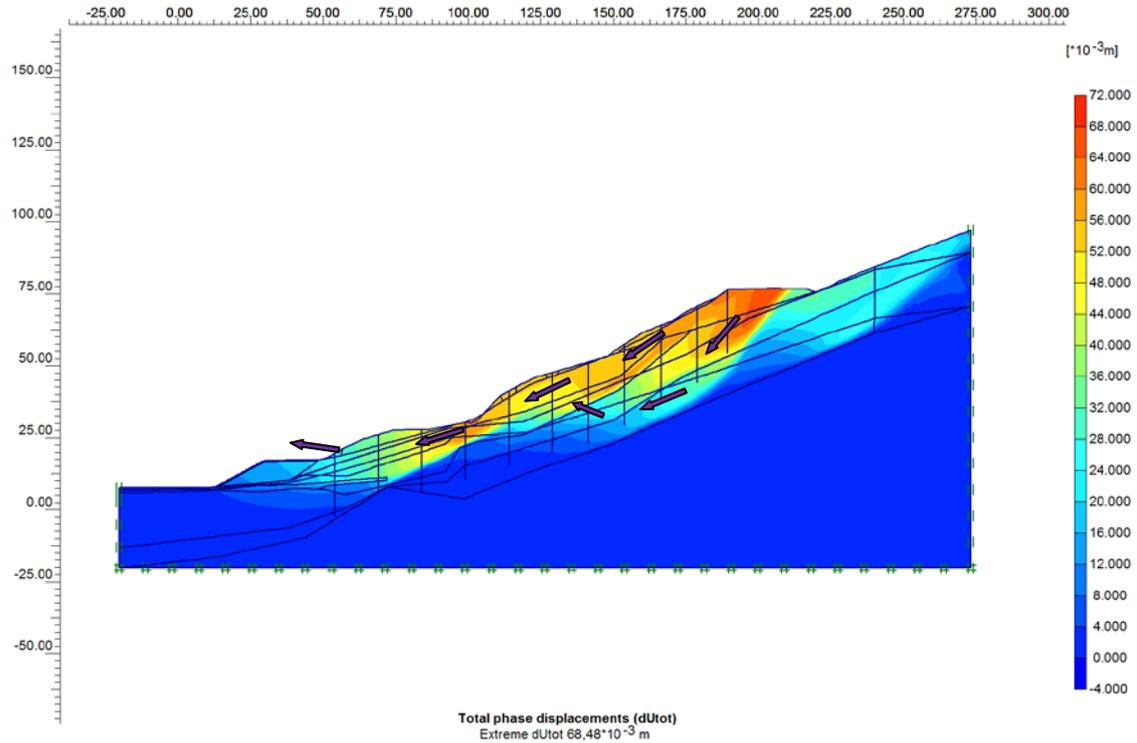


Figura 6.15 – Fase 4 - Deslocamentos causados pela elevação do nível freático.

A Figura 6.16 apresenta os deslocamentos acumulados até a fase atual.

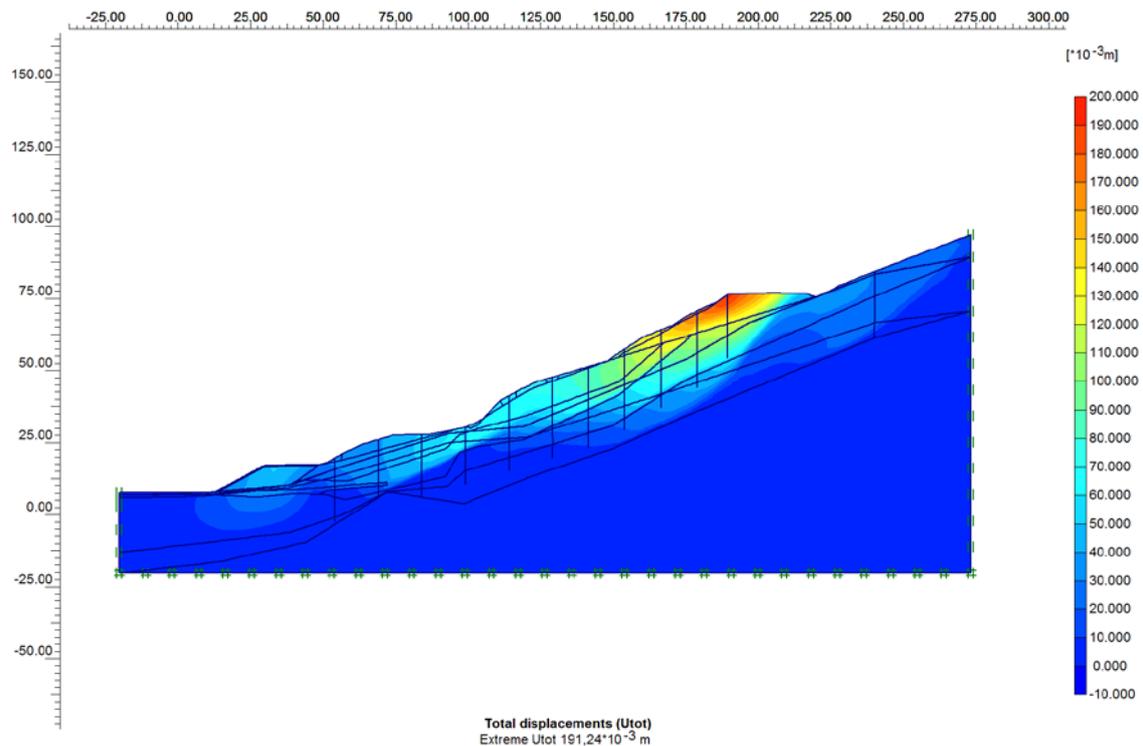


Figura 6.16 – Fase 4 - Deslocamentos acumulados.

Nas Figuras 6.17 e 6.18 é possível visualizar as deformações cisalhantes equivalentes acumuladas até a fase atual. Observa-se nitidamente que essas deformações reforçam o que foi concluído na Figuras 6.15 quanto à formação de duas superfícies potenciais de ruptura, com a principal delas na camada de silte arenoso 3.

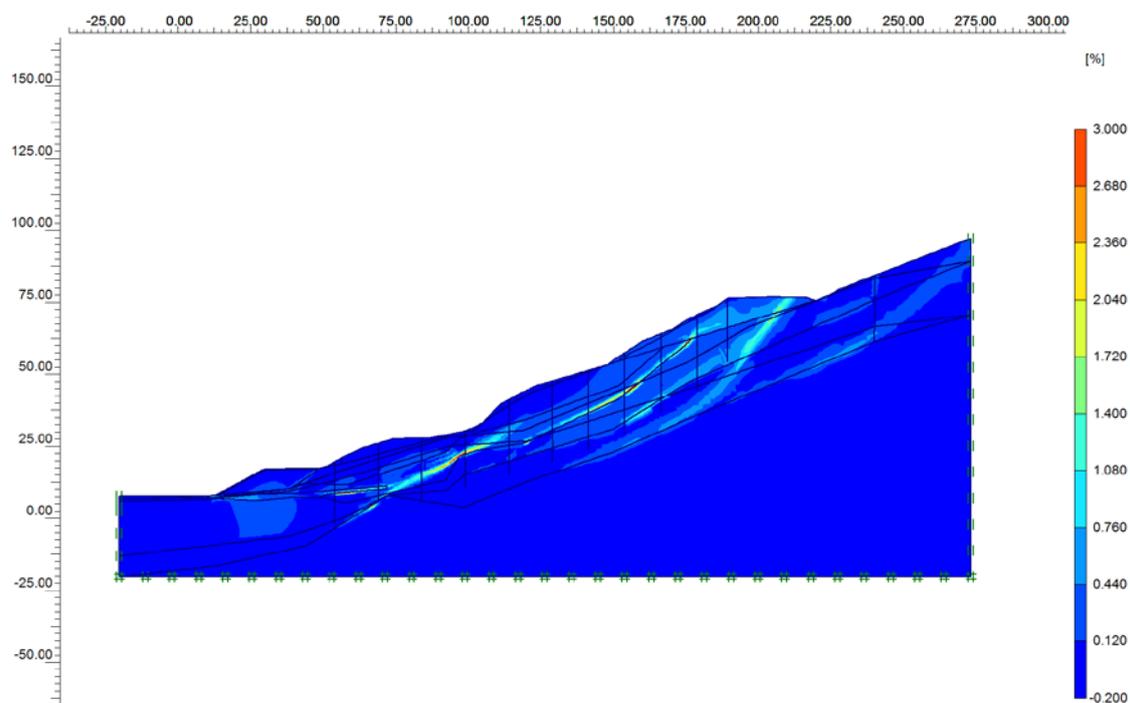


Figura 6.17 – Fase 4 - Deformações cisalhantes equivalentes acumuladas.

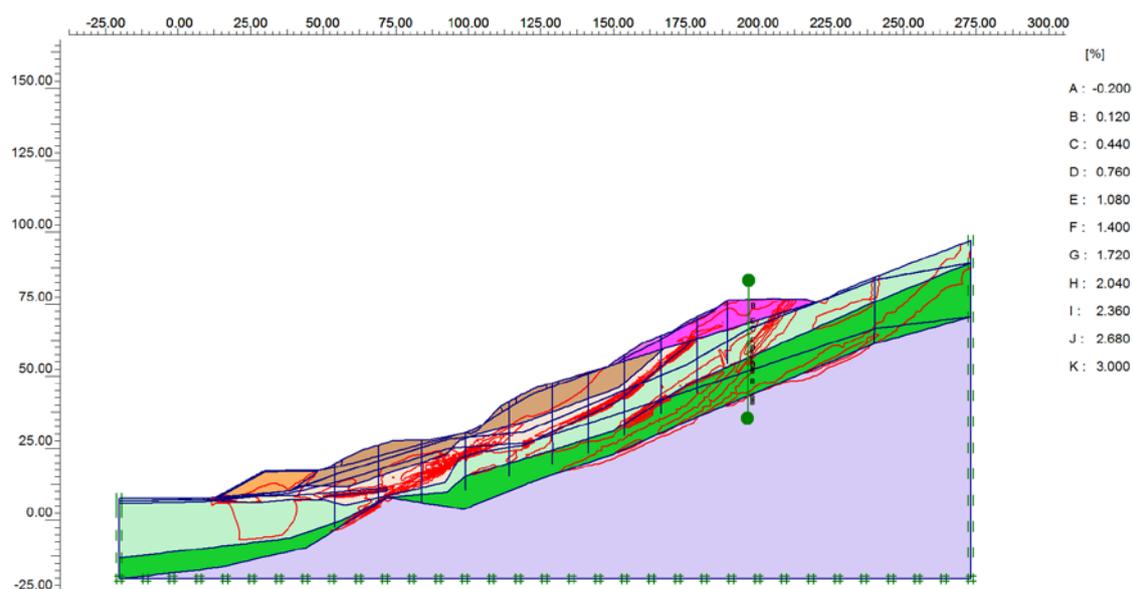


Figura 6.18 – Fase 4 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes acumuladas.

FASE 5 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 4

Depois de gerar as tensões iniciais, aplicar os carregamentos da pista e da berma, e elevar o nível d'água, esta fase se caracteriza por aplicar o método de redução de parâmetros para estimar o fator de segurança do talude nesta configuração.

Conforme já explicado, daqui em diante, os deslocamentos calculados serão os correspondentes ao último *step* de cálculo do método. Logo, seus respectivos valores absolutos não tem nenhum significado físico, porém os valores dos deslocamentos relativos entre diferentes pontos permitem estimar a geometria da ruptura..

A Figura 6.19 apresenta o resultado dos deslocamentos na situação de ruptura. O fator de segurança foi estimado em 1,12 para um ângulo de atrito de 30° na camada de silte arenoso 3. A superfície potencial de ruptura está muito bem definida.

Nesta mesma situação, mas com um ângulo de atrito de 27° , o fator de segurança calculado pelo método do equilíbrio limite (Item 4.3) foi de 1,11, o que indica que as duas análises apresentam boa concordância.

Além disso, a marcante diferença de cores na Figura 6.19 permite inferir a geometria da superfície potencial de ruptura. Esta geometria é praticamente idêntica à superfície indicada em campo pelos inclinômetros.

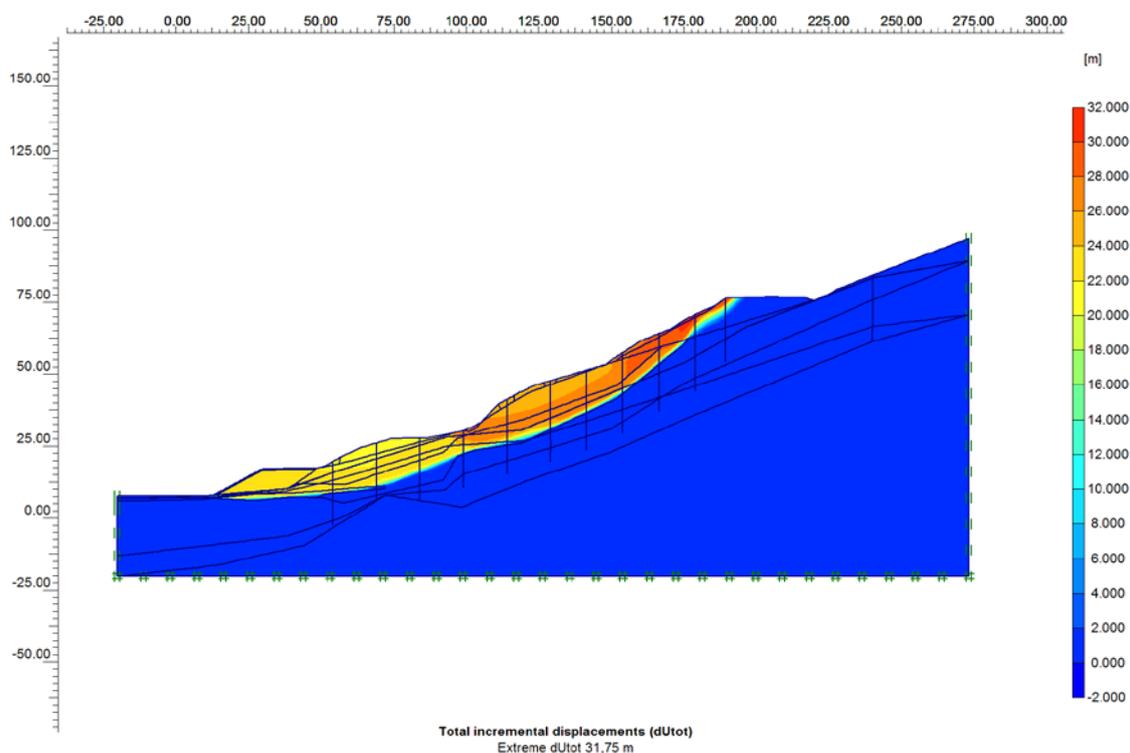


Figura 6.19 – Fase 5 - Deslocamentos na ruptura - FS=1,12

A Figura 6.20 representa os vetores deslocamentos.

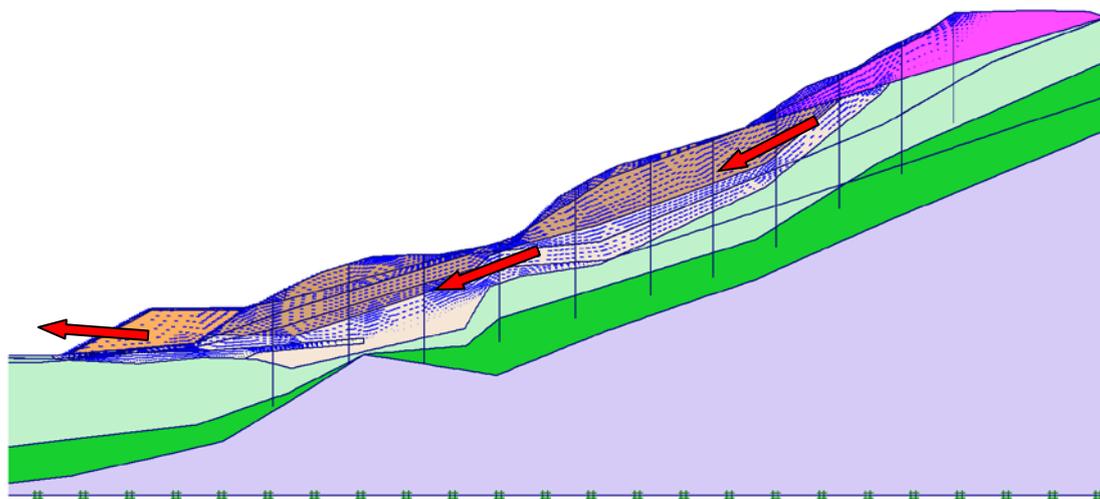


Figura 6.20 – Fase 5 - Vetores deslocamentos na ruptura.

Outra maneira de se visualizar a superfície de ruptura é apresentada nas Figuras 6.21 e 6.22. Nelas, são mostradas as deformações cisalhantes equivalentes e as linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes, na ruptura, respectivamente.

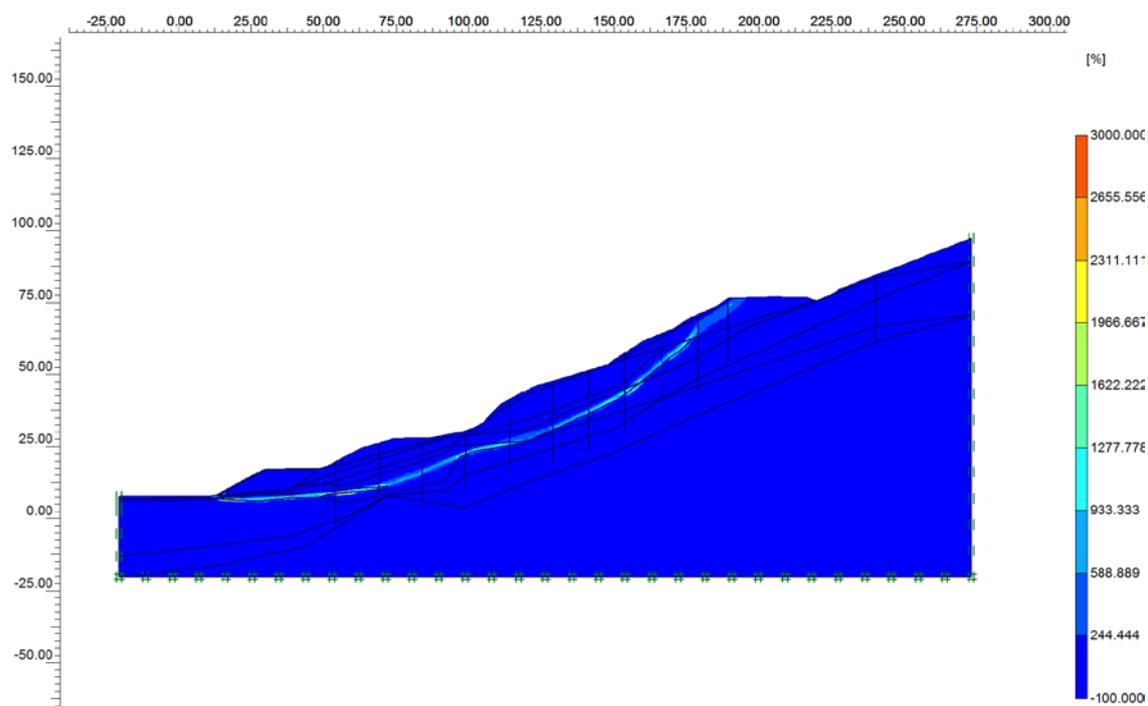


Figura 6.21 – Fase 5 - Deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

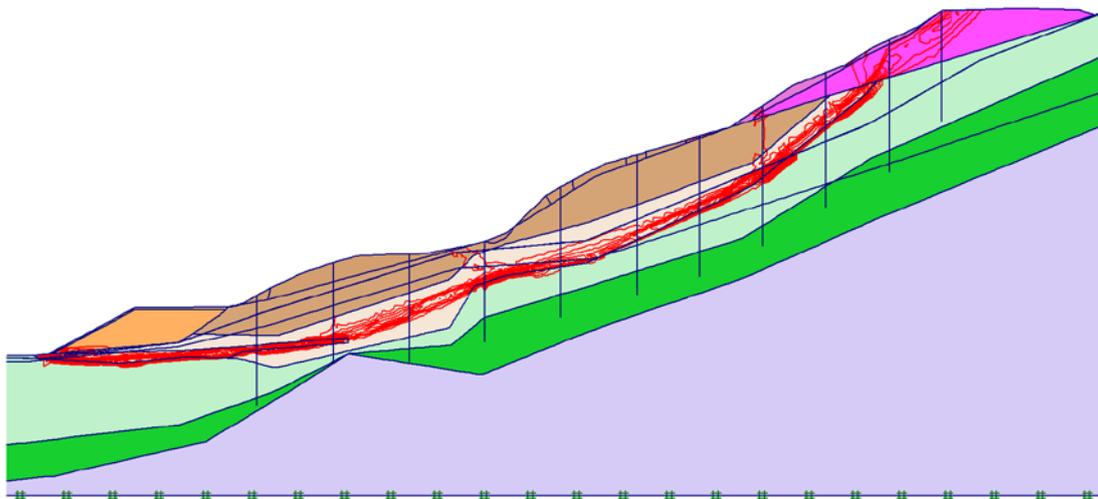


Figura 6.22 – Fase 5 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

Com o objetivo de comparar as deformações geradas pelo modelo com o que os inclinômetros indicaram em campo, foi adotado o seguinte critério: são excluídas da visualização as deformações cisalhantes equivalentes inferiores a 10% do máximo, lembrando que os números absolutos não fazem sentido, mas os relativos sim. A Figura 6.23 apresenta a banda cisalhada estimada a partir dessa metodologia.

