

5 Análises de estabilidade

5.1. Introdução

Nos taludes de mineração a céu aberto é importante considerar não apenas a estabilidade em relação à vida útil da mina, mas também durante o processo de escavação, que devem ser garantidas para evitar acidentes que comprometam a saúde dos trabalhadores, prejuízos ao meio ambiente e riscos financeiros à atividade econômica. Na mineração Pampa de Pongo a escavação é feita por meio de desmonte a fogo, mas nesta pesquisa as forças dinâmicas decorrentes das cargas explosivas não serão consideradas.

A quantificação da estabilidade de um talude é dada por um índice denominado fator de segurança (FS) que relaciona a resistência ao cisalhamento, ao longo de uma potencial superfície de colapso, com as tensões cisalhantes atuantes geradas, neste caso específico de mineração, pelo peso das rochas e correspondentes variações causadas pelo processo de escavação.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, pela norma NBR 11682/91 – Estabilidade de Taludes, apresenta os valores mínimos de fatores de segurança listados na Tabela 5.1 em função do potencial de risco contra danos materiais, ambientais e perda de vidas humanas.

As análises de estabilidade foram feitas para as fases de escavação 4 (144m), 6 (216m), 8 (288m), 10 (360m), 12 (432m), 14 (504m), 16 (576m), 18 (648m), 20 (720m), 22 (792m), 24 (864m) e 26 (936m) empregando os métodos de equilíbrio limite (método das fatias) e dos elementos finitos considerando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para as litologias do maciço rochoso envolvidas nas análises.

Tabela 5.1 - Fatores de segurança mínimos para estabilidade de taludes
(ABNT NBR 11682/91)

Nível de segurança contra perda de vidas humanas / Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no Anexo D da referida norma.

Nota 2: No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , c e ϕ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1.1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

Nota 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

5.2.

Método de equilíbrio limite: resistência ao cisalhamento direcional

O critério tradicional de resistência de Hoek e Brown assume o maciço rochoso como um meio isotrópico formado por grupo de blocos de rocha intacta separado por descontinuidades sem direções preferenciais. No entanto é possível definir um conceito de resistência direcional para maciços rochosos fraturados (Read & Stacey, 2009) nas análises de estabilidade por método de equilíbrio limite:

- inicialmente admite-se o maciço rochoso isotrópico e com base no critério generalizado de Hoek & Brown (2002) são determinados os parâmetros de resistência isotrópicos equivalentes (Figura 5.1);
- se não houver famílias de descontinuidades que mergulhem em direção subparalela ao talude, a resistência ao cisalhamento do maciço rochoso pode ser considerada igual ao valor determinado na condição anterior de isotropia;
- se existir uma ou mais famílias de descontinuidades mergulhando subparalelamente à face do talude, então a resistência ao cisalhamento nesta direção é assumida como a resistência ao cisalhamento das descontinuidades e na direção normal como a resistência ao cisalhamento isotrópica equivalente,

- O conceito de resistência direcional busca estabelecer zonas de fraqueza com espessuras equivalentes às discontinuidades, seguidas de zonas de transição onde a resistência do maciço depende das propriedades da discontinuidade e da rocha intacta adjacente.

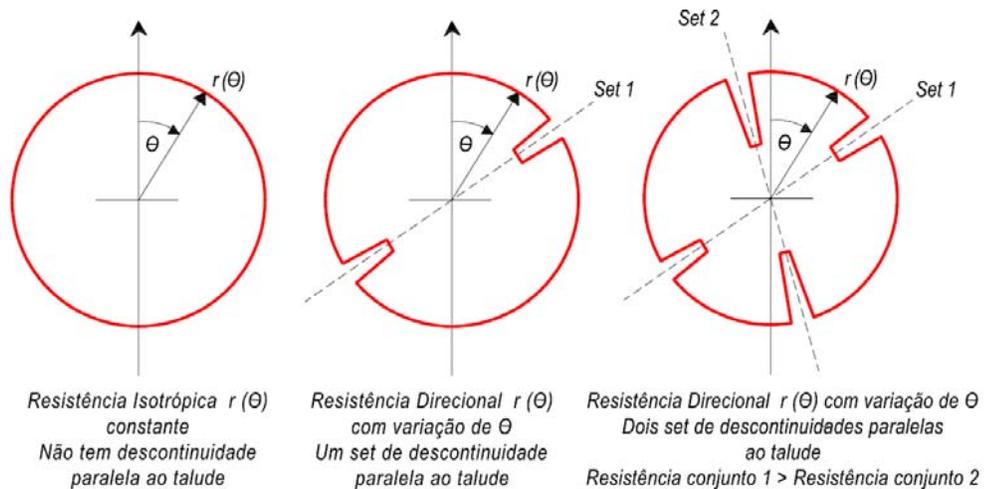


Figura 5.1 - Efeitos de descontinuidades paralelas ao talude na resistência ao cisalhamento do maciço rochoso - a magnitude da resistência direcional para uma orientação θ é proporcional à distância radial da origem até a curva vermelha (adaptado de Read & Stacey, 2009).

A resistência ao cisalhamento de descontinuidades pode ser estimada de acordo com o seguinte procedimento sugerido por Read & Stacey (2009):

(a) se as descontinuidades são persistentes e contínuas no talude, as propriedades de resistência ao cisalhamento podem ser determinadas pelo critério de Patton (Patton, 1966), critério Barton-Bandis (Barton 1973, 1976; Barton et al, 1990) ou ensaios de laboratório;

(b) se as descontinuidades são não persistentes, com as descontinuidades interrompidas por ligações ou pontes de rocha (Figura 5.2) a resistência ao cisalhamento aumenta de forma considerável. No presente trabalho as descontinuidades são admitidas como persistentes. Para uma discussão mais detalhada de descontinuidades não persistentes o leitor deve consultar, por exemplo, Jennings (1970), Einsteins et al. (1983) ou Wittke (1990).

