



**PETROBRAS**

**NP-2**

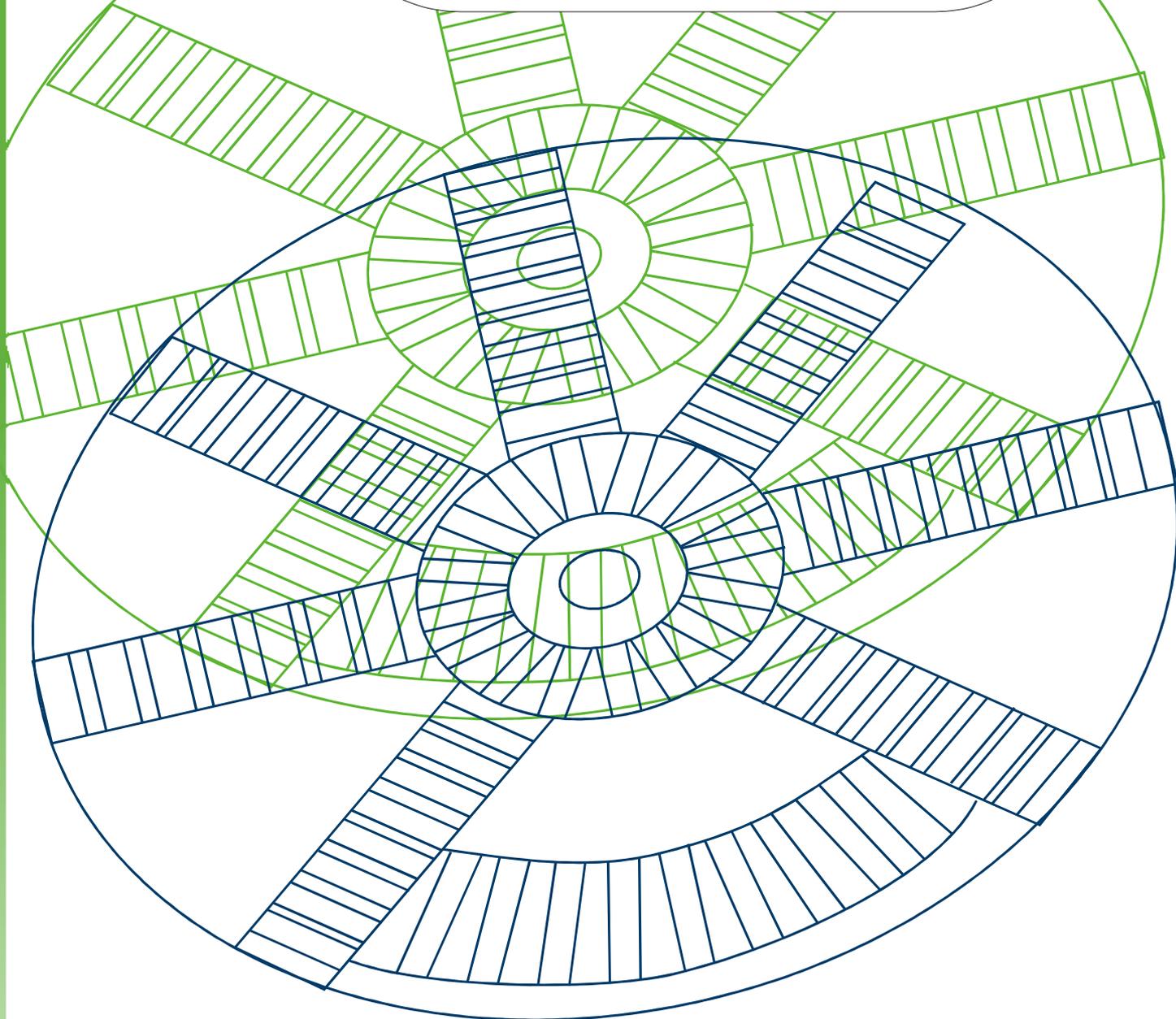
**MODELAGEM DETERMINÍSTICA ESPACIAL DE  
ESTABILIDADE DE TALUDES USANDO UMA ABORDAGEM  
EM SIG PARA O GASODUTO ROTA 3**

*RT TEO nº 081/2013*

*136º Relatório Técnico Parcial do PT-128.01.11045*

**CENPES/PDEP/TEO**

Setembro de 2013



**CENPES**

**Centro de Pesquisas e Desenvolvimento  
Leopoldo A. Miguez de Mello**

**CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO LEOPOLDO A. MIGUEZ DE MELLO**  
PESQUISA E DESENVOLVIMENTO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO  
*Tecnologia de Engenharia Oceânica*

PT-128.01.11045 – Caracterização de solos marinhos

**MODELAGEM DETERMINÍSTICA ESPACIAL DE ESTABILIDADE DE  
TALUDES USANDO UMA ABORDAGEM EM SIG PARA O GASODUTO  
ROTA 3**

RT TEO N° 081/2013

(136° Relatório Parcial)

Relator

Ricardo Garske Borges (CENPES/PDEP/TEO)

Colaboradores

Ricardo Duarte de Oliveira (FOTOTERRA)

Vantier Veronezi Bagli (FOTOTERRA)

Onicélia de Cássia Ribeiro da Rosa (E&P-SERV/US-SUB/GM)

Leopoldo Machado Paganelli (CENPES/PDEP/TEO)

Clientes

Lúcio Flávio Rocha Carvalho (ENG-E&P/PROJEN/EDSG)

Vanessa Tieme Ochi (ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO)

Rio de Janeiro  
Setembro de 2013

## SUMÁRIO

Resumo .....	4
1. Introdução .....	5
2. Descrição da área de estudo .....	8
3. Análise de estabilidade de talude infinito .....	18
3.1. Análise para condições estáticas .....	18
3.1.1. Condições apropriadas para as análises de estabilidade .....	19
3.1.2. Solos normalmente adensados .....	20
3.2. Análise para condições pseudo-estáticas .....	23
4. Dados geotécnicos .....	26
4.1. Interpretação dos resultados dos ensaios .....	36
4.1.1. Ângulo de atrito efetivo .....	37
4.1.2. Interpretação de $s_u$ a partir do PCPT .....	40
4.1.3. Razão de pesos específicos .....	43
6. Mapas de fatores de segurança contra deslizamentos.....	47
6.1. Escolha entre tensões totais e efetivas .....	47
6.2. Cálculo de fatores de segurança .....	48
6.2.1. Fator de segurança mínimo .....	50
6.2.2. Mapas de fatores de segurança .....	53
7. Conclusões e recomendações .....	70
Referências bibliográficas .....	72

## RESUMO

Deslizamentos submarinos se constituem em um dos maiores riscos para dutos de óleo e/ou gás *offshore*, cujas rotas geralmente cruzam áreas que são propensas a deslizamentos e fluxos de detritos. Movimentos diferenciais progressivos do fundo marinho, causados tanto pela atuação de carregamento gravitacional quanto principalmente pela ação combinada de terremotos, podem iniciar corridas/fluxos de detritos que podem impactar e danificar os dutos. Por isso, a estabilidade de taludes submarinos sob a atuação da gravidade e de sismos deve ser avaliada.

O gasoduto Rota 3 será utilizado para escoar a produção dos campos de Guará e Cernambi, localizados no Pólo Pré-Sal da Bacia de Santos, e permitirá o envio de gás natural ao COMPERJ, localizado em Itaboraí/RJ. O duto *offshore* deverá conectar a área de Cernambi a Maricá/RJ, cidade mais próxima à refinaria. Programada para entrar em operação no segundo semestre de 2016, a linha terá 186 km de extensão no mar e mais 40 km em terra até o COMPERJ. O duto contará ainda com um ramal de 19 km unindo Lula Nordeste e Cernambi.

Uma previsão de áreas susceptíveis à ocorrência de movimentos de massa submarinos ao longo da diretriz do gasoduto de exportação de 24" Cernambi-Maricá (Rota 3), é aqui realizada através da geração de mapas temáticos determinísticos quantitativos de estabilidade de taludes, usando uma aproximação de talude infinito para a condição submersa através de uma ferramenta de análise espacial disponível em um Sistema de Informações Geográficas, para o cálculo de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos contra deslizamentos.

## 1. INTRODUÇÃO

Deslizamentos submarinos são comuns na maioria das margens continentais, e especialmente na zona transicional entre a Plataforma e o Talude Continentais (MIENERT et al., 2002). Sob o efeito da gravidade ou de um carregamento externo, os deslizamentos ocorrem quando as tensões atuantes na direção talude abaixo excedem a resistência ao cisalhamento dos sedimentos que compõem o talude. Dessa forma, os sedimentos na Plataforma e no Talude Superior podem ser transportados para o oceano profundo (McADOO et al., 2000). Os deslizamentos submarinos são um risco geológico que pode causar danos a poços, cabos e dutos submarinos, a fundações de plataformas e demais infraestruturas de produção de óleo e/ou gás *offshore* (CHAPRON et al., 1999), e até mesmo provocar tsunamis (KVALSTAD et al., 2005, MATTHEW et al., 2008). Em função disso, as avaliações de estabilidade de taludes submarinos têm despertado uma atenção cada vez maior (LOCAT & LEE, 2002, SULTAN et al., 2004, URGELES et al., 2006).

Grandes campanhas internacionais executadas ao longo de margens continentais (p.ex., os projetos COSTA e STRATAFORM) examinaram em detalhe a estabilidade de taludes submarinos (NITTROUER, 1999, MIENERT, 2004). Inúmeros deslizamentos submarinos caracterizados usando mapas batimétricos e perfis sísmicos mostram que eles são sistemas dinâmicos complexos tanto no tempo quanto no espaço. Segundo HANCE (2003), SULTAN et al. (2007) e VAN ASCH et al. (2007), eles resultam da interação entre fatores inerentes ao talude (p.ex., propriedades dos sedimentos, ângulo do talude) e diferentes mecanismos de disparo (p.ex., terremotos, acumulação rápida, erosão, dissociação de hidratos de gás, etc.).

Mapas batimétricos são usados para identificar deslizamentos submarinos através da visualização de escarpas de cabeceira, paredes laterais de cânions e extensos pés de talude (HUVENNE, 2002). Conforme HEUREUX et al. (2009), os deslizamentos geralmente podem ser identificados em função da definição de superfícies de ruptura (circulares ou não-circulares) em perfis sísmicos. Comparados com deslizamentos na condição *onshore*, os deslizamentos submarinos podem ocorrer com um menor ângulo de talude, até mesmo inferior a um grau, e mobilizar um volume de material de duas a três ordens de grandeza maior do que seus equivalentes em terra (MASSON et al., 2006). Os tipos de sedimentos encontrados na maior parte dos deslizamentos submarinos são materiais finos, tais como sedimentos siltosos e argilosos (HANCE, 2003). Excessos de poro-pressão nesses sedimentos provavelmente são gerados sob sedimentação rápida ou abalos sísmicos, já que eles possuem baixas permeabilidades (BISCONTIN et al., 2004, LEYNAUD et al., 2007).

O método do equilíbrio limite é amplamente usado por Engenheiros Geotécnicos e

pesquisadores para análises de estabilidade de taludes (BISCONTIN et al., 2004, APUANI et al., 2005, AZIZIAN & POPESCU, 2006). Esse método permite avaliar quantitativamente a estabilidade de taludes submarinos ao estimar o fator de segurança (FS) de um talude sob várias condições. Entretanto, existem muitas dificuldades em se garantir os valores de propriedades físicas e geotécnicas que são dados de entrada críticos na análise quantitativa de estabilidade (STRASSER et al., 2006). Por exemplo, em campanhas de investigação geológico-geotécnicas de campo, é difícil garantir a coleta de amostras verdadeiramente indeformadas de sedimentos para a execução de ensaios de laboratório de bordo e especiais em terra, introduzindo assim incertezas nos resultados, e muitas vezes as superfícies de deslizamento mapeadas são mais profundas do que a profundidade máxima de penetração da maioria dos instrumentos. Por isso, deve-se fazer o melhor uso possível dos dados subsuperficiais rasos para inferir as propriedades dos sedimentos em uma superfície de ruptura crítica que esteja a uma maior profundidade (URGELES et al., 2006), ou então avaliar a estabilidade através de uma abordagem que utilize parâmetros normalizados para os sedimentos (LEE & EDWARDS, 1986).

A rota do gasoduto de exportação de 24" Cernambi-Maricá (PLEM-FRA-001 até a praia de Jaconé) está localizada na Bacia de Santos, cujas províncias fisiográficas atravessadas são a Plataforma e o Talude Continentais. A Plataforma possui relevo suave e monótono, com declividade média em torno de 0,5 graus; a profundidade de 165 metros parece indicar o fim da Plataforma Continental e o início do Talude Continental, devido à ocorrência de diversas construções carbonáticas características da região de borda da Plataforma (PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO, 2012.b). A fisiografia do Talude é marcada pela presença de cânions e ravinas, que podem atingir declividades acima de 30°. O gasoduto parte do campo de Cernambi de uma lâmina d'água de -1.628 m de profundidade (Talude Continental), até a linha de costa na sua porção marítima. De acordo com a PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO (2013), está previsto ainda um trecho de extensão do gasoduto Rota 3, partindo do PLEM-LUL-005 (LDA = -2.190 m), onde será conectado a UEP de Lula Norte. Ele possui quatorze esperas ao longo da rota para as áreas de Lula Norte, Tupi, NE de Tupi, entorno de Iara e Franco, e também para futuros projetos de áreas exploratórias. Esse trecho do gasoduto é conectado ao PLEM-FRA-001 do gasoduto Rota 3 e também ao gasoduto Rota 2 (Cernambi-Cabiúnas).

Além de fornecer insumos ao Estudo de Impacto Ambiental (EIA) a ser encaminhado pela PETROBRAS a CGPEG/DILIC/IBAMA para subsidiar o licenciamento ambiental do gasoduto do projeto Cernambi-Maricá, o mapeamento de áreas susceptíveis a deslizamentos submarinos é essencial para orientar os gestores de projeto para otimizar a diretriz do duto, de modo a evitar seu traçado em áreas vulneráveis do fundo do mar.

Para prever a variação espacial de áreas susceptíveis a deslizamentos na região englobada pela diretriz do gasoduto, uma abordagem determinística que se baseia no método do equilíbrio limite através do modelo de talude infinito foi implementada em um Sistema de Informações Geográficas, incorporando variáveis como declividade, parâmetros geotécnicos do solo (resistência ao cisalhamento e peso específico), espessura da camada de solo superficial e tipo de solo. A estabilidade de taludes é simulada usando a distribuição espacial do fator de segurança,  $FS$ , que é a razão entre as forças de resistência do solo e as forças atuantes que levam à ruptura. Embora a Bacia de Santos não seja uma área onde o potencial para a desestabilização por terremotos seja significativo, por estar situada em uma margem passiva com uma atividade sísmica relativamente baixa, complementou-se este estudo com uma avaliação de estabilidade do fundo marinho com o cálculo de fatores de segurança contra escorregamentos considerando a ação de sismos.

## 2. DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

As figuras 2, 3 e 4 a seguir ilustram, respectivamente, a batimetria, declividade e imagem de *edge detection* (relevo sombreado) na região abrangida pelos intervalos de coordenadas em projeção UTM entre 702.170,8 e 786.308,5 metros na direção Leste, e entre 7.169.540,7 e 7.462.828,8 metros na direção Norte (Datum: SIRGAS2000, Meridiano Central 45° WGr, Zona 23° S), onde pode ser visto o traçado do gasoduto de 24" de diâmetro denominado Rota 3, conectando a área de Cernambi a Maricá, além de sua extensão até o campo de Lula Nordeste, na Bacia de Santos. Em projeção Policônica, Datum SIRGAS2000, Meridiano Central 54° WGr, as coordenadas mínima e máxima abrangidas pelos mapas são, respectivamente, de 6.105.212,1 e 6.208.307,7 m na direção Este, e de 7.118.386,5 e 7.421.208,1 m na direção Norte.

A diretriz do gasoduto de exportação Cernambi-Maricá (Rota 3) inicia no Talude Continental Médio, passa pela zona de quebra da Plataforma Continental, situada próxima aos 200 metros de profundidade de água, e passa pela Plataforma Continental Externa, Média e Interna, terminando na praia de Jaconé em Maricá/RJ. A partir daí, segue em terra também com diâmetro de 24" por uma extensão de 40 km até o Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro (COMPERJ), em Itaboraí/RJ.

Como fontes de dados para auxiliar na interpretação e geração desses mapas, foram utilizadas as sísmicas de alta resolução NE Tupi, Tupi2009, Iracema, Iara, Entorno de Iara 2012, Entorno de Iara Complementar, Florim 2012, Franco 2011 e Franco Complementar 2011; além das sísmicas 3D Cluster PRF, BS500ARA, BS43D, BMS24\_3D e Franco3D. Vale ressaltar que foram usados dados regionais entre as cotas batimétricas de -104 e -800 metros. São também plotadas as locações de furos de sondagem geológico-geotécnicos executados na área.

Um mapa digital do terreno (polígonos de contorno) foi criado para a área de estudo para gerar um modelo TIN (malha de triângulos irregulares) no Sistema de Informações Geográficas (SIG). O TIN é uma forma de modelo da superfície que a divide em um conjunto de triângulos contíguos que não se sobrepõem. Um valor de altura é registrado para cada um dos nós dos triângulos. As alturas entre os nós são interpoladas, possibilitando a definição de uma superfície contínua. De modo a calcular a declividade do fundo marinho da área, um Modelo Digital de Elevação (DEM) foi produzido a partir do TIN com um tamanho de cela (pixel) de 20 metros. O cálculo do ângulo de inclinação do fundo do mar,  $\beta$ , para uma cela, como mostrado na figura 1, usa o valor das oito celas vizinhas. De acordo com ZHOU et al. (2003), a equação para o cálculo de  $\beta$  é a seguinte:

$$\beta = \arctan \left[ \sqrt{\left(\frac{dz}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dy}\right)^2} \right] \cdot \frac{180}{\pi} \quad (1)$$

Sendo:

$$\frac{dz}{dx} = \left[ \frac{(Z_1 + 2 \cdot Z_4 + Z_6) - (Z_3 + 2 \cdot Z_5 + Z_8)}{8 \cdot L_x} \right] \quad (2)$$

$$\frac{dz}{dy} = \left[ \frac{(Z_1 + 2 \cdot Z_2 + Z_3) - (Z_6 + 2 \cdot Z_7 + Z_8)}{8 \cdot L_y} \right] \quad (3)$$

Onde  $Z_1, Z_2, Z_3, Z_4, Z_5, Z_6, Z_7$  e  $Z_8$  são os valores de  $Z$  (elevação) de cada cela,  $L_x$  é a largura da cela e  $L_y$  é sua altura.

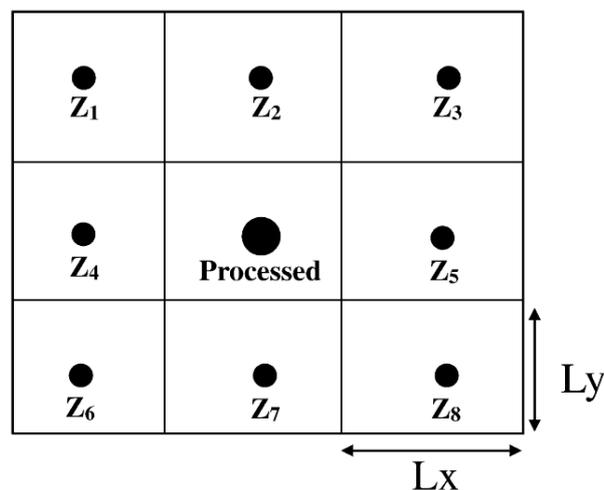


Figura 1 – Cálculo do ângulo de inclinação do fundo do mar a partir do DEM. ZHOU et al. (2003).

A imagem de *edge detection* apresentada na figura 4 foi construída a partir da aplicação da equação 4 abaixo no *grid* batimétrico do fundo marinho, tendo como referência a matriz mostrada na Tabela I (SCHREINER et al., 2008):

$$X = \sqrt{A^2 + B^2} \quad (4)$$

Onde:

$$A = (V_1 + 2 \cdot V_6 + V_9) - (V_1 + 2 \cdot V_4 + V_7) \quad (5)$$

$$B = (V_1 + 2 \cdot V_2 + V_3) - (V_7 + 2 \cdot V_8 + V_9) \quad (6)$$

## TABELA I

Matriz para o cálculo de  $X$

$V_1$	$V_2$	$V_3$
$V_4$	$X$	$V_6$
$V_7$	$V_8$	$V_9$

A fórmula de *edge detection* ou filtro de Sobel tem como base a descontinuidade do gradiente, e mede o quão rápido o valor do *pixel* muda com as distâncias nos eixos  $x$  e  $y$ . O filtro é direcional e é sensível a ambas as descontinuidades, horizontal e vertical.

O fundo do mar foi então inserido no programa *Geomedia*, onde foi feito o procedimento *detect edge*. Este aplica ao *grid* do fundo do mar a equação 4, gerando como resultado a imagem vista na figura 4. Uma vez gerado o modelo de *edge*, o ajuste de cores é o último passo. Por *default*, a imagem é mostrada na escala de cores que varia do preto para os *edges* mais baixos ao branco para os *edges* mais altos. Invertendo-se a planilha de cores, consegue-se a imagem como ela é apresentada neste trabalho, onde o preto representa os *edges* mais altos e o branco, os mais baixos.