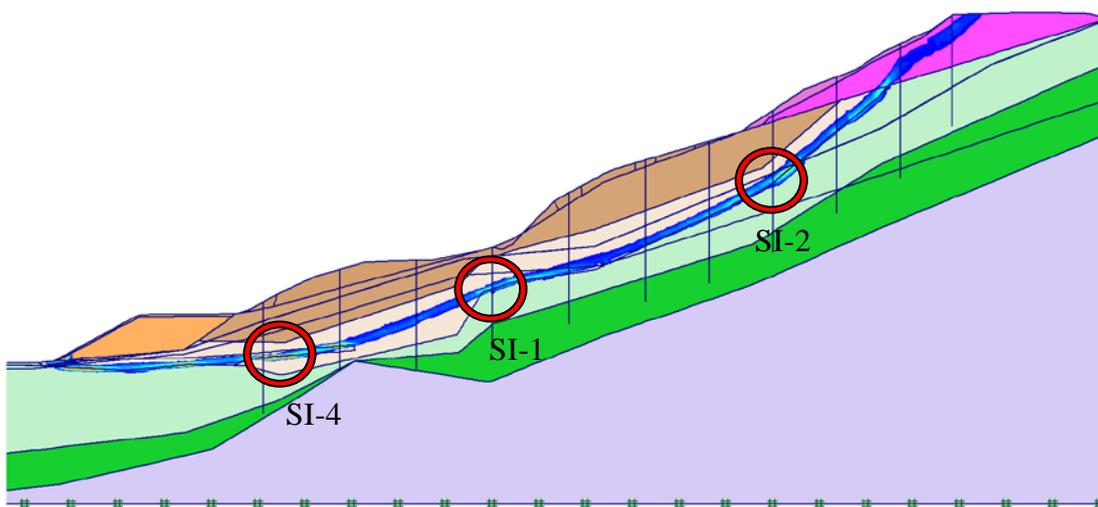


Figura 6.23 – Fase 5 - Banda cisalhada estimada.

Na posição referente ao inclinômetro SI-4, a banda cisalhada estimada pelo método dos elementos finitos tem espessura de aproximadamente 2,0m ao passo que o inclinômetro mediu 3,0m. Na região do SI-1 foi estimada uma banda cisalhada de 2,0m enquanto que o inclinômetro mediu 4,5m. E na região do SI-2, foi estimado 2,6m através da análise numérica, e medido 2,5m pelo inclinômetro.

Na análise por equilíbrio limite, um dos critérios da montagem do perfil geotécnico foi a avaliação dos resultados dos inclinômetros, que resultou na criação da camada de silte arenoso 3 (com espessura até maior do que o indicado pelos inclinômetros) considerado com coesão nula devido aos movimentos de rastejo. Ao analisar as respostas do MEF, considerou-se que o modelo representou de forma muito satisfatória a formação da superfície de ruptura, indicando maiores deformações cisalhantes equivalentes na camada de silte arenoso 3, com posição e valores razoavelmente próximos aos medidos pelos inclinômetros SI-4, SI-1 e SI-2.

Nas fases subseqüentes, serão apresentados os resultados das simulações incluindo as estacas nas análises de estabilidade, avaliando o seu comportamento e o aumento do fator de segurança do talude em relação à fase atual. Ressalta-se que todas as fases seguintes iniciam a partir da FASE 3.

FASE 7 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 6 – FS = 1,15

Nesta fase, é inserida uma linha de estacas justapostas com diâmetro de 1,0m, comprimento de 22m e momento resistente de 850 kN.m/m. A linha de estacas está posicionada próximo à berma de enrocamento. O fator de segurança será estimado pela técnica de redução de parâmetros.

Com a inserção das estacas, a superfície de ruptura inferida não passa mais pelo pé do talude - como se observa na Figura 6.24. Na Figura 6.25 visualizam-se os vetores deslocamento. O fator de segurança estimado da encosta aumentou para 1,15.

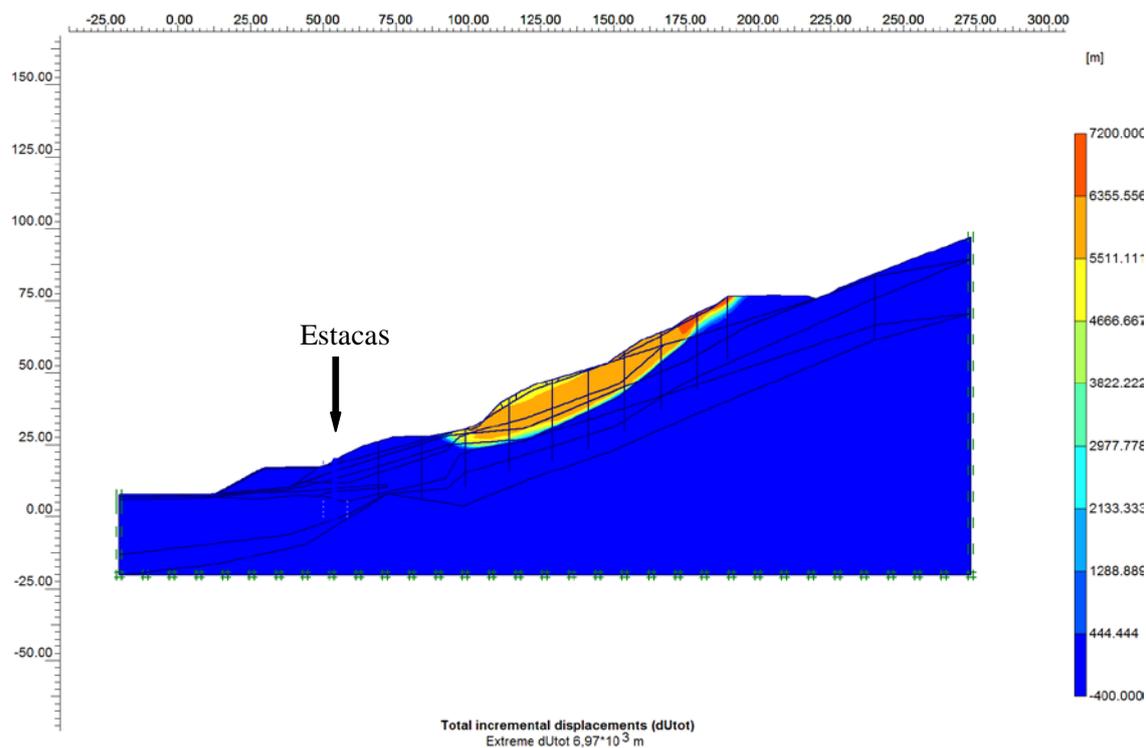


Figura 6.24 – Fase 7 - Deslocamentos na ruptura - FS = 1,15

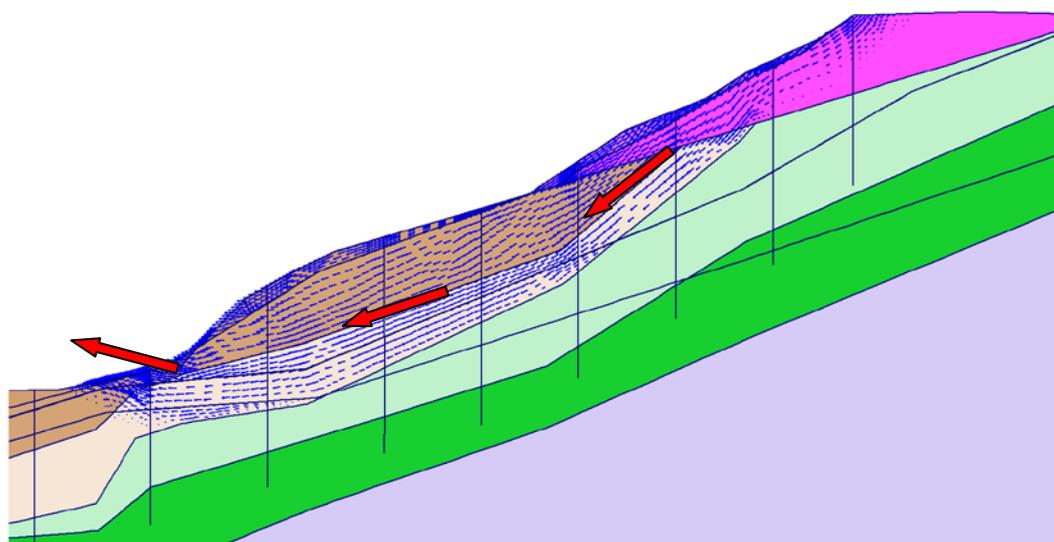


Figura 6.25 – Fase 7 - Vetores deslocamento na ruptura.

Ao se analisar os diagramas de deslocamento e esforços das estacas na ruptura (Figura 6.26), verifica-se que elas entraram em carga. Os deslocamentos indicam que as estacas estão bem engastadas no solo residual e apresentam duas rótulas plásticas, nas cotas 12,0m e 6,0m, aproximadamente, que coincide com a região de maiores deformações cisalhantes equivalentes da FASE 5. Isto indica que a resistência das

estacas é muito baixa se comparada a movimentação de toda a massa de solo indicada na FASE 5. Além disto, isto não é eficaz para aumentar o fator de segurança da encosta, porque a superfície de ruptura encontra outro caminho, saindo por volta da cota 28,0m.

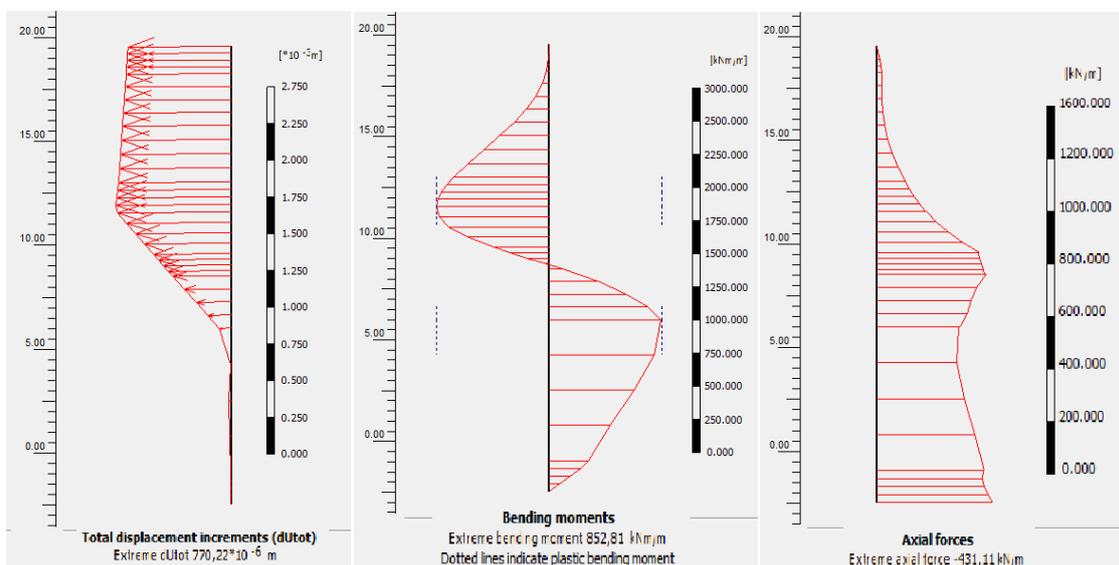


Figura 6.26 - Fase 7 - Resultados das Estacas Justapostas

As Figuras 6.27 e 6.28 apresentam as deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, mostrando claramente a superfície potencial de ruptura.

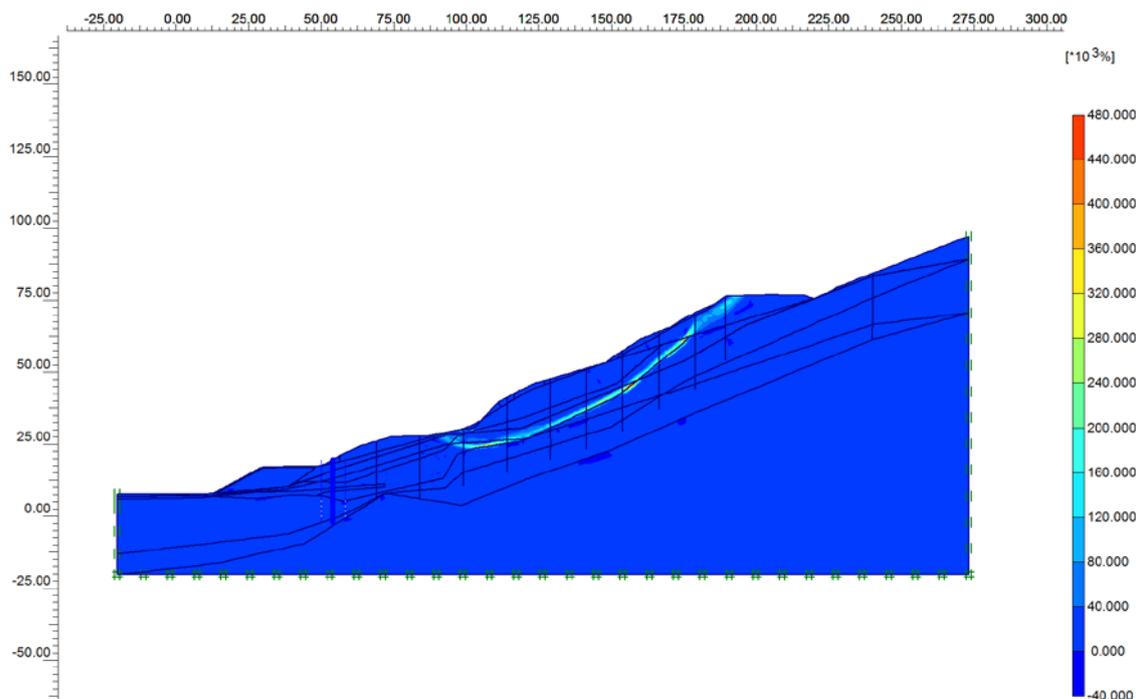


Figura 6.27 – Fase 7 - Deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

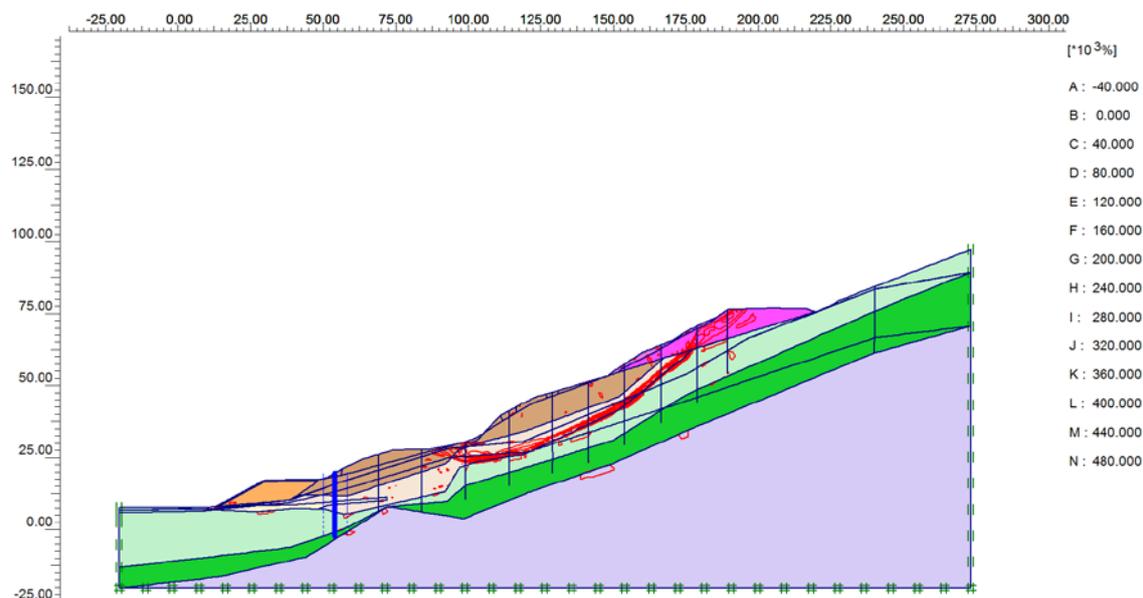


Figura 6.28 – Fase 7 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

FASE 9 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 8 – FS = 1,15

Para se avaliar melhor o que ocorreu na FASE 7, nesta fase optou-se por apenas aumentar a armadura das estacas, passando os momentos resistentes para 2440 kN.m/m. Todos os outros parâmetros das estacas justapostas foram mantidos.

Na análise dos deslocamentos na ruptura, verificou-se que as saídas foram praticamente iguais as da FASE 7 (não sendo necessário repetir as imagens). A superfície potencial de ruptura ficou idêntica à anterior.

Os gráficos das estacas (Figura 6.29) mostram que a resistência não foi completamente esgotada e, portanto, os deslocamentos seguem uma linha mais suave, sem que surjam rótulas plásticas.

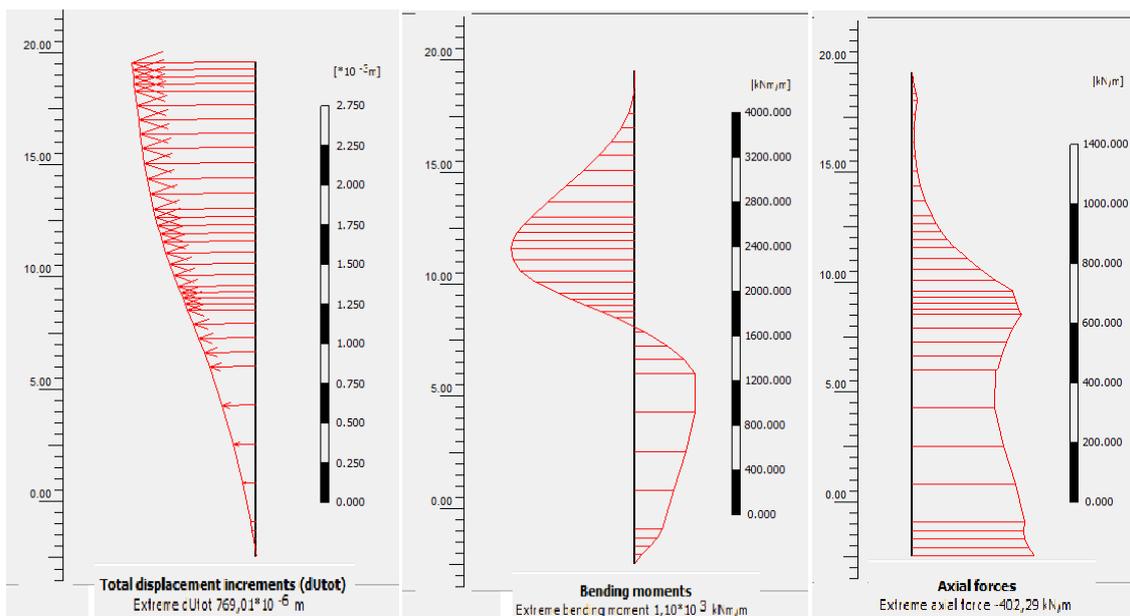


Figura 6.29 – Resultados das estacas justapostas

Conclui-se, nesta fase, que apenas o aumento de resistência das estacas próximo a berma de enrocamento não é eficiente no aumento do fator de segurança do talude como um todo, já que a região de saída da superfície de ruptura deslocou-se para montante.

FASE 11 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 10 – FS = 1,21

Como uma linha de estacas aumentou pouco o fator de segurança do talude, optou-se, nesta fase de cálculo, por acrescentar mais uma linha de estacas justapostas 60m à direita da primeira. As estacas das duas linhas possuem 1,0m de diâmetro e momento resistente de 850 kN.m/m. O comprimento da segunda linha de estacas é de 26m.

A Figura 6.30 apresenta os deslocamentos na ruptura com o fator de segurança de 1,21. Os maiores deslocamentos relativos continuam na parte superior do talude, porém também há deslocamentos na parte inferior. Na Figura 6.31 é possível visualizar os vetores deslocamentos, que mostram uma tendência da formação de duas superfícies de ruptura.

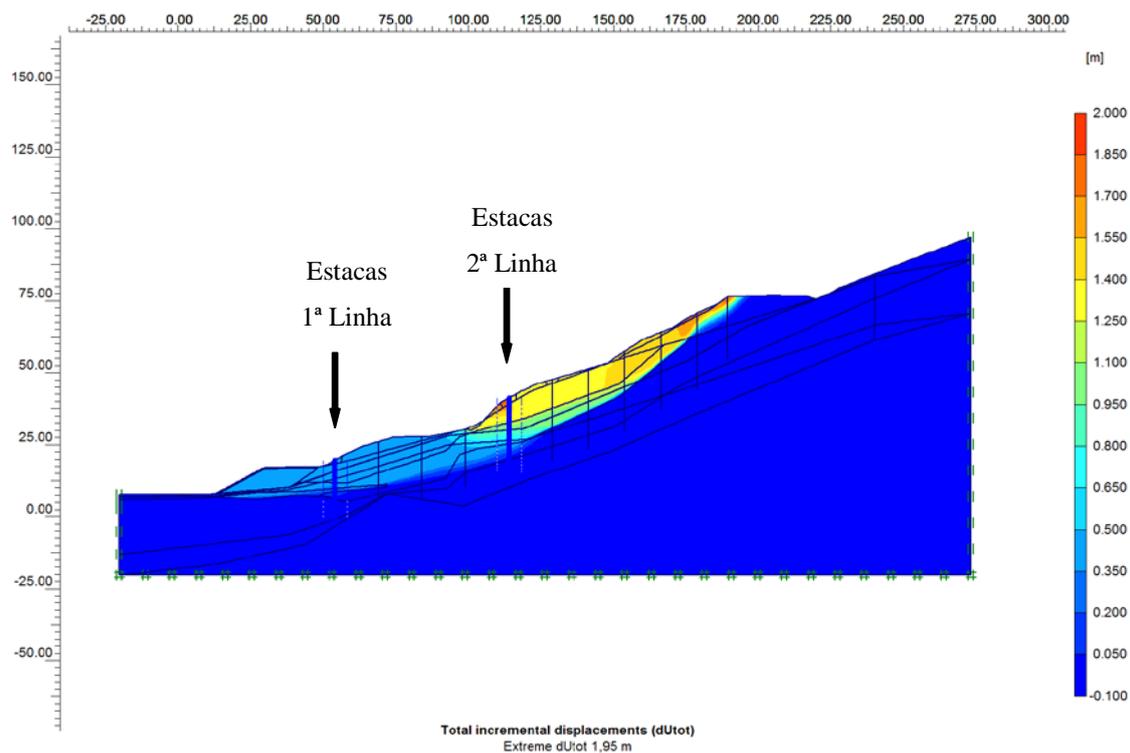


Figura 6.30 – Fase 11 - Deslocamentos na ruptura – FS – 1,21

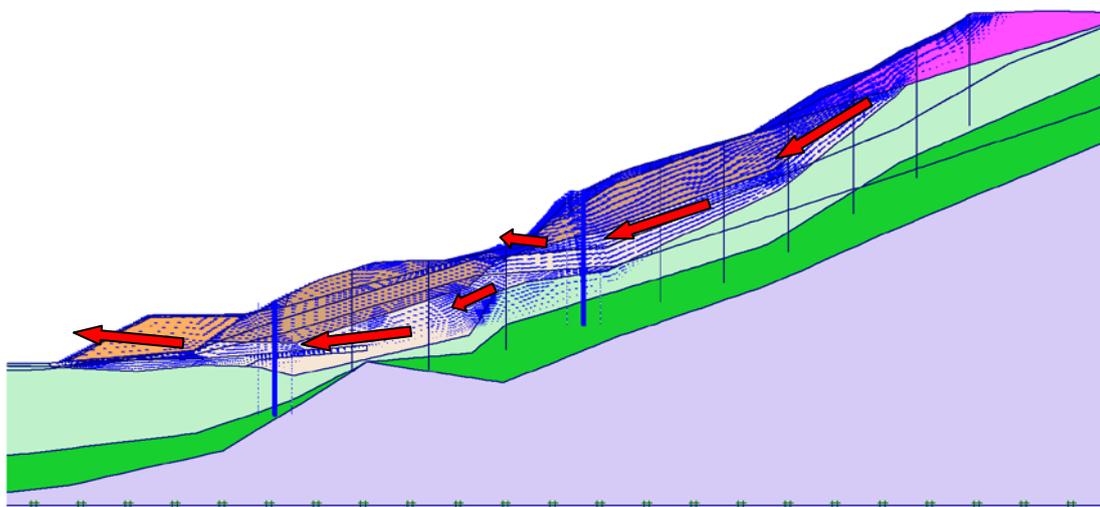


Figura 6.31 – Fase 11 - Vetores deslocamento na ruptura.

