

5 Análise de Estabilidade

5.1. Introdução

Mecanicamente, um escorregamento de massa ocorre quando as tensões solicitantes excedem a resistência ao cisalhamento do solo depositado. A condição de estabilidade é definida através do Fator de Segurança (FS). Matematicamente esse fator é definido como a expressão do balanço entre as forças resistivas (que tendem a manter o sedimento imóvel) e as forças cisalhantes (que forçam os sedimentos a se movimentarem talude abaixo) ou simplesmente como a razão entre a resistência cisalhante média e a tensão cisalhante ao longo da superfície crítica de ruptura. Valores de FS maiores que 1 indicam estabilidade, valores de FS menores do que 1 indicam instabilidade e valores de F igual a 1 indicam condições limites de estabilidade (meta-estabilidade). No entanto, deve-se observar que a probabilidade de ocorrência de um deslizamento não é função linear do fator de segurança.

Normalmente, mas não sempre, os ambientes onde se verifica grande ocorrência de escorregamentos de taludes possuem gradientes onde a força da gravidade atua de forma persistente, solicitando o material para baixo.

As propriedades geotécnicas de um solo marinho são, em primeira linha, o resultado da sua história geológica. Fatores como taxa de sedimentação, teor de matéria orgânica, granulometria e presença ou não de gás intersticial irão influenciar diretamente propriedades como densidade, porosidade, índice de plasticidade, resistência ao cisalhamento, entre outras. Além disso, o gradiente do fundo marinho, movimentos diapíricos e a ação de correntes de fundo contribuem para gerar pontos críticos para a estabilidade. Porém, como visto no item 2.2 deste trabalho, para que o movimento de massa efetivamente ocorra, é necessário que um mecanismo disparador inicie o processo.

Os principais mecanismos disparadores de origem natural estão associados a ondas de choque geradas por terremotos e a sobrecarga cíclica

gerada pela passagem de ondas de tempestades. As ondas sísmicas são ondas compressoriais e/ou cisalhantes que causam a aceleração nas partículas de sedimentos. Dependendo da intensidade do terremoto e da distância do epicentro, a aceleração gerada poderia diminuir a resistência do solo de tal forma que ele entre em movimento. Por outro lado, a variação na pressão hidrostática resultante da passagem de cavas e picos das ondas geraria um carregamento cíclico que resultaria em um aumento na poropressão e redução na tensão efetiva do solo, e conseqüentemente a sua resistência. Outros mecanismos disparadores estão associados a variações acentuadas em escala mundial do nível do mar. Porém estas ocorrem em outra escala de tempo geológico e podem ser consideradas irrelevantes dentro no espaço de tempo de um projeto de duto.

5.2. Descrição do Método

Apesar dos escorregamentos submarinos acontecerem normalmente em larga escala, mobilizando volumes de massa significativos, as análises de estabilidade de taludes serão realizadas neste trabalho em pequena escala, considerando-se apenas a camada superficial do perfil de solo em cada seção analisada.

Diversos modelos são descritos para o cálculo de FS. A metodologia proposta por Booth et al. (1985), aplica-se para sedimentos finos em ambientes deposicionais e baseia-se na combinação de duas teorias da mecânica dos solos: a de análise de estabilidade de talude infinito em termos de tensões efetivas (Morgenstern & Sangrey, 1978) e a teoria da consolidação de Gibson (1958). Nesta metodologia, os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade são o coeficiente de adensamento C_v , e o ângulo de atrito efetivo da argila ϕ' . Estes dados, associados com a datação, para avaliar taxa de sedimentação, permitem que se chegue a um fator de segurança, que traduz a potencialidade de ruptura do talude estudado. No atual trabalho, a intenção inicial era analisar a estabilidade dos taludes ao longo da rota através da metodologia proposta por Booth *et al.* (1985) mas as taxas de sedimentação encontradas foram muito baixas (vide tabela 4 no capítulo 4), inserindo imprecisões muito grandes no cálculo dos fatores de segurança.

As análises de estabilidade foram então feitas a partir da teoria do talude infinito, em metodologia aplicada por Nowacki *et al.* (2003) nos campos profundos de Mad Dog e Atlantis no Golfo do México. Para isso foi necessária a integração dos dados geotécnicos e geofísicos, para que todos os parâmetros utilizados na metodologia pudessem ser obtidos. Os resultados obtidos a partir dessa formulação foram comparados com aqueles resultantes da formulação clássica do talude infinito.