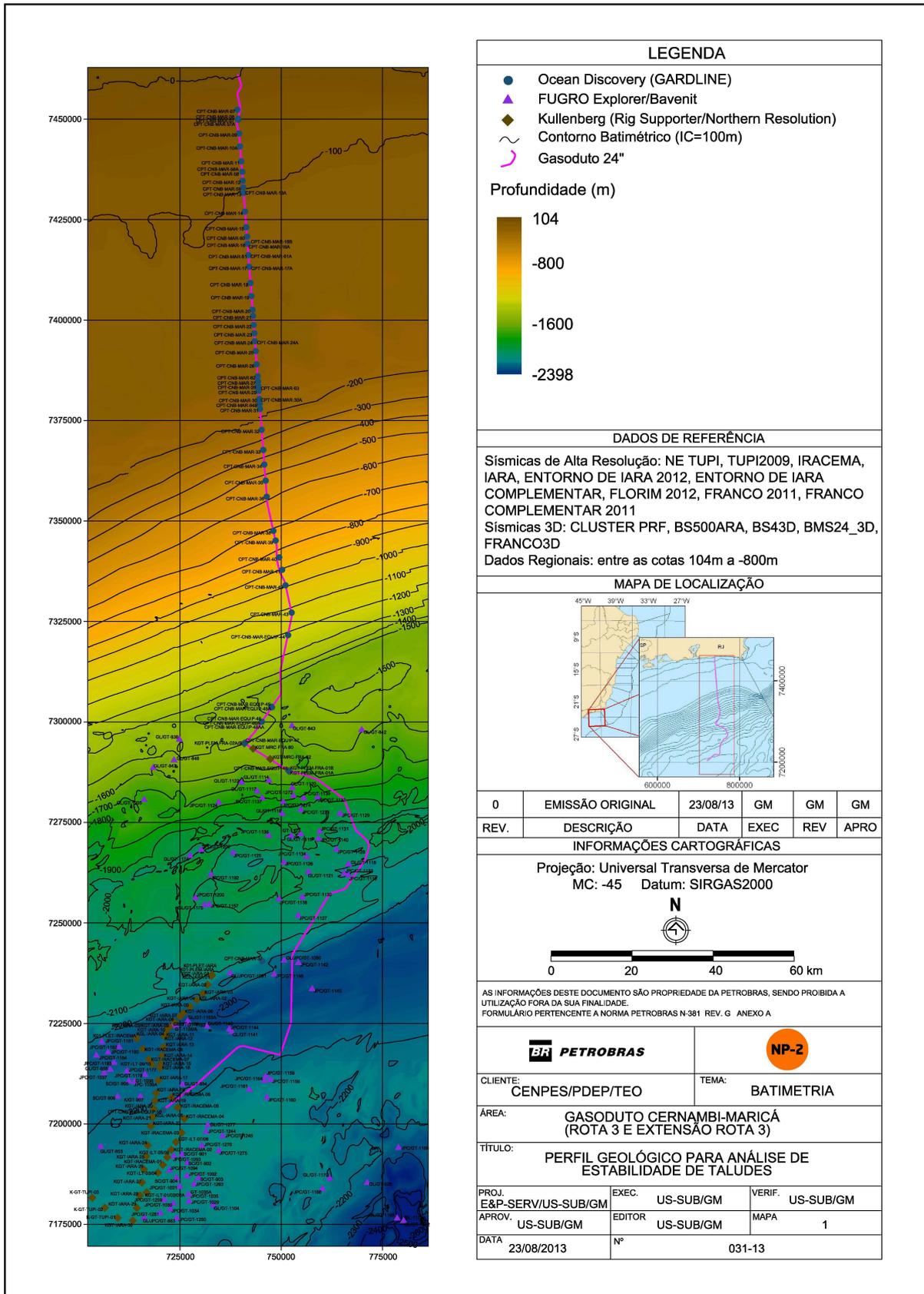


Figura 2 – Mapa batimétrico da área abrangida pela diretriz preliminar do gasoduto Rota 3 e sua extensão. As cotas batimétricas variam entre -104 e -2.398 m.

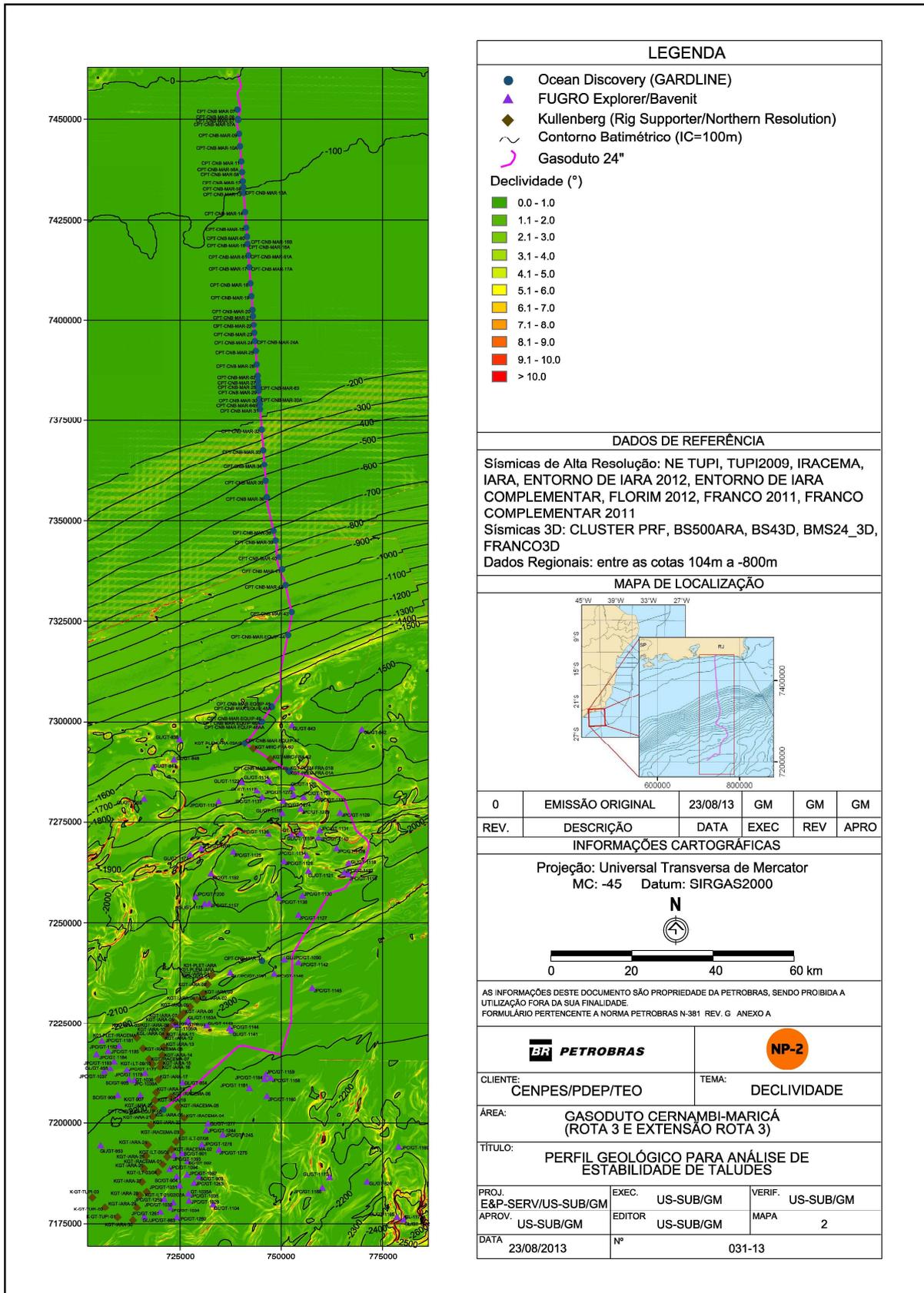


Figura 3 – Mapa de declividade da área abrangida pela diretriz preliminar do gasoduto Rota 3 e sua extensão. As declividades mínima e máxima são, respectivamente, de 0,0 e 61,6°, com uma média de 0,9° e desvio-padrão igual a 1,36°.

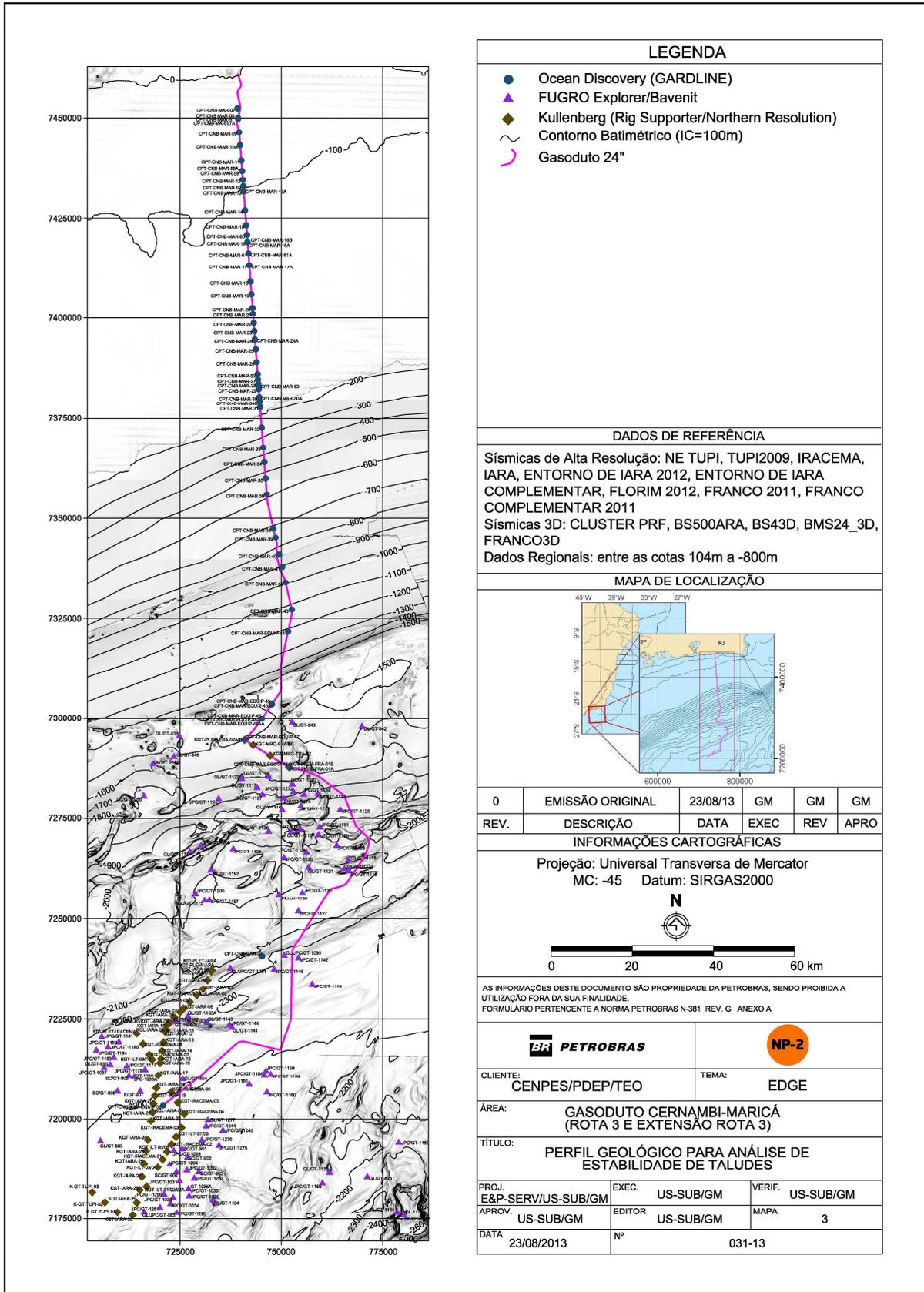


Figura 4 – Mapa de edge da área abrangida pela diretriz preliminar do gasoduto Rota 3 e sua extensão.

LEGENDA					
●	Ocean Discovery (GARDLINE)				
▲	FUGRO Explorer/Bavenit				
◆	Kullenberg (Rig Supporter/Northern Resolution)				
~	Contorno Batimétrico (IC=100m)				
—	Gasoduto 24"				
DADOS DE REFERÊNCIA					
Sísmicas de Alta Resolução: NE TUPI, TUPI2009, IRACEMA, IARA, ENTORNO DE IARA 2012, ENTORNO DE IARA COMPLEMENTAR, FLORIM 2012, FRANCO 2011, FRANCO COMPLEMENTAR 2011					
Sísmicas 3D: CLUSTER PRF, BS500ARA, BS43D, BMS24_3D, FRANCO3D					
Dados Regionais: entre as cotas 104m a -800m					
MAPA DE LOCALIZAÇÃO					
0	EMISSÃO ORIGINAL	23/08/13	GM	GM	GM
REV.	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC	REV	APRO
INFORMAÇÕES CARTOGRÁFICAS					
Projeção: Universal Transversa de Mercator					
MC: -45 Datum: SIRGAS2000					
AS INFORMAÇÕES DESTA DOCUMENTO SÃO PROPRIEDADE DA PETROBRAS, SENDO PROIBIDA A UTILIZAÇÃO FORA DA SUA FINALIDADE. FORMULÁRIO PERTENCENTE A NORMA PETROBRAS N-381 REV. G ANEXO A					
<b>BR PETROBRAS</b>			<b>NP-2</b>		
CLIENTE: CENPES/PDEP/TEO			TEMA: EDGE		
ÁREA: GASODUTO CERNAMBI-MARICÁ (ROTA 3 E EXTENSÃO ROTA 3)					
TÍTULO: PERFIL GEOLÓGICO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES					
PROJ. E&P-SERV/US-SUB/GM	EXEC. US-SUB/GM	VERIF. US-SUB/GM			
APROV. US-SUB/GM	EDITOR US-SUB/GM	MAPA 3			
DATA 23/08/2013	Nº	031-13			

A Tabela II mostra a área correspondente a cada faixa de declividades para toda a área mapeada englobando a diretriz preliminar do gasoduto Rota 3 e sua extensão:

**TABELA II**

Percentual de ocorrência de declividade por área

DECLIVIDADE, $\beta$ (°)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	PERCENTUAL DA ÁREA (%)
$0 \leq \beta \leq 1$	15.970.786.087	64,7%
$1 < \beta \leq 2$	6.049.138.438	24,5%
$2 < \beta \leq 3$	1.387.937.145	5,6%
$3 < \beta \leq 4$	529.756.773	2,1%
$4 < \beta \leq 5$	273.015.831	1,1%
$5 < \beta \leq 6$	161.285.976	0,7%
$6 < \beta \leq 7$	92.163.415	0,4%
$7 < \beta \leq 8$	63.088.052	0,3%
$8 < \beta \leq 9$	38.218.559	0,2%
$9 < \beta \leq 10$	26.515.268	0,1%
$\beta > 10$	84.665.994	0,3%
TOTAL	24.676.571.540 (24.676,57 km <sup>2</sup> )	100,00%

A figura 6 mostra o mapa de aspecto do fundo marinho calculado a partir do DEM para toda a área de estudo. O aspecto pode ser pensado como a direção da inclinação do talude. O direcionamento da face de um talude é o ângulo calculado entre sua direção de inclinação e o Norte geográfico. Tal mapa foi confeccionado com auxílio do *software* ArcGIS (Spatial Analyst), que tem como base o trabalho de BURROUGH & MCDONELL (1998) para o cálculo do aspecto.

O aspecto calculado para cada cela a partir do Modelo Digital de Elevação (DEM) foi classificado nos seguintes intervalos:

- Terreno plano (aspecto = -1): declividade igual a 0°;
- Norte ( $0^\circ \leq \text{aspecto} \leq 22,5^\circ$ );
- Nordeste ( $22,5^\circ < \text{aspecto} \leq 67,5^\circ$ );
- Leste ( $67,5^\circ < \text{aspecto} \leq 112,5^\circ$ );
- Sudeste ( $112,5^\circ < \text{aspecto} \leq 157,5^\circ$ );
- Sul ( $157,5^\circ < \text{aspecto} \leq 202,5^\circ$ );
- Sudoeste ( $202,5^\circ < \text{aspecto} \leq 247,5^\circ$ );
- Oeste ( $247,5^\circ < \text{aspecto} \leq 292,5^\circ$ );

- Noroeste ( $292,5^\circ < \text{aspecto} \leq 337,5^\circ$ );
- Norte ( $337,5^\circ < \text{aspecto} < 360^\circ$ ).

A figura 5 mostra um conjunto de dados de entrada de elevação, e o mapa de aspecto resultante:

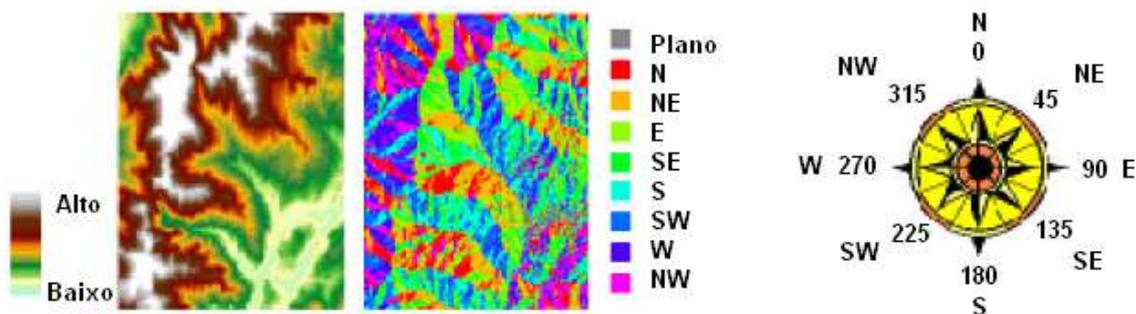


Figura 5 – Exemplo de mapa de aspecto gerado a partir de dados de elevação.

Os sedimentos na Bacia de Santos na área englobada pela diretriz preliminar do gasoduto Rota 3 e sua extensão se distribuem de acordo com a figura 7, a qual apresenta o mapa de faciologia dos sedimentos em caráter regional. Na Plataforma Continental predominam os sedimentos arenosos de composição siliciclástica mais próximos à costa, passando a areias bioclásticas/biodetríticas em direção à borda da Plataforma. Ocorrem ainda localmente alguns corpos lamosos de origem fluvial. No Talude Continental e Platô de São Paulo são encontradas principalmente as margas (30 a 60% de  $\text{CaCO}_3$ ) e as lamas de diferentes tipos e naturezas. Localmente pode ser encontrada a presença de areia interdigitando os sedimentos mais finos. Entende-se por lama neste estudo a fração argila + silte. Marga se refere à lama com composição variando entre rica a muito rica em carbonato.

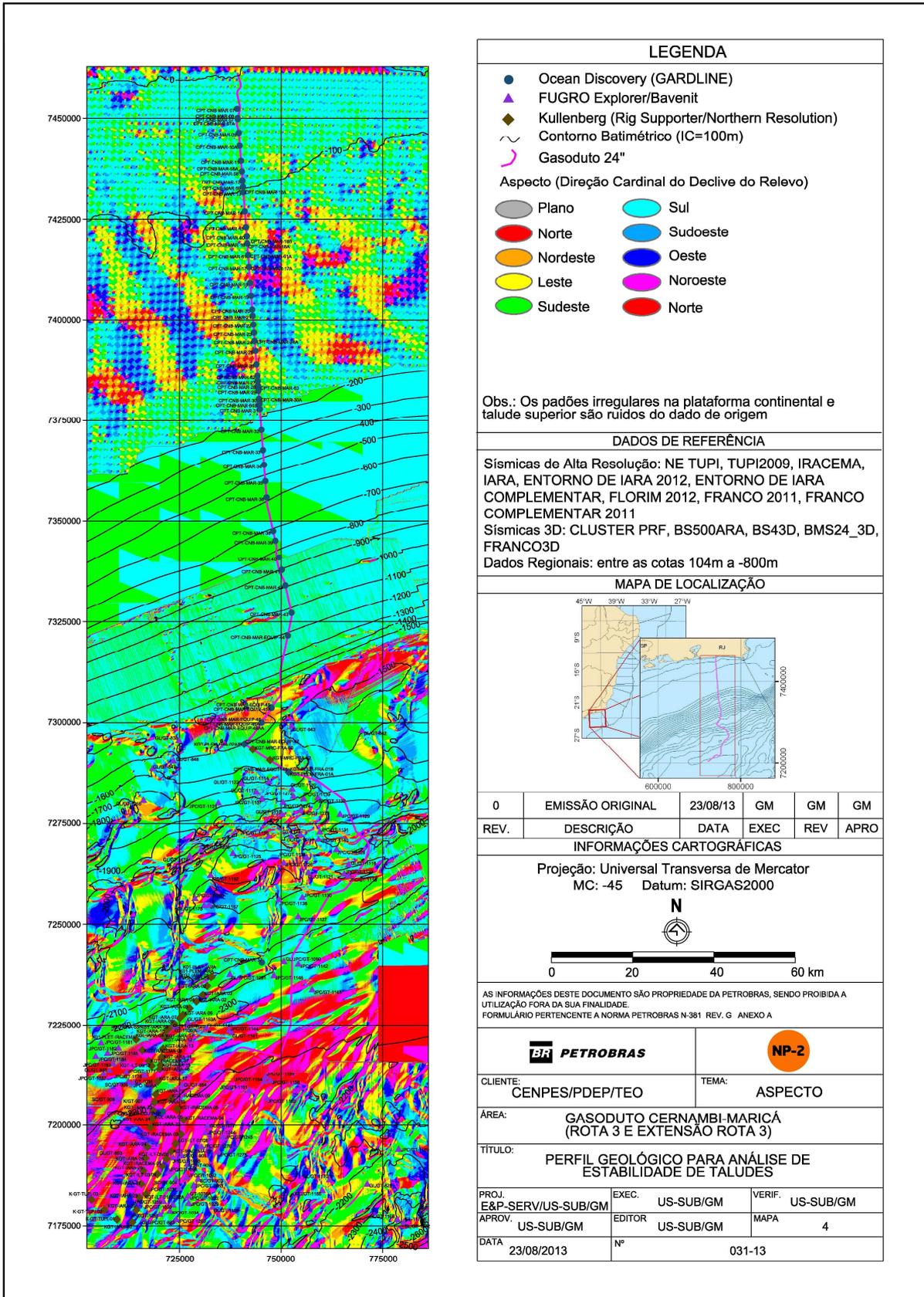


Figura 6 – Mapa de aspecto da área abrangida pela diretriz preliminar do duto Rota 3 e sua extensão.