Como pode ser verificado nos resultados das estacas (Figuras 6.32 e 6.33), as duas linhas esgotaram sua capacidade máxima, plastificando em dois pontos. Analisando esses dados conjuntamente com os deslocamentos das estacas e comparando com os resultados das deformações cisalhantes, fica evidente a concordância da região plastificada das estacas com as regiões de maiores deformações cisalhantes.

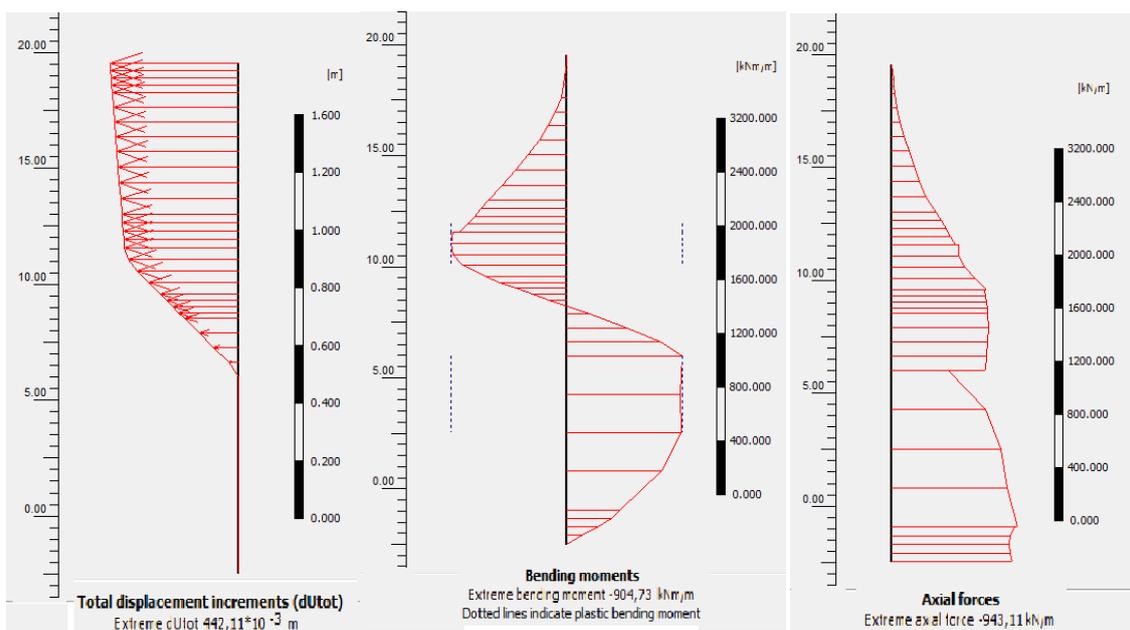


Figura 6.32 – Fase 11 - Resultados das Estacas Justapostas – 1ª linha

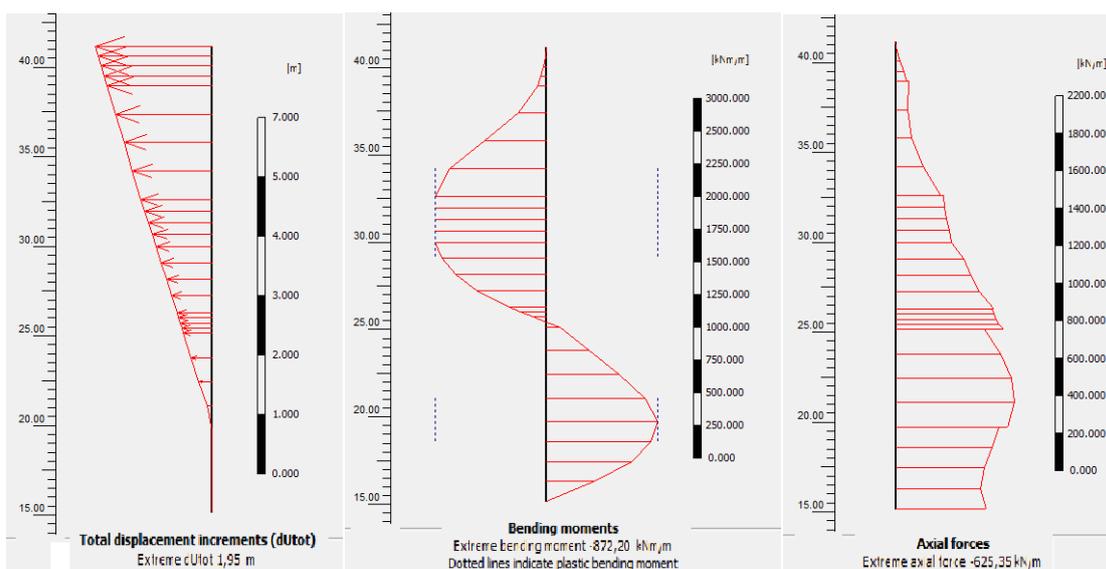


Figura 6.33 - Fase 11 - Resultados das Estacas Justapostas – 2ª linha

A formação das superfícies potenciais de ruptura citadas acima, podem ser visualizadas com maiores detalhes das Figuras 6.34 a 6.39, que mostram as deformações cisalhantes equivalentes na ruptura. É nítida a interrupção das deformações que as estacas causam nas superfícies potenciais de ruptura. Como consequência, as deformações cisalhantes equivalentes no contato solo-estaca aumentam significativamente até esgotar a resistência ao cisalhamento da interface. É possível visualizar deformações cisalhantes relativamente elevadas no contato solo-estaca.

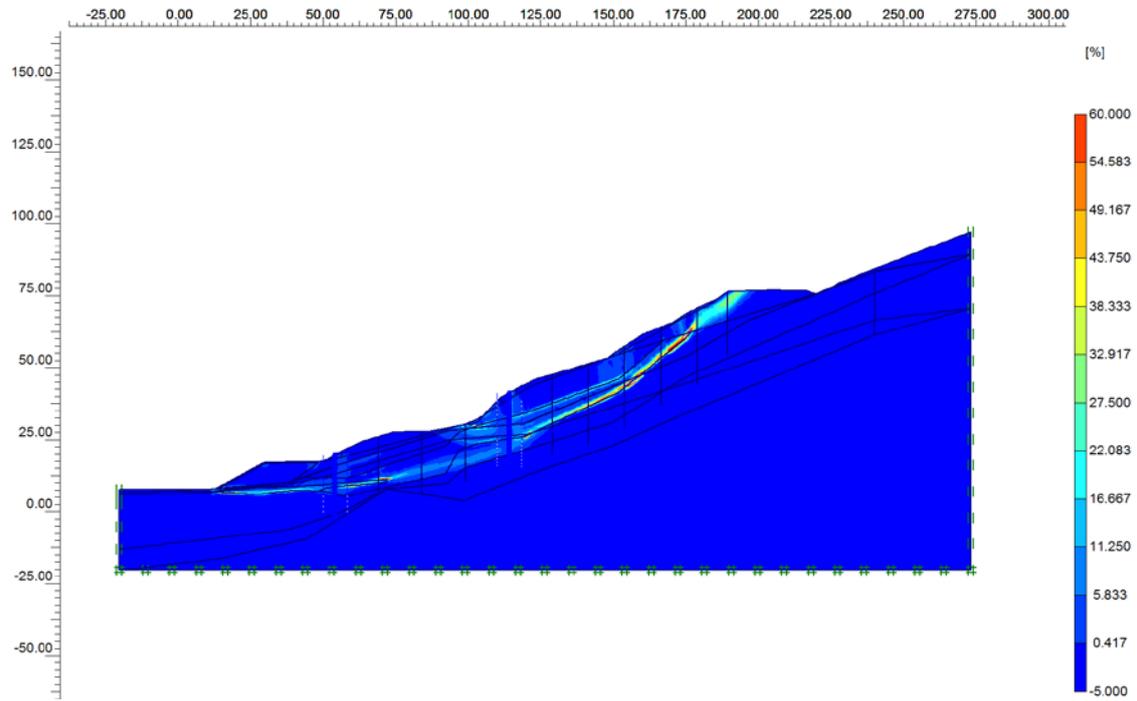


Figura 6.34 – Fase 11 - Deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

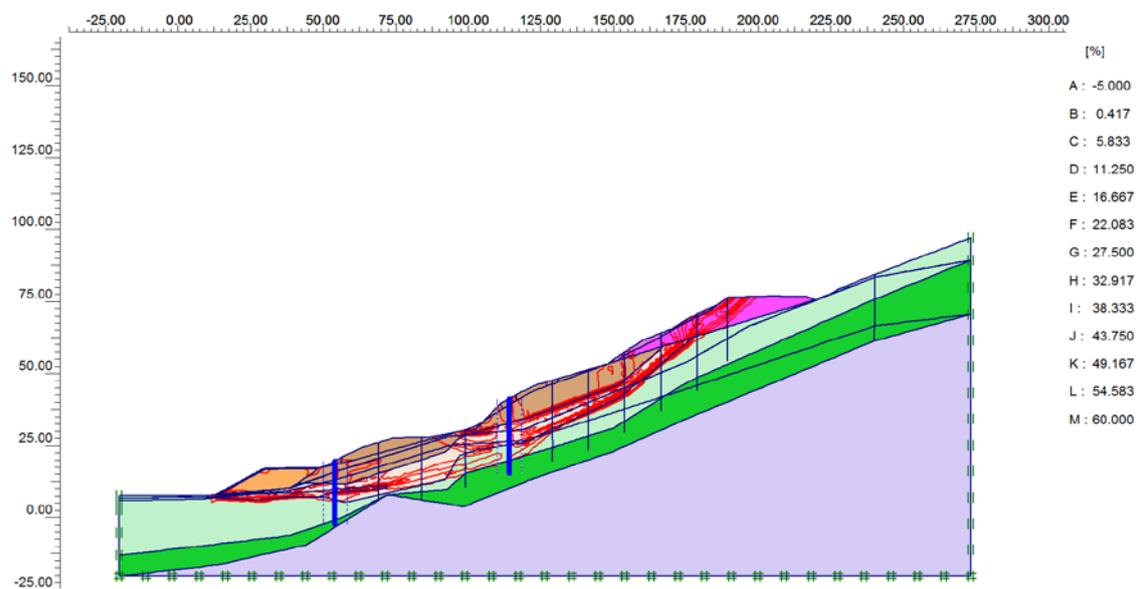


Figura 6.35 – Fase 11 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

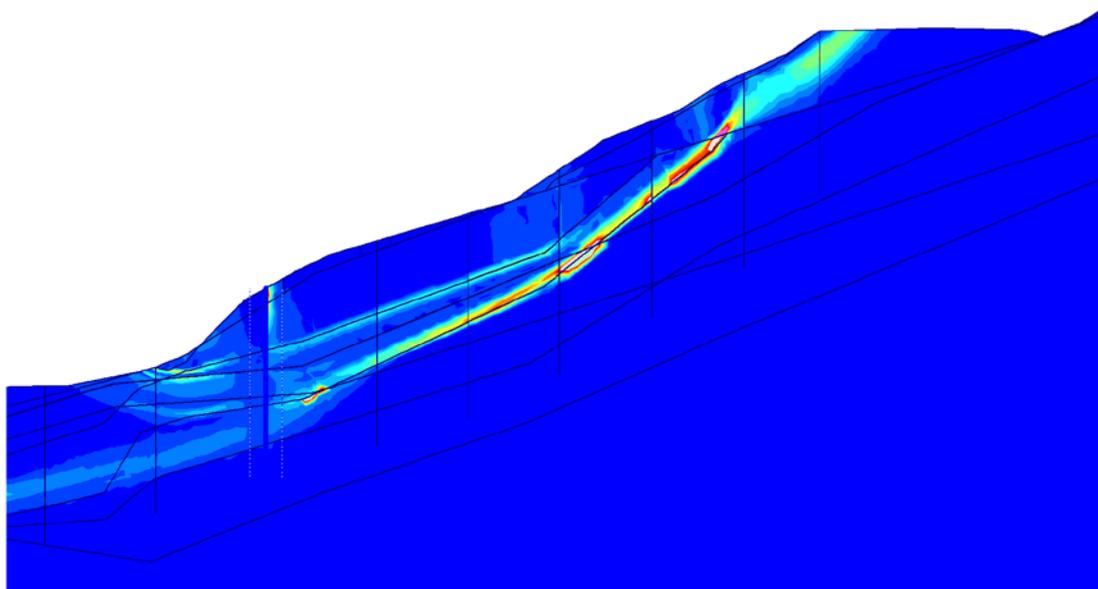


Figura 6.36 – Fase 11 - Detalhe das deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho superior do talude.

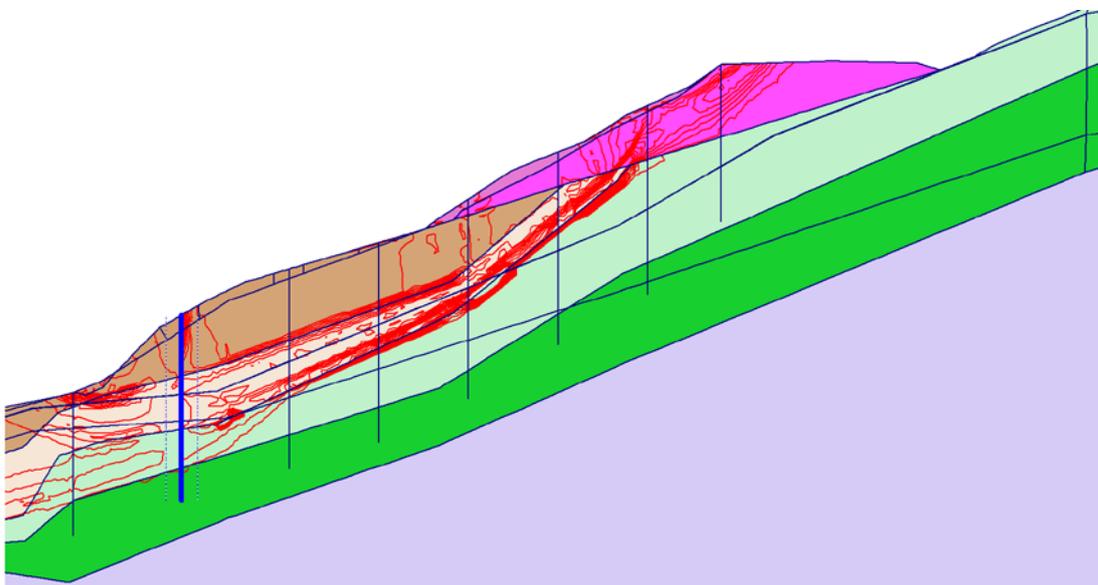


Figura 6.37 – Fase 11 - Detalhe das linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho superior do talude.

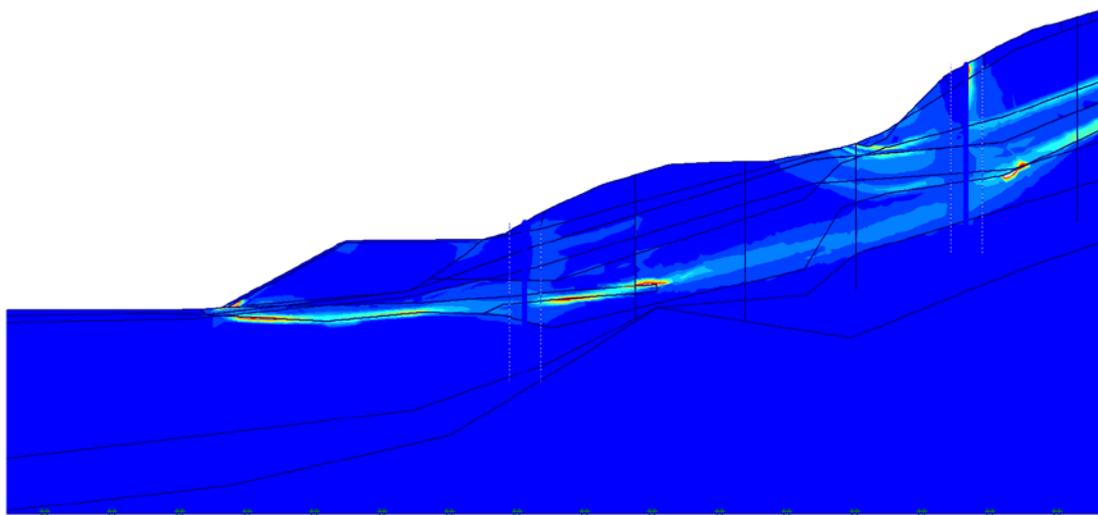


Figura 6.38 - Fase 11 - Detalhe das deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho inferior do talude.

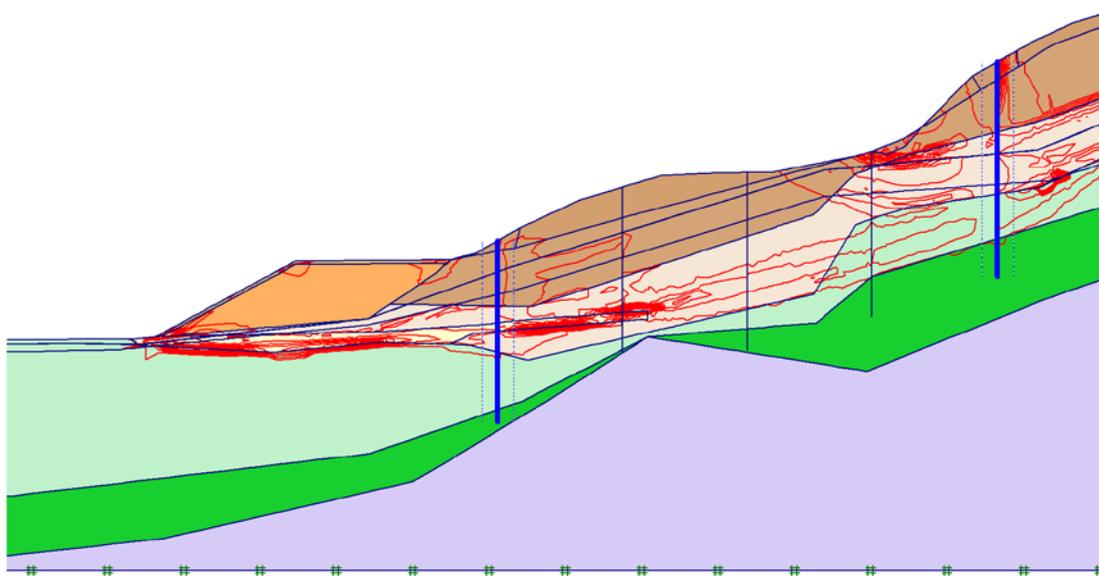


Figura 6.39 - Fase 11 - Detalhe das linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho inferior do talude.

FASE 13 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 12 = 1,28

Como na fase anterior as estacas atingiram a plastificação, nesta fase, optou-se por aumentar a resistência das duas linhas de estacas justapostas, aumentando suas dimensões e armaduras. As linhas agora possuem estacas justapostas de diâmetro 1,4m com momento resistente de 3750 kN.m/m.

As figuras dos deslocamentos e deformações cisalhantes equivalentes são apresentadas a seguir, mas os comportamentos são os mesmos que da FASE 11,

portanto não há nada a acrescentar nos aspectos geotécnicos. O fator de segurança estimado para esta situação foi de 1,28.