Segundo Taylor (1948) o termo talude infinito é usado para designar um talude constante com extensão ilimitada que possui condições e propriedades do solo constantes em qualquer dada distância abaixo da superfície do talude. Por simplificação, o solo pode ser considerado homogêneo mas um talude infinito consiste em várias camadas de diferentes tipos de solo dispostas umas sobre as outras desde que paralelas à superfície do talude. Desta forma, qualquer coluna vertical de solo dentro de um talude infinito é por definição, igual a qualquer outra dentro deste mesmo talude. Segundo Massad (2003), taludes infinitos consistem em taludes de encostas naturais que se caracterizam pela sua grande extensão, centenas de metros, e pela reduzida espessura do manto de solo, de alguns metros. A ruptura, quando ocorre, é do tipo planar, com linha crítica situada na interface entre duas camadas com características físicas distintas.

A teoria do talude infinito é bastante útil na avaliação da estabilidade de solos superficiais. As condições acima apresentadas para a caracterização de um talude infinito se aplicam nas seções analisadas ao longo da rota do gasoduto, objeto deste trabalho.

As análises de estabilidade foram realizadas de acordo com o tipo de material e a disponibilidade de parâmetros geotécnicos em cada seção. Como foi explicado no item 3.4.2 deste trabalho, nem todas as amostras geotécnicas foram contempladas com ensaios de resistência e quando da existência dos mesmos, a campanha de ensaios visou apenas o projeto do gasoduto.

A espessura das camadas analisadas foi obtida através da sísmica: multiplicou-se a metade do intervalo de tempo decorrido entre o primeiro refletor mapeado e o fundo marinho pela velocidade do som na água do mar (aproximadamente 1500m/s). Essa velocidade pode variar de 1480 a 1530 m/s dependendo da salinidade e temperatura. A velocidade do som em sedimentos

superficiais não adensados se aproxima da velocidade do som na água devido aos altos teores de água presentes nesses materiais.

5.2.1. Análise de estabilidade

5.2.1.1. Solos coesivos

Pela formulação clássica do talude infinito para materiais coesivos tem-se que:

$$FS = \frac{Su}{\gamma' H \sin \beta \cos \beta} \quad (1)$$

onde:

Su = resistência não-drenada do solo

γ' = peso específico submerso do solo

H = altura vertical da camada de solo analisada

β = ângulo de inclinação do talude

Segundo a formulação utilizada por Nowacki *et al.* (2003) nos taludes do Golfo do México, o fator de segurança é expresso por:

(2)

onde:

Su^{DSS} = resistência não-drenada obtida através do ensaio de cisalhamento simples (*direct simple shear*)

Su^C = resistência não drenada obtida através do ensaio triaxial convencional

σ'_{vo} = tensão efetiva vertical

$\kappa = Su^C / Su^{DSS}$ = razão de anisotropia

β = ângulo de inclinação do talude

O valor Su^{DSS} é preferível ao Su^C neste tipo de análise pois ele melhor se aplica às condições de campo, ou seja, ao modo de ruptura translacional, quando uma camada desliza sobre a outra subjacente.

Como pôde ser observado no item 3.3.2, não fez parte do escopo de ensaios geotécnicos de laboratório a execução de ensaios de cisalhamento simples (DSS). Desta forma, o valor de $\kappa = 1,3$ foi obtido através de dados empíricos (Ladd, 1986) e trata-se do mesmo valor encontrado para a argila do campo de Mad Dog, no Golfo do México (Nowacki *et al.*, 2003).

Ambas análises descritas acima foram realizadas nas seções referentes aos seguintes furos geotécnicos: KGT-1, K-15, K-12, K-06, K-11, K-04, K-05, K-10, K-09, K-07, K-01, K-02 e K-03.

Uma análise em termos de tensões efetivas também foi utilizada, porém somente nas seções referentes aos furos geotécnicos KGT-1 e KGT-3, cuja campanha de ensaios contemplou ensaios triaxiais CIU, quando os parâmetros de resistência c' e ϕ' foram determinados. Esta análise, que também foi aplicada por Nowacki *et al.* (2003), pode ser expressa pela seguinte fórmula:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan(\arcsen(\frac{\tan \beta}{1 + \frac{(a - \Delta u)}{\gamma' H \cos^2 \beta}}))} \quad (3)$$

onde:

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo

β = ângulo de inclinação do talude

H = altura vertical da camada de solo analisada

a = atração = coesão / $\tan \phi'$

Δu = excesso de poropressão

γ' = peso específico submerso do solo

Nesta formulação o valor do excesso de poropressão (Δu) adotado foi zero, assumindo-se condições hidrostáticas de poropressão.