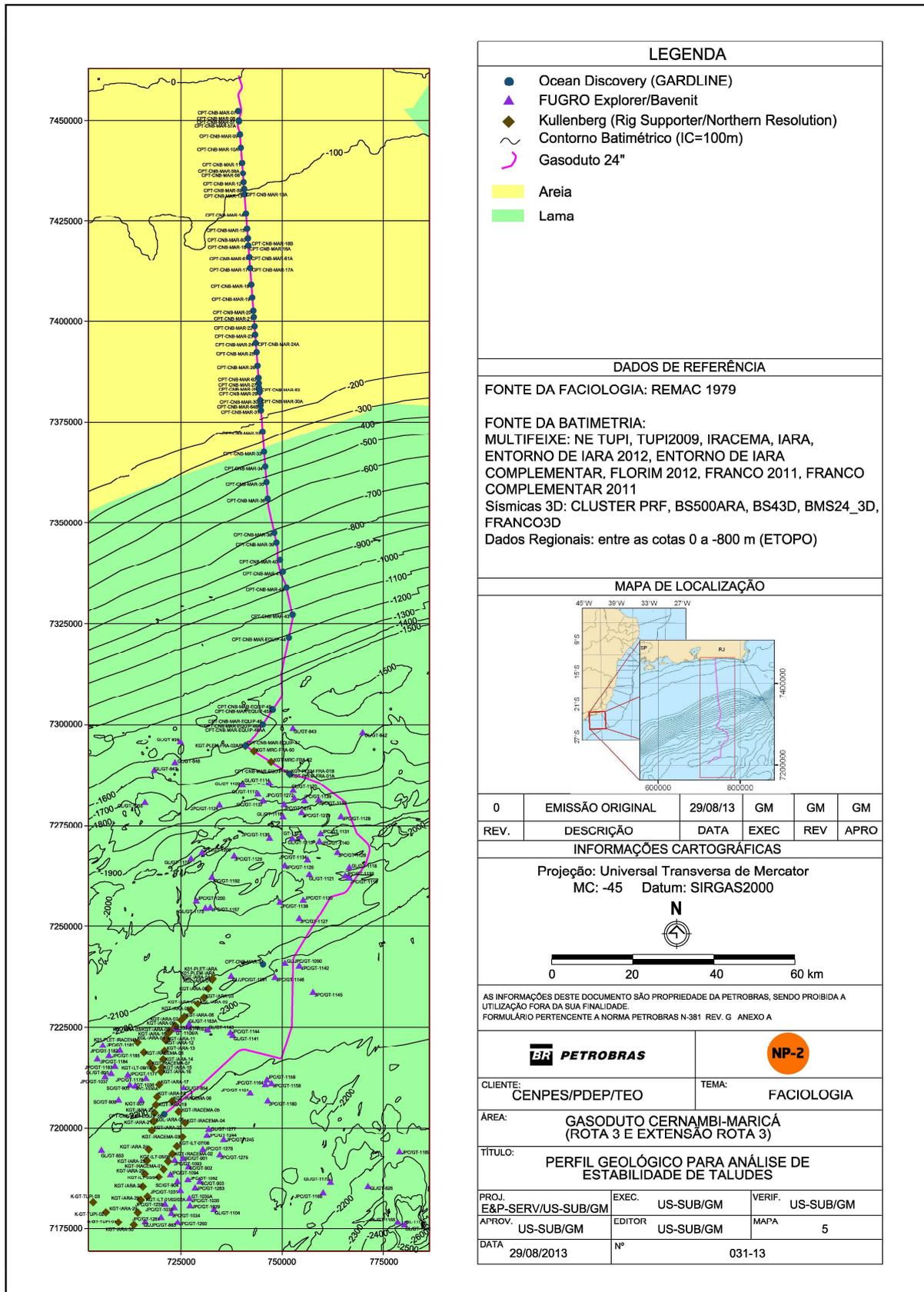


Figura 7 – Mapa fisiográfico e faciológico regional da área abrangida pela diretriz preliminar do duto Rota 3 e sua extensão.

### 3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE INFINITO

Muitos pesquisadores têm adotado o modelo de talude infinito para realizar análises de estabilidade de taludes no zoneamento de risco de deslizamentos baseado em Sistemas de Informações Geográficas. Ele é o modelo preferido principalmente porque os parâmetros geotécnicos e a geometria dos deslizamentos podem ser geralmente apropriadamente definidos em uma área de estudo.

Este item apresenta o embasamento teórico de análises de estabilidade de taludes para condições estáticas e pseudo-estáticas assumindo um “talude infinito”. As análises para o projeto Rota 3 serão realizadas para avaliar o potencial de deslizamentos serem disparados pela gravidade e por terremotos, que são condições de carregamento comuns para taludes submarinos.

#### 3.1. ANÁLISE PARA CONDIÇÕES ESTÁTICAS

A estabilidade de taludes submarinos para condições estáticas é feita considerando apenas a atuação da carga gravitacional. Para avaliar a estabilidade de taludes para condições estáticas, um fator de segurança é calculado. O fator de segurança,  $FS$ , é definido pela equação 7:

$$FS = \frac{s}{\tau} \quad (7)$$

Onde  $s$  é a resistência ao cisalhamento disponível ao longo de uma superfície de escorregamento específica, e  $\tau$  é a tensão cisalhante de equilíbrio ao longo da mesma superfície de escorregamento. Um talude é geralmente considerado estável se o fator de segurança for maior do que 1,0.

Muitos deslizamentos submarinos envolvem grandes distâncias lateralmente em comparação com a espessura da massa deslizante. Para muitos deslizamentos, o comprimento do deslizamento, para propósitos práticos, é praticamente infinito em relação à sua espessura. Assim, o método de análise de talude infinito é um método apropriado e realista para tais situações.

A figura 8 mostra um esquema da geometria de um talude infinito com uma superfície de escorregamento que é paralela à superfície do fundo do mar:

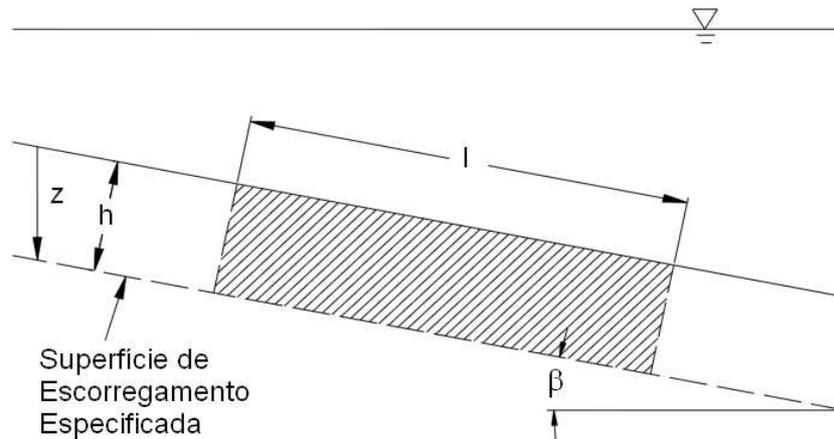


Figura 8 – Geometria do talude e da massa deslizante para uma ruptura pela hipótese de talude infinito sob condições estáticas. HANCE (2003).

### 3.1.1. Condições apropriadas para as análises de estabilidade

Disparadores tais como terremotos, ondas de tempestade oceânicas, alta taxa de sedimentação, erosão rápida e dissociação de hidratos de gás tendem a influenciar um talude submarino de maneira mais rápida do que ele pode drenar, e a estabilidade nesses casos deve ser avaliada usando a resistência ao cisalhamento não-drenada dos sedimentos que compõem o talude. Por outro lado, mecanismos disparadores como diapirismo de sal e falhamentos tendem a aumentar gradualmente a inclinação de um talude, e ele tende a ser carregado a uma taxa lenta o suficiente de modo a conseguir dissipar os excessos de poro-pressões e drenar completamente. Dessa forma, para esses casos, a estabilidade deve ser avaliada usando resistências ao cisalhamento drenadas para os sedimentos. Como as rupturas podem ocorrer tanto sob condições drenadas quanto não-drenadas, é importante para as análises de estabilidade de taludes considerarem ambas.

Para condições não-drenadas, a resistência ao cisalhamento do solo  $s$  é geralmente expressa em termos de tensões totais, por uma equação na forma dada pela equação 8:

$$s = c + \sigma \cdot \tan(\phi) \quad (8)$$

Onde  $\sigma$  é a tensão normal total,  $c$  é o intercepto de coesão e  $\phi$  é o ângulo de atrito. Para um solo saturado sendo cisalhado de modo não-drenado, o ângulo de atrito  $\phi$  é igual a zero, e a resistência ao cisalhamento não-drenada  $s_u$  é expressa como uma “coesão”  $c$ .

Para condições drenadas, a resistência ao cisalhamento é expressa em termos de tensões efetivas, através da equação 9:

$$s = c' + \sigma' \cdot \tan(\phi') \quad (9)$$

Onde  $c'$  e  $\phi'$  são o intercepto de coesão e o ângulo de atrito interno do solo expressos em termos de tensões efetivas, respectivamente, e  $\sigma'$  é a tensão normal efetiva. MORGENSTERN (1967) e SKEMPTON (1970) verificaram que muitos deslizamentos submarinos são compostos por material fino, de normalmente adensados a levemente sobreadensados. A coesão,  $c'$ , é tipicamente zero para esse tipo de solo.

### 3.1.2. Solos normalmente adensados

Como muitos locais de solos marinhos tendem a ser normalmente adensados, os cálculos de estabilidade foram realizados considerando que na área englobada pela rota do gasoduto Cernambi-Maricá os sedimentos que compõem o fundo marinho são normalmente adensados. A estabilidade de taludes de solos normalmente adensados sob condições não-drenada e drenada é apresentada nos subitens 3.1.2.1 e 3.1.2.2, respectivamente.

#### 3.1.2.1. Estabilidade de taludes para condições não-drenadas

O fator de segurança estático para um talude infinito submerso para condições não-drenadas e tensões totais é calculado de acordo com o apresentado a seguir. As forças atuantes e resistentes que são impostas em um talude infinito submerso são mostradas na figura 9:

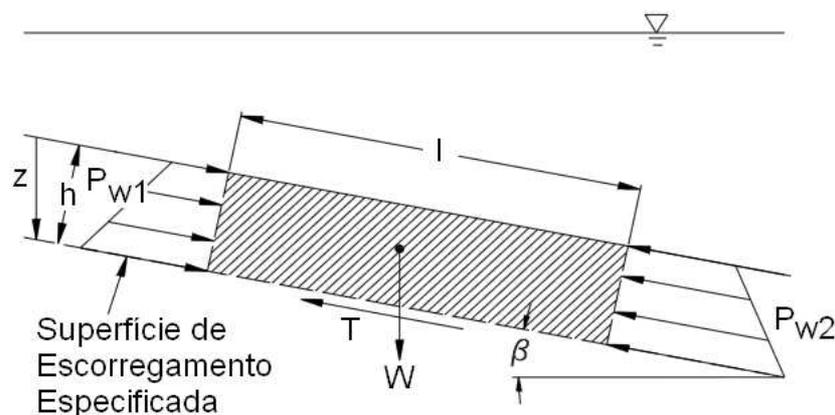


Figura 9 – Forças atuantes e resistentes em um talude infinito submerso. HANCE (2003).

A tensão de cisalhamento ao longo da superfície de escorregamento para um talude infinito pode ser expressa pela equação 10:

$$\tau = \frac{T}{l} = \gamma' \cdot z \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta) \quad (10)$$

Onde  $\gamma'$  é o peso específico submerso do solo, a profundidade vertical abaixo do fundo do mar é  $z$  e  $\beta$  é o ângulo de inclinação do talude em relação à direção horizontal. Combinando-se as equações 7 e 10, o fator de segurança para condições não-drenadas  $FS_u$  pode ser calculado segundo a equação 11:

$$FS_u = \frac{s}{\tau} = \frac{s_u}{\gamma' \cdot z \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta)} \quad (11)$$

Onde  $s_u$  é a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo. A resistência ao cisalhamento não-drenada,  $s_u$ , é geralmente normalizada em relação à tensão vertical de sobrecarga efetiva *in situ*,  $\sigma'_{v0}$ , isto é, obtém-se um parâmetro normalizado também referido como razão de resistência não-drenada,  $s_u/\sigma'_{v0}$ . Para um fundo marinho levemente inclinado, a tensão vertical de sobrecarga efetiva *in situ*,  $\sigma'_{v0}$ , pode ser aproximada pelo produto entre o peso específico submerso,  $\gamma'$ , e a profundidade vertical,  $z$ . Portanto, a equação 11 pode ser re-escrita pela equação 12 abaixo:

$$FS_u = \frac{s_u / \sigma'_{v0}}{\cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta)} \quad (12)$$

A partir da equação 12, para que um talude submarino de 10 graus de inclinação constituído por solo normalmente adensado atinja a condição de ruptura sob condições não-drenadas apenas mediante a aplicação da carga gravitacional e sem excessos de poro-pressão ( $FS_u < 1$ ), será necessário que o valor da razão  $s_u/\sigma'_{v0}$  seja menor do que 0,171. No caso de 0,20 representar um limite inferior para a razão  $s_u/\sigma'_{v0}$  de uma determinada área, deverá haver outro disparador além da gravidade para provocar a ruptura de um talude *offshore* de inclinação inferior a 10°.

SKEMPTON (1970) notou que as razões  $s_u/\sigma'_{v0}$  para solos normalmente adensados variam de aproximadamente 0,2 a 0,4. Usando a equação 12 e esses valores para a razão  $s_u/\sigma'_{v0}$ , os fatores de segurança para solos normalmente adensados foram calculados para taludes de inclinações variando de 0 a 20 graus, e os resultados são apresentados no gráfico da figura 10:

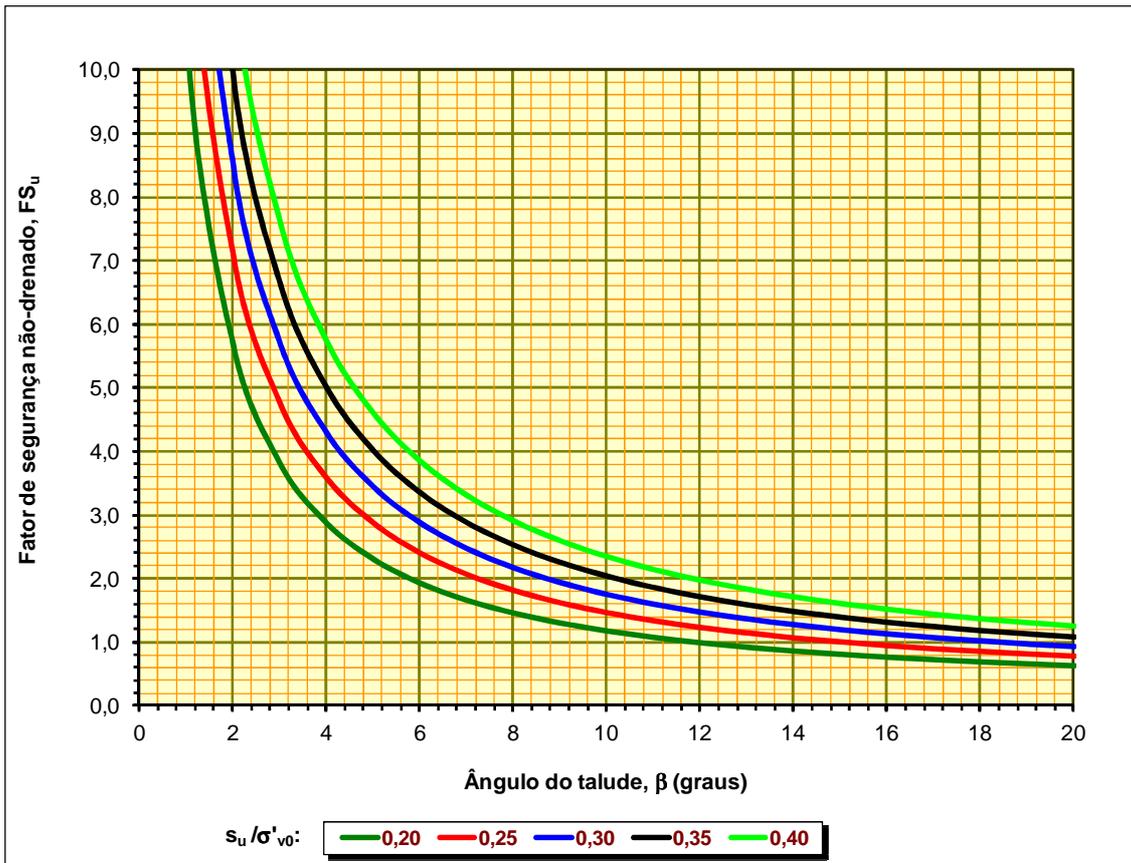


Figura 10 – Variação no fator de segurança com o ângulo do talude para um talude infinito em solo normalmente adensado usando resistências ao cisalhamento não-drenadas.

### 3.1.2.2. Estabilidade de taludes para condições drenadas

Os cálculos de estabilidade para condições drenadas são feitos usando resistências ao cisalhamento expressas em termos de tensões efetivas. A coesão  $c'$  é assumida como sendo igual à zero, o que é o caso para a maioria dos solos normalmente adensados. O fator de segurança estático,  $FS_d$ , para um talude infinito sem fluxo de água subterrânea e de coesão nula é obtido pela equação 13:

$$FS_d = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\beta)} \quad (13)$$

Com base nessa equação, espera-se que ocorram rupturas de taludes ( $FS_d < 1$ ) quando suas inclinações,  $\beta$ , forem maiores do que seus ângulos de atrito expressos em termos de tensões efetivas,  $\phi'$ . De acordo com TERZAGHI et al. (1996), o ângulo de atrito interno efetivo  $\phi'$  para a maioria dos solos finos é de pelo menos 20 graus. No caso de um talude com 10 graus de inclinação e de ângulo de atrito igual a 20 graus, sua ruptura não é prevista e, caso aconteça, ela não poderá ser explicada como sendo causada apenas por cargas gravitacionais para condições drenadas do solo.

### 3.2. ANÁLISE PARA CONDIÇÕES PSEUDO-ESTÁTICAS

Segundo HANCE (2003), o mecanismo de disparo mais comum para a ruptura de taludes submarinos é o carregamento de terremotos e, em função disso, considera-se importante avaliar como terremotos possam afetar a estabilidade de taludes submarinos. Uma abordagem pseudo-estática é usada para esse propósito, sendo que as análises utilizando-se de Sistemas de Informações Geográficas são executadas a partir de talude infinito.

Um talude infinito submerso e sua superfície de escorregamento são mostrados na figura 11. O peso submerso da massa deslizante é representado pela força  $W'$ . Uma força estática horizontal,  $kW$ , devido ao carregamento sísmico é também indicada.

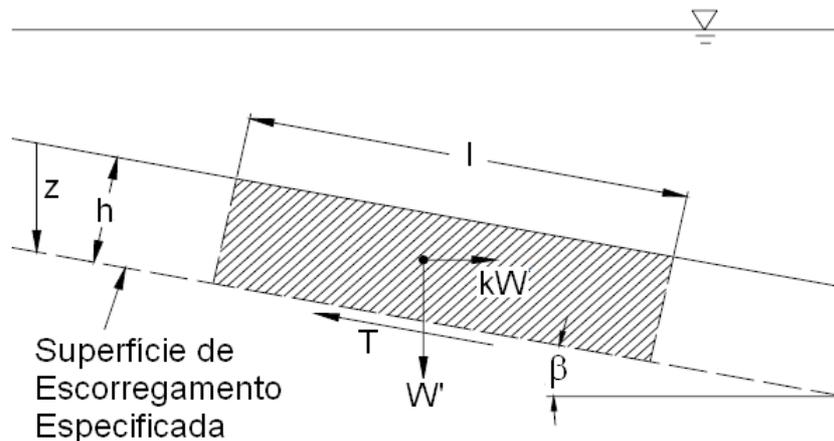


Figura 11 – Esquema das forças resistentes e atuantes presentes em uma análise de estabilidade de taludes pseudo-estática em um talude infinito submerso.

Para a maioria dos sedimentos marinhos, não se espera que eles drenem imediatamente durante o carregamento sísmico. Nesse caso, a resistência ao cisalhamento não-drenada é assumida para a análise. A resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de escorregamento para um talude infinito sob condições pseudo-estáticas pode ser expressa pela equação 14:

$$\tau = \gamma' \cdot z \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta) + k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2(\beta) \quad (14)$$

O fator de proporcionalidade,  $k$ , é chamado de coeficiente sísmico. O parâmetro  $\gamma$  é o peso específico total do solo, calculado pela equação 15, sendo  $\gamma_w$  o peso específico da água do mar:

$$\gamma = \gamma' + \gamma_w \quad (15)$$

O fator de segurança pseudo-estático é então calculado pela equação 16:

$$FS_{pe} = \frac{s}{\tau} = \frac{s_u}{\gamma \cdot z \cdot \cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta) + k \cdot \gamma \cdot z \cdot \cos^2(\beta)} \quad (16)$$

Os efeitos da componente vertical da aceleração sísmica e do aumento de poro-pressão durante o tremor são negligenciados, pois se acredita que eles sejam pequenos nesse caso particular.

Novamente, para um talude de baixa inclinação, a tensão de sobrecarga vertical efetiva *in situ*,  $\sigma'_{v0}$ , pode ser aproximada pelo produto entre o peso específico submerso,  $\gamma'$ , e a profundidade vertical,  $z$ . Dessa forma, a resistência ao cisalhamento não-drenada,  $s_u$ , dividida pelo produto de  $\gamma'$  e  $z$  é igual à razão  $s_u/\sigma'_{v0}$ . Baseado nessa aproximação, a equação 16 pode ser re-escrita pela equação 17:

$$FS_{pe} = \frac{s_u / \sigma'_{v0}}{\cos^2(\beta) \cdot [\tan(\beta) + k \cdot (\gamma / \gamma')]} \quad (17)$$

O coeficiente sísmico necessário para provocar a instabilidade do talude ( $FS_{pe} = 1$ ) é conhecido como coeficiente sísmico crítico,  $k_y$ . Ao se igualar a um o fator de segurança pseudo-estático, e rearranjando a equação 17, o coeficiente  $k_y$  pode ser expresso pela equação 18:

$$k_y = \frac{(s_u / \sigma'_{v0}) \cdot (\gamma' / \gamma)}{\cos^2(\beta)} - (\gamma' / \gamma) \cdot \tan(\beta) \quad (18)$$

Coeficientes sísmicos críticos foram calculados usando a equação 18 e razões  $s_u/\sigma'_{v0}$  variando entre 0,2 e 0,4, faixa que é considerada razoável para a maioria dos sedimentos marinhos. Os resultados do cálculo são apresentados na figura 12 para ângulos de talude variando de 0 a 20 graus. Um peso específico total de 16 kN/m<sup>3</sup> foi assumido para o solo, e um peso específico de 10 kN/m<sup>3</sup> foi adotado para a água do mar. Com isso, o peso específico submerso do solo resulta em 6 kN/m<sup>3</sup>.