Uma vez que a resistência ao cisalhamento de descontinuidades tenha sido identificada como persistente, a resistência direcional do maciço rochoso pode ser determinada da seguinte maneira:

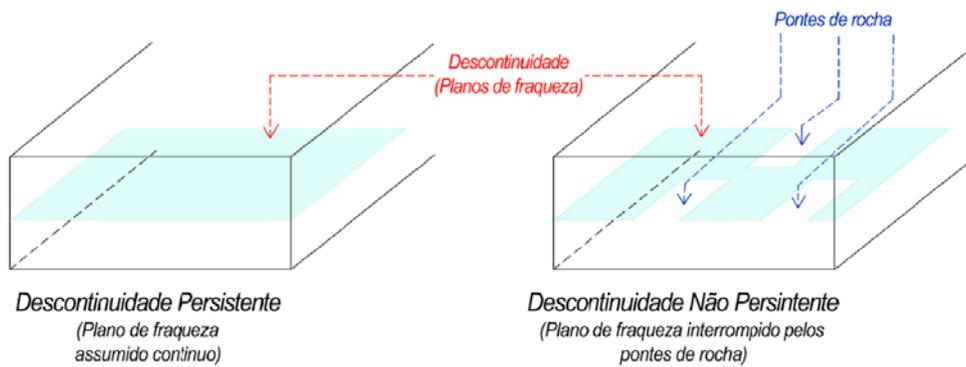


Figura 5.2 - Descontinuidades persistentes e não persistentes, as últimas com plano de fraqueza interrompido por pontes de rocha (adaptado de Wittke, 1990).

- a) para cada conjunto de descontinuidades subparalelas à face do talude se considera a existência de uma zona frágil adjacente à falha, com abertura angular $\alpha_a \pm \Delta\alpha_a$ (Figura 5.3) onde α_a é o ângulo de inclinação aparente da falha e $\Delta\alpha_a$ a semiabertura angular desde a ponta da fratura, geralmente assumida como $\pm 5^\circ$ na ausência de informações coletadas em campo. O ângulo de inclinação aparente pode ser determinado com auxílio de programas computacionais, como o DIPS da RocScience, para análises e visualizações de estruturas geológicas.

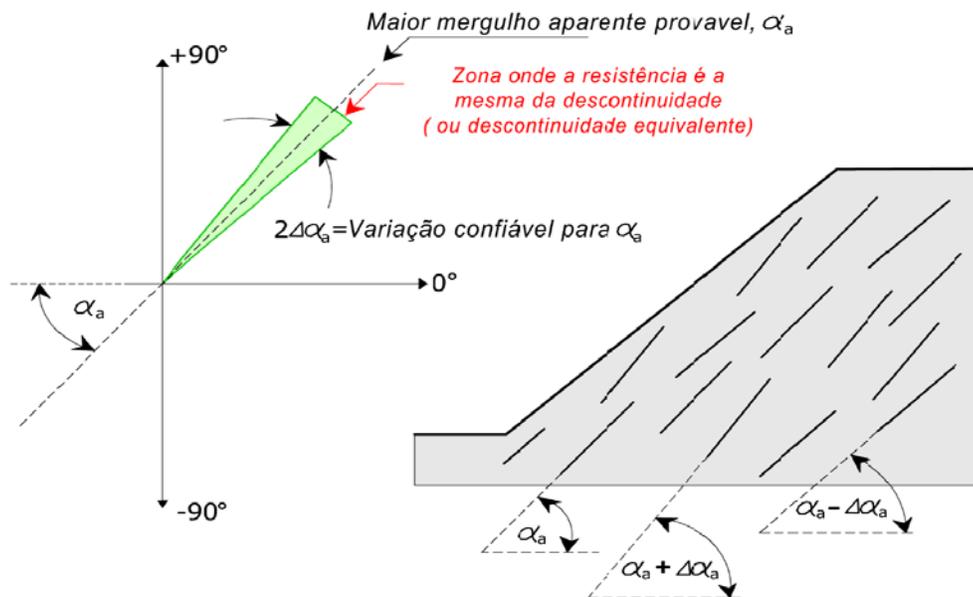


Figura 5.3 - Definição do ângulo de mergulho provável e da zona de descontinuidade equivalente (adaptado de Read & Stacey, 2009).

- b) algumas descontinuidades, como falhas secundárias, podem apresentar uma zona de alteração vizinha, chamada zona de transição, onde a resistência ao cisalhamento é inferior à da rocha intacta (Figura 5.4 e Figura 5.5). Nesta zona de transição se admite que os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb possam ser estimados por

$$c_{tz} = k_t c + (1 - k_t) c_j \quad (5.1)$$

$$\tan(\phi_{tz}) = k_t \tan(\phi) + (1 - k_t) \tan(\phi_j) \quad (5.2)$$

onde c_{tz} e ϕ_{tz} são a coesão e o ângulo de atrito da zona de transição, respectivamente, c e ϕ os valores de coesão e ângulo de atrito das pontes de rocha, se existentes, c_j e ϕ_j a coesão e ângulo de atrito da falha j . O coeficiente de transição k_t varia de 0 a 1 dependendo das características da zona de transição.

A zona de transição deve ser identificada considerando a espessura da zona de alteração junto à descontinuidade observada em campo, mas na ausência destas informações é tipicamente considerado um valor de $\pm 10^\circ$, além da zona frágil, para delimitar a zona de transição (Figura 5.4 e Figura 5.5).

No presente trabalho, as propriedades de resistência direcional nas várias litologias da mineração Pampa de Pongo estão listadas na tabela 5.1, com os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb calculados com as Eqs. 5.1 e 5.2. Em virtude de não haver informações sobre espessuras das zonas de alteração junto às falhas, foram admitidas espessuras uniformes de 2m, 3m e 4m, na zona de transição sucessivamente, em cada lado das descontinuidades, com o objetivo de verificar a influência das mesmas nos resultados de estabilidade de taludes por método de equilíbrio limite. Os valores de ângulos de semiabertura descrito na Figura 5.3 (tipicamente $\pm 5^\circ$) não foram utilizados em virtude do grande comprimento das falhas produzirem espessuras irrealistas. Constatou-se, após várias verificações numéricas, que o fator de segurança não foi significativamente influenciado pelas espessuras acima, e para as análises de estabilidade apresentadas a seguir pelo método de equilíbrio limite foi admitido uma espessura constante da zona de alteração em ambos os lados das falhas de 4 m e 2 m de espessura para zona da falha.