5.2.1.2. Solos não coesivos

É sabido que em solicitações muito rápidas, como por exemplo terremotos, as areias podem apresentar um comportamento não-drenado. Porém, como pode ser observado no capítulo 4, as areias analisadas foram classificadas como medianamente compactas a compactas e, devido ao efeito de dilatância neste

tipo de material, a resistência não drenada de areias compactas é sempre maior que a sua resistência drenada, tornando a análise drenada a favor da segurança.

A formulação clássica do talude infinito para a análise de estabilidade de taludes de solos granulares encontra-se a seguir:

(4)

onde:

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo

β = ângulo de inclinação do talude

No caso de solos não coesivos, Nowacki *et al.* (2003) se basearam nos estudos de Teunissen & Spierenburg (1995). Para eles, a condição $\phi' > \beta$ para que não haja um escorregamento é necessária mas não suficiente. Estes pesquisadores definiram um ângulo crítico de inclinação do talude β_c correspondente a um fator de segurança $FS = 1$ como sendo:

$$\beta_c = \arctan(\text{sen } \phi') \quad (5)$$

Desta forma, o valor do fator de segurança pode ser expresso por:

$$FS = \frac{\text{sen } \phi'}{\tan \beta} \quad (6)$$

Esta relação minora o valor do fator de segurança e foi realizada nas seções referentes aos furos geotécnicos K-17, K-16, KGT-2, KGT-2A, K-14, K-13, K-13A e K-08.

5.3. Resultados

Mesmo tendo as seções analisadas sido escolhidas de acordo com a disponibilidade dos dados geotécnicos, algumas considerações foram feitas em alguns casos para que fosse possível o cálculo dos fatores de segurança.

Conforme citado no capítulo 4, não foram realizados ensaios de resistência nas amostras provenientes dos furos K-16 e K-17. Desta forma, os parâmetros de resistência foram arbitrados pela autora a partir da densidade relativa calculada para o furo K-18, igual a 63%. Segundo Terzaghi (1967), Zeevaert (1972) *apud* Velloso (1979) e Lambe e Whitman (1969), este valor de densidade relativa corresponde a uma areia medianamente compacta. A API RP 2A – WSD (1993) sugere para este tipo de material um ângulo de atrito de 30°, já a norma DNV-RP-F105, os valores típicos de ϕ' podem variar de 30° a 36°. Segundo a formulação de Mello (1971) *apud* Schnaid (2000), o ângulo de atrito desta areia é 27,5°. Assim sendo, o valor do ângulo de atrito foi arbitrado igual a 30° nas seções dos furos K-16 e K-17. Ainda para a seção referente ao furo K-17, a inclinação do talude medida a partir da batimetria indicou um gradiente nulo que não permitiu os cálculos. O gradiente nesta seção foi então considerado igual a 0,1°.

Os valores de fatores de segurança para todas as seções analisadas utilizando-se a formulação clássica do talude infinito encontram-se na tabela 8.

Tabela 8 – Fatores de segurança para todas as seções calculados a partir da formulação clássica do talude infinito

SEÇÃO	CLASSIFICAÇÃO USCS	H (m)	β (°)	SOLO GRANULAR		SOLO COESIVO		
				ϕ' (°)	FS	Su (kPa)	γ' (kN/m ³)	FS
K-01	CH	2,75	6,48			46,43	5,9	25,5
K-02	CH	2,40	6,48			8,81	5,9	5,5
K-03	CH	1,83	6,48			13,90	7,1	9,5
K-04	CH	2,38	14,24			16,46	5,6	5,2
K-05	CH	2,38	14,24			5,40	9,6	1,0
K-06	CH	3,84	2,22			9,03	5,3	11,5
K-07(1)	MH	4,03	9,78			4,20	5,7	1,1
K-07(2)	CH	2,38	9,78			12,90	6,5	5,0
K-08(1)	SM	2,74	3,78	39,6	12,5			
K-08(2)	SM	2,74	11,70	39,6	4,0			
K-09	CH	3,11	2,48			8,70	6,9	9,4
K-10	CH	2,38	14,24			5,10	6,7	1,3
K-11(1)	CH	1,09	2,41			3,40	5,6	13,3
K-11(2)	CH	6,95	2,41			3,20	5,1	2,1
K-12	CH	2,56	2,63			4,00	6,0	5,7
K-13/K-13A	SM	3,84	3,14	35,6	13,1			
K-14	SM	5,87	2,44	41,6	20,8			
K-15	MH	4,95	0,94			7,30	7,9	11,4
K-16	SM	1,50	1,22	30	27,1			
K-17	SM	2,39	0,10	30	330,8			
KGT-1	CL	8,43	2,00			28,55	8,1	12,0
KGT-2	SM	3,30	1,70	32,8	21,7			
KGT-2A	SM	1,10	1,70	32,5	21,5			
KGT-3	CH	2,74	2,48			8,10	6,4	10,7