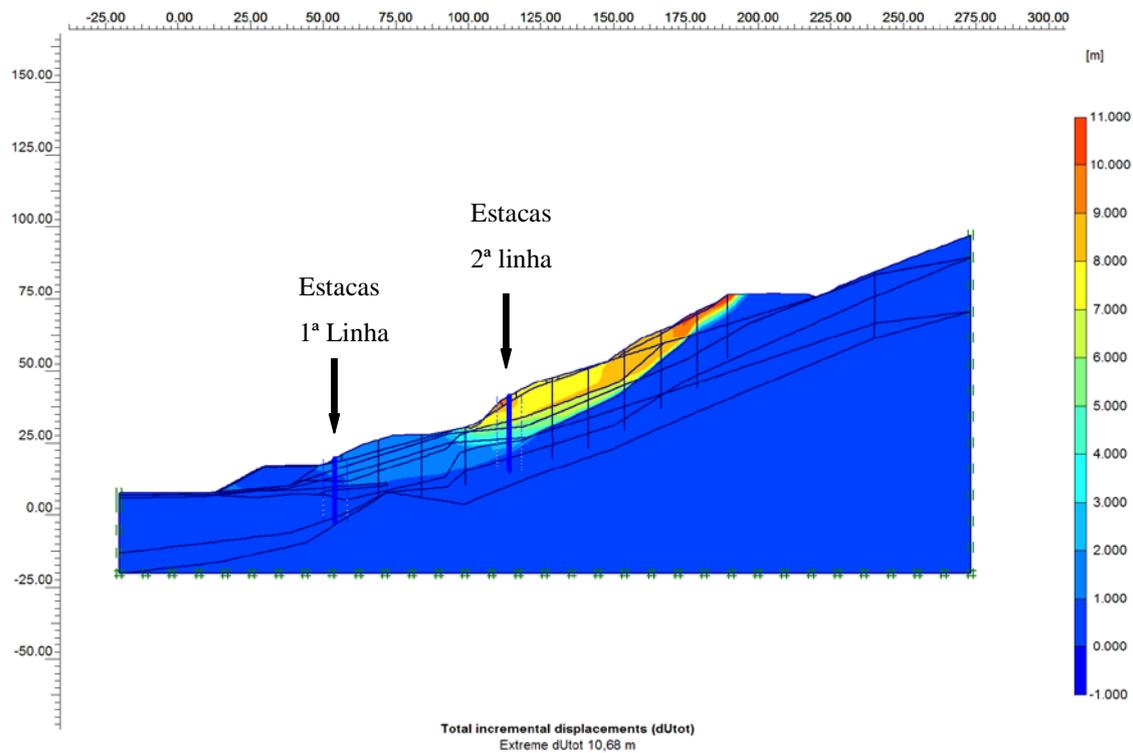


Figura 6.40 – Fase 13 - Deslocamentos na ruptura – FS – 1,28

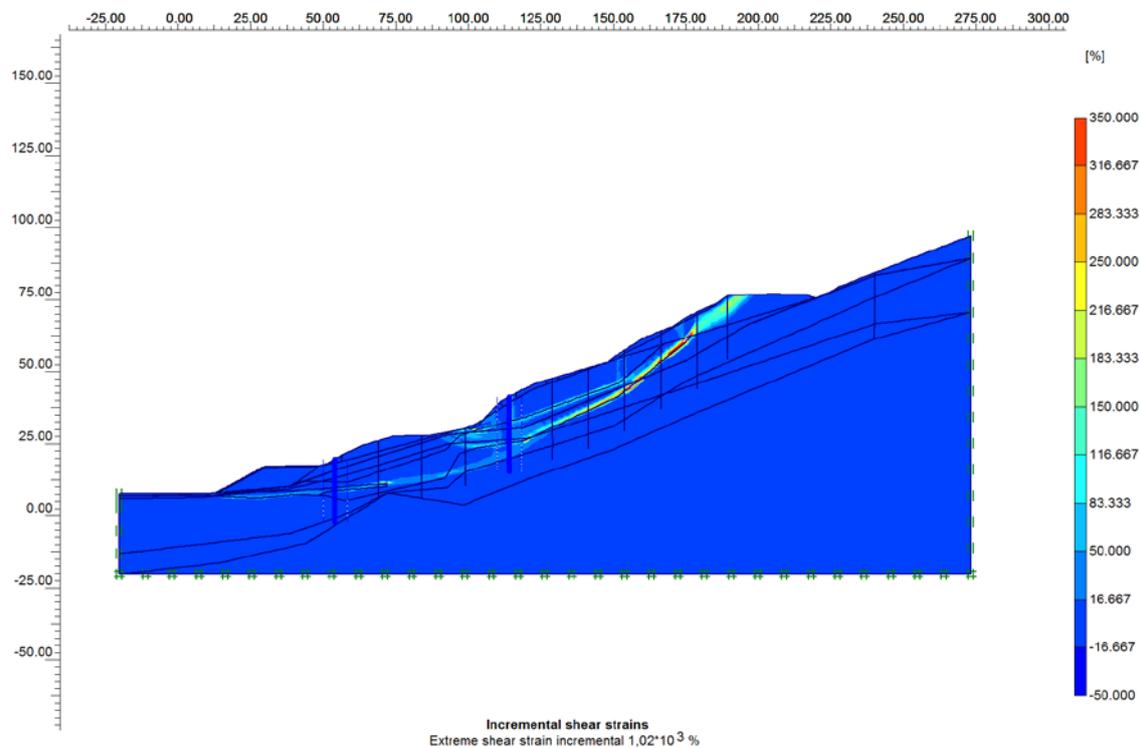


Figura 6.41– Fase 13 - Deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

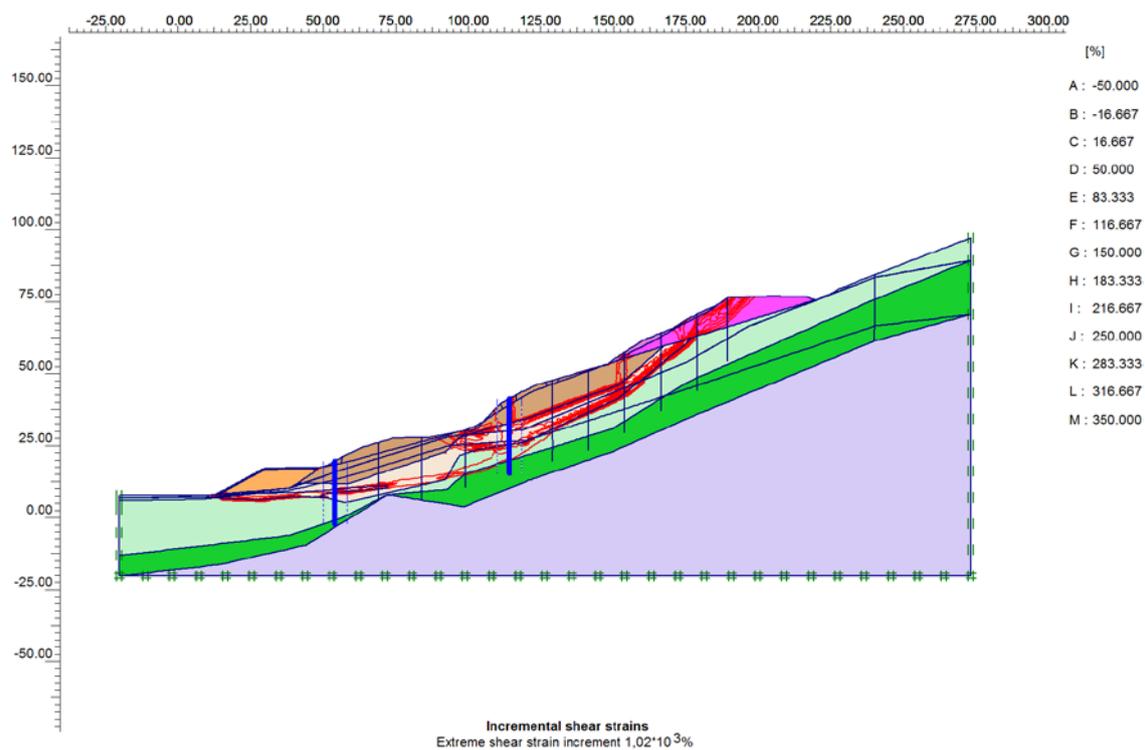


Figura 6.42 – Fase 13 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

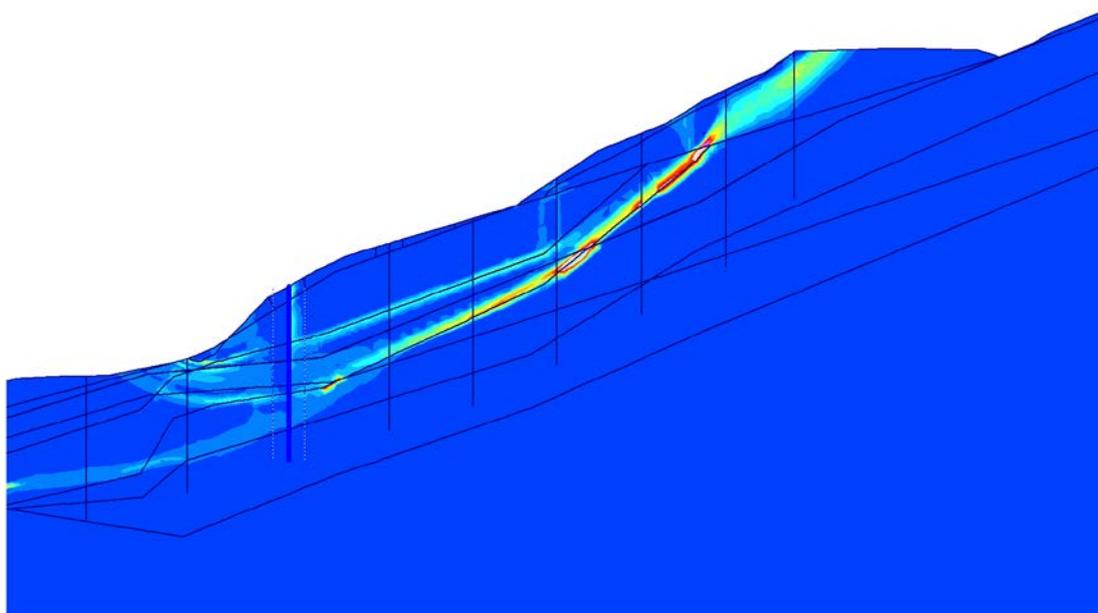


Figura 6.43 – Fase 13 - Detalhe das deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho superior do talude.

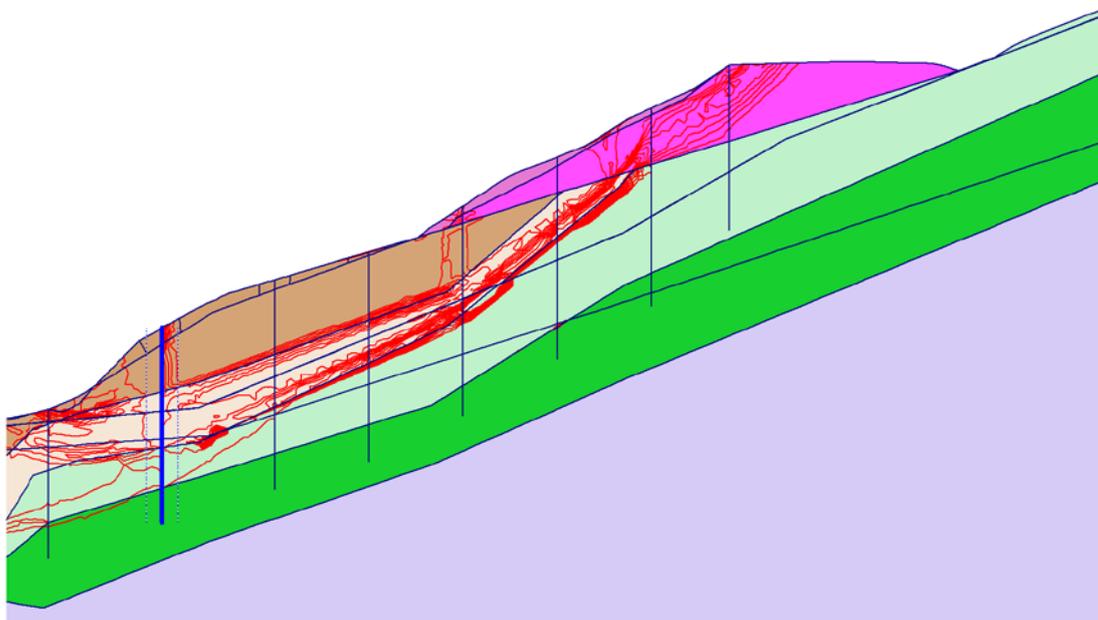


Figura 6.44 - Fase 13 - Detalhe das linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho superior do talude.

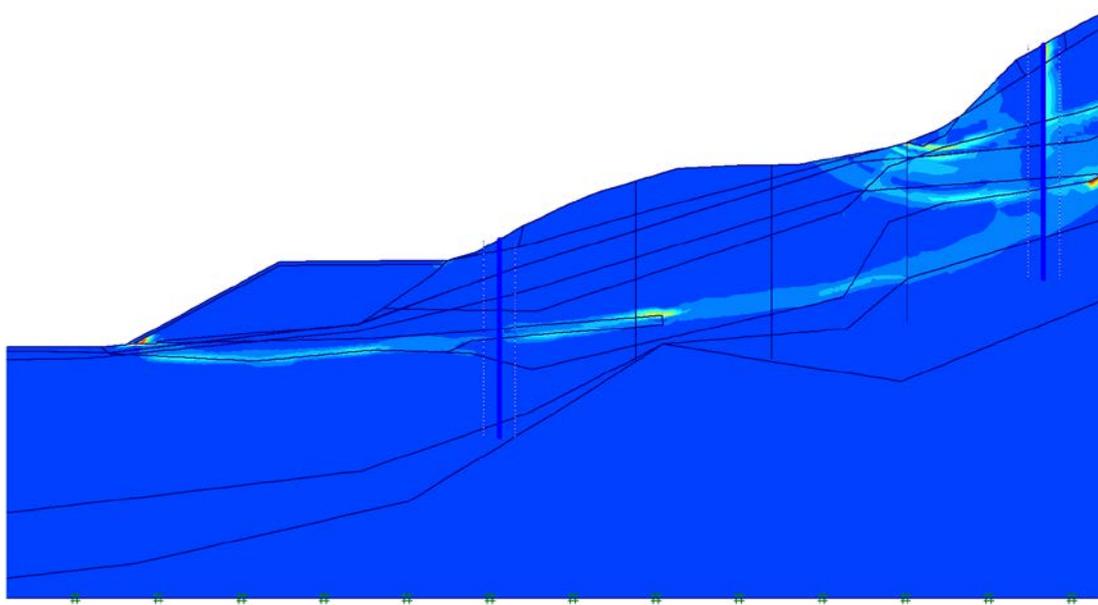


Figura 6.45 - Fase 13 - Detalhe das deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho inferior do talude.

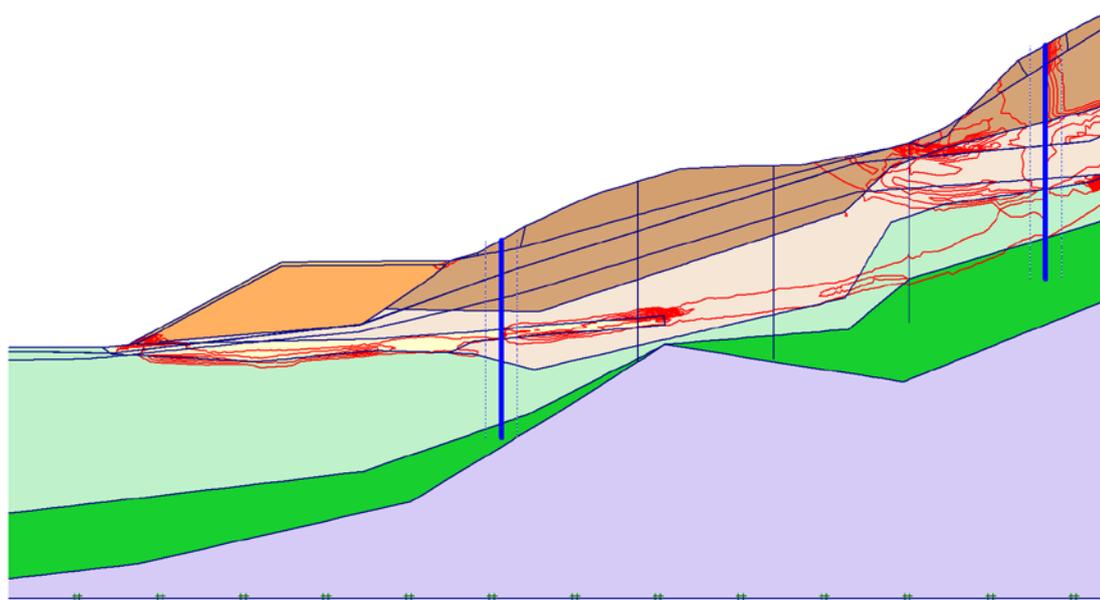


Figura 6.46 – Fase 13 - Detalhe das linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho inferior do talude.

Quanto ao comportamento das estacas, houve mudanças. Como essas linhas de estacas são mais resistentes, cada uma plastificou em apenas 1 ponto (Figuras 6.47 e 6.48).

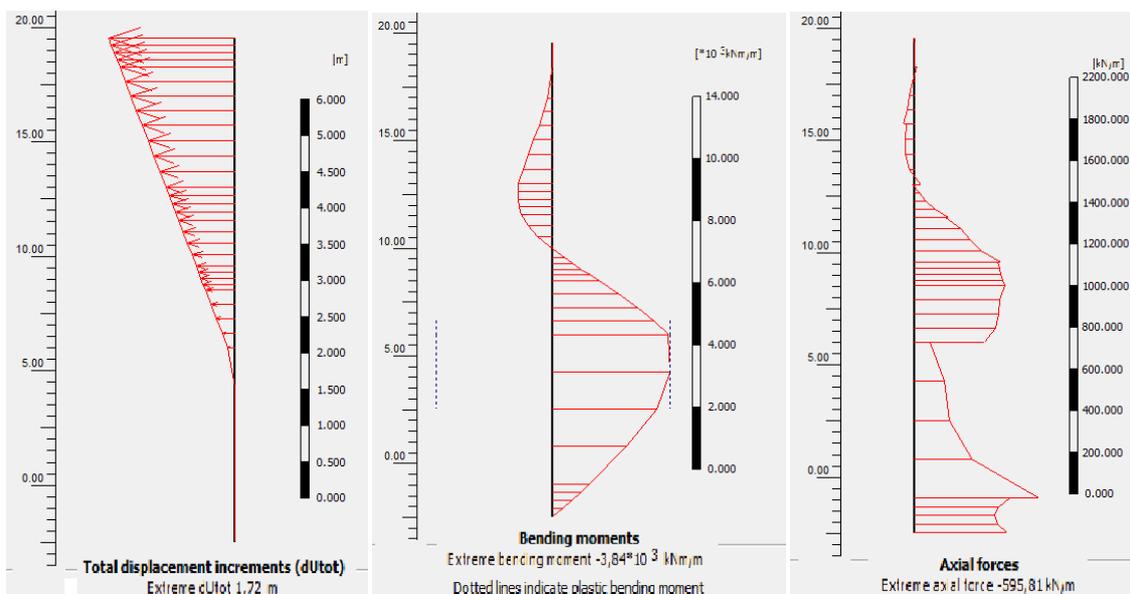


Figura 6.47 – Fase 13 - Resultados das estacas justapostas – 1ª linha

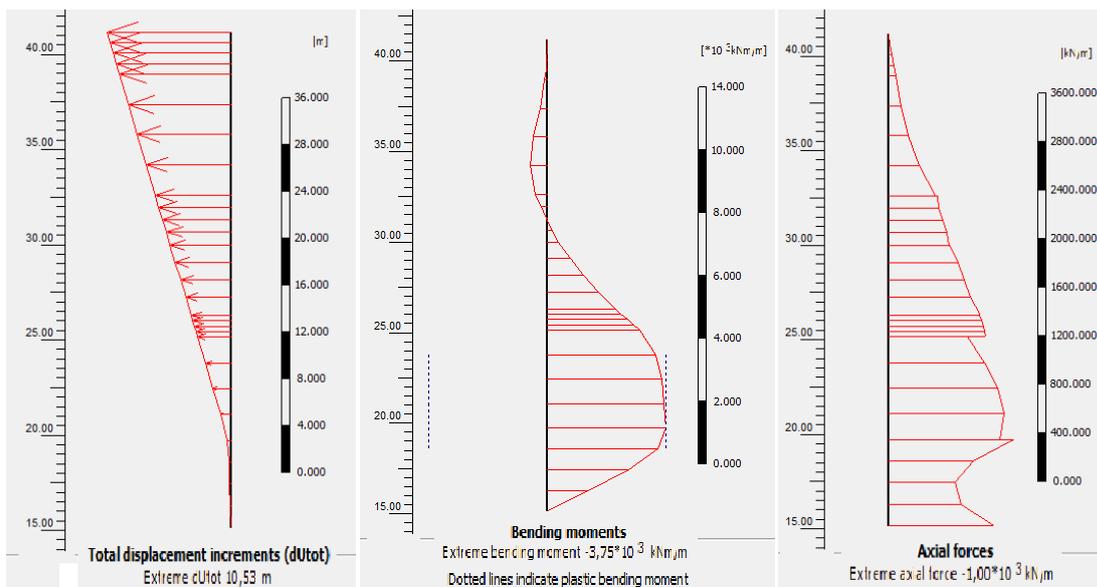


Figura 6.48 – Fase 13 - Resultados das estacas justapostas – 2ª linha

FASE 15 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 14 – FS = 1,30

Como as estacas da fase anterior atingiram a plastificação, nesta simulação, foram aumentadas mais uma vez as resistências e dimensões das linhas de estacas. Agora elas possuem 2,0m de diâmetro e momento resistente de 5425 kN.m/m.

Nas análises dos deslocamentos e deformações cisalhantes equivalentes, verificou-se que os resultados são praticamente iguais aos da FASE 13, portanto as imagens não serão apresentadas.

O fator de segurança estimado aumentou para 1,30. Os diagramas das estacas (Figuras 6.49 e 6.50) mostram que a estaca da região inferior esgota sua capacidade resistente apenas em um ponto próximo a base, enquanto que a estaca da região superior não chega a plastificação.