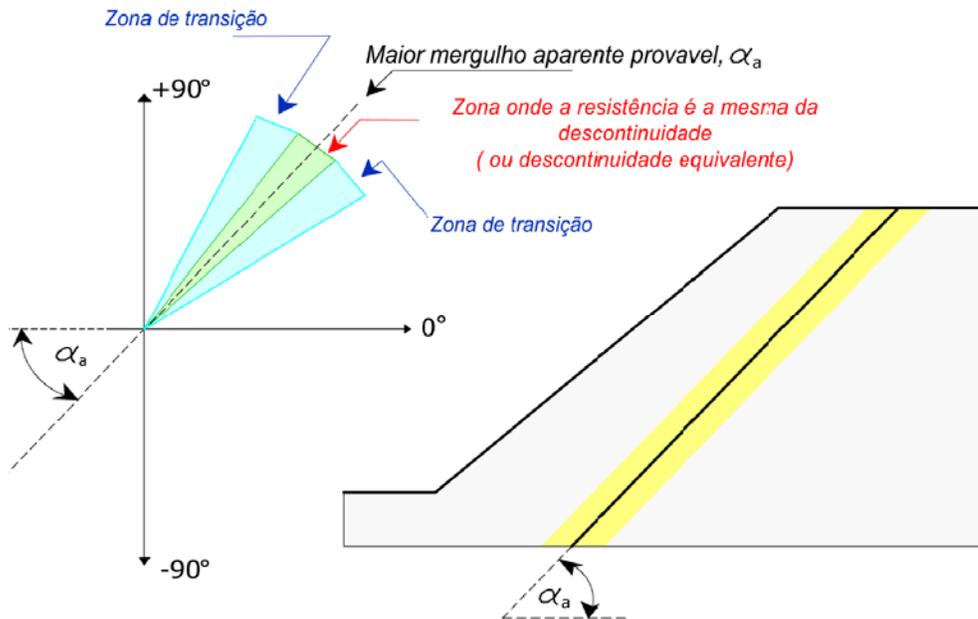


Figura 5.4 - Definição de uma zona de transição (adaptado de Read & Stacey, 2009).

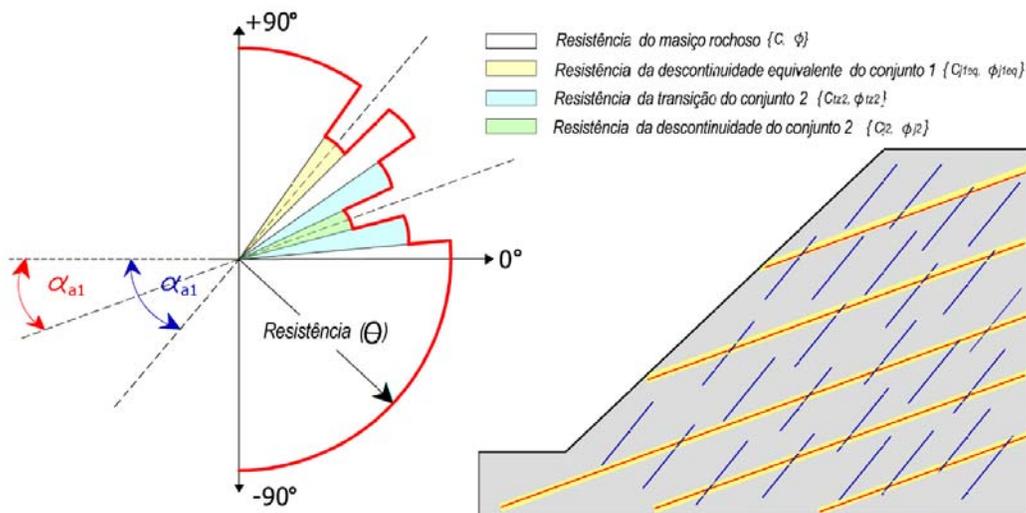


Figura 5.5 - Definição da resistência direcional de um maciço rochoso que contém dois conjuntos de descontinuidades. As descontinuidades do conjunto 1 são não persistentes e incluem pontes de rochas (maior resistência) enquanto que as descontinuidades do conjunto 2 são persistentes e apresentam uma zona de alteração (adaptado de Read & Stacey, 2009).

Tabela 5.2 - Propriedades de Resistência Direcional ao Cisalhamento da seção 1-1.

Unidade	Zona de transição										Descontinuidade	
	Coesão (KPa)					Ângulo de atrito (°)					C (KPa)	Φ (°)
	VI B	VIA	III B	III A	II	VI B	VIA	II B	III A	II		
■ Brecha	-	-	2040	2540	-	-	-	31,6	31,6	-	80	28
■ Calcário e Dolomita	-	-	290	724	1256	-	-	31,8	29	28,2	80	28
■ Metavulcânico	-	502,5	2117,5	-	-	-	27,6	26,0	-	-	80	28
■ Intrusivo	-	-	2165	-	-	-	-	25,5	29,7	-	80	28
■ Siltito e Arenito	-	-	465	-	-	-	-	30,0	-	-	80	28
■ Andesito	-	-	2367	936	763,5	-	-	26,5	38,5	45,8	80	28
■ Vulcânico	740	1802,5	571,5	3677,5	3677,5	27,01	23,65	35,86	30,7	-	80	28

5.3. Fatores de segurança

As Figuras 5.6 e 5.7 mostram as potenciais superfícies de colapso para a última etapa de escavação do talude na seção 1-1 (fase 24 correspondente à profundidade de 869m), obtidas por método de equilíbrio limite (método de Morgenstern-Price com programa computacional Slide da RocScience) e método dos elementos finitos (programas Phase2, Plaxis 2D, Plaxis 3D), com os respectivos valores dos coeficientes de segurança, na condição de ausência e de existência de continuidades no maciço rochoso.

As formas da superfície de colapso determinadas nas diferentes análises são bastante semelhantes entre si, passando preferencialmente ao longo de descontinuidades nos casos em que a existência destas é admitida (Figura 5.7). Observa-se também que as potenciais superfícies de ruptura não passam pelo pé do talude. Os valores dos fatores de segurança variam no intervalo entre 1,26 a 1,32 (sem descontinuidades) decaindo para o intervalo entre 1,12 a 1,23 (com descontinuidades).

Os valores de FS computados em análises 2D para as diversas fases de escavação na seção 1-1 estão listados na Tabela 5.2. De acordo com os valores estabelecidos pela NBR 11682/91 (Tabela 5.1) o fator de segurança para as análises com descontinuidades no maciço rochoso, na última (e atual) etapa de escavação, é preocupante pelo fato de ser inferior ao valor mais baixo recomendado.