As tabelas 9, 10 e 11 a seguir expõem os resultados encontrados utilizando-se a metodologia aplicada por Nowacki *et al.* (2003).

Tabela 9 – Fatores de segurança resultantes da metodologia proposta por Nowacki *et al.* (2003) para solos coesivos, análises em termos de tensões efetivas

SEÇÃO	LDA (m)	CLASSIFICAÇÃO USCS	H (m)	SOLOS GRANULARES			
				ϕ' (°)	β (°)	β_c (°)	FS
K-08(1)	1328	SM	2,74	39,6	3,78	32,51	9,6
K-08(2)		SM	2,74	39,6	11,70	32,51	3,1
K-13/K-13A	560	SM	3,84	35,6	3,14	30,20	10,6
K-14	454	SM	5,87	41,6	2,44	33,58	15,6
K-16	182	SM	1,50	30,0	1,22	26,57	23,5
K-17	88	SM	2,39	30,0	0,10	26,57	286,5
KGT-2	366	SM	3,30	32,8	1,70	28,44	18,3
KGT-2A	357	SM	1,10	32,5	1,70	28,25	18,1

Tabela 10 – Fatores de segurança resultantes da metodologia proposta por Nowacki *et al.* (2003), análises em termos de tensões efetivas

SEÇÃO	LDA (m)	CLASSIFICAÇÃO USCS	H (m)	SOLOS COESIVOS						
				ϕ' (°)	β (°)	c' (kPa)	a	Δu (kPa)	γ' (kN/m ³)	FS
KGT-1	280	CL	8,43	24,80	2,00	20,0	43,28	0	8,5	8,2
KGT-3	1361	CH	2,74	24,60	2,48	6,0	13,11	0	5,9	9,2

Tabela 11 – Fatores de segurança resultantes da metodologia proposta por Nowacki *et al.* (2003), análises em termos de tensões totais

SEÇÃO	LDA (m)	CLASSIFICAÇÃO USCS	H (m)	SOLOS COESIVOS						
				Su (kPa)	β (°)	κ	Su ^{DSS} (kPa)	γ' (kN/m ³)	Su ^{DSS} / σ'_{vo}	FS
K-01	1028	CH	2,75	46,43	6,48	1,3	35,72	5,9	1,90	18,1
K-02	1060	CH	2,40	8,81	6,48	1,3	6,78	5,9	0,48	4,6
K-03	1045	CH	1,83	13,90	6,48	1,3	10,70	7,1	0,36	3,4
K-04	1293	CH	2,38	16,46	14,24	1,3	12,66	5,6	0,21	1,0
K-05	1308	CH	2,38	5,40	14,24	1,3	4,15	9,6	0,88	4,2
K-06	970	CH	3,84	9,03	2,22	1,3	6,95	5,3	0,14	3,7
K-07(1)	1030	MH	4,03	4,20	9,78	1,3	3,23	5,7	0,13	0,9
K-07(2)	1030	CH	2,38	12,90	9,78	1,3	9,92	6,5	0,13	0,9
K-09	1387	CH	3,11	8,70	2,48	1,3	6,69	6,9	0,02	0,5
K-10	1324	CH	2,38	5,10	14,24	1,3	3,92	6,7	0,15	0,7
K-11(1)	1100	CH	1,09	3,40	2,41	1,3	2,62	5,6	0,15	3,7
K-11(2)	1100	CH	6,95	3,20	2,41	1,3	2,46	5,1	0,15	3,7
K-12	883	CH	2,56	4,00	2,63	1,3	3,08	6,0	0,08	1,8
K-15	312	MH	4,95	7,30	0,94	1,3	5,62	7,9	0,10	6,2
KGT-1	280	CL	8,43	28,55	2,00	1,3	21,96	8,1	0,34	10,0

5.4. Discussão dos Resultados

Antes de se fazer uma análise comparativa dos resultados e definir os pontos críticos ao longo da diretriz do gasoduto, é preciso que se faça uma análise crítica dos dados geotécnicos utilizados.