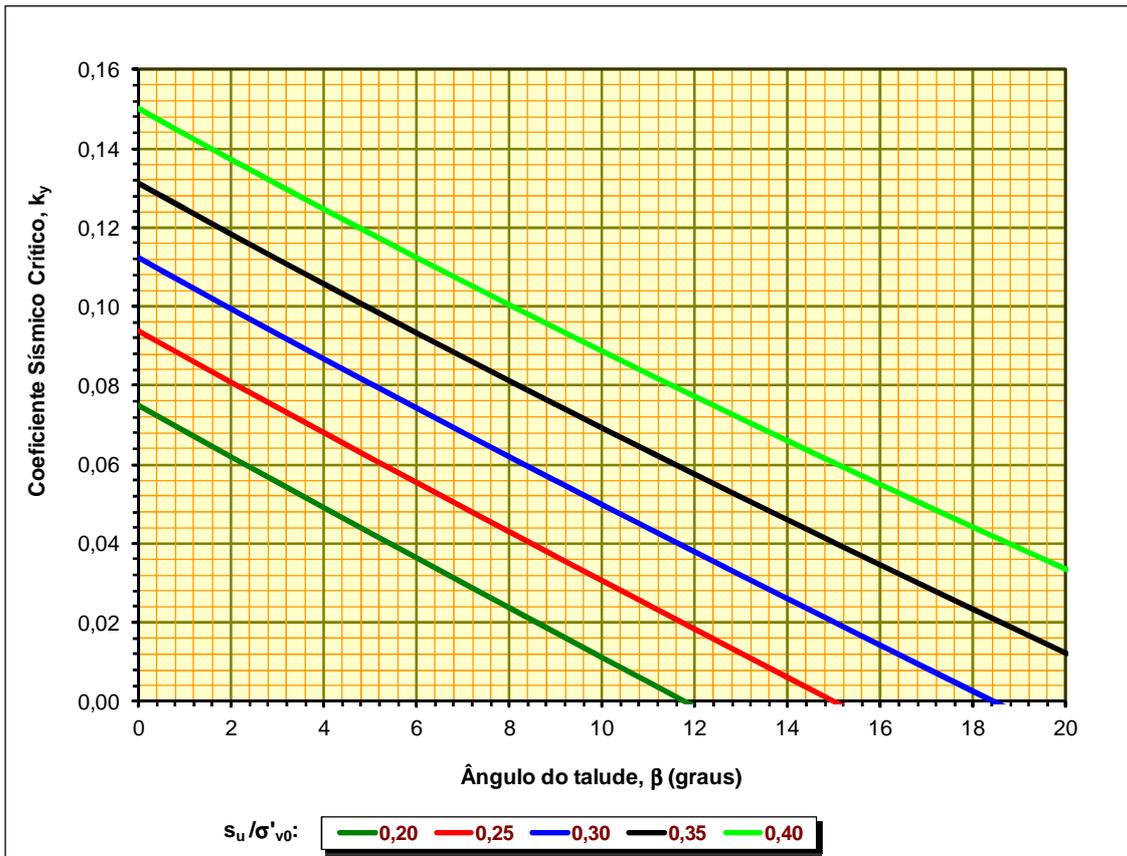


Figura 12 – Coeficientes sísmicos críticos requeridos para a ruptura de um talude infinito submerso para vários ângulos de talude e razões de resistência não-drenada do solo.

#### 4. DADOS GEOTÉCNICOS

Os dados empregados nas análises de estabilidade de taludes apresentadas neste Relatório Técnico foram obtidos a partir de Campanhas de Investigação Geológico-Geotécnicas de campo, que consistiram na coleta de amostras indeformadas de solos e na realização de ensaios de cravação de piezocone *in situ*, na área englobada pela diretriz do gasoduto Rota 3 e sua extensão. Foram também considerados os resultados de ensaios geotécnicos de bordo executados sobre as amostras coletadas.

Na área do gasoduto Rota 3 foram executados pela empresa contratada Fugro McClelland Marine Geosciences Inc., Campanhas de Investigação Geológico-Geotécnicas de campo através dos navios Explorer em 2007/2008 e 2011/13, e Bavenit em 2010. Os ensaios de cravação de piezocone *in situ* (furos GT) consistiram na instalação de uma base de cravação ao nível do terreno (Seacalf® Wheel-Drive System) e a cravação contínua subsequente de um cone padrão de 7,5 t, com um ângulo de ponta de 60° e área de 15 cm<sup>2</sup>, dotado de células de carga para medir a resistência na ponta e o atrito lateral além de um transdutor para medição da poro-pressão. A estrutura de cravação foi responsável por promover a cravação e a reação necessária para a realização do ensaio. A retirada das amostras foi realizada pela cravação de um amostrador a pistão (Jumbo Piston Corer – JPC) com cerca de 2.500 kg de peso e 102 mm de diâmetro interno, lançado em queda livre de uma altura de cerca de 2,1 m do fundo do mar. O comprimento deste amostrador era de 21,3 m. As amostras indeformadas coletadas pelo amostrador foram submetidas a uma bateria de ensaios de bordo com o objetivo de se definir as suas características de resistência mecânica. A taxa de penetração do cone foi de aproximadamente 2 cm/s (0,787"/s). Após o ensaio, a base era retirada do fundo do mar e recolhida ao convés, ou içada do fundo e feita a navegação com ela próxima ao fundo para outra locação se está não estivesse distante. Os dados medidos no ensaio eram lidos e armazenados em tempo real através de cabo umbilical que interligava o sistema no fundo do mar até o nível da embarcação. Um transdutor instalado logo acima da ponta do cone (shoulder) fez o registro da pressão de poros, e os resultados apresentados têm como referência o fundo do mar.

Nessa área foram executados pela Fugro ao todo cento e quatro ensaios de cravação contínua de PCPT *in situ* a partir do sistema *Deepwater Seacalf® Wheel-Drive System* (furos GT), atingindo penetrações entre 0,87 m (GT-1163) e 44,43 m (GT-1093) abaixo do fundo do mar, para avaliar os parâmetros de resistência dos solos nestas locações, e para auxiliar com a classificação do solo e delimitação da estratigrafia.

Sessenta e uma amostragens com *Jumbo Piston Corer* foram realizadas para estudos de Geotecnia (furos JPC), com recuperações entre 15,00 m (JPC-1126, 1130 e 1133) e 20,70 m (JPC-883) abaixo do fundo do mar, para obter amostras indeformadas de

solos para ensaios de laboratório de bordo e especiais em terra. Na Campanha de 2010 com o navio geotécnico Bavenit, foram feitas seis amostragens com o amostrador a pistão STACOR® (furos SC-901, 902, 903, 904, 905 e 906, com recuperações entre 15,60 e 17,20 m), e uma com amostrador de gravidade (furo K-907), com uma recuperação de 6,8 metros.

Finalmente, trinta e duas amostragens com *Jumbo Piston Corer* para análises de Geologia Marinha foram realizadas (furos GL), com recuperações entre 5,50 m (GL-1020) e 20,90 m (GL-826), para obter amostras de solos para efetuar suas descrições e o biozoneamento por foraminíferos planctônicos; além de correlacionar as litofácies dos furos geológicos através dos perfis de susceptibilidade magnética obtidos pelo *Multi-Sensor Core Logger*, no Laboratório da Geologia Marinha em Macaé/RJ. As amostras recuperadas com o amostrador JPC para finalidades de Geologia foram perfiladas usando o equipamento da empresa GeoTek – *Multi-Sensor Core Logger*. A perfilagem se deu a uma taxa de uma leitura a cada 2 cm de comprimento de testemunho, sendo obtidos os perfis de densidade gama, velocidade de onda *P*, resistividade elétrica e susceptibilidade magnética.

Os ensaios de laboratório de bordo para fins de classificação das amostras de solos recuperadas para fins de Geotecnia foram os seguintes: classificação táctil-visual, determinação de teor de umidade e de peso específico submerso; Para fins de Geologia, foi feita apenas a classificação táctil-visual.

Os ensaios de laboratório de bordo para fins de medição de resistência ao cisalhamento das amostras de solos recuperadas para Geotecnia foram os seguintes: Torvane e Vane Miniatura (ensaios residuais e amolgados em amostras alternadas), e ensaios de compressão triaxial não-adensados não-drenados (UU), com exceção do furo executado com amostrador de gravidade (furo K). Já para fins de Geologia, foram feitos os ensaios de Torvane e Vane Miniatura (ensaios residuais e remoldados em amostras alternadas).

A Tabela III lista as coordenadas, lâminas d'água e declividades, além das profundidades de penetração máximas dos ensaios de cravação de piezocone e de recuperação obtidas pelas amostragens em cada locação de ensaio realizado pela Fugro:

**TABELA III**

Ensaios executados pela Fugro na área do gasoduto Rota 3

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-826	6.175.131,97	7.135.415,55	2.242,8	0,52	40,16
GL-826	6.175.130,12	7.135.417,71			20,90
GT-838	6.136.310,01	7.250.289,19	1.485,6	0,72	40,48
GL-838	6.136.307,61	7.250.298,50		0,71	19,70

Continuação da Tabela III:

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-842	6.181.370,28	7.249.810,22	1.591,7	1,08	40,54
GL-842	6.181.370,61	7.249.815,29		1,13	20,80
GT-843	6.164.275,40	7.251.962,87	1.570,8	0,82	40,60
GL-843	6.164.275,27	7.251.960,84		0,81	19,90
GT-847	6.129.407,31	7.243.571,84	1.598,9	2,32	40,60
GL-847	6.129.407,31	7.243.571,84			19,20
GT-848	6.134.636,13	7.245.172,10	1.537,7	1,20	40,44
GL-848	6.134.634,06	7.245.171,21			19,30
GT-853	6.110.103,12	7.148.980,33	2.190,8	0,11	40,96
GL-853	6.110.104,19	7.148.981,28			20,50
GT-854	6.131.385,87	7.163.322,01	2.219,7	0,56	40,98
GL-854	6.131.386,87	7.163.321,94			20,40
GT-855	6.113.796,14	7.168.185,51	2.237,1	0,95	40,00
GL-855	6.113.791,49	7.168.190,91		0,96	20,60
GT-883	6.119.652,53	7.130.257,27	2.123,2	0,42	39,94
GL-883	6.119.654,59	7.130.258,14		0,41	19,90
JPC-883	6.119.653,39	7.130.255,17		0,41	20,70
GT-901	6.130.072,86	7.145.614,77	2.128,0	0,31	40,56
SC-901	6.130.078,84	7.145.614,37		0,30	16,80
GT-902	6.131.270,15	7.143.467,10	2.132,0	0,47	40,57
SC-902	6.131.278,20	7.143.467,57		0,48	16,30
GT-903	6.133.765,25	7.139.448,66	2.117,0	0,17	40,53
SC-903	6.133.771,24	7.139.448,26		0,18	17,20
GT-904	6.128.278,51	7.139.825,81	2.126,0	0,88	40,54
SC-904	6.128.285,56	7.139.826,36		0,88	15,60
GT-905	6.118.212,85	7.165.012,30	2.217,0	0,09	40,04
SC-905	6.118.218,90	7.165.012,91		0,10	15,70
GT-906	6.115.152,31	7.161.292,09	2.210,0	0,20	40,51
SC-906	6.115.157,10	7.161.288,72		0,20	16,50
GT-907	6.120.757,86	7.160.931,71	2.215,0	0,06	40,59
K-907	6.120.760,92	7.160.932,53		0,06	6,80
GT-1029	6.130.985,88	7.133.610,76	2.123,0	0,78	41,34
JPC-1029	6.130.982,89	7.133.610,96			19,20
GT-1030	6.127.066,71	7.133.459,61	2.115,9	0,03	41,28
JPC-1030	6.127.063,30	7.133.453,73		0,03	19,50

Continuação da Tabela III:

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-1031	6.128.885,13	7.137.555,97	2.108,8	0,16	41,73
JPC-1031	6.128.883,75	7.137.565,22		0,17	19,50
GT-1034	6.126.282,34	7.132.052,99	2.117,7	0,29	40,61
JPC-1034	6.126.282,79	7.132.044,82	2.116,4		19,20
GT-1035	6.130.948,95	7.135.425,07	2.112,0	0,39	32,79
GT-1035A	6.130.949,02	7.135.426,09	2.112,0	0,40	38,16
JPC-1035	6.130.950,29	7.135.430,07	2.110,8	0,40	18,70
GT-1036	6.119.522,54	7.164.712,21	2.213,0	0,19	41,15
JPC-1036A	6.119.521,00	7.164.704,17			
GT-1037	6.112.241,66	7.167.491,52	2.217,0	0,14	42,22
JPC-1037	6.112.243,32	7.167.486,32		0,13	
GT-1055	6.126.610,05	7.235.668,25	1.729,1	0,60	41,38
GL-1055	6.126.615,17	7.235.669,95		0,59	
GT-1090	6.158.435,34	7.192.892,81	2.225,5	0,27	41,77
GL-1090	6.158.433,81	7.192.884,76		0,27	
JPC-1090	6.158.441,33	7.192.892,41		0,26	
GT-1091	6.144.946,13	7.190.586,25	2.155,3	3,18	41,63
GL-1091	6.144.951,72	7.190.595,04		3,14	
JPC-1091	6.144.949,32	7.190.589,09		3,17	
GT-1092	6.130.898,31	7.140.115,80	2.113,1	0,75	41,86
JPC-1092	6.130.902,71	7.140.121,61		0,74	
GT-1093	6.127.988,11	7.145.308,92	2.134,5	0,31	44,43
JPC-1093	6.127.987,45	7.145.314,06			
GT-1094	6.126.712,60	7.141.794,69	2.125,8	0,21	42,02
JPC-1094	6.126.716,80	7.141.797,46		0,22	
GT-1104	6.136.817,95	7.132.323,98	2.184,8	1,84	41,52
GL-1104	6.136.818,68	7.132.319,86			
GT-1106	6.130.840,51	7.178.123,15	2.277,2	1,15	8,71
GT-1106A	6.130.974,17	7.178.249,65		0,71	14,26
GT-1114	6.157.649,45	7.238.464,44	1.742,7	6,40	41,52
GL-1114	6.157.657,69	7.238.467,97		6,10	
GT-1115	6.162.283,96	7.224.153,14	2.019,0	0,63	41,23
GL-1115	6.162.283,89	7.224.152,13		0,61	
GT-1116	6.160.372,50	7.229.897,67	1.912,5	0,52	41,16
GL-1116	6.160.375,62	7.229.899,50		0,53	16,30

Continuação da Tabela III:

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-1117	6.154.554,81	7.235.971,18	1.772,3	2,12	41,55
GL-1117	6.154.553,81	7.235.971,24			17,90
GT-1118	6.175.909,66	7.216.087,38	2.066,3	2,60	41,15
GL-1118	6.175.908,66	7.216.087,45		2,57	19,00
GT-1119	6.175.728,85	7.213.316,90	2.091,1	4,93	41,85
GL-1119	6.175.722,67	7.213.314,25		4,95	18,30
GT-1120	6.163.300,18	7.236.279,21	1.738,2	4,60	41,54
GL-1120	6.163.307,97	7.236.275,64		4,63	17,50
GT-1121	6.165.907,97	7.214.824,83	2.036,5	3,27	41,35
GL-1121	6.165.908,04	7.214.825,85		3,28	16,00
GT-1122	6.150.916,46	7.238.448,99	1.757,3	5,30	41,52
GL-1122	6.150.914,40	7.238.448,10		5,69	16,90
GT-1123	6.164.596,11	7.224.492,10	2.010,6	4,46	41,75
GT-1124	6.144.925,36	7.233.835,72	1.767,2	1,70	41,37
JPC-1124	6.144.927,23	7.233.833,56			16,00
GT-1125	6.147.720,45	7.220.796,43	2.027,0	0,81	41,33
JPC-1125	6.147.717,26	7.220.793,58			16,10
GT-1126	6.160.027,60	7.217.602,24	2.017,8	0,80	41,39
JPC-1126	6.160.028,47	7.217.600,15			15,00
GT-1127	6.162.693,34	7.203.932,64	2.054,2	0,35	41,37
JPC-1127	6.162.691,55	7.203.935,81		0,34	16,20
GT-1128	6.173.208,19	7.220.015,07	2.019,5	1,04	41,36
JPC-1128	6.173.213,31	7.220.016,78		1,05	16,00
GT-1129	6.174.666,81	7.229.007,06	1.975,3	1,04	41,63
JPC-1129	6.174.667,14	7.229.012,13		1,03	18,1
GT-1130	6.163.981,34	7.208.569,91	2.023,5	0,65	41,50
JPC-1130	6.163.980,34	7.208.569,97			15,00
GT-1131	6.169.366,39	7.224.891,75	1.951,9	0,97	42,22
JPC-1131	6.169.368,45	7.224.892,64		0,96	17,00
GT-1132	6.169.422,73	7.233.530,16	1.886,1	1,58	41,48
JPC-1132	6.169.427,78	7.233.530,85		1,59	17,40
GT-1133	6.174.736,64	7.213.903,48	2.090,8	4,71	41,91
JPC-1133	6.174.732,38	7.213.899,68		4,15	15,00
GT-1134	6.165.700,02	7.218.664,17	2.033,8	1,59	41,36
JPC-1134	6.165.695,30	7.218.668,56		1,57	18,20

Continuação da Tabela III:

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-1136	6.156.708,03	7.224.626,20	1.940,9	2,27	41,35
JPC-1136	6.156.706,04	7.224.626,33		2,28	17,00
GT-1137	6.155.748,86	7.234.187,80	1.805,9	1,13	41,30
JPC-1137	6.155.750,98	7.234.189,70		1,15	18,80
GT-1138	6.158.209,24	7.208.434,45	1.999,1	1,16	41,57
JPC-1138	6.158.208,97	7.208.430,40			17,50
GT-1139	6.165.950,75	7.233.528,92	1.823,8	2,20	41,22
JPC-1139	6.165.955,67	7.233.527,58		2,21	16,70
GT-1140	6.168.942,72	7.223.024,75	1.986,3	1,17	41,22
JPC-1140	6.168.940,52	7.223.021,84		1,18	16,90
GT-1141	6.144.360,80	7.175.773,56	2.242,7	1,19	41,75
GT-1142	6.161.920,96	7.192.004,85	2.265,9	0,81	41,41
JPC-1142	6.161.921,89	7.192.003,77			19,60
GT-1143	6.138.328,83	7.177.530,19	2.285,3	1,24	7,92
GT-1144	6.143.842,35	7.176.444,32	2.267,3	2,95	41,39
GT-1145	6.164.878,20	7.185.287,77	2.264,4	0,54	41,57
JPC-1145	6.164.878,06	7.185.285,74		0,53	17,80
GT-1146	6.155.763,24	7.189.588,36	2.223,6	1,21	41,62
JPC-1146	6.155.757,12	7.189.586,73		1,22	16,60
GT-1157	6.140.949,07	7.208.184,44	2.014,2	0,78	41,37
JPC-1157	6.140.953,33	7.208.188,23			16,90
GT-1158	6.153.120,70	7.163.034,98	2.164,6	0,48	41,51
JPC-1158	6.153.116,44	7.163.031,19		0,49	19,40
GT-1159	6.152.050,57	7.164.038,08	2.179,4	0,48	42,18
JPC-1159	6.152.042,19	7.164.032,53			19,70
GT-1160	6.151.909,65	7.158.632,07	2.138,1	0,15	42,03
JPC-1160	6.151.907,52	7.158.630,18			18,10
GT-1161	6.147.693,22	7.160.902,18	2.160,8	0,58	41,60
JPC-1161	6.147.696,94	7.160.897,86		0,59	19,30
GT-1162	6.129.958,26	7.178.507,44	2.272,5	0,67	13,26
GL-1162	6.129.961,12	7.178.505,22		0,70	11,80
GT-1163	6.133.570,51	7.178.614,67	2.292,1	5,75	0,87
GT-1163A	6.133.743,94	7.179.294,31	2.294,3	3,09	12,00
GL-1163A	6.133.748,93	7.179.293,98	2.294,3	2,50	11,70

Continuação da Tabela III:

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-1164	6.151.588,33	7.162.877,46	2.166,6	1,01	41,83
JPC-1164	6.151.583,21	7.162.875,77			19,70
GT-1165	6.181.911,12	7.125.964,36	2.462,6	3,96	41,70
GL-1165	6.181.915,69	7.125.957,94		4,56	11,90
GT-1166	6.163.998,88	7.134.610,25	2.159,8	1,30	41,89
JPC-1166	6.163.995,95	7.134.611,46		1,31	20,10
GT-1169	6.183.457,50	7.143.727,03	2.259,2	0,80	42,06
JPC-1169	6.183.459,70	7.143.729,94		0,79	20,30
GT-1170	6.165.966,31	7.137.135,62	2.210,8	1,06	42,24
GL-1170	6.165.967,85	7.137.143,67		0,95	17,20
GT-1172	6.183.466,06	7.125.182,97	2.606,8	2,32	36,32
GL-1172	6.183.473,45	7.125.188,59		2,23	6,60
GL-1172A	6.183.469,46	7.125.188,86		2,35	5,50
GT-1174	6.137.010,59	7.220.814,14	2.042,9	2,01	41,46
GL-1174	6.137.014,85	7.220.817,94		2,05	17,40
GT-1175	6.139.763,99	7.208.156,45	2.021,9	0,74	41,16
GL-1175	6.139.762,73	7.208.152,46		0,73	19,70
GT-1177	6.117.876,26	7.167.534,89	2.221,0	0,66	41,67
JPC-1177	6.117.876,06	7.167.531,85			19,80
GT-1178	6.122.277,41	7.166.350,95	2.229,3	0,31	42,11
JPC-1178	6.122.280,54	7.166.352,78		0,32	18,70
GT-1181	6.112.193,84	7.175.341,07	2.223,3	0,48	41,48
JPC-1181	6.112.194,04	7.175.344,11		0,49	19,50
GT-1182	6.116.341,92	7.173.753,51	2.247,1	0,13	41,96
JPC-1182	6.116.344,65	7.173.749,26		0,12	20,40
GT-1183	6.114.817,15	7.169.895,98	2.242,6	0,13	41,79
JPC-1183	6.114.819,49	7.169.900,91		0,12	18,80
GT-1184	6.110.630,48	7.172.030,76	2.245,4	0,18	41,49
JPC-1184	6.110.632,40	7.172.029,61		0,18	17,60
GT-1185	6.113.548,04	7.172.639,17	2.246,4	0,08	41,52
JPC-1185	6.113.553,30	7.172.642,89		0,09	20,10
GT-1192	6.141.841,07	7.215.718,34	1.984,1	1,50	40,61
JPC-1192	6.141.843,06	7.215.718,20		1,50	17,80
GT-1200	6.137.642,58	7.210.084,41	2.007,3	0,79	41,59
JPC-1200	6.137.639,92	7.210.089,68		0,78	19,80

Continuação da Tabela III:

FURO	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
GT-1209	6.139.828,86	7.222.158,69	2.034,2	12,30	40,87
JPC-1209	6.139.832,92	7.222.159,44		12,34	20,20
GT-1244	6.136.356,99	7.150.964,95	2.132,4	0,16	41,08
JPC-1244	6.136.357,85	7.150.962,86			18,70
GT-1245	6.140.391,86	7.149.634,87	2.126,7	0,60	41,93
JPC-1245	6.140.392,99	7.149.636,83			19,30
GT-1259	6.124.861,35	7.134.427,55	2.119,0	0,86	40,83
JPC-1259	6.124.859,29	7.134.426,67		0,87	18,70
GT-1260	6.127.659,83	7.129.615,06	2.130,5	0,21	41,70
JPC-1260	6.127.659,76	7.129.614,05			18,70
GT-1261	6.123.662,76	7.131.204,81	2.118,8	0,14	41,26
JPC-1261	6.123.662,56	7.131.201,77			18,60
GT-1263	6.132.540,03	7.137.934,98	2.117,4	0,12	41,42
JPC-1263	6.132.537,96	7.137.934,10			18,40
GT-1272	6.163.470,37	7.234.310,59	1.788,1	1,32	41,30
JPC-1272	6.163.469,24	7.234.308,63			20,20
GT-1273	6.165.022,80	7.230.637,60	1.923,6	2,10	40,10
JPC-1273	6.165.026,92	7.230.639,37		2,19	19,80
GT-1274	6.160.858,58	7.232.909,09	1.834,9	2,25	40,35
JPC-1274	6.160.859,51	7.232.908,01			19,80
GT-1275	6.139.206,82	7.145.924,08	2.121,0	0,28	41,26
JPC-1275	6.139.206,68	7.145.922,05			19,40
GT-1276	6.135.075,55	7.147.518,49	2.125,3	0,33	41,15
JPC-1276	6.135.076,34	7.147.515,38			19,00
GT-1277	6.136.893,20	7.152.595,48	2.137,2	0,41	41,65
GL-1277	6.136.889,21	7.152.595,75			18,90

Projeção: Policônica; Datum: SIRGAS2000; Meridiano Central: 54° WGr.