As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam a variação do fator de segurança nas quatro seções avaliadas (1-1, 2-2, 3-3 e 4-4) observando-se valores pouco inferiores para o caso de existência de descontinuidades. Os cálculos executados com os diferentes programas computacionais para análises 2D e 3D mostram mesmas tendências de variação do fator de segurança com a profundidade e pouca dispersão dos resultados obtidos. De maneira geral, os valores determinados pelo método dos elementos finitos são ligeiramente superiores nas análises 3D, como esperado, o que justifica que a maioria das análises de estabilidade de taludes em problemas geotécnicos seja feita com a hipótese mais conservadora de estado plano de deformação.

As Figuras 5.10 a 5.13 ilustram a influência das descontinuidades do maciço rochoso na variação dos valores do fator de segurança com a profundidade de escavação.

Na última etapa de escavação os decréscimos relativos máximos nos fatores de segurança foram de 9,6% (seção 1-1), 6,1% (seção 2-2), 6.9% (seção 3-3) e 3.3% (seção 4-4).

Tabela 5.3 Fatores de segurança ao longo da profundidade de escavação da seção 1-1.

Descrição	Fase	Profundidade (m)	Fator de segurança				
			Phase2	Plaxis 2D	Slide	Plaxis 3D	
Seção 1-1	Sem descontinuidades	Fase 04	113	4,48	4,31	4,60	4,83
		Fase 06	185	2,70	2,60	3,02	2,85
		Fase 08	256	2,15	2,14	2,14	2,26
		Fase 10	329	1,90	1,93	1,87	2,01
		Fase 12	401	1,73	1,72	1,69	1,86
		Fase 14	473	1,72	1,67	1,67	1,75
		Fase 16	545	1,60	1,60	1,58	1,66
		Fase 18	617	1,53	1,47	1,50	1,49
		Fase 20	689	1,36	1,33	1,39	1,39
		Fase 22	761	1,26	1,25	1,32	1,30
		Fase 24	869	1,26	1,24	1,32	1,28
		Com descontinuidades	Fase 04	113	4,21	4,21	4,58
	Fase 06		185	2,59	2,56	3,02	2,69
	Fase 08		256	1,90	1,95	2,14	2,08
	Fase 10		329	1,80	1,76	1,86	1,86
	Fase 12		401	1,64	1,61	1,68	1,72
	Fase 14		473	1,60	1,56	1,63	1,66
	Fase 16		545	1,53	1,50	1,47	1,57
	Fase 18		617	1,37	1,36	1,37	1,43
	Fase 20		689	1,25	1,23	1,25	1,31
	Fase 22		761	1,17	1,15	1,20	1,26
	Fase 24		869	1,17	1,12	1,19	1,23

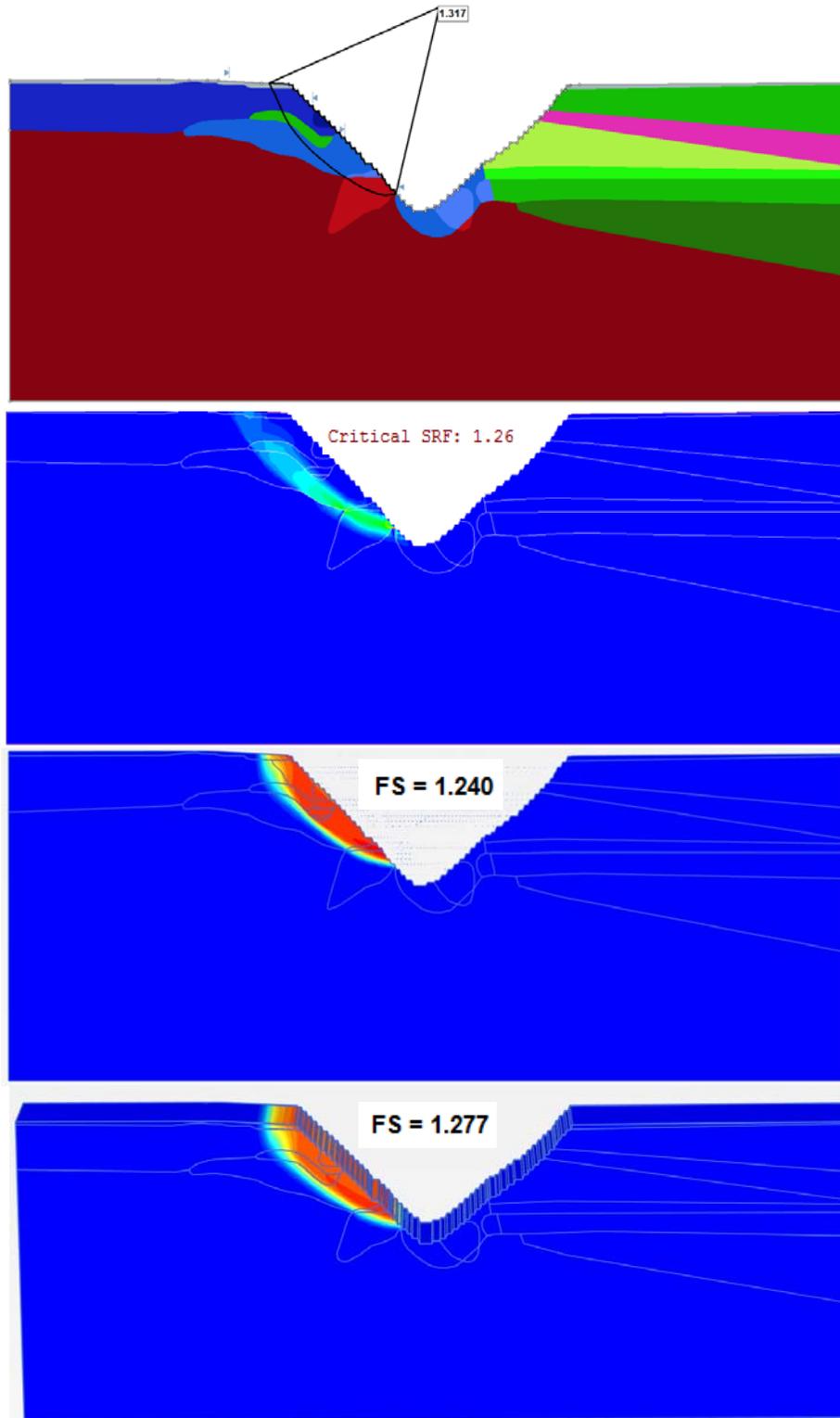


Figura 5.6 Superfície aproximada de ruptura sem presença de descontinuidades (deslocamentos totais). a) Slide, b) Phase2, c) Plaxis 2D e d) Plaxis 3D.