Curvas σ'_{vo} (kPa) versus Su (kPa) foram traçadas para as análises sob condições não drenadas com a finalidade de se obter a razão Su/σ'_{vo} ao longo do perfil. Segundo Bjerrum (1973) *apud* Schnaid (2000), a razão entre Su/σ'_{vo} é da ordem de 0,25 para solos normalmente adensados. Valores superiores a este indicam pré-adensamento do solo; valores inferiores, solos em adensamento ou, mais provavelmente, amolgamento do solo quando da determinação de Su. O seguinte foi observado nos dados de solo utilizados neste trabalho:

- K-02A e KGT-3: não foi possível sequer traçar linhas de tendência σ'_{vo} versus Su (um e nenhum valor de Su respectivamente para estes perfis);
- K-05, K-09, K-11, K-12 e K-15: linhas de tendência σ'_{vo} versus Su não representativas por terem sido traçadas com apenas dois valores de Su ao longo do perfil;
- K-06, K-07, K-10: razão Su/σ'_{vo} muito abaixo de 0.25, sugerindo, desta forma, problemas de amolgamento quando da determinação do Su ($Su/\sigma'_{vo} = 0.18, 0.18$ e 0.20 , respectivamente).

Além disso, o valor utilizado para κ na análise segundo a metodologia aplicada por Nowacki *et al.* (2003) não foi obtido através de ensaios de cisalhamento simples (DSS) e o valor empírico adotado pode não ser representativo para o solo da região estudada.

Diante dos fatos expostos acima, os resultados obtidos neste trabalho devem ser analisados com cautela uma vez que certos dados não são confiáveis.

A tabela 12 a seguir compara os resultados encontrados através da formulação clássica do talude infinito com os obtidos com a metodologia proposta por Nowacki *et al.* (2003).

Tabela 12 – Comparação dos resultados

COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS		
FURO	FS Nowacki <i>et al.</i> (2003)	FS Formulação clássica
K-01	18,1	9,5
K-02	4,6	2,1
K-03	3,4	4,0
K-04	1,0	1,9
K-05	4,2	0,5
K-06	3,7	4,0
K-07(1)	0,9	0,4
K-07(2)	0,9	2,0
K-08 (1)	9,6	12,5
K-08 (2)	3,1	4,0
K-09	0,5	3,8
K-10	0,7	0,5
K-11(1)	10,5	4,8
K-11(2)	1,7	0,7
K-12	1,8	2,1
K-13/K-13A	10,6	13,1
K-14	15,6	20,8
K-15	6,2	5,0
K-16	23,5	27,1
K-17	286,5	330,8
KGT-1	10,0	5,4
KGT-2	18,3	21,7
KGT-2A	18,1	21,5

Pode-se perceber que ambas as análises resultaram em fatores de segurança muito superiores a 1 no caso dos solos não coesivos (grifados em amarelo na tabela). Desta forma, os trechos em areia ao longo da área estudada não representam uma situação de risco para o assentamento e operação do gasoduto. Já nas seções de solo coesivo é possível estabelecer alguns pontos críticos ao longo da rota, quais sejam: K-04, K-05, K-07, K-09, K-10 e K-11, todos grifados em negrito na tabela 12. Nestes pontos, os fatores de segurança encontrados foram iguais ou inferiores a 1.

As seções referentes aos furos K-04, K-05 e K-10 apresentaram valores de fatores de segurança muito baixos pois estão localizadas no flanco sul do cânion Itapemirim, que corresponde a um trecho bastante íngreme ($\beta = 14,24^\circ$). O mesmo aconteceu para a análise realizada na seção do furo K-07, localizado no flanco norte do mesmo cânion e cujo gradiente é da ordem de $9,78^\circ$. Porém, os parâmetros geotécnicos provenientes destas amostras (com exceção do testemunho K-04) não parecem ser de boa qualidade.

Já o furo K-11, localizado em um trecho que não apresenta gradientes íngremes também apresentou um baixo valor de fator de segurança. Acredita-se que este valor esteja relacionado à espessura da camada $H = 6,95$ m, associada ao baixo valor de resistência não-drenada. Neste ponto, a razão entre a resistência não drenada e a tensão efetiva vertical também sugere problemas de amolgamento da amostra. O baixo valor de fator de segurança encontrado na análise sob condições não drenadas para a seção referente ao furo K-09 está visivelmente associado com a razão Su/σ'_{vo} , não podendo, desta forma, ser levado em consideração.