Foram também avaliados os resultados de ensaios de Mini-CPT's executados em 2012 pela empresa contratada Gardline Geosurvey Brasil através da embarcação M/V Ocean Discovery, cujas locações podem ser consultadas na Tabela IV a seguir. Da mesma forma que os ensaios de PCPT, os ensaios de Mini-CPT permitem obter continuamente ao longo da profundidade medidas da resistência de ponta do cone,  $q_c$ , do excesso de poro-pressão,  $u_2$ , e do atrito lateral,  $f_s$ , gerado durante a cravação. Os ensaios foram executados a partir de um sistema *Seabed* (Neptune 3000), com acoplamento

flexível de hastes, que permitiu cravar o mini-piezocone no solo com velocidade constante de 2 cm/s. Neste levantamento geotécnico foram utilizados cones com área de seção transversal de 2 ou 5 cm<sup>2</sup>. A execução do ensaio é limitada em 10 metros de profundidade ou pelo alcance da capacidade máxima de reação do sistema de cravação das hastes. Também foram acompanhadas as medições de inclinação das hastes para posterior correção da profundidade do ensaio.

Os resultados dos ensaios de Mini-CPT e o detalhamento do procedimento de execução desses serviços de campo, são apresentados em PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO (2012.a).

#### TABELA IV

Ensaio de Mini-CPT executados pela Gardline na área do gasoduto Cernambi-Maricá

FURO MINI-CPT	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
CPT-CNB-MAR-07	6.160.600,12	7.408.300,22	54,5	0,11	1,87
CPT-CNB-MAR-08	6.160.598,81	7.405.999,81	57,8	0,14	3,54
CPT-CNB-MAR-09	6.160.672,00	7.402.290,19	64,0	0,10	7,72
CPT-CNB-MAR-10A	6.160.673,00	7.398.989,88	70,9	0,22	4,77
CPT-CNB-MAR-11	6.160.763,91	7.395.212,76	81,2	0,02	2,62
CPT-CNB-MAR-12	6.160.814,51	7.390.265,72	89,5	0,09	3,44
CPT-CNB-MAR-13	6.160.852,12	7.387.219,16	96,8	0,10	3,98
CPT-CNB-MAR-13A	6.160.852,12	7.387.219,16	96,8		4,32
CPT-CNB-MAR-14	6.160.902,86	7.382.448,40	103,0	0,05	2,31
CPT-CNB-MAR-15	6.160.953,76	7.378.514,07	105,0	0,02	6,04
CPT-CNB-MAR-16	6.160.994,15	7.374.300,09			1,29
CPT-CNB-MAR-16A	6.160.994,15	7.374.300,09			1,30
CPT-CNB-MAR-16B	6.160.994,15	7.374.300,09	105,4		1,69
CPT-CNB-MAR-17	6.161.068,85	7.368.479,51	112,4	0,01	3,07
CPT-CNB-MAR-17A	6.161.068,85	7.368.479,51			9,83
CPT-CNB-MAR-18	6.161.119,25	7.364.321,43	116,1		9,77
CPT-CNB-MAR-19	6.161.146,94	7.361.088,61	116,0	0,07	9,64
CPT-CNB-MAR-20	6.161.198,33	7.357.594,56	123,9	0,02	9,95
CPT-CNB-MAR-21	6.161.217,66	7.356.024,83	130,1	0,08	9,74
CPT-CNB-MAR-22	6.161.273,18	7.353.726,31	126,0	0,02	9,65
CPT-CNB-MAR-23	6.161.272,04	7.351.655,23	125,9	0,08	9,76
CPT-CNB-MAR-24	6.161.273,72	7.349.588,16	126,2	0,06	0,00
CPT-CNB-MAR-24A	6.161.273,72	7.349.588,16			9,65

Continuação da Tabela IV:

FURO MINI-CPT	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
CPT-CNB-MAR-25	6.161.368,18	7.347.127,24	131,7	0,14	9,68
CPT-CNB-MAR-26	6.161.360,30	7.343.741,15	143,0	0,12	8,33
CPT-CNB-MAR-27	6.161.413,48	7.339.401,90	135,7	0,28	3,18
CPT-CNB-MAR-28	6.161.411,81	7.338.294,49	141,4	0,20	9,50
CPT-CNB-MAR-29	6.161.450,71	7.337.008,19	134,6	0,05	2,39
CPT-CNB-MAR-30	6.161.470,51	7.334.977,33	147,2	0,03	1,83
CPT-CNB-MAR-30A	6.161.470,51	7.334.977,33			0,64
CPT-CNB-MAR-31	6.161.503,21	7.332.437,28	169,4	0,51	9,59
CPT-CNB-MAR-32	6.161.561,29	7.327.148,96	212,2	6,72	6,59
CPT-CNB-MAR-33	6.161.614,77	7.322.026,36	401,1	2,11	9,74
CPT-CNB-MAR-34	6.161.672,02	7.318.345,57	499,2	0,58	9,76
CPT-CNB-MAR-35	6.161.722,08	7.314.250,22	549,3	0,16	9,75
CPT-CNB-MAR-36	6.161.748,04	7.310.167,07	636,3	0,56	9,76
CPT-CNB-MAR-37	6.153.006,10	7.193.096,97	636,3	3,20	9,68
CPT-CNB-MAR-38	6.162.838,61	7.301.425,93	693,2	0,88	9,64
CPT-CNB-MAR-39	6.163.214,67	7.298.963,94	726,4	0,19	9,60
CPT-CNB-MAR-40	6.163.838,05	7.294.669,89	825,8	1,29	9,67
CPT-CNB-MAR-41	6.164.345,60	7.291.488,73	904,7	1,28	9,68
CPT-CNB-MAR-42	6.164.958,25	7.287.522,28	995,6	1,16	9,66
CPT-CNB-MAR-43	6.166.026,30	7.280.531,41	1.130,3	1,29	9,61
CPT-CNB-MAR-57	6.160.636,29	7.405.738,32	59,6	0,15	3,14
CPT-CNB-MAR-57A	6.160.636,29	7.405.738,32			2,73
CPT-CNB-MAR-58	6.160.807,14	7.392.546,51	87,7	0,12	2,31
CPT-CNB-MAR-58A	6.160.812,16	7.392.547,62			2,27
CPT-CNB-MAR-59	6.160.852,70	7.388.598,47	96,8	0,55	2,90
CPT-CNB-MAR-60	6.161.006,78	7.376.106,36	106,1	0,02	1,59
CPT-CNB-MAR-61	6.161.064,36	7.371.439,30	108,6	0,15	1,92
CPT-CNB-MAR-61A	6.161.064,36	7.371.439,30			2,32
CPT-CNB-MAR-62	6.161.430,22	7.340.749,79	136,4	0,08	2,66
CPT-CNB-MAR-63	6.161.462,38	7.337.644,39	123,8	0,47	3,41
CPT-CNB-MAR-64B	6.161.499,73	7.333.769,10	158,7	0,35	9,55
CPT-CNB-MAR-EQUIP-44	6.164.766,75	7.274.937,94	1.221,0	1,06	10,00
CPT-CNB-MAR-EQUIP-45	6.159.501,49	7.257.141,51	1.511,9	0,28	10,00
CPT-CNB-MAR-EQUIP-45A	6.159.603,60	7.256.995,04	1.509,1	0,26	9,52

Continuação da Tabela IV:

FURO MINI-CPT	COORD. E (m)	COORD. N (m)	LDA (m)	$\beta$ (graus)	z (m)
CPT-CNB-MAR-EQUIP-46	6.156.727,20	7.253.618,88	1.494,8	0,32	10,00
CPT-CNB-MAR-EQUIP-46A	6.156.906,89	7.253.488,45	1.492,0	0,10	9,68
CPT-CNB-MAR-EQUIP-46AA	6.156.906,89	7.253.488,45			10,00
CPT-CNB-MAR-EQUIP-47	6.152.300,58	7.248.352,97	1.498,8	0,60	10,00
CPT-CNB-MAR-EQUIP-48	6.162.771,76	7.240.620,14	1.634,1	1,13	9,85
CPT-CNB-MAR-EQUIP-56	6.126.188,17	7.157.153,96	2.209,7	0,06	9,31

Projeção: Policônica; Datum: SIRGAS2000; Meridiano Central: 54° WGr.

#### 4.1. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os ensaios de cravação de piezocone (PCPT) e de Mini-CPT são ensaios *in situ* que, ao contrário dos ensaios de laboratório, fornecem uma medição contínua dos parâmetros geotécnicos  $q_c$ ,  $f_s$  e  $u_2$ . Durante a penetração, as forças medidas pela ponta do cone, pela luva de atrito e pelo transdutor de poro-pressão variam em função das propriedades dos materiais atravessados. Os registros de  $q_c$ ,  $f_s$  e  $u_2$  foram monitorados continuamente e digitalizados em intervalos de 20 mm.

A resistência de ponta do cone corrigida  $q_t$  é dada pela equação 19:

$$q_t = q_c + u_2 \cdot (1 - \alpha) \quad (19)$$

Onde:

$q_c$  = resistência de ponta do cone medida;

$u_2$  = excesso de poro-pressão em relação à poro-pressão hidrostática calculada em relação ao fundo do mar. É a poro-pressão na extensão cilíndrica acima da base do cone, relativa ao nível de referência do ensaio; e

$\alpha$  = razão entre a área da haste e a área da face do cone. Esta razão é, portanto, uma função da geometria do cone. O fator  $\alpha$  indica o efeito da poro-pressão nas áreas desiguais da seção transversal do cone. Para o cone de 15 cm<sup>2</sup> da Fugro, o valor apropriado para o fator  $\alpha$  para o cálculo da resistência do cone corrigida é de 0,58; Para os ensaios de Mini-CPT executados pela Gardline, o fator  $\alpha$  vale 0,50 para o cone de 5 cm<sup>2</sup>, e 0,69 para o cone de 2 cm<sup>2</sup> de área.

O peso específico total usado para calcular a tensão vertical total *in situ* na base do cone,  $\sigma_{v0}$ , foi de 16,0 kN/m<sup>3</sup>.

O parâmetro de razão de poro-pressão normalizada,  $B_q$ , foi calculado de acordo com a equação 20 a seguir:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_{net}} = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (20)$$

Onde:

$\Delta u$  = excesso de poro-pressão =  $u_2 - u_0$ ;

$q_{net}$  = resistência do cone líquida =  $q_t - \sigma_{v0}$ ;

$u_0$  = poro-pressão hidrostática =  $\gamma_w \cdot z$ ; e

$\sigma_{v0}$  = tensão de sobrecarga vertical total na profundidade  $z$  correspondente =  $\gamma \cdot z$ .

Valores da razão de poro-pressão  $B_q$  situados entre 0,2 e 1,0 são característicos de materiais com comportamento não-drenado. Valores baixos de  $B_q$  indicam que o material apresenta capacidade de dissipação de poro-pressões, o que é típico de materiais arenosos.

#### 4.1.1. Ângulo de atrito efetivo

A resistência ao cisalhamento de solos arenosos não-cimentados é geralmente expressa em termos do ângulo de atrito interno efetivo de pico,  $\phi'$ .

Vários estudos foram publicados para avaliar  $\phi'$  a partir de ensaios de PCPT em areias limpas, e basicamente os métodos caem em uma das três categorias abaixo:

- Teoria de capacidade de carga;
- Teoria de expansão de cavidade; e
- Empírica, baseada na calibração de câmaras de ensaio.

Avanços significativos foram feitos no desenvolvimento de teorias para modelar o processo de penetração de cone em areias (YU & MITCHELL, 1998). Os modelos de expansão de cavidade se mostraram os mais promissores, já que eles são relativamente simples e podem incorporar muitas das características importantes da resposta do solo. Entretanto, correlações empíricas baseadas nos resultados de calibração de células de ensaios e em resultados de campo são ainda os mais comumente usados.

ROBERTSON et al. (1983) sugeriram uma correlação para estimar o ângulo de atrito de pico  $\phi'$  para areias predominantemente quartzosas não-cimentadas, jovens, moderadamente compressíveis, com base em resultados de calibração de câmaras de ensaio (equação 21). Para areias de maior compressibilidade (isto é, areias carbonáticas ou areias com elevado percentual de mica), o método tenderá a prever ângulos de atrito baixos.

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \cdot \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (21)$$

Onde:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 \tag{22}$$

KULHAWY & MAYNE (1990) sugeriram um relacionamento alternativo para areias quartzosas limpas, não-cimentadas, de grãos arredondados, e avaliaram tal relação usando dados de campo de alta qualidade, de acordo com a equação 23 e figura 13:

$$\phi'(\text{graus}) = 17,6 + 11 \cdot \log \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \cdot \sigma_{atm}}} \right) \tag{23}$$

Onde:

$\sigma_{atm}$  = pressão atmosférica, na mesma unidade de  $q_t$ ,  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  (101,325 kPa).

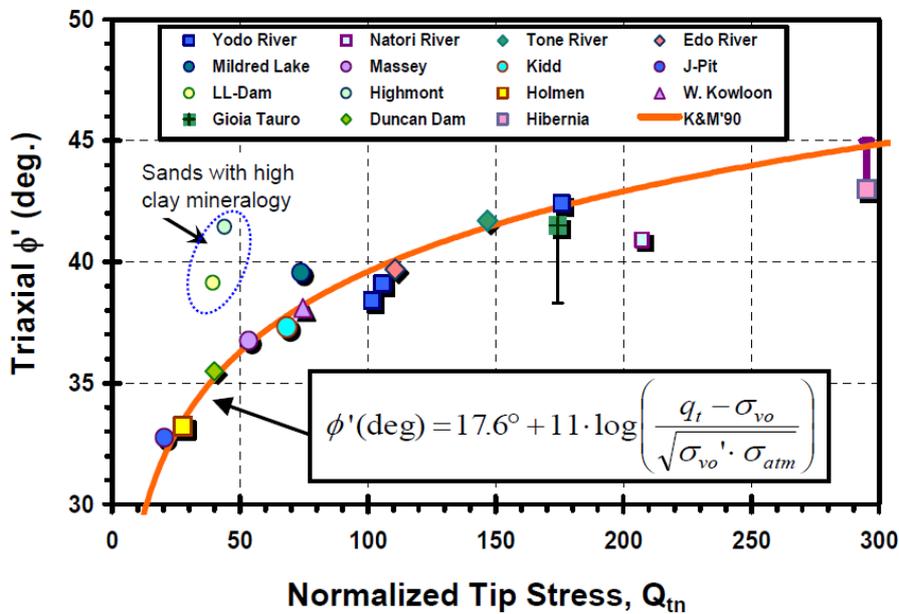


Figura 13 – Ângulo de atrito  $\phi'$  obtido a partir de PCPT's para areias limpas, jovens, não-cimentadas, quartzosas e siliciclásticas (após MAYNE, 2006 apud ROBERTSON & CABAL, 2012).

Para solos finos, a melhor forma para definir o ângulo de atrito em termos de tensões efetivas é a partir de ensaios triaxiais adensados com amostras de alta qualidade. A adoção de um valor para  $\phi'$  de 28 graus para argilas e de 32 graus para siltes é geralmente suficiente para muitos projetos de pequenos a médios. Alternativamente, uma solução de estado limite em termos de tensões efetivas para a penetração não-drenada de cone foi desenvolvida no NTH – *Norwegian Institute of Technology* (SENNESET et al., 1989), permitindo uma avaliação aproximada dos parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  a partir das medições de piezocone. De acordo com MAYNE & CAMPANELLA (2005), em uma abordagem simplificada para argilas e siltes de normalmente a levemente sobreadensados ( $c' = 0$ ), a

solução do NTH pode ser aproximada considerando as seguintes faixas de valores para os parâmetros geotécnicos  $\phi'$  e  $B_q$ :  $20^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$  e  $0,1 \leq B_q \leq 1,0$ :

$$\phi'(\text{graus}) \approx 29,5 \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(Q_t)] \quad (24)$$

Para solos altamente sobreadensados, geomateriais fissurados e argilas altamente cimentadas ou estruturadas, a equação 24 não fornecerá resultados confiáveis e deverá ser validada através de ensaios de laboratório.

Considerou-se que o ângulo de atrito efetivo interpretado de acordo com as equações acima poderia ser considerado como uma variável aleatória descrita pelo modelo normal ou Gaussiano. A distribuição Normal é a mais familiar das distribuições de probabilidade e também uma das mais importantes em Estatística. A equação da curva Normal é especificada usando dois parâmetros: a média,  $\mu$ , e o desvio-padrão,  $\sigma$ . A média se refere ao centro da distribuição e o desvio-padrão ao espalhamento (ou achatamento) da curva. O ângulo de atrito efetivo médio obtido foi de 31,565 graus, com um desvio-padrão de 2,748 graus (coeficiente de variação, CoV, de 8,707%; valor mínimo de 26,39° e máximo de 41,39° da amostra). A distribuição normal é simétrica em torno da média, o que implica que a média, a mediana e a moda são todas coincidentes. Para referência (LUZI et al., 2000), a função densidade de probabilidade  $f(x)$  é descrita pela equação 25, onde  $x$  é a variável aleatória ( $\omega \leq x \leq \omega$ ),  $\sigma_x$  é desvio-padrão de  $x$  e  $\mu_x$  é a média de  $x$ :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp \left[ -\frac{1}{2} \cdot \left( \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad (25)$$

A figura 14 apresenta o histograma (com nove intervalos de classe) e a curva de distribuição normal dos valores de ângulo de atrito interno efetivo  $\phi'$  interpretados a partir dos resultados de campo de cravação de piezocone (PCPT) e de mini-CPT nas locações dos furos de sondagem geológico-geotécnicos executados na área do gasoduto Rota 3, os quais foram listados nas Tabelas III (campanhas da Fugro) e IV (campanha da Gardline):

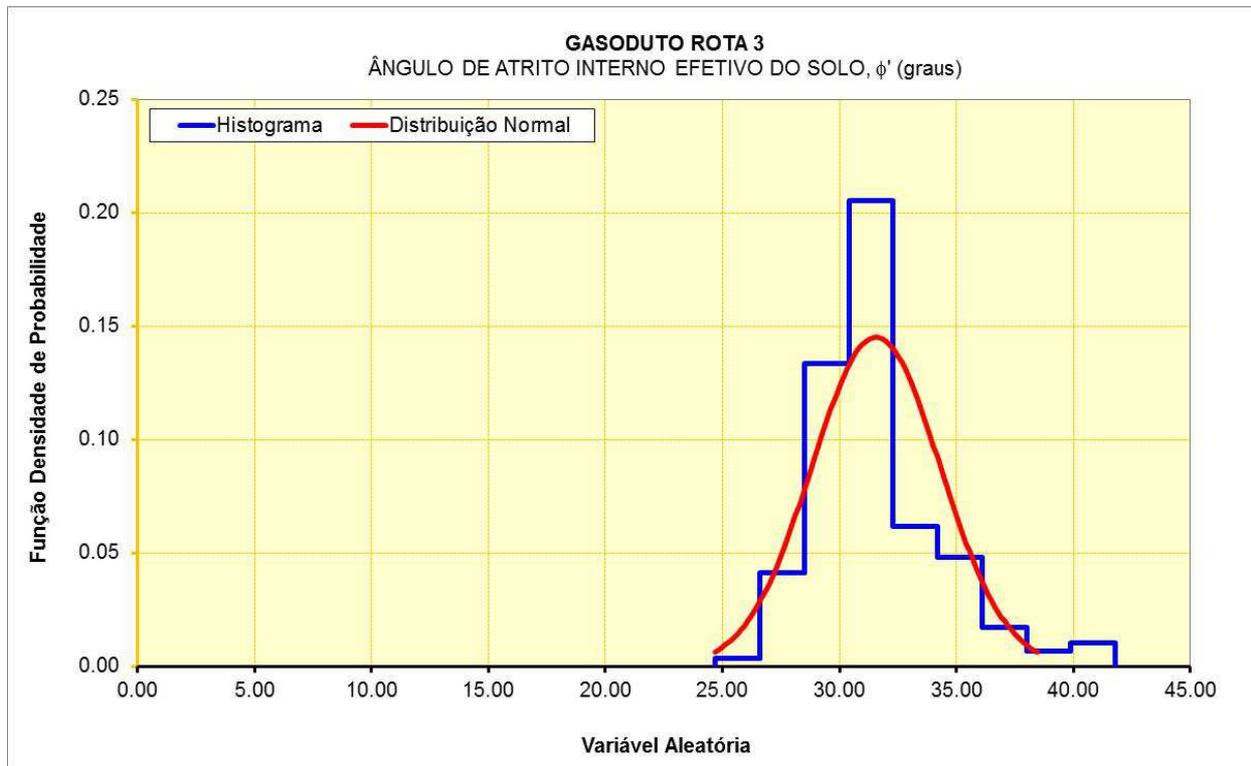


Figura 14 – Função de densidade de probabilidade para a variável aleatória contínua  $\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo (em graus), para os furos de sondagem executados na área do gasoduto Rota 3.