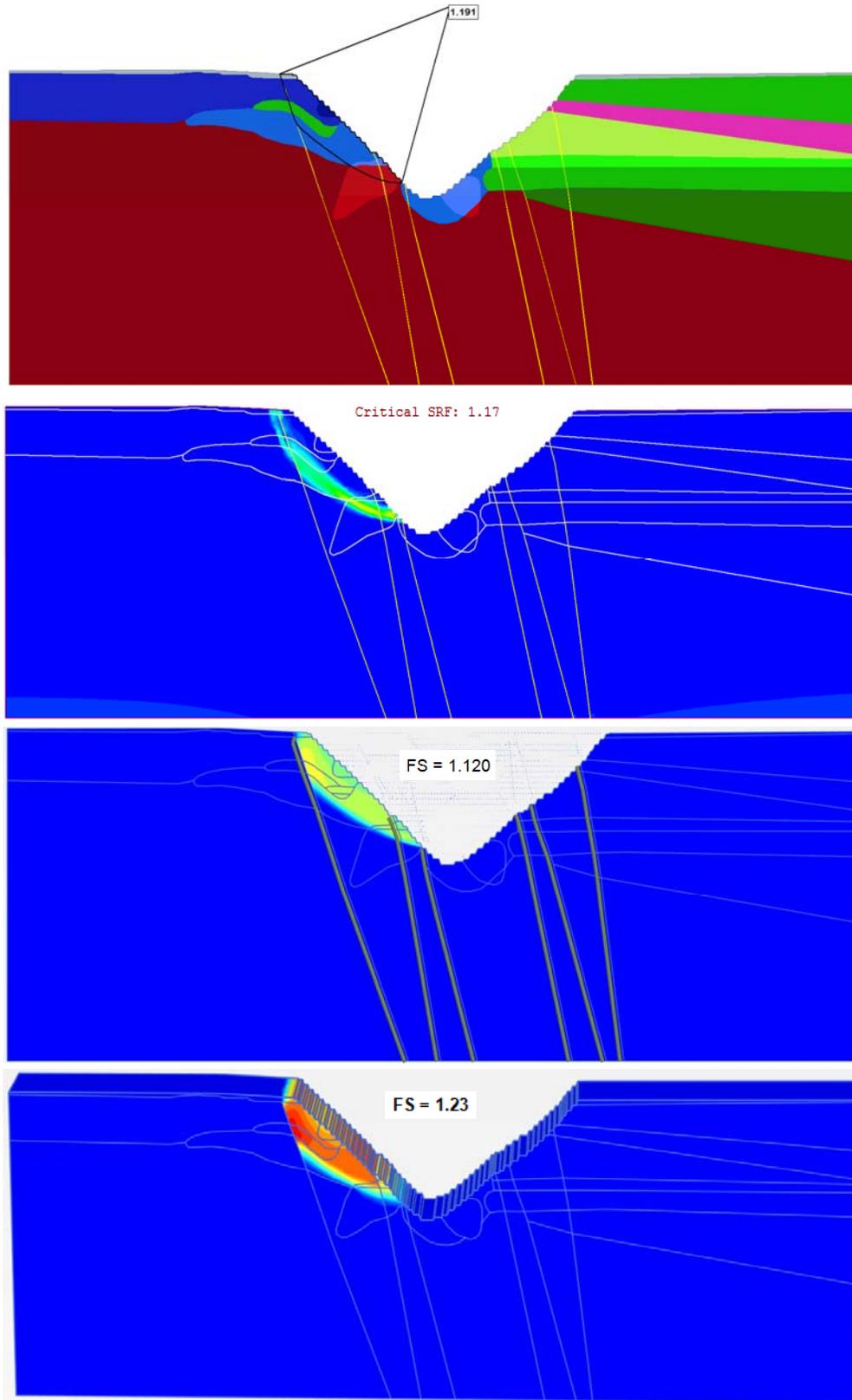


Figura 5.7 Superfície aproximada de ruptura com presença de descontinuidades (deslocamentos totais). a) Slide, b) Phase2, c) Plaxis 2D e d) Plaxis 3D.