No entanto, movimentos de massa serão desencadeados nos pontos críticos definidos ao longo da rota se associados à ação de possíveis mecanismos disparadores, como explicado no item 5.1. Estes mecanismos são principalmente ondas de choque geradas por terremotos e sobrecarga cíclica pela passagem de ondas de tempestades.

No caso de terremotos, um estudo realizado pela Petrobras sobre a sismicidade da região sudeste do Brasil concluiu que, apesar da região apresentar uma atividade sísmica relativamente baixa, típica de uma região intraplaca¹⁹, esta é significativa em termos de Brasil evidenciado pela ocorrência de sismos históricos com magnitude (m_b) de até 6,3 (em 28/02/1955, na margem continental do estado do Espírito Santo). Na Bacia de Campos existe um nível significativo de atividade sísmica constituída, em sua grande maioria, por sismos de pequena magnitude ($m_b < 2,0$), porém com potencialidade de ocorrer sismos com magnitude maior, como a do sismo de Campos, ocorrido em 1972 ($m_b = 4,8$). Estudos do intervalo de recorrência sísmica determinaram no entanto intervalos de recorrência muito altos para eventos sísmicos desta magnitude, se comparados com o tempo de vida útil de um duto submarino para escoamento de óleo ou gás (30 anos em média). A tabela 13 mostra a frequência anual e o intervalo de recorrência para terremotos de diferentes magnitudes.

¹⁹ Região localizada na parte central de uma placa tectônica. (Fonte: Arthur Ayres, em comunicação pessoal).

Tabela 13: Frequência anual e o intervalo de recorrência para terremotos de diferentes magnitudes na região sudeste do Brasil (Fonte: PETROBRAS, 2003)

Magnitude	Frequência Anual	Intervalo de Recorrência
≥4,8	0,02	50 anos
≥5,0	0,01	100 anos
≥5,5	0,002	500 anos
≥6,0	0,0005	2.000 anos
≥6,5	0,0001	10.000 anos

Analisando agora a possibilidade de ocorrência de ondas de tempestade, é importante lembrar que os pontos críticos definidos estão localizados em regiões de lâminas d'água que variam de 1030 metros (furo K-07) a 1324 metros (furo K-10). Segundo Dean & Dalrymple (1991), quando a relação entre a lâmina d'água (LDA) e o comprimento de onda (L) for maior que $\frac{1}{2}$, trata-se de uma região de águas profundas. Nestes casos, o efeito da onda só é sentido próximo à superfície, devido ao decaimento exponencial das velocidades das partículas, como pode ser observado na figura 34 (c) a seguir.

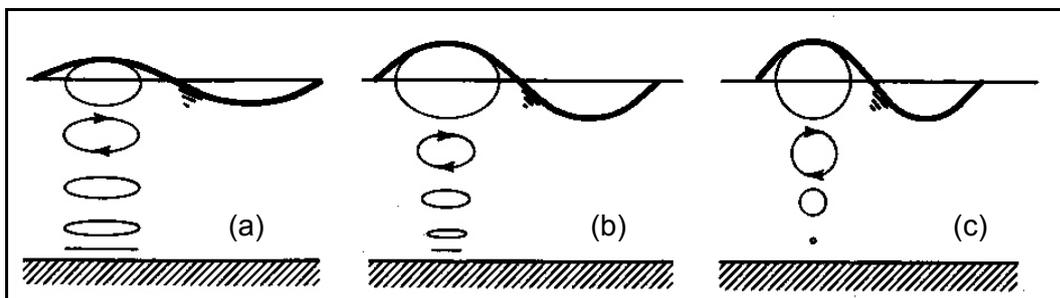


Figura 34 – Trajetórias das partículas de água para diferentes profundidades relativas: (a) águas rasas, (b) águas intermediárias, (c) águas profundas

Considerando um período $T = 18$ segundos para uma onda de tempestade (valor aproximado do limite superior para esse tipo de onda, cujos períodos são tipicamente acima de 14 segundos), temos que:

$$L_0 = 1,56 * T^2 \rightarrow L_0 = 505,4 \text{ m}$$

$$\frac{LDA_{min}}{L_0} = \frac{1030}{505,4} \approx 2 > \frac{1}{2}$$

onde:

L_0 = comprimento de onda em águas profundas.

Com este resultado, pode-se descartar a influência deste tipo de mecanismo disparador nas regiões críticas definidas neste trabalho.