#### 4.1.2. Interpretação de $s_u$ a partir do PCPT

Não existe um valor único de resistência ao cisalhamento não-drenada,  $s_u$ , já que a resposta não-drenada do solo depende da direção de carregamento, da anisotropia do solo, da taxa de deformação e história de tensões. O valor de  $s_u$  a ser usado em projeto depende, portanto, do problema que está sendo analisado.

Já que a anisotropia e a taxa de deformação inevitavelmente influenciarão os resultados de quaisquer ensaios *in situ*, suas interpretações necessariamente requererão algum conteúdo empírico para a determinação desses fatores, além de possíveis efeitos devidos à perturbação da amostra.

Soluções teóricas forneceram uma ideia importante quanto à forma da relação entre a resistência de ponta do cone e a resistência não-drenada  $s_u$ . A resistência ao cisalhamento não-drenada do solo,  $s_u$ , é normalmente determinada ao se dividir a resistência do cone líquida,  $q_{net}$ , por um fator de cone,  $N_{kt}$ , usando a equação 26, onde  $\sigma_{v0}$  é a tensão vertical total de sobrecarga *in situ*:

$$s_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \tag{26}$$

Tipicamente, o fator de cone empírico  $N_{kt}$  varia de 10 a 18, com um valor médio de

14. O fator  $N_{kt}$  tende a aumentar com o aumento da plasticidade e diminuir com o aumento da sensibilidade do solo. LUNNE et al. (1986, 1997) mostraram que  $N_{kt}$  varia com  $B_q$ , a razão de poro-pressão, onde  $N_{kt}$  tende a diminuir de 18 a 9 com o aumento de  $B_q$ ; quando  $B_q \sim 1,0$ ,  $N_{kt}$  pode ser tão baixo quanto 6.

Na PETROBRAS, o parâmetro de correlação entre a resistência de ponta do cone e a resistência não-drenada de solos argilosos tem sido o seguinte (adotado quando da campanha do navio M/S Bucentaur em 1992):

- $N_{kt}$  alcançado pelos resultados obtidos da interpretação das campanhas anteriores nas Bacias de Campos e Santos – equação 27 (COSTA & AMARAL, 1992):

$$N_{kt} = 28,1337 - 18,2228 \cdot B_q \quad (27)$$

Para cada locação de ensaio de cravação de cone, a partir do perfil de fator de cone empírico  $N_{kt}$  calculado, obteve-se o respectivo perfil de variação com a profundidade abaixo do fundo do mar de resistência ao cisalhamento não-drenada em termos de tensões totais,  $s_{u(TT)}$ , calculado pela aplicação da equação 26.

A empresa Fugro-McClelland Marine Geosciences, Inc. contratada para as Campanhas de Investigação Geológico-Geotécnicas de campo pela PETROBRAS (furos GT/JPC/GL/SC/K), classifica a resistência ao cisalhamento não-drenada de solos coesivos de acordo com TERZAGHI & PECK (1967), como pode ser visto pela Tabela V:

**TABELA V**

Classificação da Fugro quanto à resistência ao cisalhamento de solos coesivos

CONSISTÊNCIA	RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA, $s_u$ (kPa)
Muito mole	< 12
Mole	12 a 25
Média	25 a 50
Rija	50 a 100
Muito rija	100 a 200
Dura	200 a 400
Muito dura	> 400

Enquanto isso, a empresa Gardline Geosurvey Brasil, contratada pela PETROBRAS para campanhas de ensaios em rotas de dutos com Mini-CPT em 2012 (PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO, 2012.a), classifica a resistência ao cisalhamento não-drenada de solos coesivos de acordo com a Tabela VI, lembrando que essa classificação de resistência não descreve a consistência do solo:

**TABELA VI**

Parâmetros de classificação da resistência do solo segundo a Gardline

<b>CLASSIFICAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA</b>	<b>RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA, <math>s_u</math> (kPa)</b>
Extremamente baixa	Menos que 10
Muito baixa	10 – 20
Baixa	20 – 40
Média	40 – 75
Alta	75 – 150
Muito alta	150 – 300
Extremamente alta	Maior que 300

#### 4.1.2.1. Razão de resistência ao cisalhamento não-drenada

É geralmente útil estimar a razão de resistência ao cisalhamento não-drenada a partir dos resultados de PCPT, já que ela se relaciona diretamente com a razão de sobreadensamento (OCR). A Mecânica dos Solos do Estado Crítico apresenta uma relação entre a razão de resistência ao cisalhamento não-drenada para solos normalmente adensados sob diferentes direções de carregamento e ângulo de atrito de tensões efetivas,  $\phi'$ . Por isso, uma melhor estimativa da razão de resistência ao cisalhamento não-drenada pode ser obtida com o conhecimento do ângulo de atrito ( $s_u/\sigma'_{v0-NC}$  aumenta com o aumento de  $\phi'$ ). A partir do ensaio de PCPT, a razão  $s_u/\sigma'_{v0}$  pode ser calculada pela equação 28:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = \left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot \left( \frac{1}{N_{kt}} \right) \quad (28)$$

Os resultados apresentados por WROTH & HOULSBY (1985) mostraram que a razão de resistência ao cisalhamento não-drenada aumenta à medida que a razão de sobreadensamento aumenta. Segundo esses autores, valores para a razão  $s_u/\sigma'_{v0}$  para amostras de argila isotropicamente adensadas em ensaios triaxiais variam entre 0,25 e 0,30 para amostras normalmente adensadas.

Diferindo do modelo de distribuição de probabilidades adotado para o ângulo de atrito interno efetivo do solo, considerou-se que a razão de resistência ao cisalhamento não-drenada  $s_u/\sigma'_{v0}$ , calculada pela equação 28, poderia ser melhor representada como uma variável aleatória descrita pelo modelo lognormal. Em Probabilidade e Estatística, uma variável aleatória  $x$  tem distribuição lognormal quando seu logaritmo  $y = \log(x)$  tem distribuição normal. Logo, a função de distribuição é dada pela equação 29:

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{x \cdot \sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot \exp\left\{-\frac{[\ln(x) - \mu]^2}{2 \cdot \sigma^2}\right\}, \text{ se } x > 0 \quad (29)$$

Onde  $\mu$  e  $\sigma$  representam, respectivamente, a média e o desvio-padrão do logaritmo natural da amostra.

A mediana calculada da distribuição lognormal obtida para a razão de resistência  $s_u$  foi de 0,297, com um desvio-padrão de 0,062 (coeficiente de variação igual a 20,351%; valor mínimo de 0,221 e máximo de 0,482 da amostra).

A figura 15 apresenta o histograma (também com nove intervalos de classe) e a curva de distribuição lognormal dos valores da razão  $s_u/\sigma'_{v0}$  calculados a partir dos resultados dos ensaios de campo de cravação de piezocone (PCPT) e de mini-CPT nas locações dos furos de sondagem geológico-geotécnicos executados na área do gasoduto Rota 3, os quais foram listados nas Tabelas III (campanhas da Fugro) e IV (campanha da Gardline):

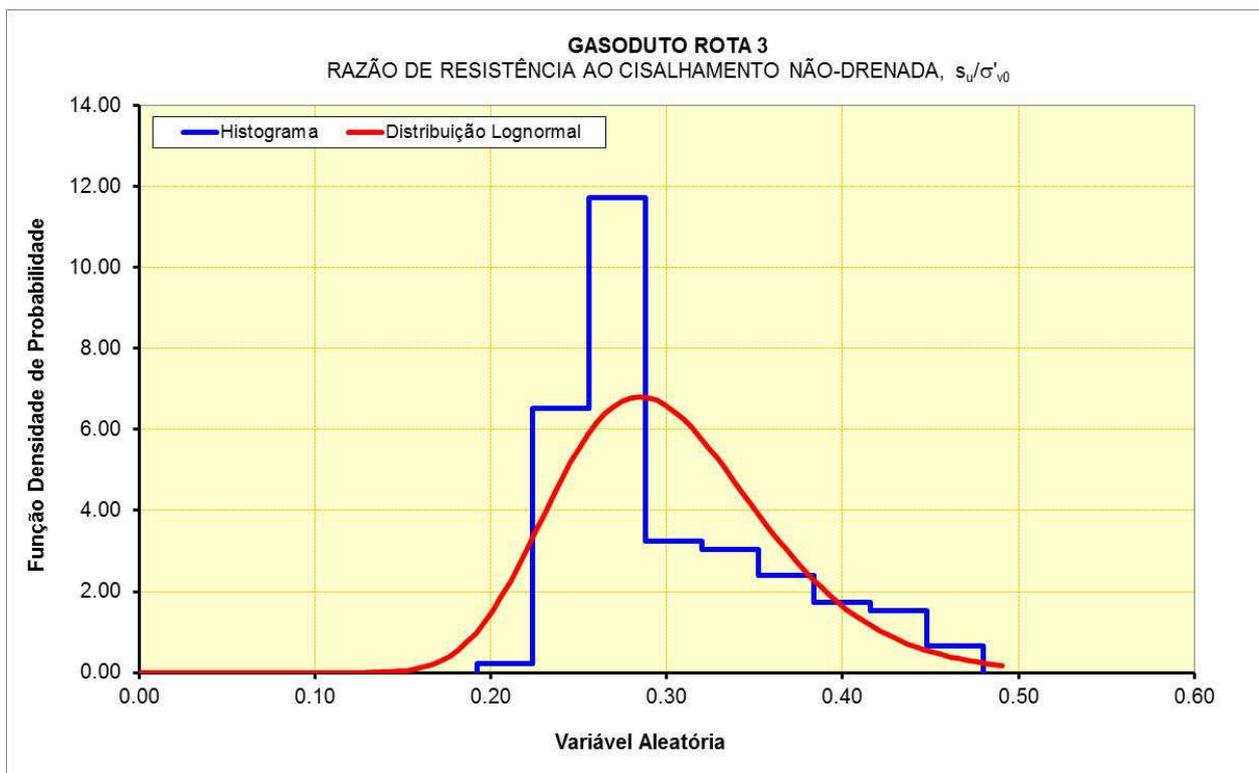


Figura 15 – Função de densidade de probabilidade para a variável aleatória contínua  $s_u/\sigma'_{v0}$  = razão de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (adimensional), para os furos de sondagem executados na área do gasoduto Rota 3.

#### 4.1.3. Razão de pesos específicos

Para os furos de sondagem geotécnicos com amostragem para fins de estudos de

Geologia e/ou Geotecnia Marinha executados pela Fugro (furos GT/JPC/GL), o valor médio de peso específico total do solo em função da profundidade abaixo do fundo do mar em cada locação, foi obtido a partir das determinações de peso específico submerso executadas no laboratório de bordo com amostras indeformadas de solos, e também considerando as perfilagens de densidade dos sedimentos com o equipamento *Multi-Sensor Core Logger* (MSCL-S) da empresa Geotek (figura 16). No MSCL-S a densidade  $\rho$  é determinada ao se medir a atenuação de raios gama através das amostras coletadas.

**Geotek MSCL-S Core Logging Service** **GEO  
TEK**

"If a core is worth taking, it's worth logging"

**Automated non-destructive testing**

Any core collected for a science or engineering objective can benefit from detailed non-destructive analysis. The use of Multi Sensor Core Logger (MSCL) systems to rapidly obtain high-resolution, down-core data from sediment and rock cores has become a standard procedure over the past 20 years. Measurements are used by scientists and engineers both intrinsically, for their actual values (e.g. gamma density, P-wave velocity), or as proxies for changes in lithology or formation environment (e.g. magnetic susceptibility).

The Standard MSCL-S is the ideal equipment for obtaining these data on whole cores in an accurate, easy, reliable and efficient manner. Once the system is set up for the particular core size being used and calibrated, individual core sections are simply placed on one end of the track and removed from the other when completed. All the sensors systems work in parallel providing rapid real time data of up to 100 metres of core per day.

The MSCL-S can be supplied in a portable 20-foot laboratory with other analysis equipment for seagoing or shore-based operations. However, if logistics require it, the equipment suite can be installed in a laboratory space on board a vessel or inside a building.

**Quality assurance for cores and sub-samples**

When MSCL logging is carried out at sea, the high-resolution core log data sets for each core are generated within hours of core recovery. These data provide the client with a rapid QA assessment of the cores recovered, identifying cores not fit for purpose that might need to be retaken. Quality assurance of core is also important prior to sub-sampling cores. Sub-sampling of cores for a variety of tests is a routine but important operation. The collection and examination of non-destructive testing data prior to sub-sampling ensures representative sub-samples are taken every time.



*MSCL-S system in horizontal mode*

**Gamma density**

Attenuation of a beam of gamma radiation is measured, providing high-resolution density profiles down the core with spatial resolutions typically of 1 cm. Calibration is normally achieved with machined aluminium samples mounted inside a water-filled liner. For most sediments this empirical calibration technique provides density values that agree very well with bulk density measurements made gravimetrically. In saturated sediments, density changes as a function of sediment type (sands are usually more dense than clays) with the density also increasing with burial depth due to compaction and de-watering.



*MSCL-S system in vertical mode*

Figura 16 – Geotek MSCL-S.

Para os furos onde foi feita a perfilagem com MSCL-S, o peso específico total do solo,  $\gamma$ , foi calculado ao se multiplicar a densidade medida pelo multi-sensor,  $\rho$ , pela aceleração da gravidade  $g$  ( $g = 9,80665 \text{ m/s}^2$ ), conforme a equação 30:

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (30)$$

E o peso específico submerso,  $\gamma'$ , foi calculado descontando-se o peso específico da água do mar,  $\gamma_w$ , do peso específico total – equação 31. Adotou-se para o peso específico da água do mar o valor de  $10,0794 \text{ kN/m}^3$ , considerando uma salinidade de 3,5% (35 g/L) e uma temperatura de  $4^\circ \text{ C}$  no fundo do mar.

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (31)$$

Nas locações de furos de sondagem geotécnicos onde não foi possível realizar a coleta de amostras indeformadas de solos, tanto para a execução de ensaios de laboratório de bordo para medição de peso específico submerso como para a perfilagem com *Multi-Sensor Core Logger*, foi adotado para o peso específico total do solo o valor médio de  $16 \text{ kN/m}^3$ .

E para os furos executados com STACOR® (SC) e com amostrador de gravidade (K) pelo navio Fugro Bavenit na campanha de investigação de 2010, foi adotado em cada locação de furo de sondagem o valor médio de peso específico submerso do solo medido no laboratório de bordo.

Já para os furos de Mini-CPT executados pela Gardline em 2012 ao longo da rota do duto, como não foram coletadas amostras indeformadas de solos para ensaios de laboratório, o peso específico total foi estimado com base nos resultados dos ensaios de CPT, tendo sido adotado o relacionamento proposto por ROBERTSON & CABAL (2012) para o cálculo do peso específico do solo adimensional,  $\gamma/\gamma_w$ , segundo a equação 32:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \cdot [\log(R_f)] + 0,36 \cdot \left[ \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) \right] + 1,236 \quad (32)$$

Onde:

$\gamma_w$  = peso específico da água do mar, na mesma unidade que  $\gamma$ ;

$p_a$  = pressão atmosférica, na mesma unidade que  $q_t$  ( $p_a = 101,325 \text{ kPa}$ );

$R_f$  = razão, expressa em porcentagem, entre o atrito lateral medido,  $f_s$ , e a resistência do cone corrigida,  $q_t$ , ambos medidos na mesma profundidade (equação 33):

$$R_f = \left( \frac{f_s}{q_t} \right) \cdot 100\% \quad (33)$$

Considerou-se que a razão entre os pesos específicos total e submerso,  $\gamma/\gamma'$ , poderia ser considerada como uma variável aleatória descrita pelo modelo de distribuição

normal. O valor médio calculado para essa razão foi igual a 2,906, com um desvio-padrão de 0,194 (CoV = 6,664%; os valores mínimo e máximo da amostra são, respectivamente, de 2,43 e 3,34).

A figura 17 apresenta o histograma (com dez intervalos de classe) e a curva de distribuição normal dos valores da razão de pesos específicos  $\gamma/\gamma'$  obtidos a partir dos resultados de campo de cravação de piezocone (PCPT) e de mini-CPT nas locações dos furos de sondagem geológico-geotécnicos executados na área do gasoduto Rota 3, os quais foram listados nas Tabelas III (campanhas da Fugro) e IV (campanha da Gardline):

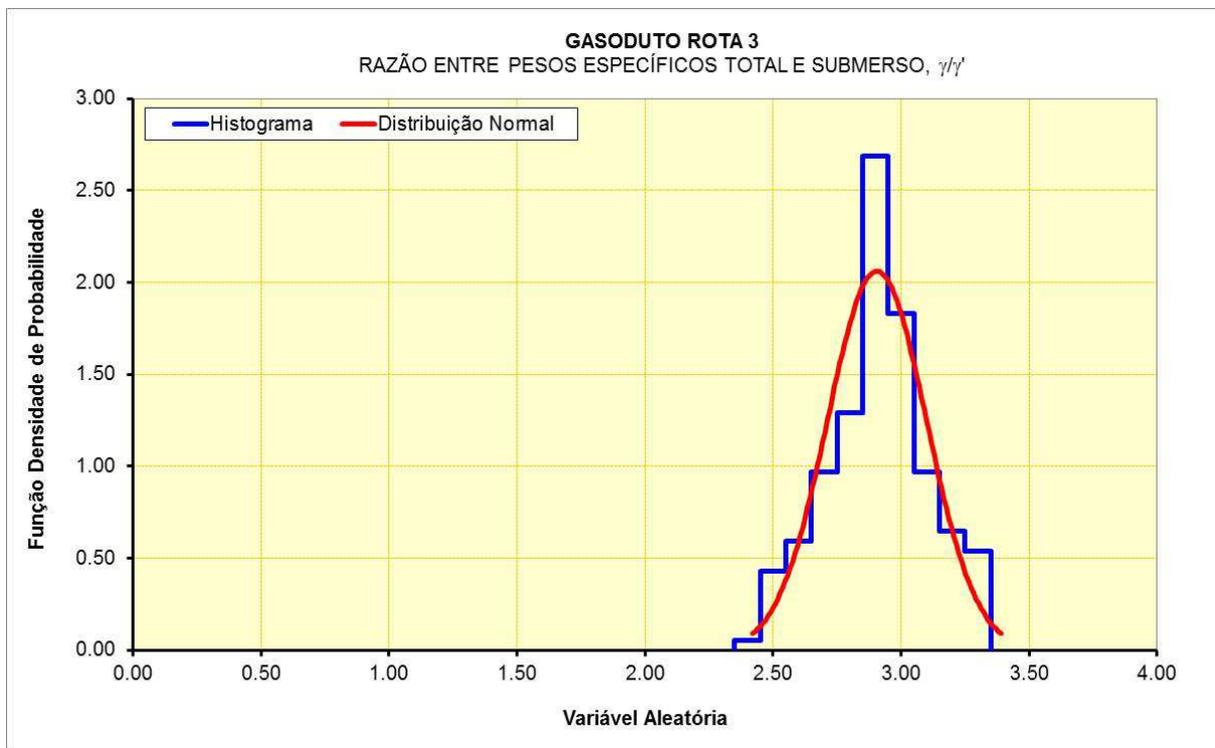


Figura 17 – Função de densidade de probabilidade para a variável aleatória contínua  $\gamma/\gamma'$  = razão entre pesos específicos total e submerso do solo (adimensional), para os furos de sondagem executados na área do gasoduto Rota 3.

## 6. MAPAS DE FATORES DE SEGURANÇA CONTRA DESLIZAMENTOS

### 6.1. ESCOLHA ENTRE TENSÕES TOTAIS E EFETIVAS

Uma decisão deve ser tomada ao se avaliar a estabilidade de um talude quanto à execução de uma análise se em termos de tensões totais ou efetivas. A escolha geralmente é feita após a classificação do problema de estabilidade como sendo de curto ou longo prazo. As rupturas de taludes usualmente resultam de uma mudança no carregamento aplicado ao solo, e se isso ocorre rapidamente, a estabilidade durante e imediatamente depois dessa mudança precisa ser avaliada. Isso é particularmente importante se a mudança de carregamento resultar em uma alteração da poro-pressão no solo, e se a mudança é rápida quando comparada ao tempo de adensamento do solo ou se o carregamento é uma flutuação natural do nível do lençol freático, por exemplo, como ocorre em taludes naturais subaéreos, onde então o problema é considerado como de longo prazo.