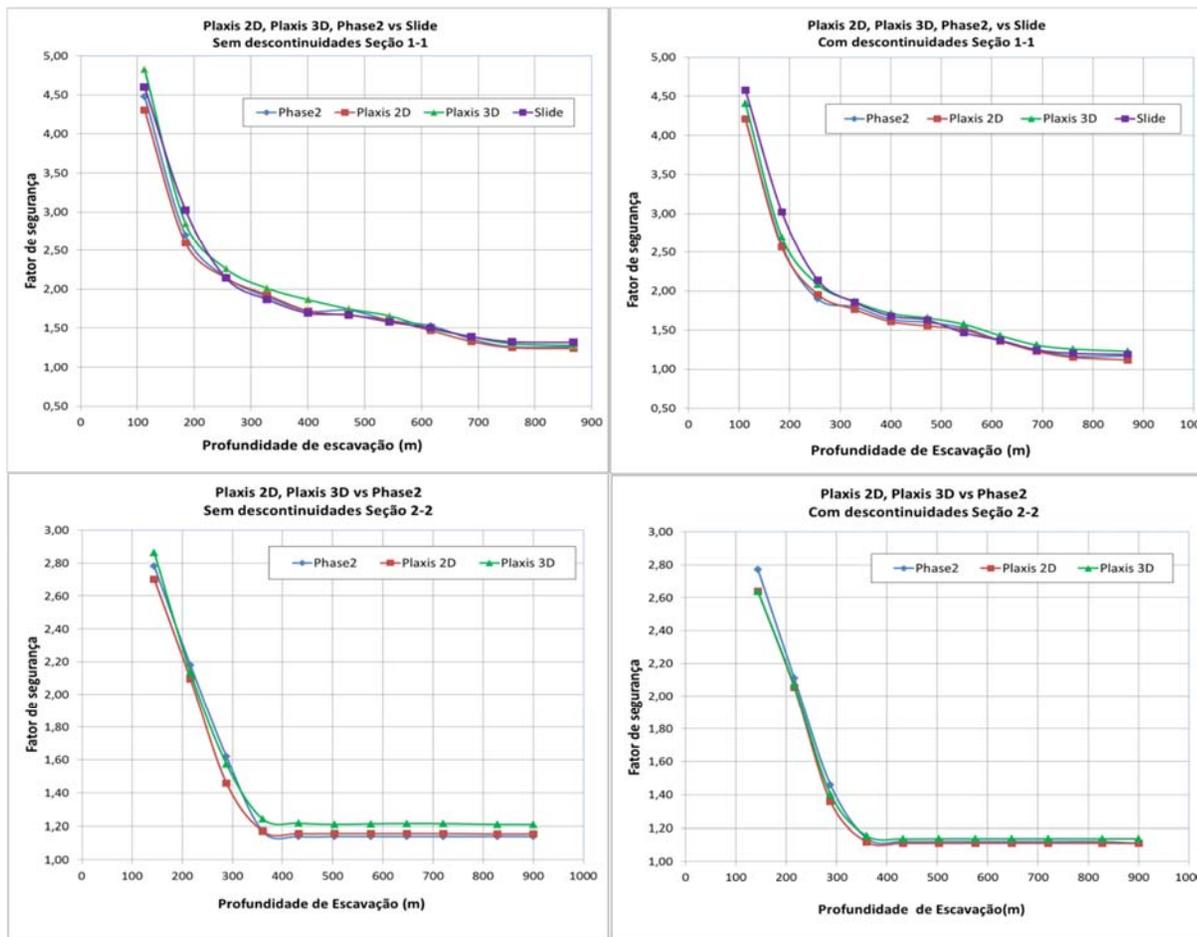


Figura 5.8 - Variação dos fatores de segurança com a profundidade nas seções 1-1 (topo) e 2-2 (base).

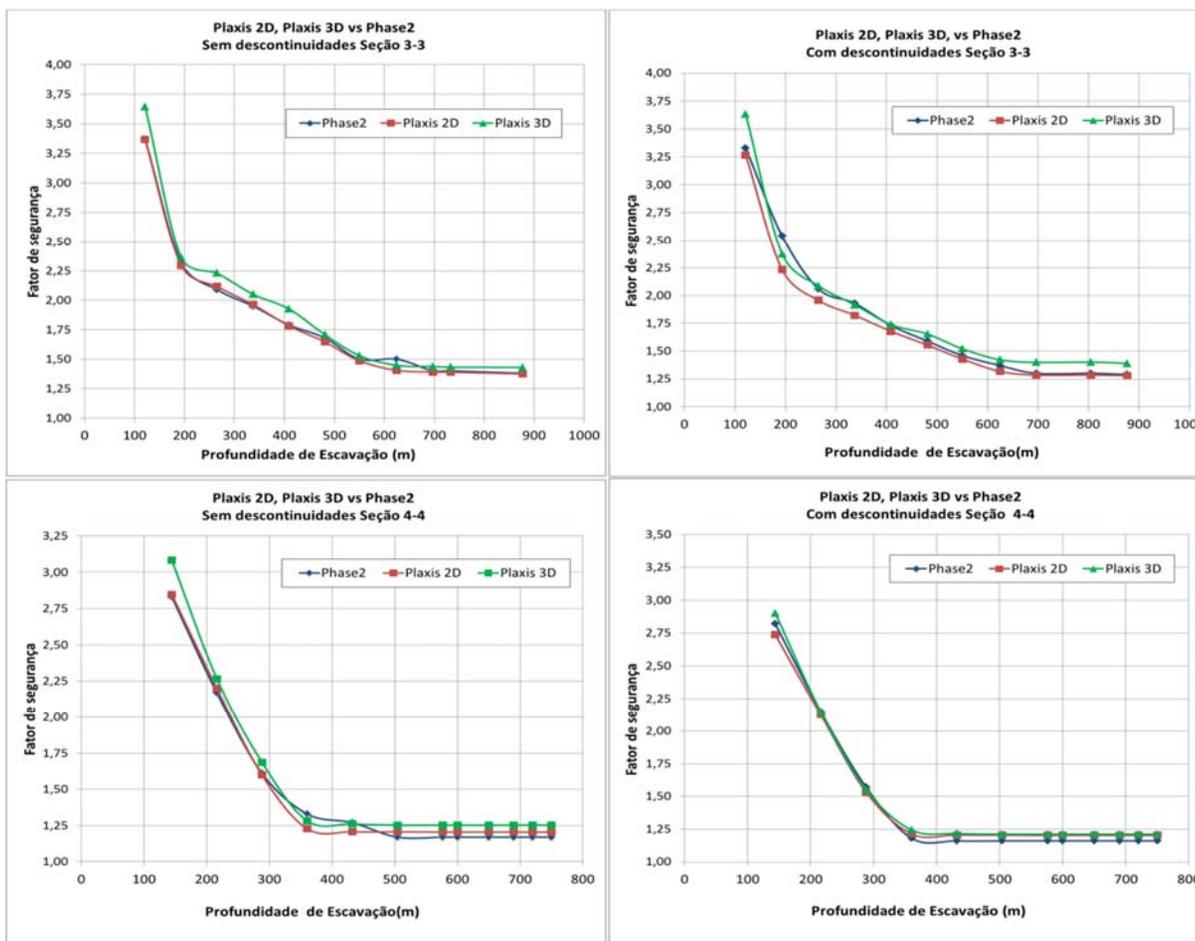


Figura 5.9 - Variação dos fatores de segurança com a profundidade nas seções 3-3 (topo) e 4-4 (base).