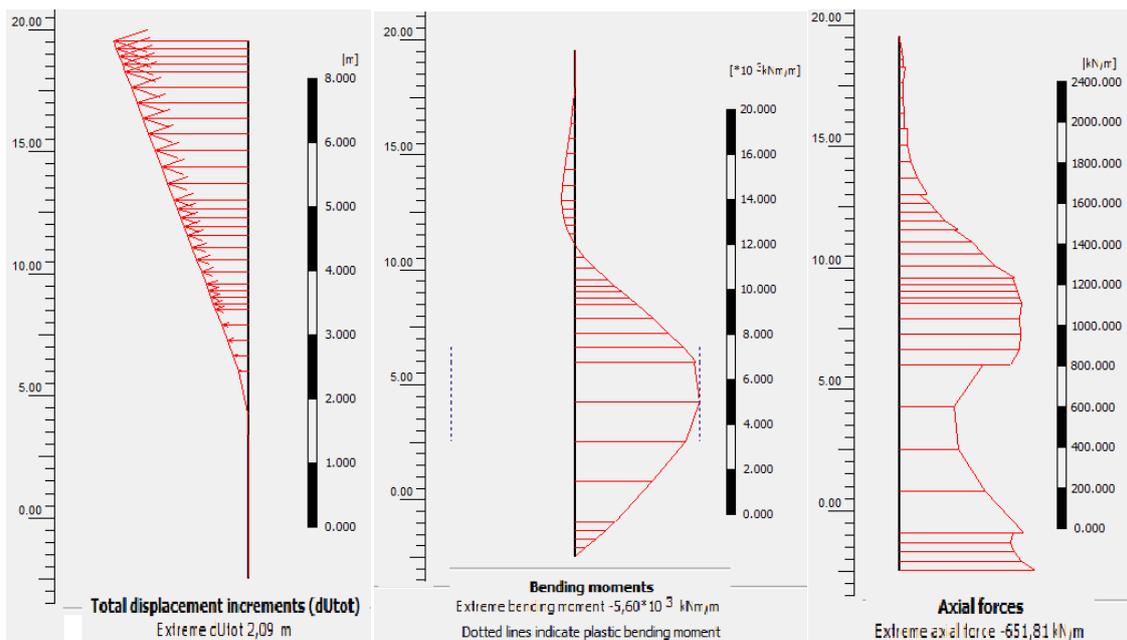


Figura 6.49 – Fase 15 - Resultados das estacas justapostas – 1ª linha

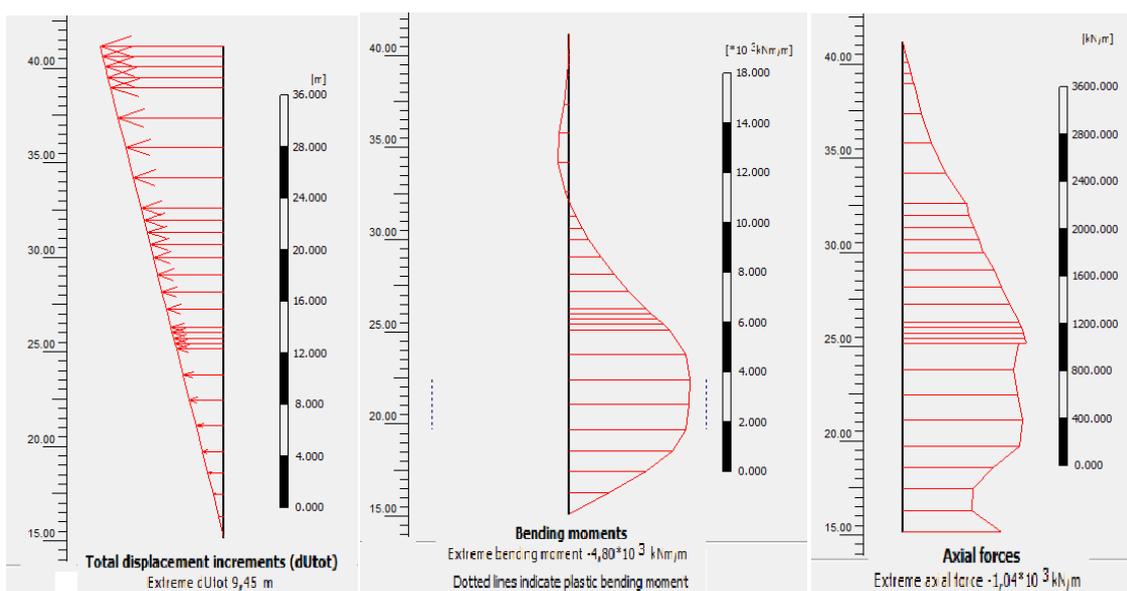


Figura 6.50 – Fase 15 - Resultados das estacas justapostas – 2ª linha

FASE 17 – Estimativa do Fator de Segurança a partir da FASE 16 – FS = 1,33

Tendo em vista que, mesmo com a segunda linha de estacas justapostas a superfície potencial de ruptura continua com maiores deslocamentos próximos à pista, optou-se, nessa fase de cálculo, por inserir mais uma linha de estacas a aproximadamente 50m à direita da segunda linha. As estacas escolhidas foram de 1,4m de diâmetro, com momento resistente de 3750 kN.m/m e comprimento de 26,5m na 3ª linha.

A Figura 6.51 apresenta o resultado dos deslocamentos calculados na ruptura. Observa-se que nesta situação existem 3 regiões de grandes deslocamentos: a maior delas partindo do bordo da pista até a cabeça da 3ª linha de estacas, uma secundária iniciando-se junto à 3ª linha e terminando próximo à 2ª linha de estacas, e uma terceira região que se inicia no canto direito da pista e percorre praticamente por baixo da 2ª e 3ª linhas de estacas até chegar ao pé do talude.

Os vetores deslocamentos estão representados na Figura 6.52.

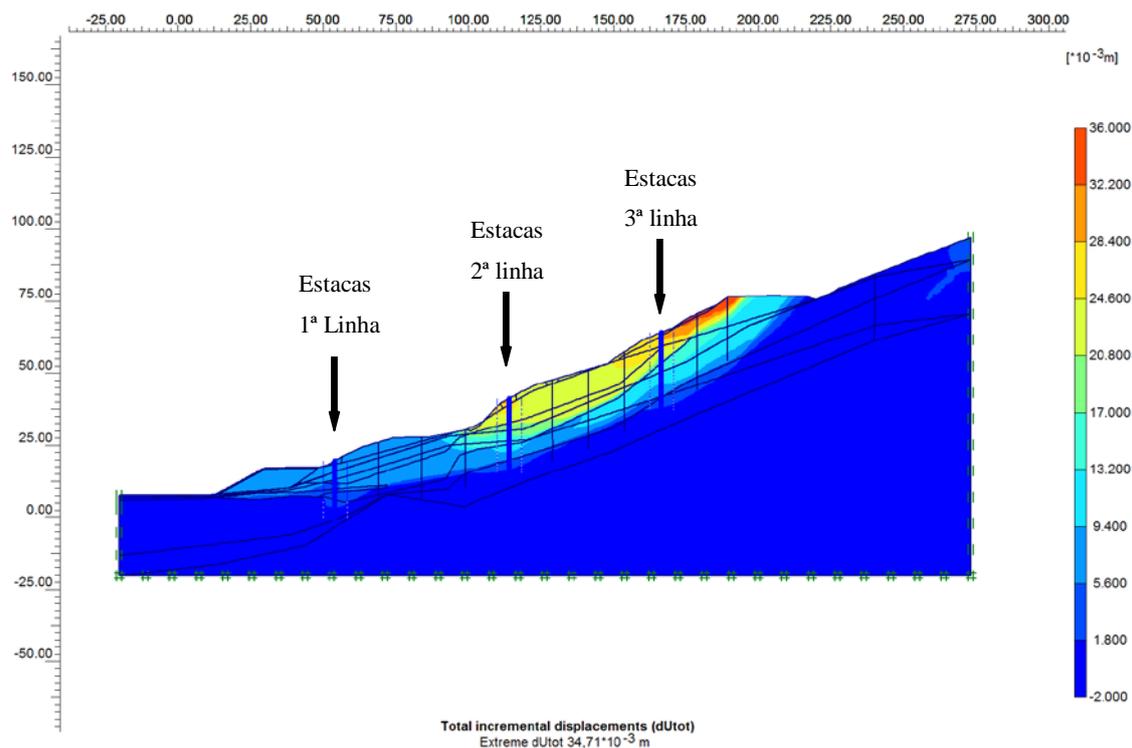


Figura 6.51 – Fase 17 - Deslocamentos na ruptura – FS – 1,33

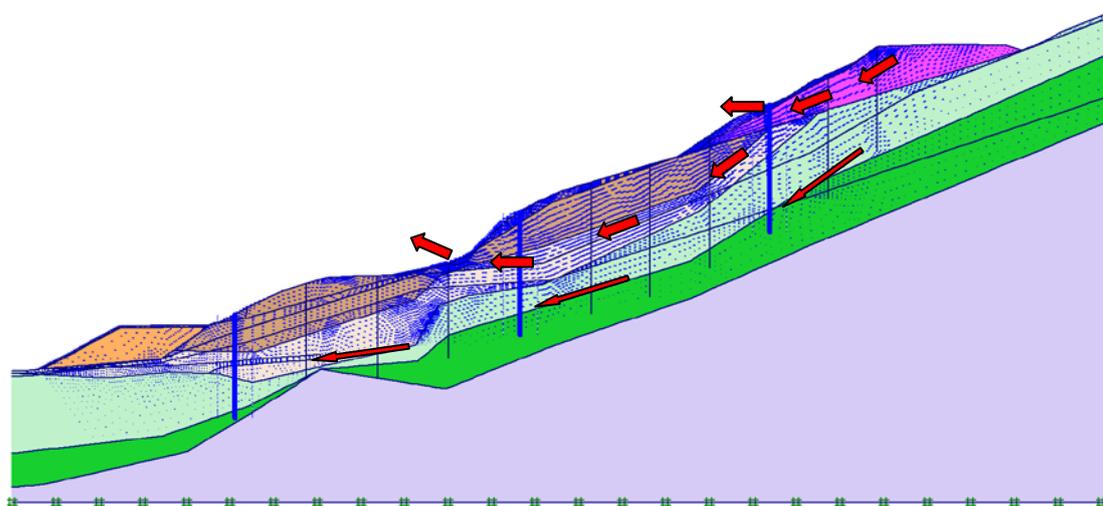


Figura 6.52 – Fase 17 - Vetores deslocamentos na ruptura.

Nas Figuras 6.53 a 6.58 é possível observar as deformações cisalhantes equivalentes, que nos fornecem uma boa visão das superfícies de ruptura citadas acima.

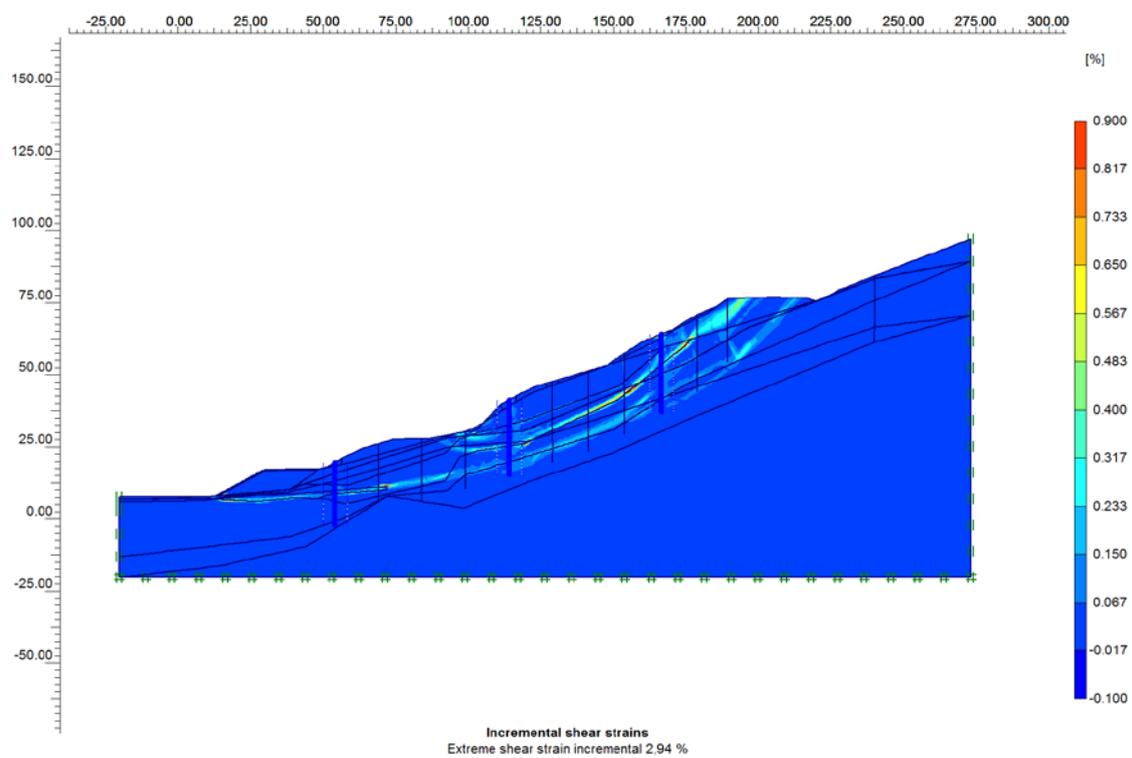


Figura 6.53 – Fase 17 - Deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

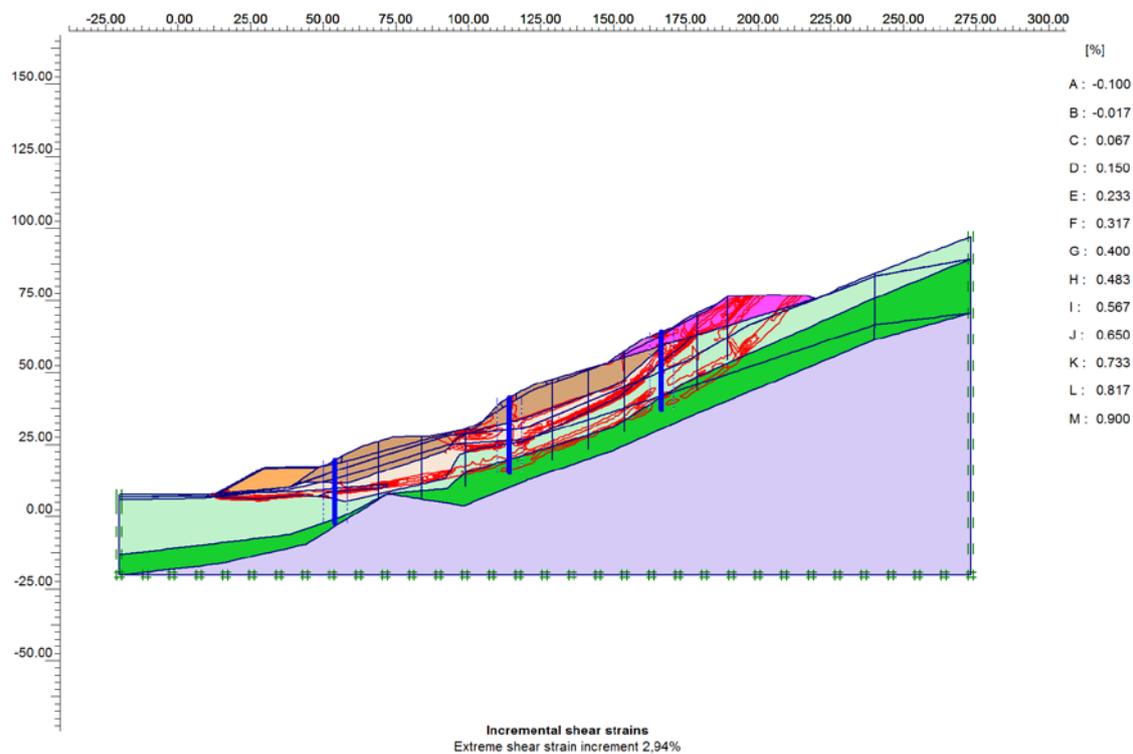


Figura 6.54 – Fase 17 – Linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura.

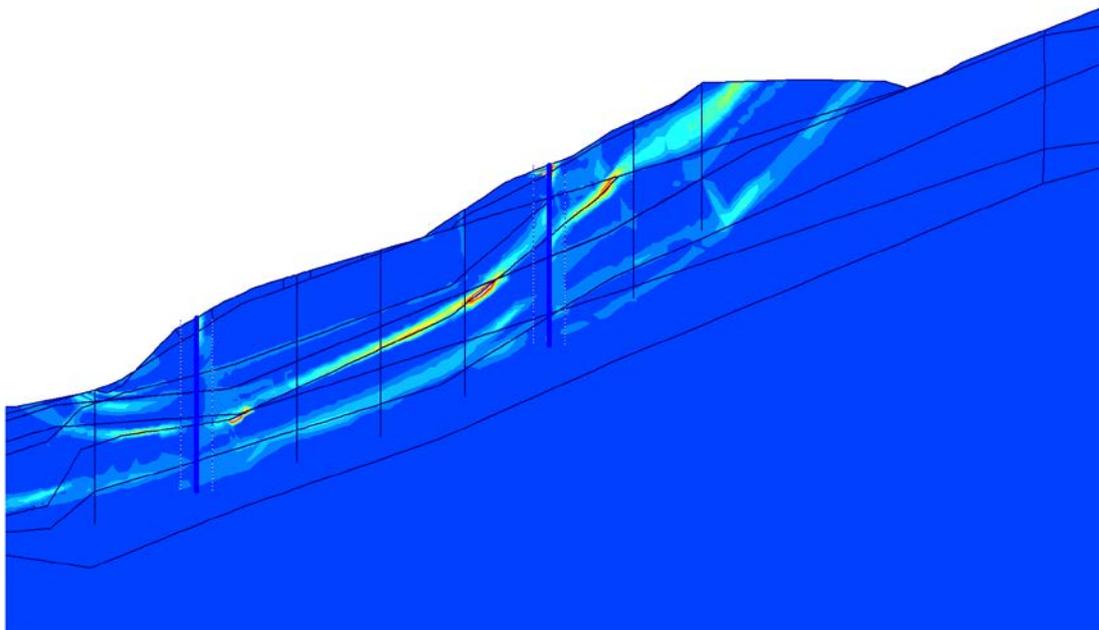


Figura 6.55 – Fase 17 - Detalhe das deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho superior do talude.

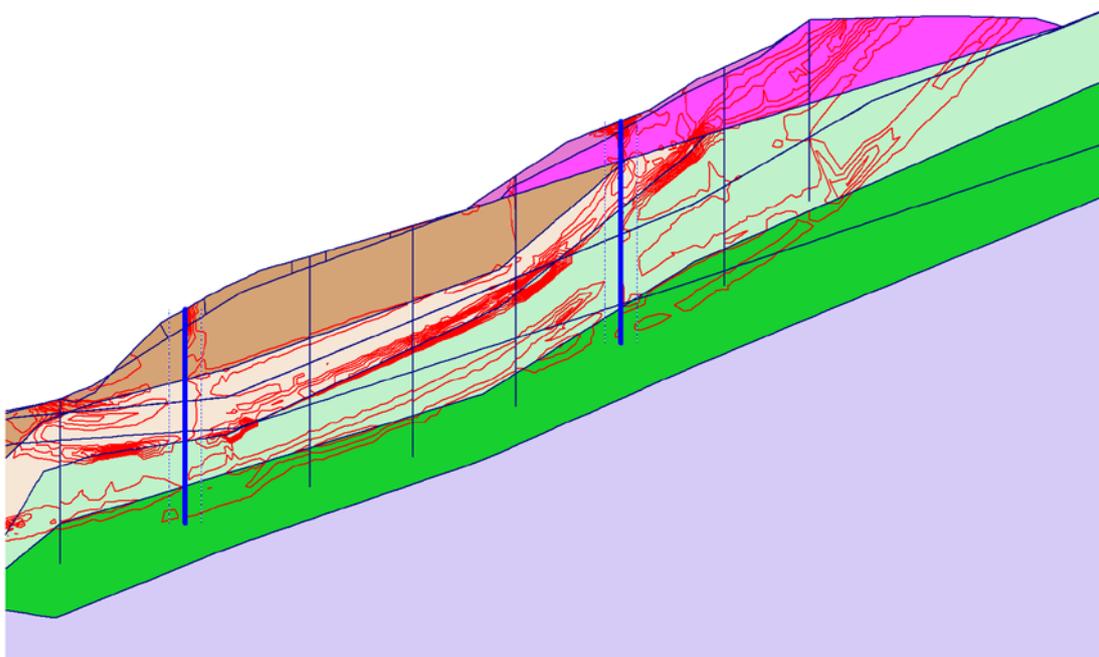


Figura 6.56 – Fase 17 - Detalhe das linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho superior do talude.

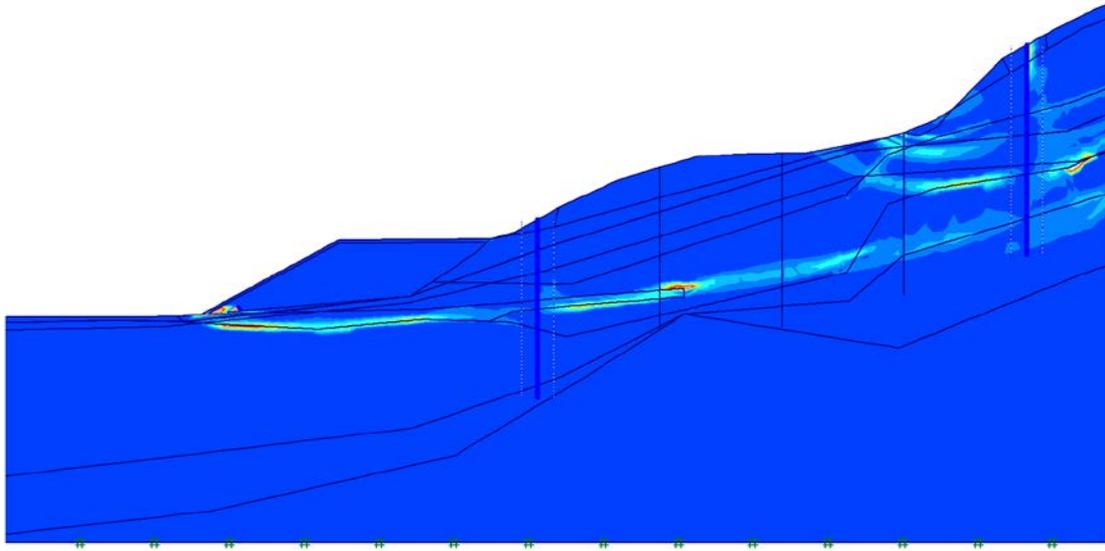


Figura 6.57 – Fase 17 - Detalhe das deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho inferior do talude.