Teoricamente, tanto uma análise em termos de tensões totais como efetivas poderia ser aplicada para analisar um talude, apesar dos solos serem materiais predominantemente friccionais, em que uma análise de tensões efetivas parece inerentemente mais lógica, especialmente para a análise de problemas de longo prazo. Na prática, para problemas de estabilidade de curto prazo, uma análise em termos de tensões totais é geralmente mais simples e conveniente, pois há muitas vezes uma certa dificuldade na previsão de mudanças de poro-pressão.

Disparadores tais como terremotos, ondas de tempestade, sedimentação rápida, erosão rápida e dissociação de hidratos de gás tendem a solicitar um talude de forma mais rápida do que ele poderia drenar o excesso de poro-pressões geradas quando da ocorrência de um destes eventos, e a estabilidade nesses casos deve ser avaliada usando parâmetros de resistência do solo obtidos de ensaios realizados na condição não-drenada.

Entretanto, disparadores como diapirismo de sal e falhamentos tendem a aumentar gradualmente a inclinação de um talude, e ele tende a ser carregado a uma taxa lenta o suficiente para permitir a dissipação do excesso de poro-pressões e a drenagem completa. Então, para essas situações, a estabilidade do piso marinho deve ser feita utilizando-se de parâmetros de resistência drenados para o solo.

Outra explicação relacionada às tensões totais e efetivas é fornecida pela permeabilidade do solo. Se a permeabilidade do solo é baixa, um tempo considerável transcorrerá antes que qualquer dissipação significativa do excesso de poro-pressões ocorra. Para a análise de estabilidade do fundo marinho na área do gasoduto Rota 3, serão apresentados mapas temáticos georreferenciados de fatores de segurança

estáticos contra deslizamentos considerando análises em termos de tensões totais (não-drenada) e efetivas (drenada), e também fatores de segurança para a condição pseudo-estática, usando um valor apropriado de coeficiente sísmico horizontal para essa condição. Deve ser entendido que o mesmo valor de fator de segurança não é geralmente obtido a partir de análises de tensões totais e efetivas. Em uma análise de tensões totais, está implícito que as poro-pressões são aquelas para uma condição de ruptura, enquanto que em uma análise de tensões efetivas as poro-pressões consideradas são aquelas previstas para uma condição de não-ruptura.

## 6.2. CÁLCULO DE FATORES DE SEGURANÇA

A modelagem matemática (análise de estabilidade de taludes submarinos) realizada neste subitem teve como base a formulação de talude infinito para a situação submersa, considerando o piso marinho como constituído por solo normalmente adensado. O cálculo de fatores de segurança contra escorregamentos rasos foi executado através da ferramenta de álgebra matricial de uma aplicação SIG (Sistema de Informações Geográficas), apresentando como resultado a variação espacial de fatores de segurança para toda a área englobada pela diretriz do gasoduto, e não somente para um talude específico.

Para a elaboração de mapas de fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos, foram utilizados os programas de geoprocessamento da Intergraph denominados Geomedia® Professional e Geomedia® Grid, versões 6.01.

Inicialmente, gerou-se um mosaico com os Modelos Digitais de Elevação (MDE) disponíveis na área. Cada MDE é originado de dados de batimetria provenientes da interpretação de sísmicas de alta resolução (NE Tupi, Tupi2009, Iracema, Iara, Entorno de Iara 2012, Entorno de Iara Complementar, Florim 2012, Franco 2011 e Franco Complementar 2011) e sísmicas 3D (Cluster PRF, BS500ARA, BS43D, BMS24\_3D e Franco3D), além de dados regionais entre as cotas batimétricas de -104 e -800 metros.

Através do mosaico gerado, teve-se um MDE de toda área de interesse, no qual foi derivada a declividade do piso marinho utilizando as ferramentas do Geomedia® Grid. Nesta ferramenta foi selecionada a opção de declividade máxima, expressa em graus, retornando assim a maior declividade das celas vizinhas, constituindo-se no pior caso para a estabilidade de taludes.

Após o cálculo da declividade máxima, foi gerado um mapa de declividade classificado (figura 3), que é a base para a geração de mapas de fatores de segurança, onde os valores de declividade maiores ou iguais a  $45^\circ$  foram classificados como  $45^\circ$  e os valores iguais a zero transformados para  $0,1^\circ$ . A utilização de valores maiores que  $45^\circ$  e iguais a  $0^\circ$  invalidaria a fórmula utilizada para o cálculo do fator de segurança.

Os dados de entrada para o cálculo de fatores de segurança foram a declividade já classificada e os dados geotécnicos obtidos na área através de campanhas de investigação geológico-geotécnicas de campo executadas pelas empresas Fugro-McClelland Marine Geosciences Inc. e Gardline Geosurvey Brasil.

As equações 12, 13, 17 e 18 ora apresentadas foram aplicadas por meio de uma ferramenta de álgebra matricial do programa GeoMedia®. Essa ferramenta permitiu realizar operações matemáticas para toda a área de estudo.

- ESTABILIDADE DE TALUDES SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO:

- FATOR DE SEGURANÇA NÃO-DRENADO:

$$FS_u = \frac{s_u / \sigma'_{v0}}{\cos(\beta) \cdot \text{sen}(\beta)} \quad (12)$$

Onde:

$FS_u$  = fator de segurança estático contra escorregamentos translacionais rasos para a condição não-drenada;

$s_u / \sigma'_{v0}$  = razão de resistência não-drenada do solo;

$\beta$  = inclinação do fundo do mar, em graus (proveniente do mapa de declividade – figura 3).

- FATOR DE SEGURANÇA COMPLETAMENTE DRENADO:

$$FS_d = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\beta)} \quad (13)$$

Onde:

$FS_d$  = fator de segurança estático contra escorregamentos para a condição drenada; e

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo do solo, em graus.

- ESTABILIDADE DE TALUDES SOB CARREGAMENTO SÍSMICO:

- FATOR DE SEGURANÇA PSEUDO-ESTÁTICO:

$$FS_{pe} = \frac{s_u / \sigma'_{v0}}{\cos^2(\beta) \cdot [\tan(\beta) + k \cdot (\gamma / \gamma')]} \quad (17)$$

Onde:

$FS_{pe}$  = fator de segurança pseudo-estático contra escorregamentos para condições não-drenadas do solo;

$k$  = coeficiente sísmico horizontal (em unidades g);

$\gamma/\gamma'$  = razão entre pesos específicos total e submerso.

- COEFICIENTE SÍSMICO CRÍTICO:

$$k_y = \frac{(s_u / \sigma'_{v0}) \cdot (\gamma' / \gamma)}{\cos^2(\beta)} - (\gamma' / \gamma) \cdot \tan(\beta) \quad (18)$$

Onde:

$k_y$  = coeficiente sísmico horizontal crítico ( $FS_{pe} = 1$ ).

Como resultado da aplicação das equações acima foram obtidas matrizes onde cada cela de cada mapa armazena um valor de resultado calculado. Com isso, pode ser observada a variação geográfica dos fatores de segurança e coeficientes sísmicos críticos para toda a área do gasoduto Cernambi-Maricá.

O dado relacionado à morfologia do fundo do mar ( $\beta$ ) foi obtido a partir do Modelo Digital de Elevação. Para cada cela do mapa de declividade apresentado na figura 3, o valor do ângulo de inclinação  $\beta$  está armazenado.

Os valores dos parâmetros geotécnicos  $s_u/\sigma'_{v0}$ ,  $\phi'$ ,  $\gamma$  e  $\gamma'$ , são provenientes dos vários ensaios de campo e de laboratório de bordo realizados na área. Os valores médios desses parâmetros, de acordo com os histogramas e curvas de Gauss apresentados nos gráficos das figuras 14, 15 e 17, são os seguintes:

- Ângulo de atrito interno efetivo médio,  $\phi' = 31,565^\circ$ ;
- Razão de resistência ao cisalhamento não-drenada,  $s_u/\sigma'_{v0} = 0,297$ ; e
- Razão entre pesos específicos total e submerso,  $\gamma/\gamma' = 2,906$ ; e seu inverso  $\gamma'/\gamma = 0,344$ .

### 6.2.1. Fator de segurança mínimo

Em uma análise de estabilidade de taludes, o fator de segurança com relação à resistência ao cisalhamento do material tradicionalmente tem as seguintes funções:

- Levar em consideração as incertezas nos parâmetros de resistência ao cisalhamento devido à variabilidade do solo, e a relação entre a resistência medida no laboratório e a resistência obtida nos ensaios de campo;
- Contabilizar as incertezas quanto aos carregamentos atuantes no talude, tais como: cargas superficiais, peso específico, poro-pressões, etc.;
- Considerar as incertezas na forma como o modelo representa as condições reais no talude, incluindo: a possibilidade de que o mecanismo de ruptura crítico seja um pouco diferente daquele que foi identificado, e que o modelo não seja conservativo;
- Assegurar que as deformações no corpo do talude sejam aceitáveis.

Não há uma regra geral sobre como o fator de segurança deva ser classificado. De acordo com LUO et al. (2009), a partir de um ponto de vista de Engenharia Geotécnica, um fator de segurança estático  $FS < 1,0$  indica um talude instável, enquanto que  $1,0 \leq FS < 1,15$  indica um talude marginalmente estável. Já um fator de segurança de 1,50 é tipicamente considerado uma condição aceitável para um talude estável.

Portanto, a susceptibilidade a deslizamentos disparados pela gravidade pode ser avaliada usando os valores de fatores de segurança estáticos calculados. Seguindo a prática geral, os graus de risco de deslizamentos foram agrupados em cinco zonas de susceptibilidade, como mostra a Tabela VII:

### TABELA VII

Zonas de susceptibilidade a deslizamentos (LUO et al., 2009)

SUSCEPTIBILIDADE	FATOR DE SEGURANÇA
1. Muito Alta	$< 1,00$
2. Alta	$1,00 \sim 1,15$
3. Moderada	$1,15 \sim 1,30$
4. Baixa	$1,30 \sim 1,50$
5. Talude seguro	$> 1,50$

O fator de segurança igual a 1,0 não indica que a ruptura de um talude seja necessariamente iminente. O fator de segurança real é fortemente influenciado por detalhes geológicos, como propriedades tensão-deformação do solo, distribuição real de poro-pressões, estado de tensões inicial, ruptura progressiva e inúmeros outros fatores. Entretanto, na prática, é conveniente assumir que um fator de segurança estático de 1 seja definido como a condição crítica, onde as forças resistentes e atuantes no talude estão equilibradas.

Outras classificações de fatores de segurança podem ser adotadas em função das matrizes de variação de  $FS$  obtidas como resultado da modelagem matemática. Como as matrizes armazenam os valores brutos de  $FS$ , qualquer nova classificação (condição) pode ser adotada.

Já para o cálculo de fatores de segurança pseudo-estáticos, o ponto de referência básico tem sido o manual do *U. S. Army Corps of Engineers* para o projeto sísmico de novas barragens – que são geralmente consideradas como das mais críticas facilidades, conforme citado no *website* da TAGAsoft (PIKE, 2013), fornecedor do *software* TSLOPE, que calcula o coeficiente sísmico crítico. Por esse manual, é requerido o uso de um coeficiente sísmico de 0,1 em áreas classificadas como *Seismic Zone 3* e um coeficiente de 0,15 em áreas classificadas como *Seismic Zone 4*, conjuntamente a um fator de segurança mínimo de 1,0. Na Califórnia, muitas agências estaduais e locais também

requerem o uso de um coeficiente sísmico de 0,15, mas impõe o requisito ligeiramente mais conservador de que o fator de segurança mínimo computado não seja inferior a 1,1. Entretanto, evidentemente, ainda deve ser exercido o julgamento de Engenharia quanto à aplicabilidade de análises pseudo-estáticas e o fator de segurança aceitável poderá variar com as incertezas envolvidas em uma análise particular.

O gráfico da figura 18 abaixo representa a variação do fator de segurança pseudo-estático  $FS_{pe}$  com o coeficiente sísmico horizontal  $k$ . Como se pode observar nessa figura, pode-se comparar rapidamente os fatores de segurança correspondentes a diferentes coeficientes sísmicos. O coeficiente sísmico crítico,  $k_y$ , que corresponde à aceleração de sucumbência (yield acceleration) do talude é aquele ao qual corresponde o fator de segurança unitário ( $FS_{pe} = 1,0$ ). No exemplo da figura 18, o coeficiente crítico é  $k_y = 0,093$ . Isso significa que se o coeficiente sísmico esperado no local for inferior a 0,093, é de se esperar que o talude tenha um desempenho satisfatório durante o tremor. Inversamente, o talude pode ser demasiadamente tensionado se ocorrer que o coeficiente sísmico no local exceda o valor de 0,093.

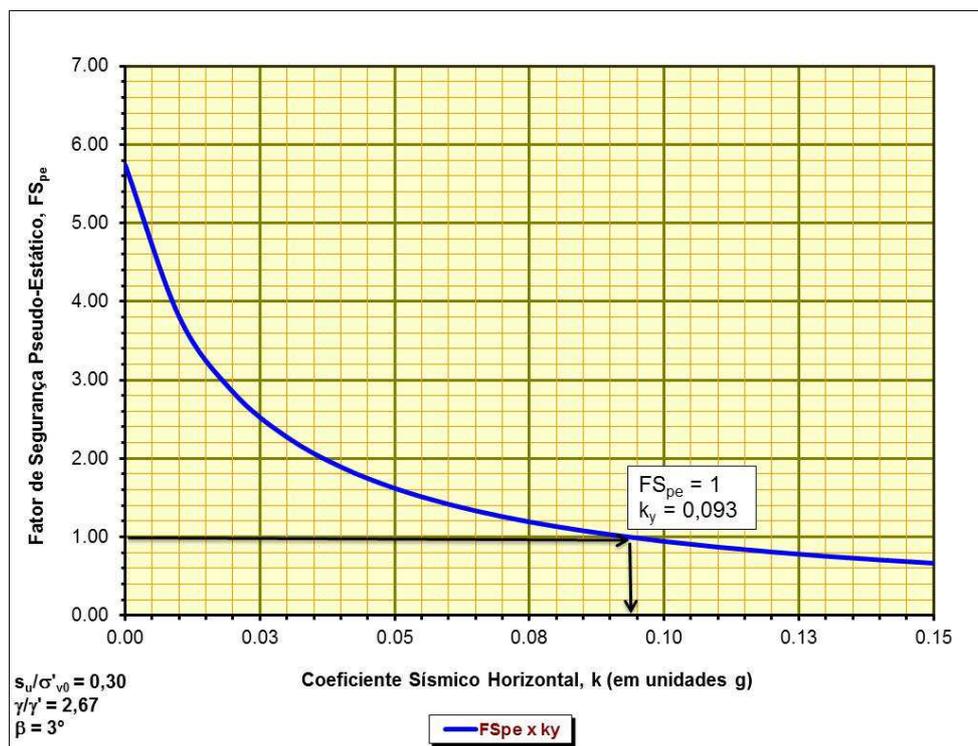


Figura 18 – Variação do fator de segurança com o coeficiente sísmico horizontal,  $k$ , para um talude típico como exemplo.

Seguindo a procedimento sugerido por HYNES-GRIFFIN & FRANKLIN (1984), será recomendado para este trabalho um fator de segurança mínimo de 1,0 para a consideração de cargas dinâmicas nas análises de estabilidade de taludes do tipo

pseudo-estáticas, mas usando um coeficiente sísmico  $k$  igual à metade da aceleração de pico prevista em solo, ou seja,  $k = \frac{1}{2}.PGA$  (PGA = Peak Ground Acceleration, em unidades g).

### 6.2.2. Mapas de fatores de segurança

Zoneamento se refere à divisão da superfície do terreno em áreas e à categorização dessas áreas conforme o nível de risco potencial ou real de deslizamentos ou outros movimentos de massas em taludes (VARNES, 1984). O objetivo do mapeamento do risco de ocorrência de deslizamentos induzidos por terremotos é avaliar a localização de zonas propensas a deslizamentos onde eles possam ser disparados por abalos sísmicos futuros.

Apesar de que terremotos possam ser dificilmente previstos, a susceptibilidade de uma área a deslizamentos induzidos por sismos pode ser obtida com base na aceleração sísmica potencial e nas condições geológicas e geomorfológicas locais.

Durante as duas últimas décadas, a pesquisa tem provado que sistemas SIG se constituem em uma importante ferramenta para o zoneamento de risco de deslizamentos. Entretanto, cabe ressaltar que a avaliação de susceptibilidade a deslizamentos induzidos por sismos é dificultada por incertezas inerentes ao terreno e aos parâmetros geotécnicos e sísmicos adotados.

Para as análises determinísticas de estabilidade de taludes realizadas neste trabalho, o modelo de análise utilizado considera a hipótese de talude infinito para a condição submersa, que é apenas aplicável à previsão de ocorrência de escorregamentos do tipo translacionais rasos.

#### 6.2.2.1. Mapas de fatores de segurança estáticos

Os fatores de segurança calculados em cada cela do mapa se prestaram à geração de mapas temáticos apresentando suas distribuições espaciais ao longo de toda a área estudada. Estes resultados passaram por uma etapa de agrupamento automático em intervalos previamente definidos, onde os fatores de segurança foram classificados em classes diferentes. Estas classificações definem as áreas potenciais a escorregamentos translacionais rasos na área do gasoduto Rota 3, considerando a atuação do carregamento estático (apenas a aceleração da gravidade) e pseudo-estático (também a ação de sismos).

As figuras 19 e 20 ilustram os mapas de zoneamento produzidos pelos fatores de segurança unidimensionais (1-D) calculados para a área englobada pela rota do gasoduto Cernambi-Maricá e sua extensão ao campo de Lula Nordeste, considerando o

comportamento do solo sob a atuação do carregamento gravitacional para a condição completamente drenada (condição hidrostática – parâmetro  $r_u$  igual a 0,00), e não-drenada, respectivamente. Para os deslizamentos potenciais rasos, as celas dos mapas de maior susceptibilidade a deslizamentos (fator de segurança menor do que 1), estão distribuídas em poucas áreas mais inclinadas do fundo marinho, e são fortemente relacionadas ao ângulo do talude.

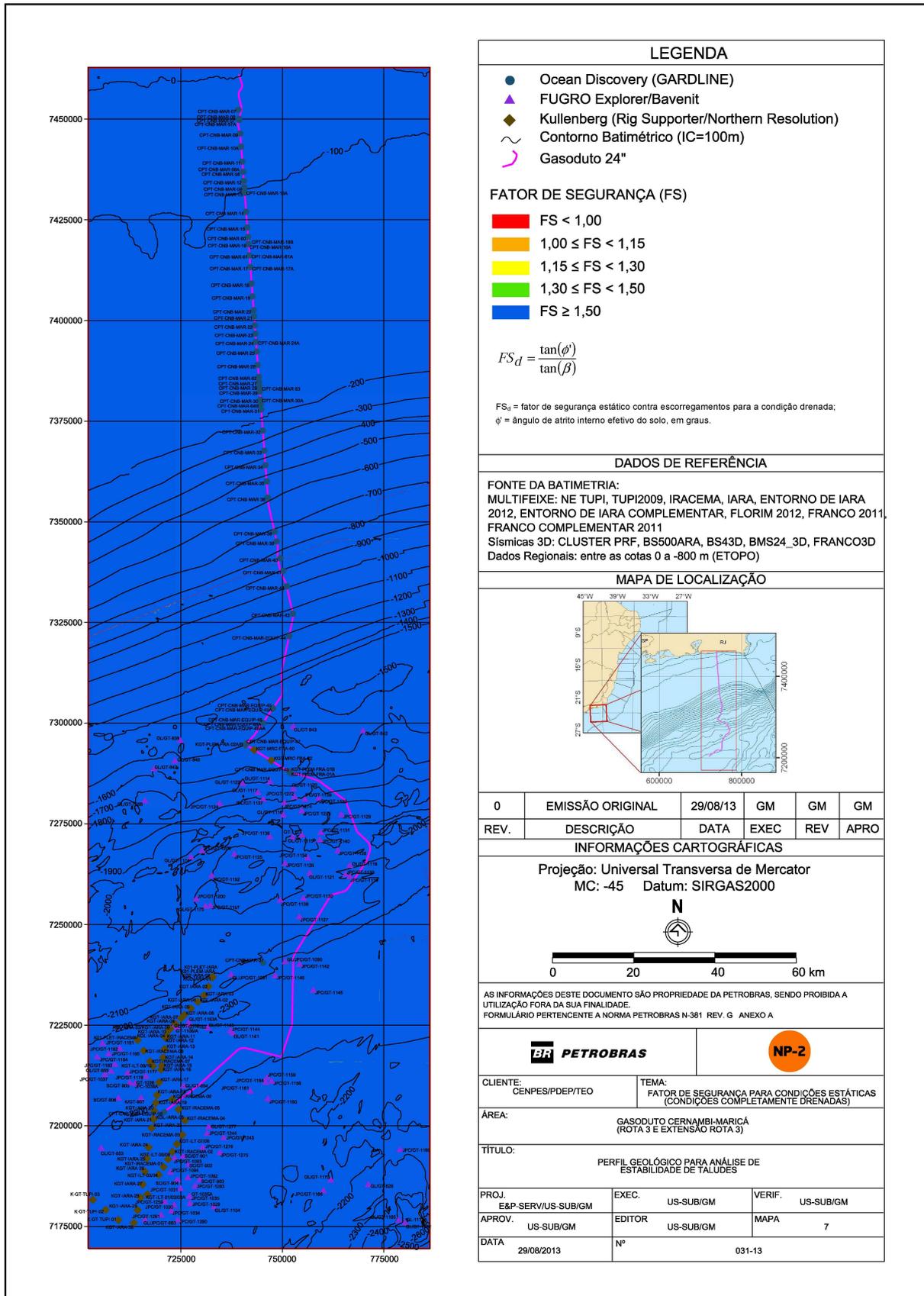


Figura 19 – Mapa de fatores de segurança estáticos contra escorregamentos rasos para o gasoduto Rota 3 (condição completamente drenada – r<sub>u</sub> = 0,00).