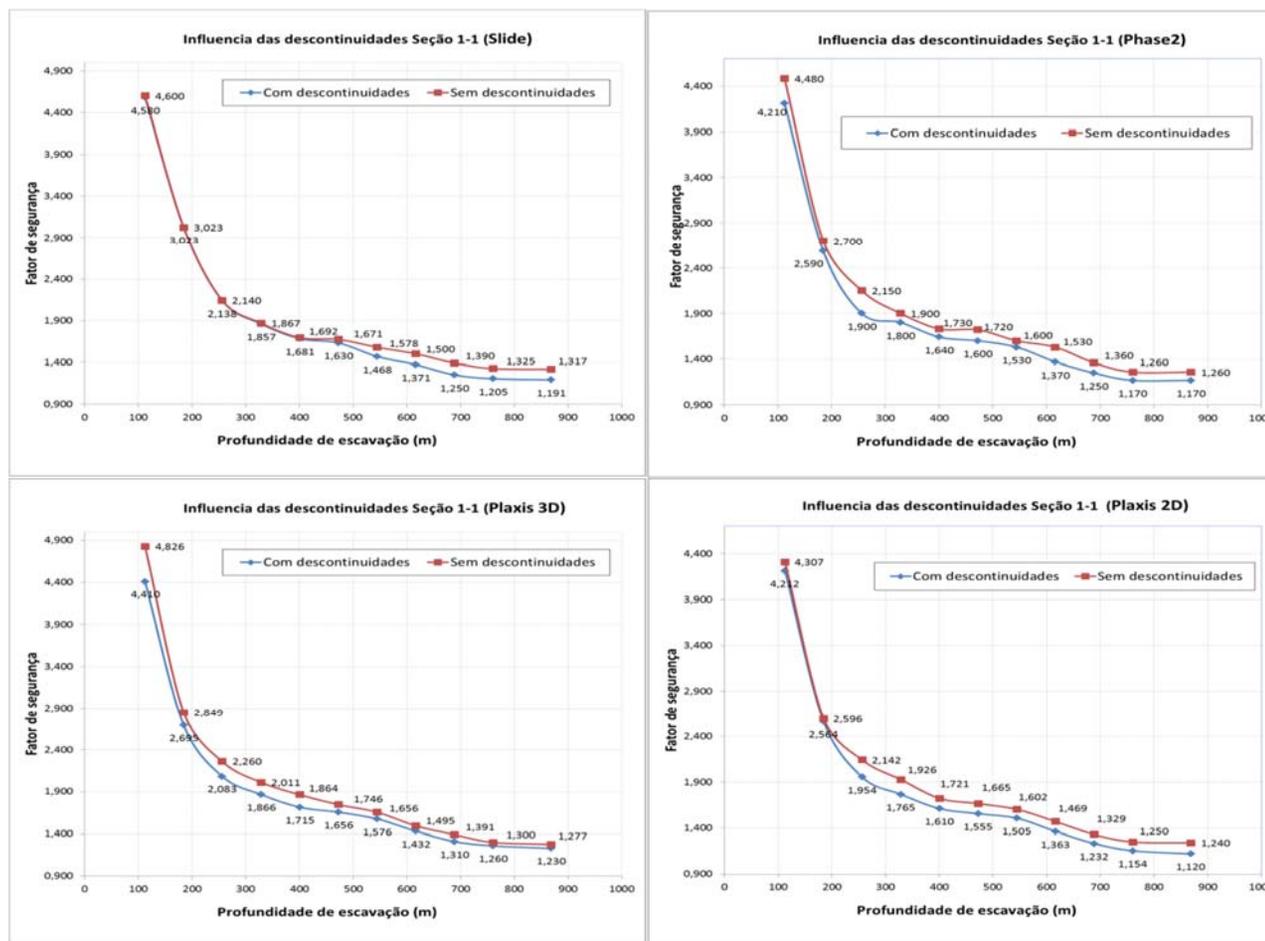


Figura 5.10 - Influência das descontinuidades no fator de segurança da seção 1-1.

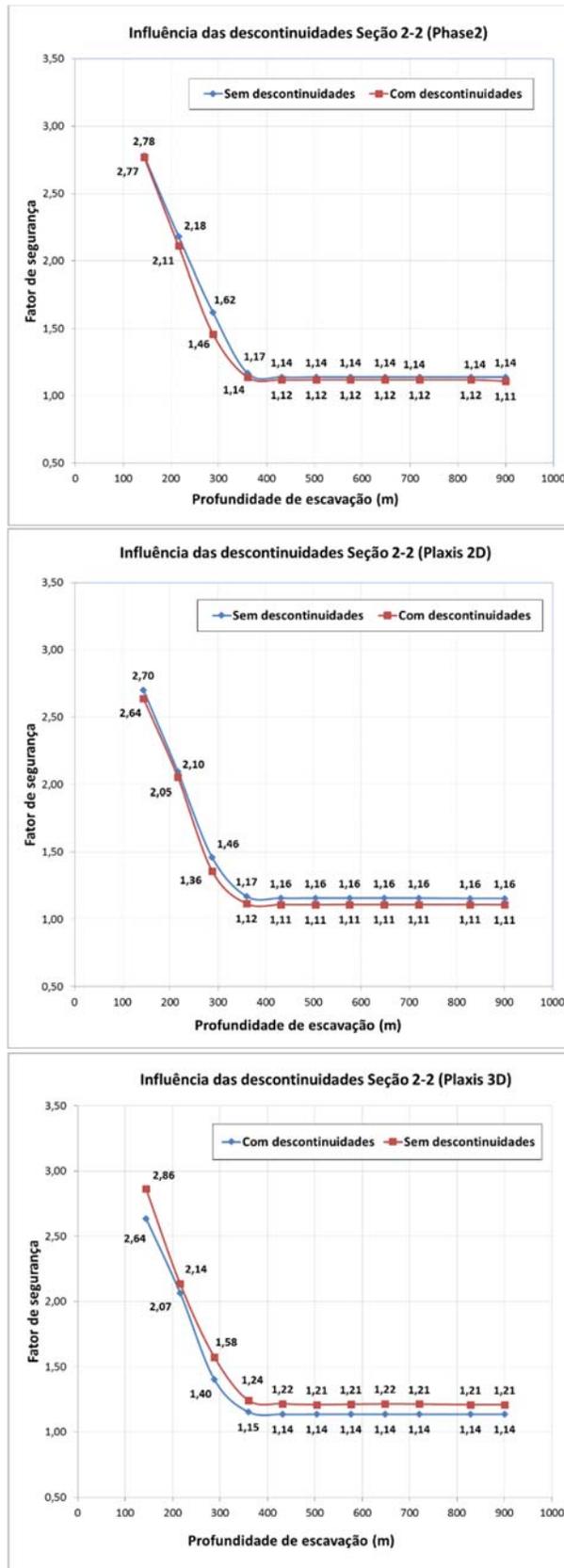


Figura 5.11 - Influência das descontinuidades no fator de segurança da seção 2-2.