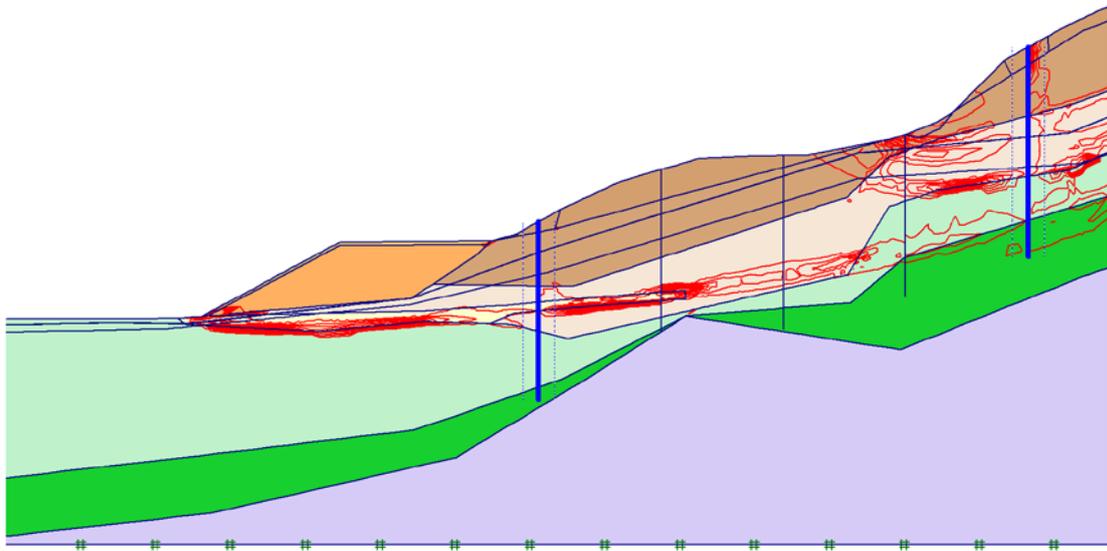


Figura 6.58 – Fase 17 - Detalhe das linhas de isovalores de deformações cisalhantes equivalentes na ruptura, no trecho inferior do talude.

Nas Figuras 6.59 a 6.61 estão mostrados os deslocamentos e esforços das linhas de estacas, na ruptura.

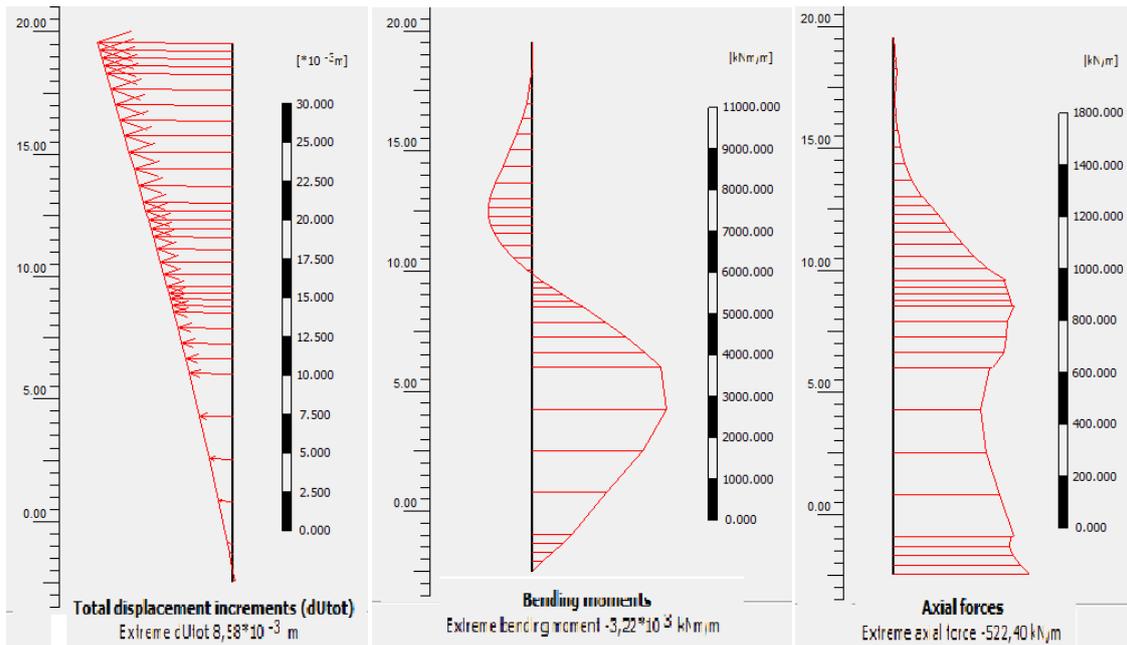


Figura 6.59 – Fase 17 - Resultados das estacas justapostas – 1ª linha

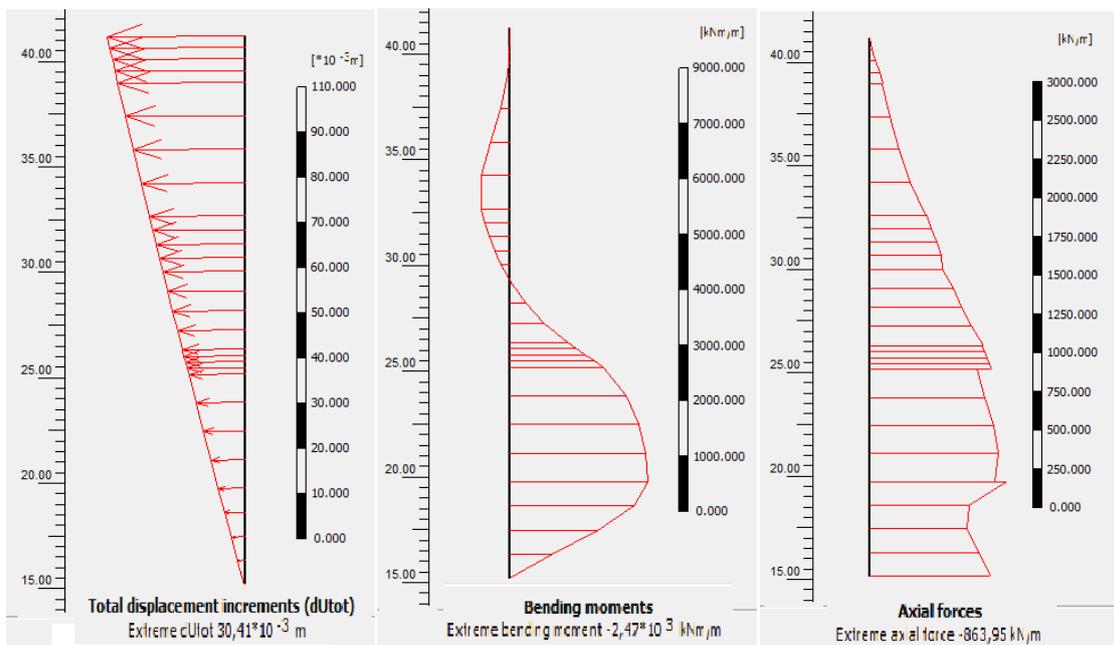


Figura 6.60 – Fase 17 - Resultado das estacas justapostas – 2ª linha

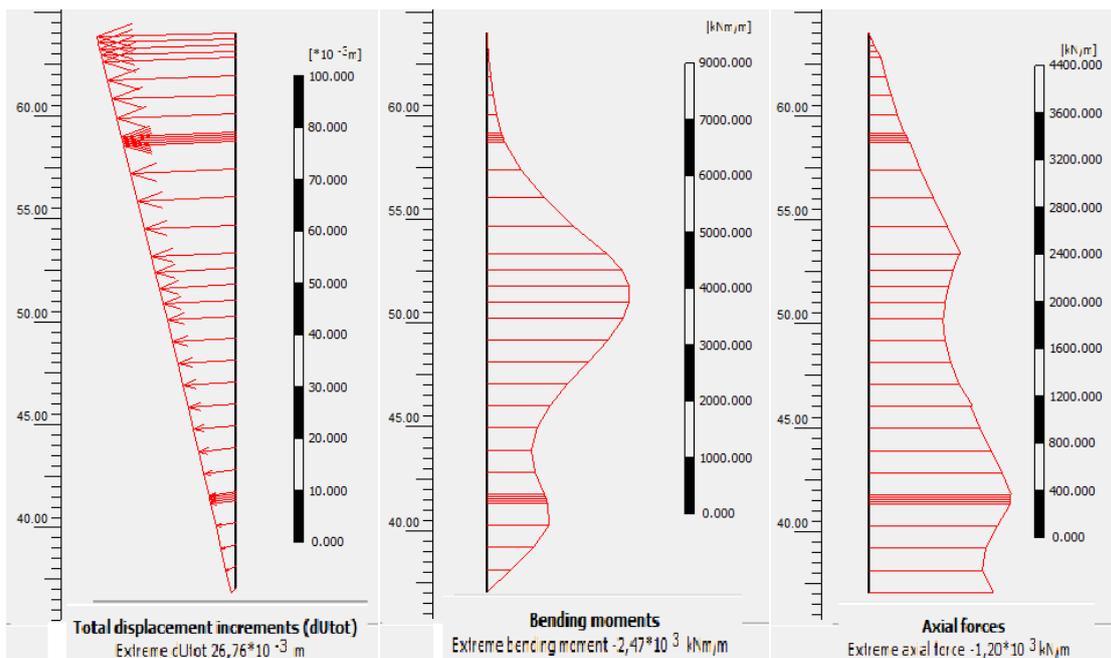


Figura 6.61 – Fase 17 - Resultado das estacas justapostas - 3ª linha

Nenhuma estaca atingiu a plastificação nesta condição, ou seja, chegou-se a situação que já não se torna mais adequado a continuidade do estudo, seja inserindo mais linhas de estacas, ou aumentando suas resistências, pois a ruptura agora se dá de forma localizada, na região da saia do aterro. No método dos elementos finitos não é possível prescrever uma superfície potencial de ruptura para análise específica, portanto, qualquer acréscimo de rigidez e resistência nas estacas provavelmente não alteraria a posição da superfície de ruptura e não causaria aumento significativo no fator de segurança estimado.

Assim sendo, decidiu-se por encerrar as análises nesta fase, com um aumento do fator de segurança estimado do talude de 1,12 na situação sem estacas para 1,33 com 3 linhas de estacas justapostas de diâmetro de 1,4m e armação de 31 barras de 40mm ($A_s = 389,56 \text{ cm}^2$), significando um aumento da ordem de 20% no fator de segurança.

7. Conclusão

O emprego do método dos elementos finitos para a análise de estabilidade de talude estudado no presente trabalho se mostrou bastante proveitoso por permitir analisar o problema a partir do conhecimento da distribuição de tensões e deformações num espaço relativamente complexo por envolver, além de diferentes camadas de solo, estruturas de concreto armado.

Das Fases de 1 a 4, foi simulada a situação atual através da geração de tensões iniciais e ativação do aterro da rodovia e da berma de enrocamento. Fazendo uma pequena correção de 3° no ângulo de atrito do silte arenoso 3, foi possível comparar, na Fase 5 (situação atual com nível d'água máximo), as superfícies potenciais de ruptura indicada pelos inclinômetros com o encontrado pelo MEF, que apresentaram boa concordância. Ainda na Fase 5, os resultados indicaram fatores de segurança muito próximos entre o MEF e as análises por equilíbrio limite. Das Fases 7 a 17, foram analisadas diversas configurações de estacas, variando-se o momento resistente, e a quantidade e posição das linhas de estacas, chegando na opção final com 3 linhas de estacas justapostas de 1,4m de diâmetro, momento resistente de 3750 kN.m/m, com comprimentos de 22m (1ª linha), 26m (2ª linha) e 26,5m (3ª linha), alcançando um fator de segurança estimado em 1,33 sem que nenhuma estaca atingisse a plastificação.

Como os resultados mostraram, o Plaxis define livremente a superfície potencial de ruptura (região de menor FS) em contrapartida à possibilidade de escolha fornecida pelos métodos de equilíbrio limite. Desta maneira, não é possível conhecer o fator de segurança para uma superfície específica. Essa possibilidade seria interessante para se comparar, no presente estudo, o efeito das estacas na superfície potencial de ruptura indicada na Fase 5. Entretanto a forma de definição da superfície de ruptura através do Plaxis é uma boa característica do modelo, pois fornece superfícies potenciais de ruptura que podem, por algum descuido, não terem sido consideradas na procura pelo método do equilíbrio limite.

Mesmo atingindo um fator de segurança estimado de 1,33 na última fase de cálculo, sabe-se que a solução de linhas de estacas justapostas não é viável técnica e economicamente. Este é um estudo puramente acadêmico. Tecnicamente, seria muito difícil realizar escavações de grandes diâmetros nesta região por vários motivos, sendo os principais:

- Profundidade elevada de escavação, aumentando os riscos de execução, e além disso a resistência do solo residual com N_{spt} que chega a 50 em alguns pontos praticamente impossibilitaria o avanço;
- Região de tálus, o que acarretaria em dificuldades de escavação pelo equipamento;
- Nível d'água alto, o que levaria a necessidade de realizar um rebaixamento do lençol freático.

Um ponto interessante a ser abordado é da consideração feita acerca do momento fletor resistente das estacas. No estudo em questão, as estacas não estão suportando nenhum carregamento axial a partir de seu topo. Este carregamento é proveniente apenas do peso próprio e do atrito solo-estaca e, assim, apresenta valores muito baixos, permitindo utilizar a metodologia descrita no Item 5.3.3. Em casos que haja algum carregamento transferido para o topo da estaca por alguma outra estrutura, como por exemplo, cortina atirantada apoiada em estacas, deve ser levada em consideração, no gráfico de interação, a reta que melhor se ajuste aos níveis de esforço axial esperado. Em relação ao esforço cortante, foi admitido que os estribos estão garantindo a segurança quanto a uma ruptura por cisalhamento. Um modelo mais completo (não disponível no Plaxis), seria considerar a interação entre as três solicitações.

Outra questão importante é em relação ao espaçamento entre estacas. No caso estudado, foi admitido que elas fossem justapostas, porém deve-se ter em mente que diversas obras utilizam estacas com algum espaçamento. Desde que seja garantido que o efeito de arqueamento será adequado para que não ocorra ruptura do solo entre as estacas, estas podem ser modeladas no Plaxis, lembrando que são consideradas como uma parede contínua pelo modelo. Obviamente quanto mais espaçada as estacas estiverem, mais se afastarão da hipótese de uma parede contínua e estarão mais suscetíveis aos efeitos tridimensionais. O que mais se aproxima desta hipótese são as estacas justapostas.

Em relação aos parâmetros utilizados, devem ser tomados diversos cuidados para a definição de seus valores. Os parâmetros de resistência podem ser obtidos com um bom grau de confiabilidade a partir de retroanálises. Porém os parâmetros elásticos apresentam uma grande dispersão nas correlações disponíveis com o N_{spt} , além disso, a maioria das correlações foram feitas no estudo de fundações, o que acarreta em parâmetros longe da situação de ruptura do solo, que não é o caso em questão, onde os FS são as próprias situações de ruptura. Desta forma, a maneira mais correta para se

realizar uma análise mais fiel, é ensaiar corpos de prova seguindo trajetórias de tensão esperadas em campo e, além disso, utilizar um modelo mais completo como o “hardening soil” para levar em consideração a variação do módulo de elasticidade em relação à tensão confinante.

8. Referências Bibliográficas

AGUIAR, M. F. P. d., 2008, **Estudo da Estabilidade de um Colúvio na Serra do Mar por Elementos Finitos**, Tese de D. SC., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ALVES FILHO, C. E. S., 2010, **Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrômetro dinêmico leve**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil.

AVIZ, L. B. d. M., 2006, **Estimativas da Capacidade de Carga de Estacas por Métodos Semi-Empíricos e Teóricos**, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

AZEVEDO, I. C. D., 2007, **Análise de Tensões e Deformações em Solos**, Viçosa, UFV.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H., **Tensão Admissível em Fundação Direta**, São Carlos: Rima Editora, 2003.

CRAIG, R. F., 2007, **Mecânica dos Solos**, 7ª ed., Rio de Janeiro, LTC.

CRUZ, P. T. da, 1996, **100 Barragens Brasileiras**, São Paulo, Oficina de Textos.

CUNDA, A. V., 2009, **Otimização de Custos em Projetos de Fundação do Tipo Sapata em Função das Propriedades dos Solos**, Trabalho de Diplomação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, RS, Brasil.

DANZIGER, F. A. B., 2012, notas de aula da disciplina Ensaio de Campo e Instrumentação, curso de Eng. Civil, UFRJ.

DUARTE, L. N., 2006, **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, MG, Brasil.

ECHEVERRÍA FERNANDES, S. P., 2006, **Efeitos de Arqueamento em Aterros sobre Solo Estaqueado**, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

FREITAS, A. C. d., 2010, **Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias**, Dissertação de Mestrado, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GARCIA, L. F. T.; VILLAÇA, S. F., 2006, **Introdução à Teoria da Elasticidade**, 4ª ed. apostila da disciplina Elasticidade I, curso de Eng. Civil, UFRJ.

GERSCOVICH, D. M. S., 2008, **Tensões nos Solos**, notas de aula do Mestrado em Engenharia Civil, UERJ

LAMBE, W. L.; WHITMAN R. V., 1969, **Mecânica de Suelos**, 1ª ed. Arcos de Belén, MEX, Limusa S. A., 1976.

MARTINS, J. B., MIRANDA, T. F. S., 2003, **Ensaio de Penetração nos Solos Graníticos da Região Norte de Portugal: algumas correlações**, ISSN 0873-1152, p 5-18, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

MENDONÇA, H. M. X. d., 2005, **Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos**, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

PLAXIS V.8, 2002. Delf University of Technology & Plaxis bv, Editado por BRINKGREV, R. B. J., The Netherlands.

PEREZ MORE, J. Z., 2003, **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PINTO, C. de S., 2006, **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, 3ª ed. São Paulo, Oficina de Textos.

RAPOSO, N. P., 2008, **Pré-Dimensionamento de Estruturas de Contenção Ancoradas**, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia, Porto, Portugal

REFFATTI, M. E., 2002, **Análise Numérica de uma Escavação de Grande Porte em Porto Alegre/RS: Caso de Obra**, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.

RODY, H. A., 2010, **Análise Numérica de uma Estrutura de Cais por Dois Modelos de Representação do Solo**, Dissertação de Mestrado, COPPE /UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, S. H. de C., 2011, **Concreto Armado III**, apostila da disciplina Concreto Armado III, curso de Eng. Civil, UFRJ.

SANTOS, S. H. de C., 2012, **Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado**, apostila da disciplina Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado, curso de Eng. Civil, UFRJ.

SCHNAID, F., 2000, **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**, São Paulo, Oficina de Textos.

SILVA, D. F. d., 2008, **Mapeamento Geoestatísticos dos Parâmetros N_{spt} e Torque Máximo de Solos em Parte da Bacia do Ribeirão Preto Cambezinho em Londrina/PR**, Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, PR, Brasil.

SILVA, J. P. M. d., 2011, **Os Métodos De Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia, Porto, Portugal.

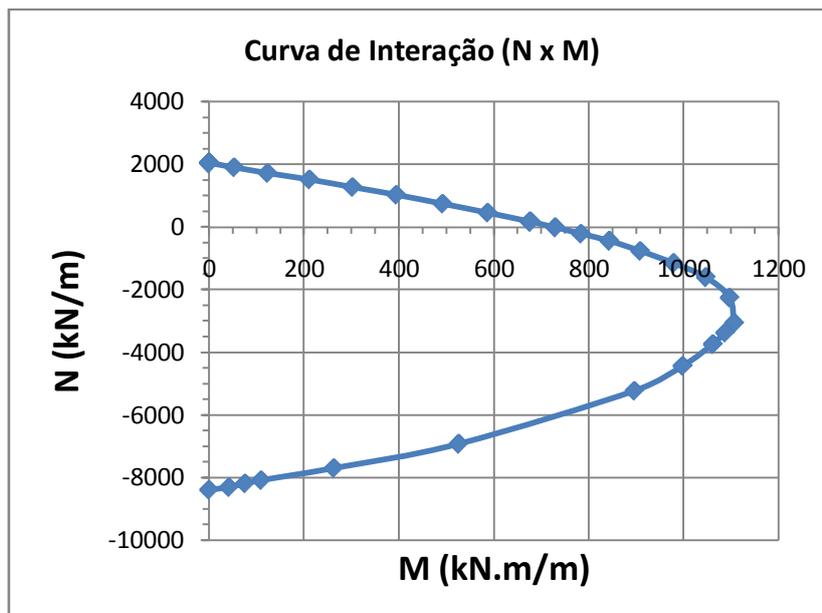
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., 2010. **Fundações Volume 2: Fundações Profundas**. Rio de Janeiro-RJ: Oficina de textos.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., 2010, **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**, São Paulo, Oficina de Textos.