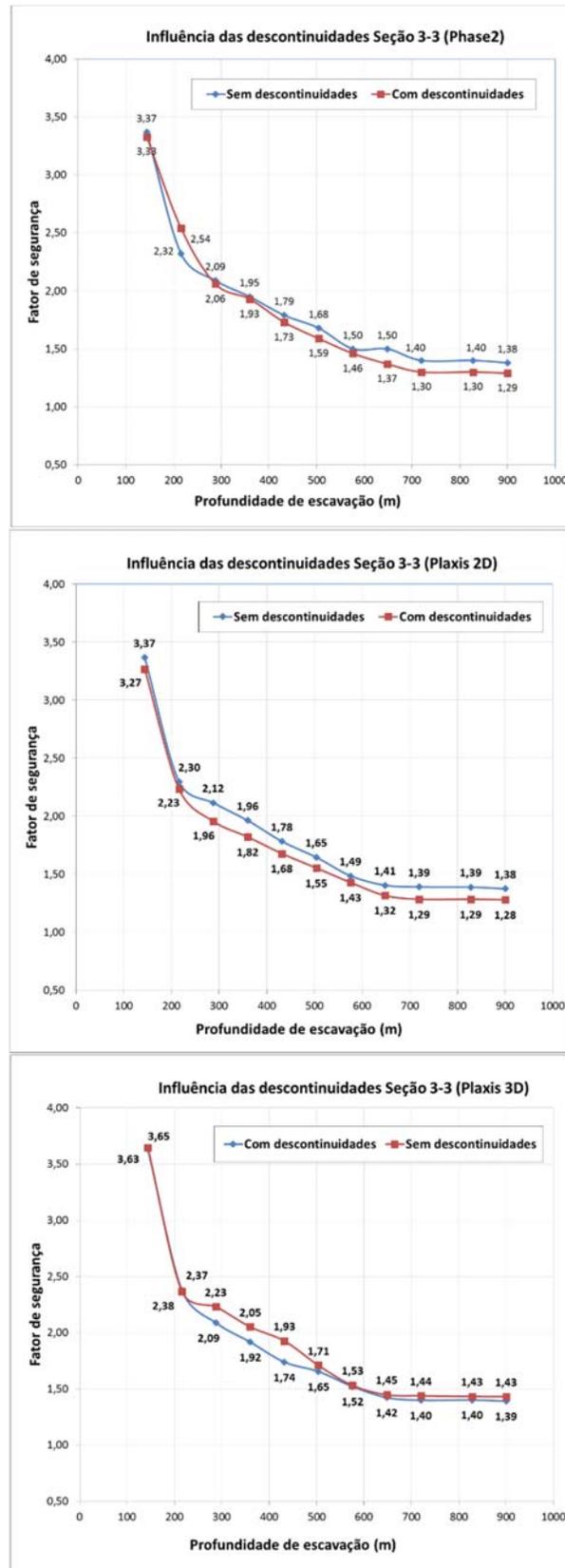


Figura 5.12 - Influência das descontinuidades no fator de segurança da seção 3-3.

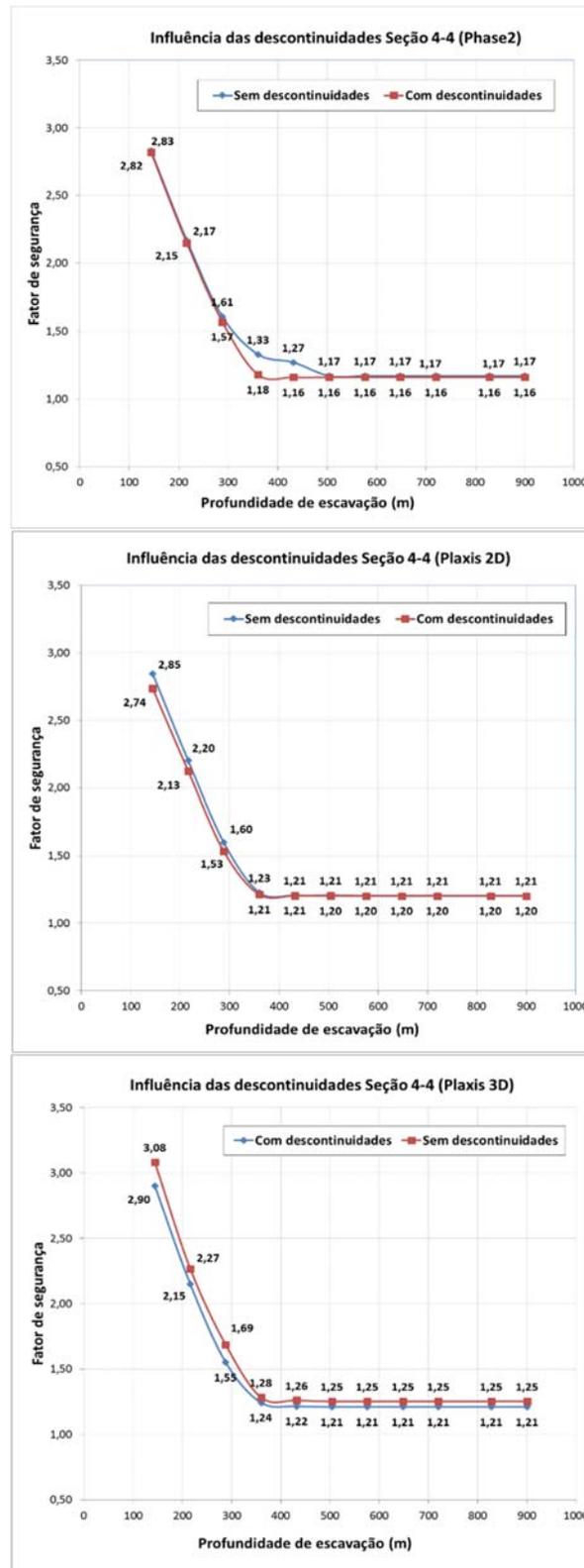


Figura 5.13 - Influência das descontinuidades no fator de segurança da seção 3-3.