ANEXO A – Planilhas de Flexão Composta Reta

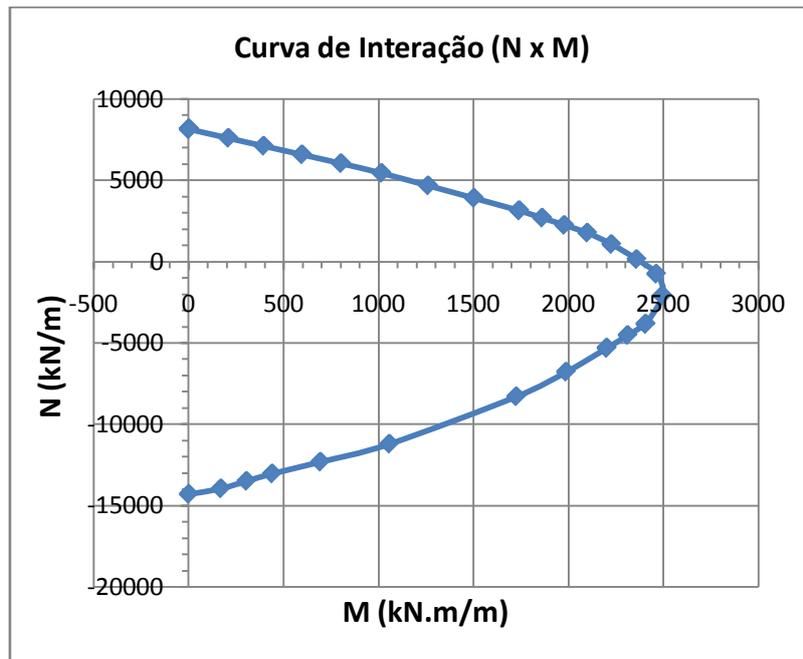
Planilha Flexão Composta Reta - Estaca E1

Domínios	As dado						POR METRO	
	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN/m)	M (kN.m/m)
Domínio 1	0,2	6,939E-18	2857,1429	9,913E-14	2040,816327	7,081E-14	2040,8163	7,081E-14
$\epsilon_{s1} = 10\%$	0,2	6,939E-18	2857,1429	9,913E-14	2040,816327	7,081E-14	2040,8163	7,081E-14
	0,2	6,939E-18	2857,1429	9,913E-14	2040,816327	7,081E-14	2040,8163	7,081E-14
	0,2	6,939E-18	2857,1429	9,913E-14	2040,816327	7,081E-14	2040,8163	7,081E-14
	0,2	6,939E-18	2857,1429	9,913E-14	2040,816327	7,081E-14	2040,8163	7,081E-14
	0,18642	0,0051181	2663,1423	73,115664	1902,24449	52,225474	1902,2445	52,225474
Domínio 2	0,1694643	0,0120751	2420,919	172,5021	1729,227851	123,21579	1729,2279	123,21579
$\epsilon_{s1} = 10\%$	0,1484046	0,0206745	2120,0653	295,35064	1514,332362	210,96475	1514,3324	210,96475
	0,1258394	0,0295882	1797,7055	422,68824	1284,075324	301,92017	1284,0753	301,92017
	0,1015623	0,0386219	1450,8898	551,74127	1036,34983	394,10091	1036,3498	394,10091
	0,0729495	0,0482181	1042,136	688,83045	744,3828334	492,02175	744,38283	492,02175
	0,0445019	0,0574582	635,74207	820,83144	454,101479	586,30817	454,10148	586,30817
	0,0163737	0,0663217	233,91027	947,45282	167,0787619	676,75201	167,07876	676,75201
Domínio 3	0,0163737	0,0663217	233,91027	947,45282	167,0787619	676,75201	167,07876	676,75201
$\epsilon_c = 3,5\%$	-0,0017568	0,0714635	-25,097822	1020,9068	-17,927016	729,21914	-17,927016	729,21914
	-0,0213015	0,0767987	-304,30701	1097,1247	-217,362149	783,66048	-217,36215	783,66048
	-0,0434565	0,0826202	-620,80704	1180,2882	-443,4336	843,06303	-443,4336	843,06303
	-0,0738424	0,088988	-1054,8908	1271,257	-753,493457	908,0407	-753,49346	908,0407
	-0,113336	0,0959274	-1619,0851	1370,3909	-1156,48937	978,85064	-1156,4894	978,85064
	-0,1573846	0,102517	-2248,3515	1464,5292	-1605,96537	1046,0923	-1605,9654	1046,0923
	-0,2197078	0,1074152	-3138,6822	1534,503	-2241,91587	1096,0735	-2241,9159	1096,0735
	-0,3010482	0,1083114	-4300,6886	1547,3061	-3071,9204	1105,2187	-3071,9204	1105,2187
Domínio 4	-0,3010482	0,1083114	-4300,6886	1547,3061	-3071,9204	1105,2187	-3071,9204	1105,2187
$\epsilon_c = 3,5\%$	-0,3305601	0,1064612	-4722,2873	1520,8746	-3373,06234	1086,339	-3373,0623	1086,339
	-0,3656099	0,1039678	-5222,9989	1485,2547	-3730,71352	1060,8962	-3730,7135	1060,8962
	-0,3656098	0,1039679	-5222,9971	1485,2557	-3730,71219	1060,8969	-3730,7122	1060,8969
	-0,4345858	0,0978106	-6208,3682	1397,2937	-4434,54874	998,06694	-4434,5487	998,06694
	-0,5122885	0,0877726	-7318,4071	1253,894	-5227,43367	895,63859	-5227,4337	895,63859
Domínio 5	-0,678745	0,0515084	-9696,3568	735,8338	-6925,96915	525,59557	-6925,9692	525,59557
$\epsilon_c = 2,0\%$	-0,7533652	0,0257698	-10762,36	368,13989	-7687,4003	262,95706	-7687,4003	262,95706
	-0,7906631	0,0107637	-11295,187	153,76732	-8067,99088	109,8338	-8067,9909	109,8338
	-0,8018926	0,0074581	-11455,609	106,5436	-8182,57804	76,10257	-8182,578	76,10257
	-0,8131222	0,0041524	-11616,031	59,319881	-8297,16521	42,371344	-8297,1652	42,371344
	-0,8215184	8E-07	-11735,977	0,0114286	-8382,84082	0,0081633	-8382,8408	0,0081633



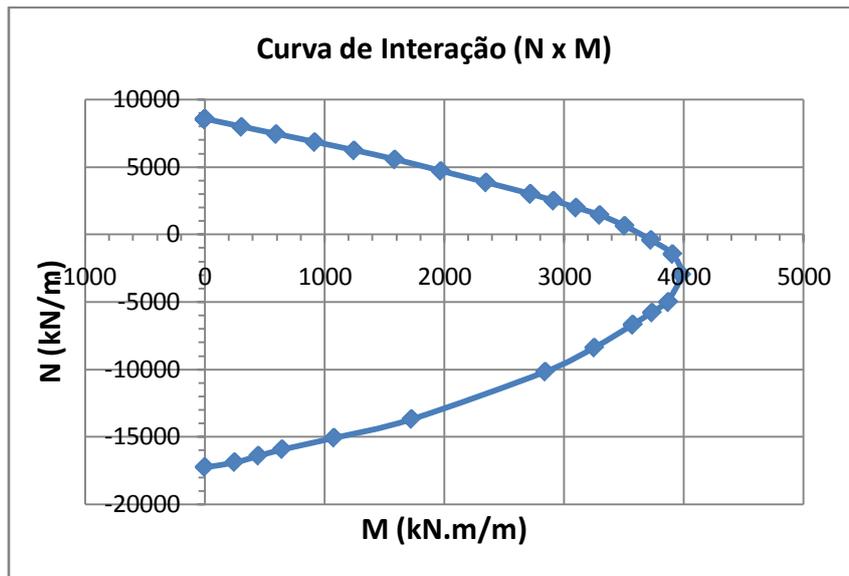
Planilha Flexão Composta Retra - Estaca E2

Domínios	As dado		POR METRO					
	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN/m)	M (kN.m/m)
Domínio 1	0,8	2,776E-17	11428,571	3,965E-13	8163,265306	2,832E-13	8163,2653	2,832E-13
$\epsilon_{s1} = 10\%$	0,8	2,776E-17	11428,571	3,965E-13	8163,265306	2,832E-13	8163,2653	2,832E-13
	0,8	2,776E-17	11428,571	3,965E-13	8163,265306	2,832E-13	8163,2653	2,832E-13
	0,8	2,776E-17	11428,571	3,965E-13	8163,265306	2,832E-13	8163,2653	2,832E-13
	0,8	2,776E-17	11428,571	3,965E-13	8163,265306	2,832E-13	8163,2653	2,832E-13
	0,7456798	0,0204724	10652,569	292,46266	7608,977959	208,9019	7608,978	208,9019
Domínio 2	0,6979622	0,0386609	9970,8886	552,29866	7122,0633	394,49904	7122,0633	394,49904
$\epsilon_{s1} = 10\%$	0,6461404	0,0584918	9230,5777	835,59675	6593,269791	596,85482	6593,2698	596,85482
	0,5928132	0,0786369	8468,7606	1123,3839	6049,114732	802,41707	6049,1147	802,41707
	0,5343741	0,0995821	7633,9163	1422,6008	5452,79734	1016,1434	5452,7973	1016,1434
	0,4588994	0,1236298	6555,7053	1766,1395	4682,646609	1261,5282	4682,6466	1261,5282
	0,3835898	0,1473213	5479,8541	2104,5901	3914,18152	1503,2786	3914,1815	1503,2786
	0,3085996	0,1706363	4408,5651	2437,661	3148,975068	1741,1864	3148,9751	1741,1864
Domínio 3	0,3085996	0,1706363	4408,5651	2437,661	3148,975068	1741,1864	3148,9751	1741,1864
$\epsilon_c = 3,5\%$	0,2644263	0,1825334	3777,5191	2607,6198	2698,227916	1862,5856	2698,2279	1862,5856
	0,220539	0,193944	3150,5577	2770,6283	2250,398347	1979,0202	2250,3983	1979,0202
	0,1740414	0,2058408	2486,3054	2940,5824	1775,932461	2100,416	1775,9325	2100,416
	0,1051795	0,2182839	1502,5647	3118,3417	1073,260482	2227,3869	1073,2605	2227,3869
	0,0145099	0,2312986	207,28486	3304,2662	148,0606118	2360,1901	148,06061	2360,1901
	-0,0734846	0,2414591	-1049,7801	3449,4154	-749,842918	2463,8681	-749,84292	2463,8681
	-0,2036078	0,2446039	-2908,6822	3494,3415	-2077,63016	2495,9582	-2077,6302	2495,9582
	-0,3758019	0,2359594	-5368,5988	3370,8485	-3834,71344	2407,7489	-3834,7134	2407,7489
Domínio 4	-0,3758019	0,2359594	-5368,5988	3370,8485	-3834,71344	2407,7489	-3834,7134	2407,7489
$\epsilon_c = 3,5\%$	-0,4428914	0,2266753	-6327,0195	3238,2191	-4519,29965	2313,0137	-4519,2996	2313,0137
	-0,5199619	0,2158691	-7428,0272	3083,8446	-5305,73372	2202,7461	-5305,7337	2202,7461
	-0,5199618	0,2158692	-7428,0253	3083,8455	-5305,73239	2202,7468	-5305,7324	2202,7468
	-0,6639748	0,1948675	-9485,3537	2783,8216	-6775,25268	1988,444	-6775,2527	1988,444
	-0,8127085	0,169184	-11610,121	2416,9143	-8292,94379	1726,3673	-8292,9438	1726,3673
Domínio 5	-1,0984018	0,1036311	-15691,455	1480,4438	-11208,182	1057,4598	-11208,182	1057,4598
$\epsilon_c = 2,0\%$	-1,2067107	0,0679755	-17238,725	971,0787	-12313,3747	693,62764	-12313,375	693,62764
	-1,2776972	0,0430524	-18252,817	615,03497	-13037,7268	439,3107	-13037,727	439,3107
	-1,3226154	0,0298298	-18894,506	426,14011	-13496,0754	304,38579	-13496,075	304,38579
	-1,3675336	0,0166072	-19536,194	237,24524	-13954,4241	169,46089	-13954,424	169,46089
	-1,4011184	8E-07	-20015,977	0,0114286	-14297,1265	0,0081633	-14297,127	0,0081633



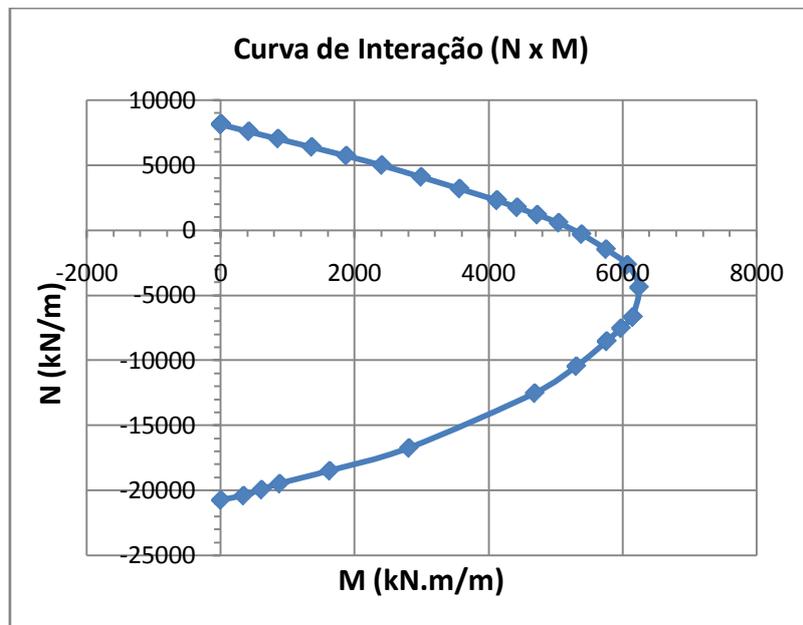
Planilha Flexão Composta Reta - Estaca E3

Domínios	As dado		POR METRO					
	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN/m)	M (kN.m/m)
Domínio 1	0,6	4,163E-17	16800	1,632E-12	12000	1,166E-12	8571,4286	8,327E-13
$\epsilon_{s1} = 10\%$	0,6	4,163E-17	16800	1,632E-12	12000	1,166E-12	8571,4286	8,327E-13
	0,6	4,163E-17	16800	1,632E-12	12000	1,166E-12	8571,4286	8,327E-13
	0,6	4,163E-17	16800	1,632E-12	12000	1,166E-12	8571,4286	8,327E-13
	0,6	4,163E-17	16800	1,632E-12	12000	1,166E-12	8571,4286	8,327E-13
	0,5592599	0,0153543	15659,277	601,88815	11185,1976	429,92011	7989,4269	307,08579
Domínio 2	0,5217962	0,029799	14610,295	1168,1203	10435,92491	834,37162	7454,2321	595,97973
$\epsilon_{s1} = 10\%$	0,4802285	0,045886	13446,398	1798,7324	9604,56967	1284,8088	6860,4069	917,7206
	0,4371553	0,0622873	12240,348	2441,6625	8743,105795	1744,0446	6245,0756	1245,7462
	0,3901035	0,079262	10922,899	3107,0704	7802,070413	2219,336	5572,9074	1585,24
	0,3302494	0,0984926	9246,9837	3860,9081	6604,988353	2757,7915	4717,8488	1969,8511
	0,2705605	0,1173669	7575,6942	4600,7839	5411,210152	3286,2742	3865,1501	2347,3387
	0,2111909	0,1358647	5913,3464	5325,898	4223,81888	3804,2129	3017,0135	2717,2949
Domínio 3	0,2111909	0,1358647	5913,3464	5325,898	4223,81888	3804,2129	3017,0135	2717,2949
$\epsilon_c = 3,5\%$	0,1756986	0,1455101	4919,561	5703,9953	3513,972159	4074,2824	2509,9801	2910,2017
	0,1399255	0,1548956	3917,9148	6071,906	2798,51057	4337,0757	1998,9361	3097,9112
	0,1015421	0,1647672	2843,1785	6458,8757	2030,841796	4613,4827	1450,6013	3295,3448
	0,0455056	0,1751853	1274,1558	6867,2628	910,1113048	4905,1877	650,0795	3503,7055
	-0,0281054	0,1861749	-786,95006	7298,0551	-562,107188	5212,8965	-401,50513	3723,4975
	-0,1014513	0,1951451	-2840,6356	7649,6866	-2029,02545	5464,0619	-1449,3039	3902,9013
	-0,2089744	0,1988743	-5851,2838	7795,8741	-4179,48844	5568,4815	-2985,3489	3977,4868
	-0,350884	0,1934101	-9824,7523	7581,6748	-7017,68021	5415,482	-5012,6287	3868,2014
Domínio 4	-0,350884	0,1934101	-9824,7523	7581,6748	-7017,68021	5415,482	-5012,6287	3868,2014
$\epsilon_c = 3,5\%$	-0,4054476	0,186604	-11352,533	7314,8755	-8108,95227	5224,9111	-5792,1088	3732,0793
	-0,4685112	0,1785687	-13118,315	6999,8926	-9370,2249	4999,9233	-6693,0178	3571,3738
	-0,4685111	0,1785688	-13118,311	6999,8952	-9370,22228	4999,9251	-6693,0159	3571,3751
	-0,5875118	0,1625152	-16450,329	6370,5956	-11750,2353	4550,4255	-8393,0252	3250,3039
	-0,7125685	0,1420469	-19951,918	5568,2369	-14251,3699	3977,3121	-10179,55	2840,9372
Domínio 5	-0,9585162	0,0862568	-26838,454	3381,2678	-19170,3244	2415,1913	-13693,089	1725,1366
$\epsilon_c = 2,0\%$	-1,0555956	0,0539069	-29556,676	2113,1519	-21111,9111	1509,3942	-15079,937	1078,1387
	-1,1153525	0,0322895	-31229,87	1265,7498	-22307,0503	904,10701	-15933,607	645,79072
	-1,1490411	0,0223726	-32173,152	877,00418	-22980,8229	626,43156	-16414,873	447,45111
	-1,1827298	0,0124556	-33116,434	488,25854	-23654,5954	348,7561	-16896,14	249,1115
	-1,2079184	8E-07	-33821,715	0,03136	-24158,368	0,0224	-17255,977	0,016

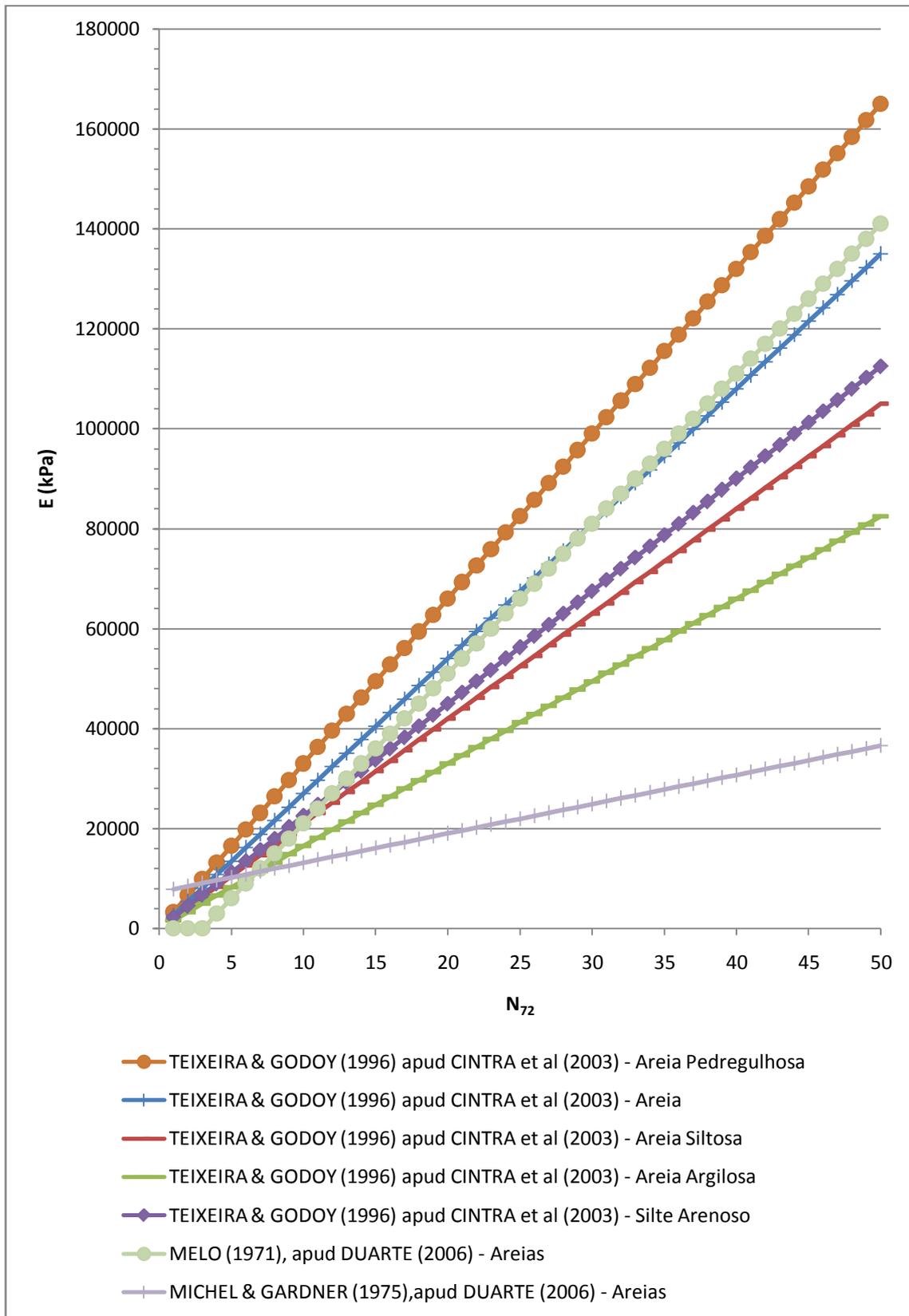


Planilha Flexão Composta Retas - Estaca E4

Domínios	As dado		POR METRO					
	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN/m)	M (kN.m/m)
Domínio 1	0,4	1,388E-17	22857,143	1,586E-12	16326,53061	1,133E-12	8163,2653	5,664E-13
$\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$	0,4	1,388E-17	22857,143	1,586E-12	16326,53061	1,133E-12	8163,2653	5,664E-13
	0,4	1,388E-17	22857,143	1,586E-12	16326,53061	1,133E-12	8163,2653	5,664E-13
	0,4	1,388E-17	22857,143	1,586E-12	16326,53061	1,133E-12	8163,2653	5,664E-13
	0,4	1,388E-17	22857,143	1,586E-12	16326,53061	1,133E-12	8163,2653	5,664E-13
	0,3728399	0,0102362	21305,138	1169,8506	15217,95592	835,60759	7608,978	417,8038
Domínio 2	0,3456303	0,0209371	19750,302	2392,8076	14107,35867	1709,1483	7053,6793	854,57416
$\epsilon_{s1} = 10\text{‰}$	0,3143165	0,0332803	17960,944	3803,4614	12829,24602	2716,7582	6414,623	1358,3791
	0,2814973	0,0459377	16085,562	5250,0277	11489,68717	3750,0198	5744,8436	1875,0099
	0,2458329	0,0589419	14047,594	6736,2222	10033,996	4811,5873	5016,998	2405,7936
	0,2015995	0,0733553	11519,97	8383,4678	8228,549701	5988,1913	4114,2749	2994,0956
	0,1575312	0,0874126	9001,7844	9990,0079	6429,84597	7135,7199	3214,923	3567,86
	0,1137823	0,1010932	6501,8475	11553,511	4644,176789	8252,5079	2322,0884	4126,2539
Domínio 3	0,1137823	0,1010932	6501,8475	11553,511	4644,176789	8252,5079	2322,0884	4126,2539
$\epsilon_c = 3,5\text{‰}$	0,0869709	0,1084868	4969,7646	12398,489	3549,831845	8856,0637	1774,9159	4428,0318
	0,059312	0,1158471	3389,2582	13239,674	2420,898732	9456,9098	1210,4494	4728,4549
	0,0290428	0,1236937	1659,5885	14136,424	1185,420347	10097,446	592,71017	5048,7228
	-0,0141684	0,1320866	-809,62267	15095,615	-578,301908	10782,582	-289,15095	5391,2911
	-0,0707207	0,1410511	-4041,1805	16120,128	-2886,5575	11514,377	-1443,2787	5757,1885
	-0,1294179	0,1488311	-7395,3108	17009,264	-5282,36487	12149,474	-2641,1824	6074,737
	-0,2143411	0,1531448	-12248,062	17502,26	-8748,61586	12501,614	-4374,3079	6250,8071
	-0,3259661	0,1508607	-18626,635	17241,228	-13304,739	12315,163	-6652,3695	6157,5816
Domínio 4	-0,3259661	0,1508607	-18626,635	17241,228	-13304,739	12315,163	-6652,3695	6157,5816
$\epsilon_c = 3,5\text{‰}$	-0,3680039	0,1465326	-21028,792	16746,582	-15020,5658	11961,844	-7510,2829	5980,9222
	-0,4170606	0,1412683	-23832,033	16144,944	-17022,881	11532,103	-8511,4405	5766,0514
	-0,4170605	0,1412683	-23832,026	16144,952	-17022,8757	11532,108	-8511,4378	5766,0541
	-0,5110488	0,1301629	-29202,787	14875,757	-20859,1336	10625,541	-10429,567	5312,7705
	-0,6124285	0,1149097	-34995,914	13132,539	-24997,0815	9380,3853	-12498,541	4690,1927
Domínio 5	-0,8186306	0,0688826	-46778,891	7872,2969	-33413,4938	5623,0692	-16706,747	2811,5346
$\epsilon_c = 2,0\text{‰}$	-0,9044804	0,0398384	-51684,594	4552,9559	-36917,567	3252,1114	-18458,784	1626,0557
	-0,9530078	0,0215266	-54457,589	2460,1856	-38898,278	1757,2754	-19449,139	878,63772
	-0,9754669	0,0149153	-55740,966	1704,6061	-39814,9754	1217,5758	-19907,488	608,78791
	-0,997926	0,008304	-57024,342	949,02667	-40731,6727	677,8762	-20365,836	338,9381
	-1,0147184	8E-07	-57983,909	0,0914286	-41417,0776	0,0653061	-20708,539	0,0326531

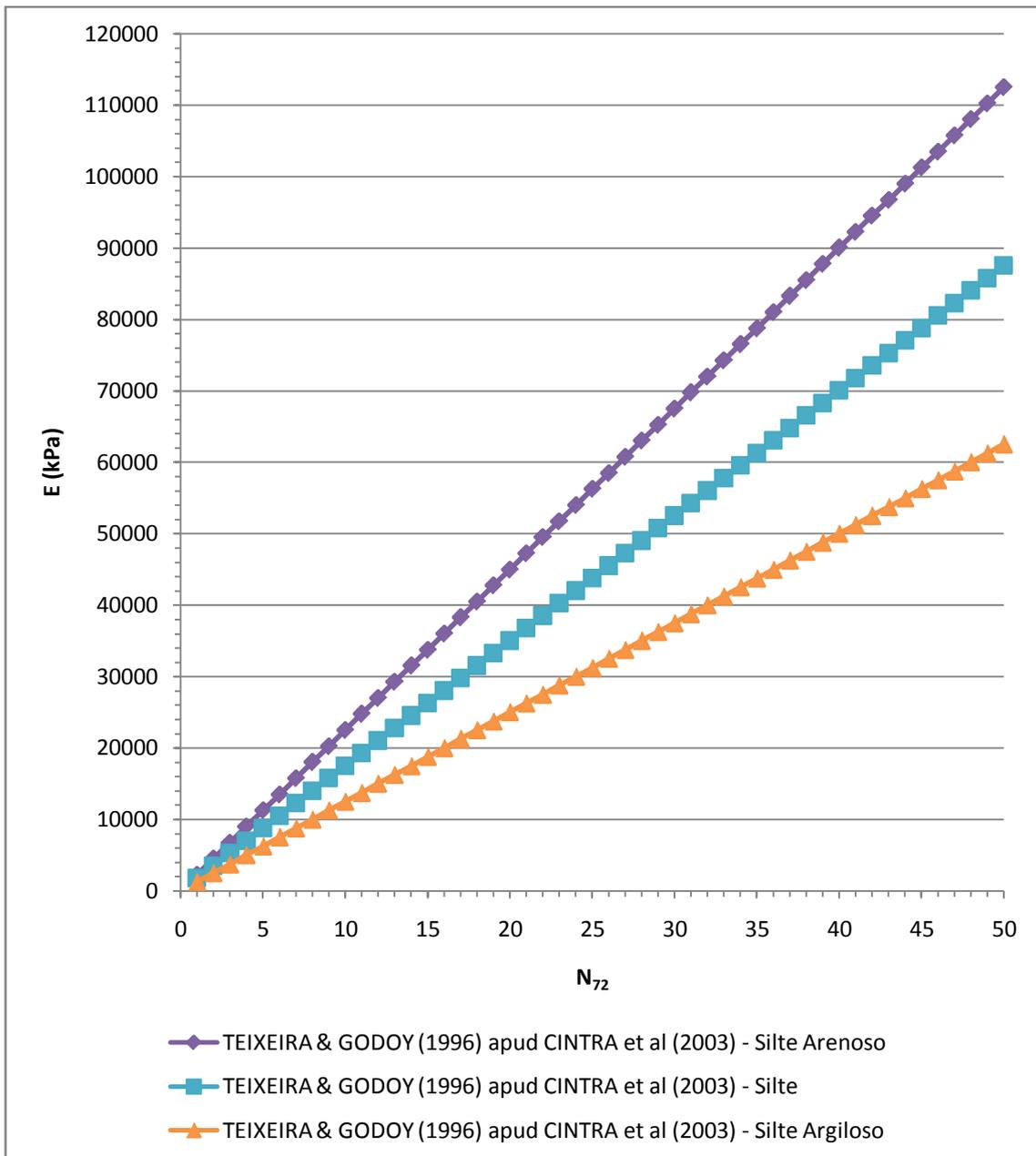


ANEXO B – Correlações E x N_{spt}



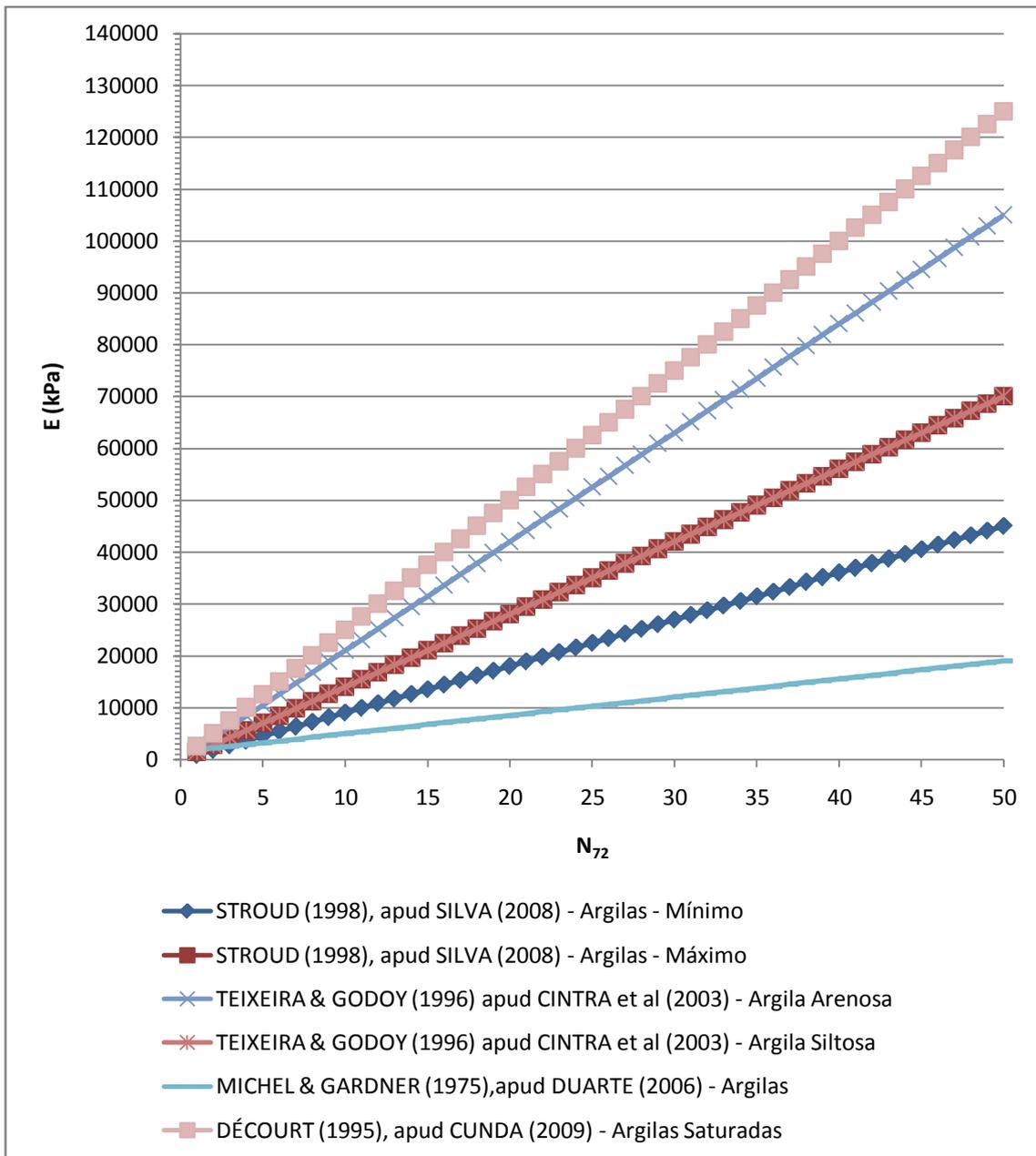
Correlações para solos predominantemente arenosos

*Os valores citados como N_{60} , foram corrigidos para N_{72}



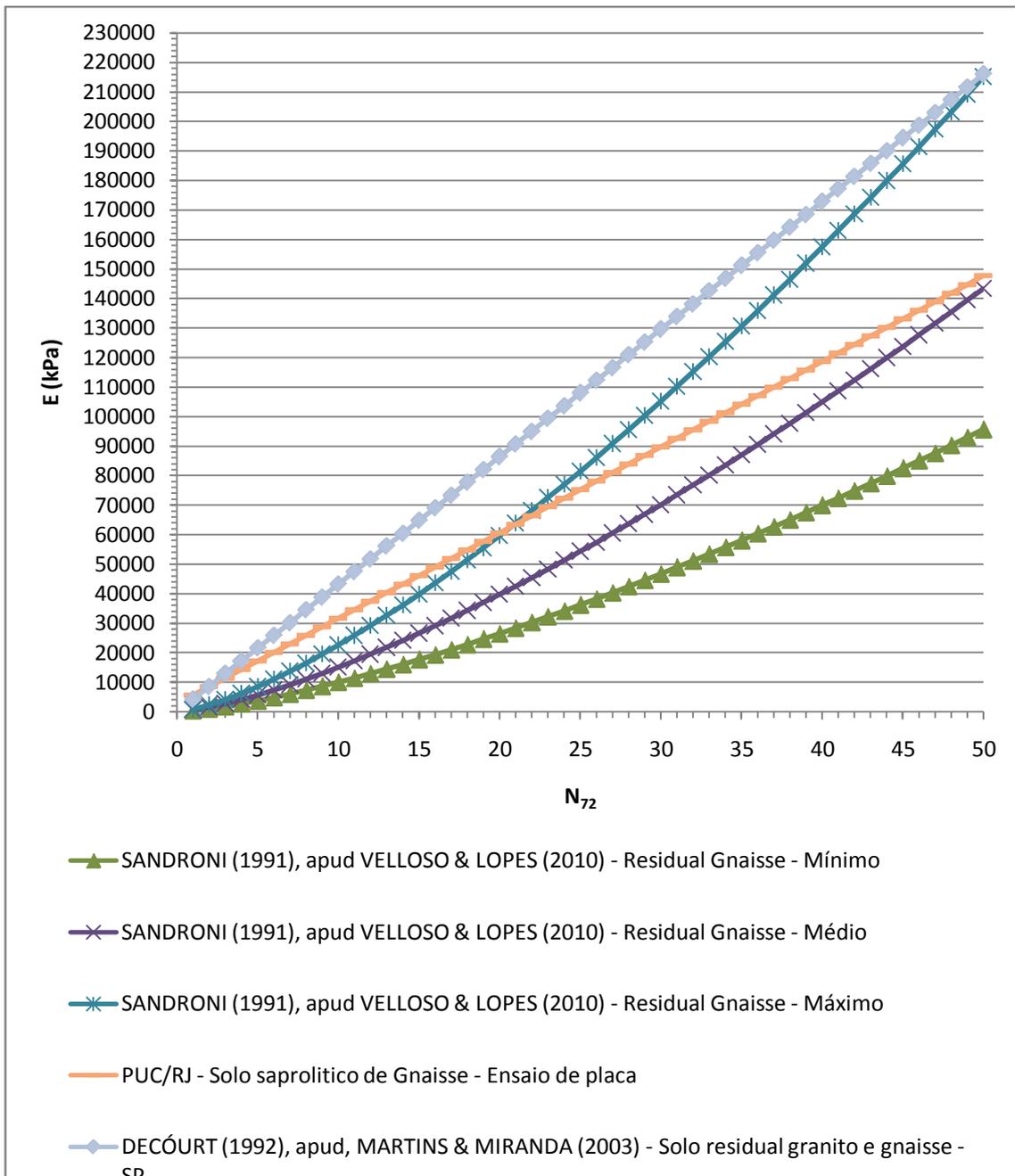
Correlações para solos predominantemente siltosos

*Os valores citados como N_{60} , foram corrigidos para N_{72}



Correlações para solos predominantemente argilosos

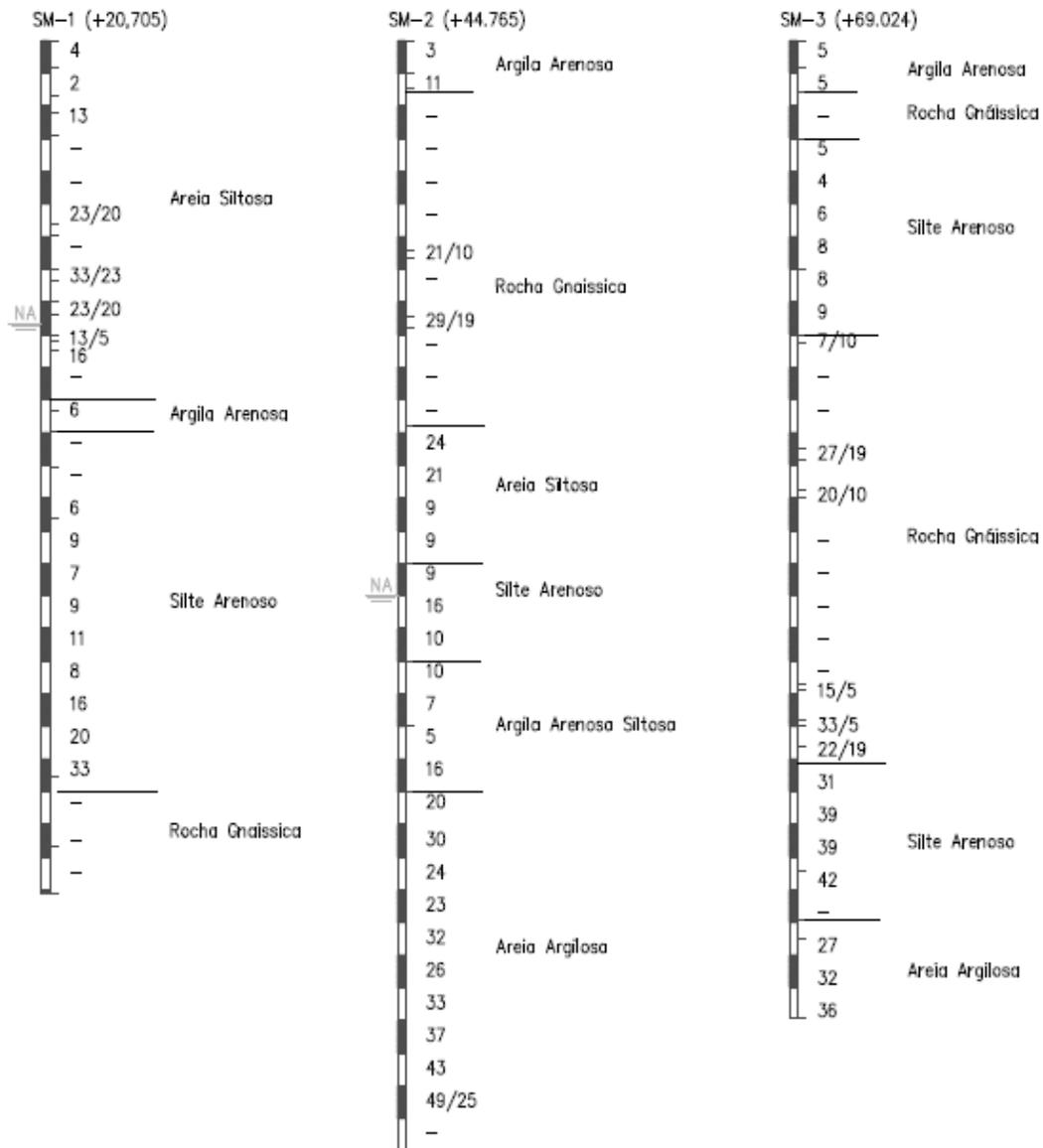
*Os valores citados como N_{60} , foram corrigidos para N_{72}



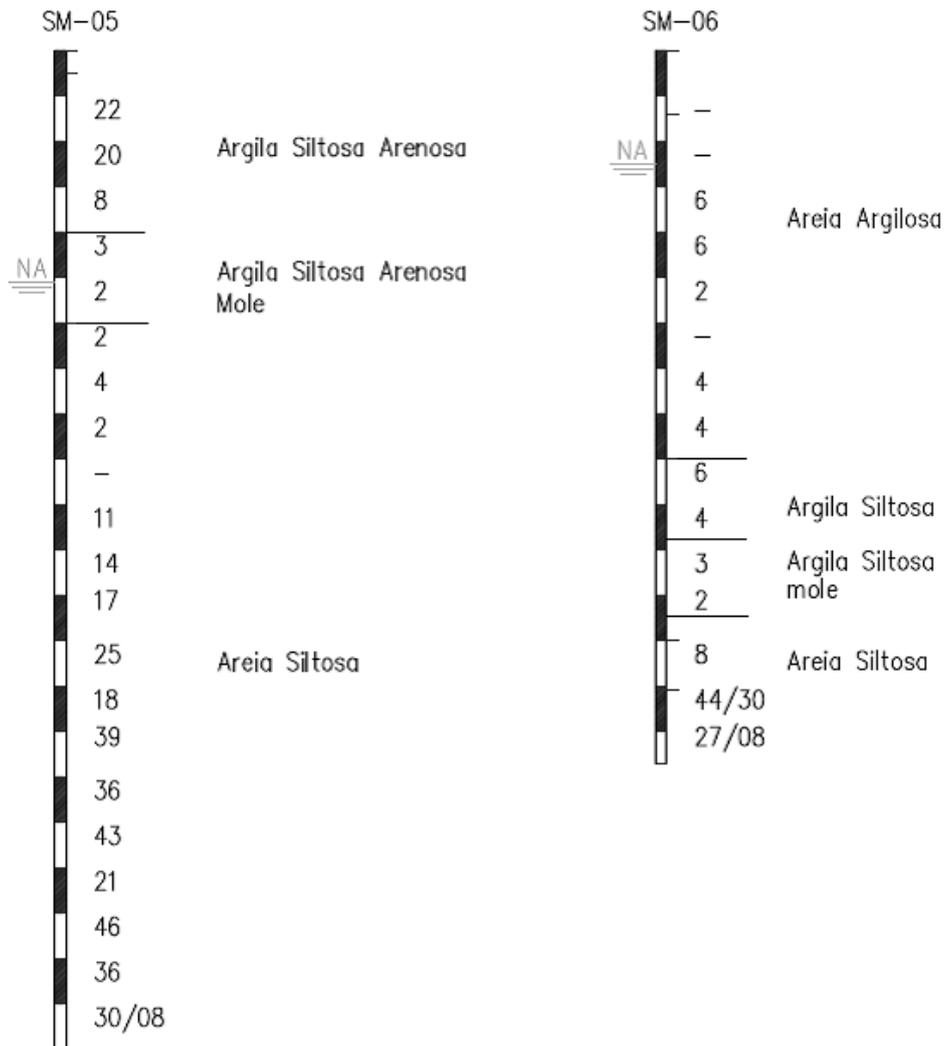
Correlações para solos residuais de gnaiss e granito

*Os valores citados como N_{60} , foram corrigidos para N_{72}

Anexo C – Sondagens Mistas



Sondagens SM-1, SM-2 e SM-3



Sondagens SM-5 e SM-6