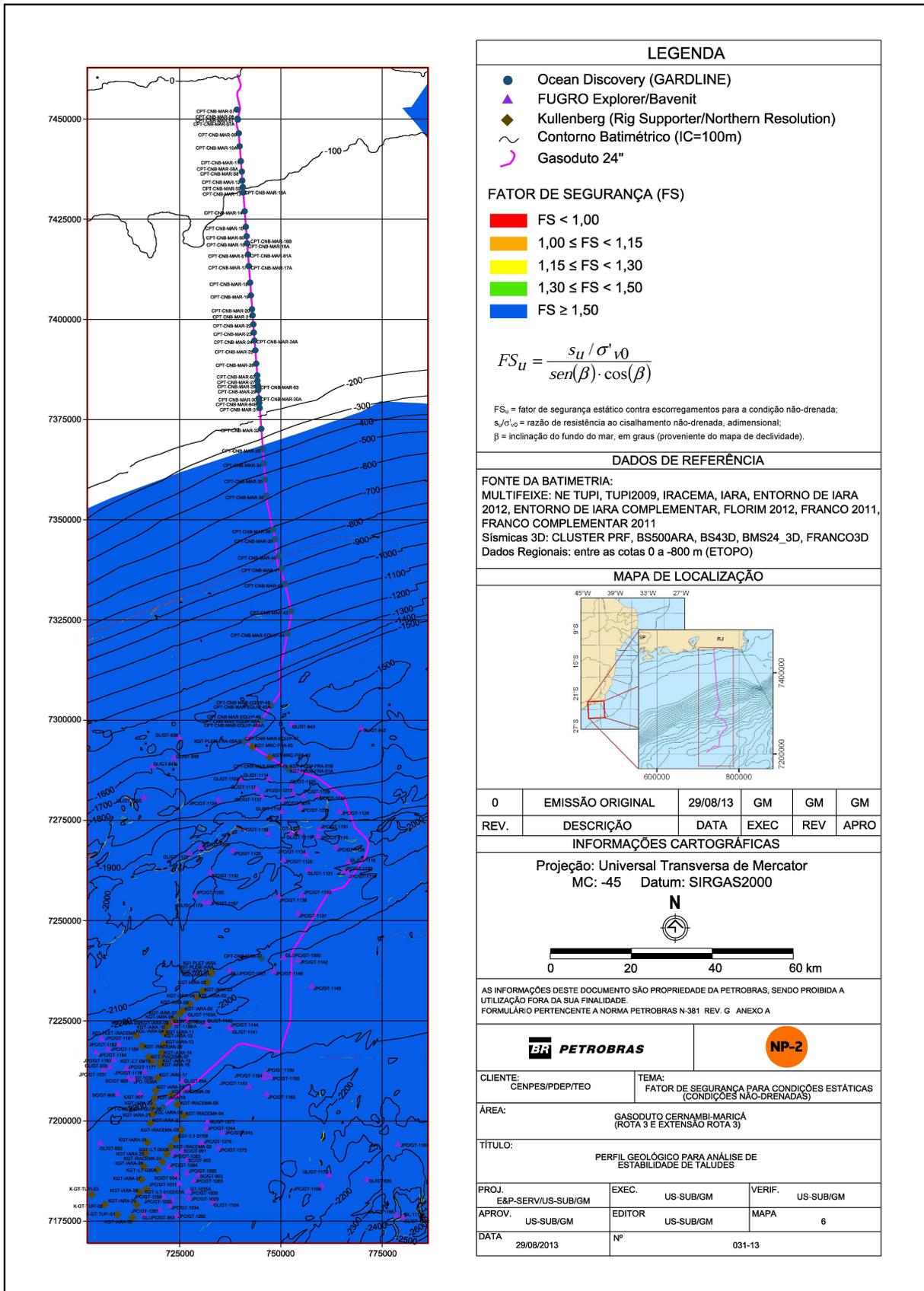


Figura 20 – Mapa de fatores de segurança estáticos contra escorregamentos rasos para o gasoduto Rota 3 (condição não-drenada).

## 6.2.2.2. Mapas de fatores de segurança pseudo-estáticos

### 6.2.2.2.1. Aceleração sísmica máxima

PAGANELLI (2013) estimou valores das componentes horizontal e vertical da aceleração sísmica de pico para um período de retorno de 475 anos, considerado um nível de risco aceitável de acordo com as normas atualmente em uso na indústria de óleo e gás. Este período de retorno corresponde a uma probabilidade de 10% da aceleração de projeto ser excedida em um prazo de 50 anos, usualmente a vida útil de serviço prevista de estruturas mais comuns. O período médio de retorno de 475 anos foi definido a partir da avaliação da classe de importância e valor do fator de importância preconizados pelas normas EUROCODE 8 Partes 1 (BSI, 2013) e 4 (BSI, 2008).

O modelo probabilístico adotado considerou uma curva de frequência *versus* magnitude de eventos (figura 22) dentro de uma região poligonal (figura 21), construída a partir de catálogos sismológicos compilados ao longo de décadas. Foram pesquisadas várias leis de atenuação sísmica, tendo sido escolhida a lei de TORO et al. (1997) – figura 23, como a que melhor representa a atenuação sísmica na Região Sudeste do país. Este modelo considera a variável aleatória aceleração de pico local como dependente da magnitude e distância epicentral, ambas aleatórias.

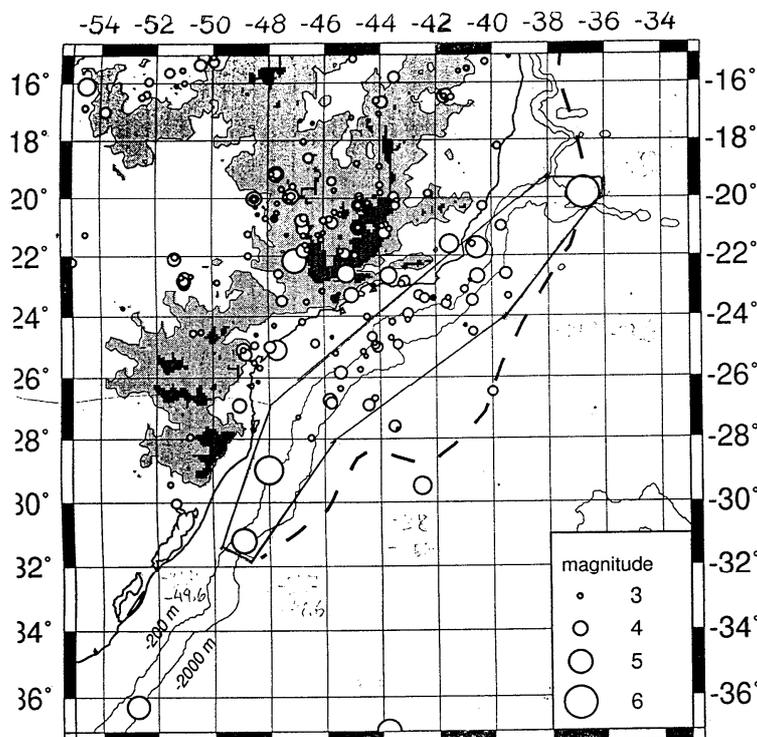


Figura 21 – Área onde foram amostrados os sismos do catálogo usado pelo consultor Prof. Dr. Marcelo Assumpção (IAG/USP) para determinar a relação frequência-magnitude. ASSUMPÇÃO (1999).

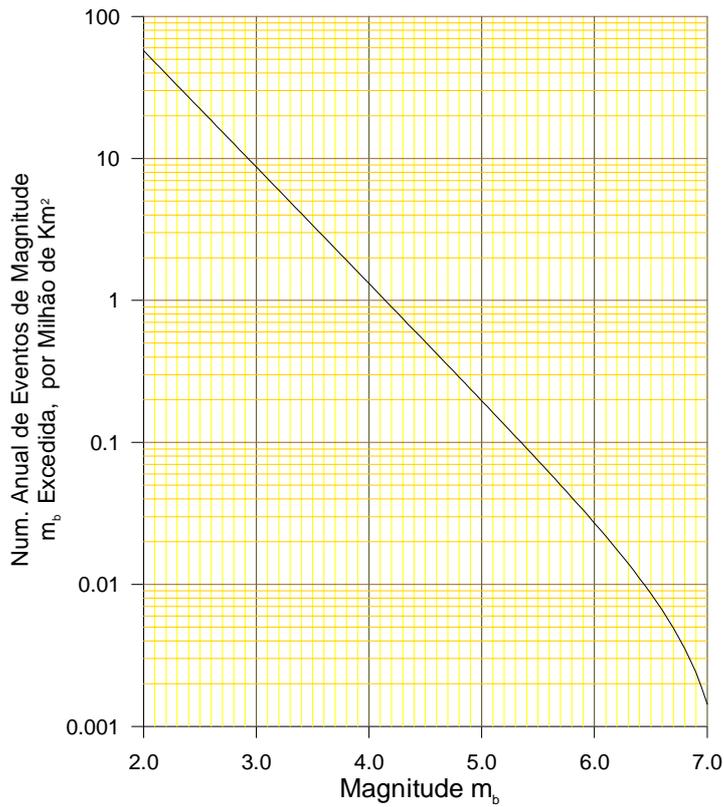


Figura 22 – Curva de frequência anual de sismos por unidade de área (milhão de  $\text{km}^2$ ) versus magnitude  $m_b$  excedida (lei de Gutenberg-Richter) para a área offshore da Região Sudeste do Brasil. PAGANELLI (2006).

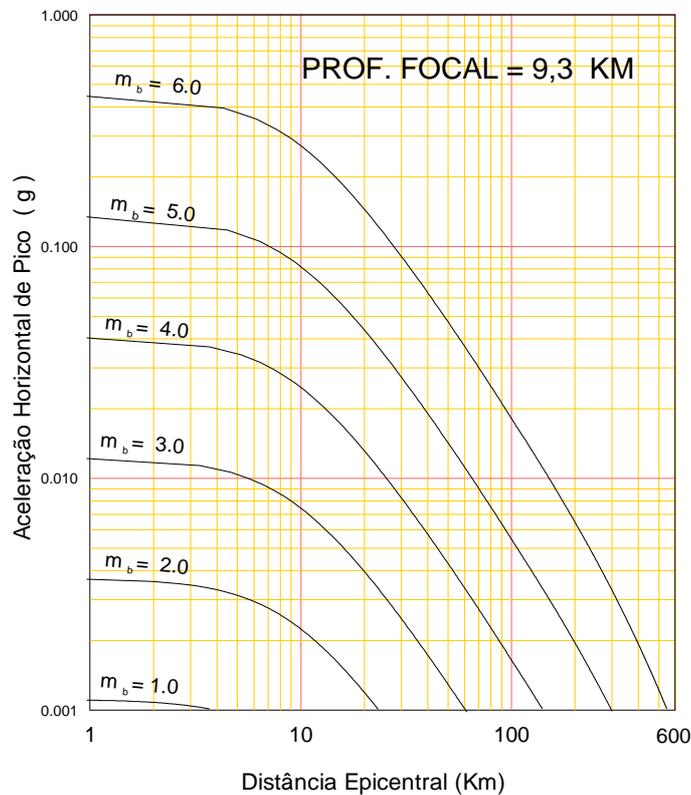


Figura 23 – Lei de atenuação de TORO et al. (1997) – acelerações em rocha – em função da distância epicentral. PAGANELLI (2013).

Para um período de retorno  $T$  igual a 475 anos, a aceleração de pico em rocha  $PGA/g$  foi calculada pela equação 34, resultando em 0,037656 g, que corresponde a 3,77% da aceleração devido à gravidade:

$$\log(PGA/g) = \sqrt{13,7679 \cdot \log(T) + 106,597} - 13,4012 \quad (34)$$

Como a análise probabilística de risco sísmico efetuada forneceu apenas a aceleração de pico (PGA) em rocha, foi necessário considerar o efeito de amplificação dinâmica dessa aceleração em rocha devido à presença frequente de argilas muito moles no fundo marinho (site effect). Em um parecer técnico da Geomecânica/NGI sobre uma avaliação de risco sísmico realizada para o campo de Roncador, na Bacia de Campos (CHOI, 2013), foi sugerido o uso de um fator de escala igual a 2,0 para levar em conta a amplificação dinâmica do solo no valor da componente horizontal da aceleração de pico calculada em rocha. Tal valor está alinhado com as diretrizes das normas API RP 2A-WSD (AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, 2002) e ISO 19901-2 (INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION, 2004).

Assim, ao se aplicar o fator de escala 2,0 sobre o valor da aceleração de pico em rocha, obteve-se a componente horizontal da aceleração de pico, igual a 0,07531 g, ou seja, 7,53% da aceleração da gravidade.

#### 6.2.2.2.2. Seleção do carregamento sísmico

Terremotos são fenômenos naturais muito complexos, com forças que são praticamente impossíveis de simular ou quantificar precisamente. Além das forças geradas pelas ondas compressionais e cisalhantes, há dois tipos de ondas superficiais, ambas atuando simultaneamente, as quais se somam à complexidade das cargas dinâmicas aplicadas. Nos cálculos de Engenharia, o problema é geralmente simplificado ao se usar históricos de acelerações da superfície do terreno. Entretanto, estes acelerogramas são, em geral, ainda muito complicados para serem usados em análises de rotina de estabilidade sísmica de taludes naturais. Além disso, é impossível prever com acurácia suas formas, tamanhos e frequências.

Portanto, na prática de Engenharia a caracterização da carga sísmica é simplificada ao se usar um valor único de aceleração da superfície do terreno. É evidente que seria demasiado conservador selecionar para esse fim o valor de pico do registro do movimento forte,  $PGA$  (Peak Ground Acceleration – em unidades de aceleração da gravidade  $g$ ), porque ele dura por um período de tempo muito curto e aparece apenas uma vez no registro. Assim, em vez da aceleração máxima  $PGA$ , uma fração  $k$  de  $PGA/g$

é usada, onde  $k$  é o coeficiente sísmico horizontal. No caso de um talude submerso, o coeficiente sísmico é  $k = (\gamma/\gamma').(PGA/g)$ .

Diferentes valores de  $k$  foram propostos por inúmeros autores, em sua maioria baseados em retroanálises de casos reais e na compilação de dados empíricos. Por exemplo, MARCUSON (1981) relatou que o valor apropriado de  $k$  provavelmente esteja entre 1/2 e 1/3 de  $PGA/g$ , quando a estabilidade sísmica de barragens de terra e aterros for analisada e a amplificação da estrutura de terra for incluída no valor de  $PGA$ . MATSUO et al. (1984) recomendaram 0,65 de  $PGA/g$ , como citado e aplicado por TANIGUCHI & SASAKI (1985) na retroanálise de um deslizamento.

Para a geração de um mapa temático de fatores de segurança pseudo-estáticos para a rota do gasoduto Cernambi-Maricá será utilizado um coeficiente sísmico  $k$  igual à metade da aceleração de pico prevista em solo, ou seja,  $k = \frac{1}{2}.PGA/g$ . Como  $PGA/g$  resultou em 7,53% de aceleração da gravidade para as bacias *offshore* da Região Sudeste do Brasil (PAGANELLI, 2013), então o coeficiente sísmico horizontal  $k$  a ser aplicado na equação 17 para o cálculo de  $FS_{pe}$  será de 3,77% de  $g$ , ou 0,037656.g.

De acordo com a Tabela VIII abaixo que mostra a classificação adotada por ALLEN (2007), o valor de  $PGA/g$  de 7,53% se refere a uma intensidade instrumental de V na Escala de Intensidade de Mercalli Modificada, referindo-se a um dano potencial que pode ser definido como “muito leve”. A intensidade de um terremoto se baseia no dano e em outros efeitos observados nas pessoas, prédios e outras estruturas. A intensidade varia de local a local na região perturbada. Um terremoto em uma área densamente povoada que resulte em muitas mortes e em danos consideráveis pode ter a mesma magnitude que um tremor em uma área remota que tenha nada mais do que amedrontado a vida selvagem.

**TABELA VIII**

Relacionamento aproximado entre a intensidade Mercalli Modificada e  $PGA/g$

TREMOR PERCEBIDO	Não sentido	Fraco	Leve	Moderado	Forte	Muito Forte	Severo	Violento	Extremo
DANO POTENCIAL	Nenhum	Nenhum	Nenhum	Muito Leve	Leve	Moderado	Moderado / Grande	Grande	Muito Grande
ACELERAÇÃO DE PICO (%)	<0,17	0,17 – 1,4	1,4 – 3,9	3,9 – 9,2	9,2 – 18	18 – 34	34 – 65	65 – 124	>124
VELOCIDADE DE PICO (%)	<0,1	0,1 – 1,1	1,1 – 3,4	3,4 – 8,1	8,1 – 16	16 – 31	31 – 60	60 – 116	>116
INTENSIDADE INSTRUMENTAL	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Note-se que o coeficiente sísmico da análise pseudo-estática considera implicitamente e combinadamente as características dúcteis do desempenho do material submetido a cargas alternadas repetitivas, junto com as características do acelerograma ou sismograma. Por exemplo, o pequeno intervalo de tempo em que altos níveis de aceleração são aplicados ao talude, com as suas conseqüentes tensões de cisalhamento no material do sedimento marinho, pode exceder temporariamente em várias vezes o valor da resistência ao cisalhamento do material, sem, contudo, levar o talude à ruptura ou escorregamento, com conseqüente deslizamento de massa.

#### 6.2.2.2.3. Seleção da resistência ao cisalhamento do solo

Ao estudar a estabilidade sísmica de taludes naturais, particular cuidado deve ser tomado quando da avaliação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais. Como a resistência ao cisalhamento de um material depende da taxa de carregamento, é correto escolher valores de parâmetros que correspondam à taxa de carregamento sísmico e estado de tensões inicial imediatamente antes do abalo sísmico. A taxa de elevação de poro-pressão e sua dissipação simultânea em função das condições de drenagem existentes também devem ser consideradas. Isso pode ser bem simulado pelo método de Ishihara, mas que, no entanto, exige um grande número de ensaios de laboratório.

De acordo com MATASOVIC (1991), um aspecto que deve ser avaliado é se a resistência ao cisalhamento *in situ* de solos coesivos durante um abalo sísmico é sempre menor do que a resistência em condições estáticas. ISHIHARA (1985) observou em amostras não-saturadas de argilas arenosas vulcânicas que o valor de coesão sob carregamento dinâmico drenado, era pelo menos 60% maior do que aquele sob carga estática. Ele também notou que o aumento de resistência era maior em materiais que tinham maiores Índices de Plasticidade,  $I_P$ , enquanto que o ângulo de atrito interno permanecia aproximadamente o mesmo. Baseado nisso, ISHIHARA (1985) recomendou que análises sísmicas fossem realizadas com os valores de coesão estáticos aumentados em 50% quando fosse usado o coeficiente sísmico  $k$  definido pela razão  $PGA/g$ .

Para o mapa de fatores de segurança pseudo-estáticos para área do gasoduto Rota 3, foi considerado que a resistência ao cisalhamento do solo durante os ciclos de variação das tensões e deformações exibe um aumento temporário, de 50% em relação à resistência virgem do material, imediatamente antes de ser submetido a cargas sísmicas. Assim, o mapa da figura 24 adota como hipótese para a resistência dinâmica do solo, a resistência estática  $s_v$  interpretada a partir dos ensaios de PCPT, acrescida de 50% para

levar em conta o efeito do ganho de resistência com o retrabalho do solo com as deformações cíclicas.

Este mapa apresenta a análise de estabilidade de taludes associada com terremotos futuros para a área englobada pelo gasoduto Rota 3. Ele visa fornecer aos tomadores de decisão uma avaliação relativa do risco sísmico ao longo de toda área de estudo.

A figura 25 mostra a sobreposição dos mapas de *edge* e de fatores de segurança pseudo-estáticos. Nesse mapa, as áreas coloridas correspondem a valores de fatores de segurança menores ou iguais 1,50.

Na figura 26 é apresentada a sobreposição dos mapas de *edge*, de aspecto e de fatores de segurança. Neste mapa, a direção de orientação do talude (aspecto) é mostrada apenas para as áreas de fatores de segurança menores ou iguais a 1,50. A sobreposição do mapa de aspecto do talude pode ajudar na indicação da direção de corrida de um deslizamento potencial.

A figura 27 mostra um mapa com a trajetória de corrida provável de escorregamentos para as áreas de fatores de segurança menores ou iguais a 1,0. Este mapa mostra as direções preferenciais a serem percorridas por escorregamentos rasos potenciais, o que não deve ser confundido com a distância a ser atingida pelo escorregamento. Ainda não há condições de quantificar as distâncias e as velocidades de corrida. As distâncias percorridas tendem a ser maiores do que as áreas deslizadas apresentadas no mapa. Tal mapa foi criado automaticamente no ArcView, através do botão "Create steepest path", dando uma ideia da "run-out trajectory".

Há uma incerteza considerável com relação aos processos de desintegração dos detritos de um deslizamento a partir de seu início até o término da corrida. A entrada de água na massa deslizando ou na superfície de escorregamento aumentará a desintegração dos detritos e diminuirá a resistência ao deslizamento ao longo da superfície de escorregamento, provocando velocidades mais altas e maiores distâncias de corrida. A desintegração de detritos é uma área de pesquisa em andamento, mas conclusões e recomendações claras ainda não estão disponíveis (GAUER et al., 2007).

A figura 28 ilustra o mapa de trajetórias de escorregamentos da figura 27 através de uma visualização em três dimensões (3-D).

Finalmente, a figura 29 apresenta a distribuição espacial do coeficiente sísmico crítico,  $k_y$ , para toda a área de estudo. Para a classificação dos valores calculados de coeficiente sísmico crítico,  $k_y$ , os resultados foram agrupados em função de  $PGA/g$  em três classes diferentes, como mostra a Tabela IX a seguir, obtida de ABRAMSON et al. (2002):

**TABELA IX**

Classificação dos valores de coeficiente sísmico crítico (ABRAMSON et al., 2002)

<b>CONDIÇÃO</b>	<b>OBSERVAÇÕES</b>
$k_y > \text{PGA/g}$	Espera-se que o talude sobreviva ao terremoto
$\frac{1}{2} \text{PGA/g} < k_y < \text{PGA/g}$	Danos de pequena monta são possíveis
$k_y < \frac{1}{2} \text{PGA/g}$	O talude pode ser instável

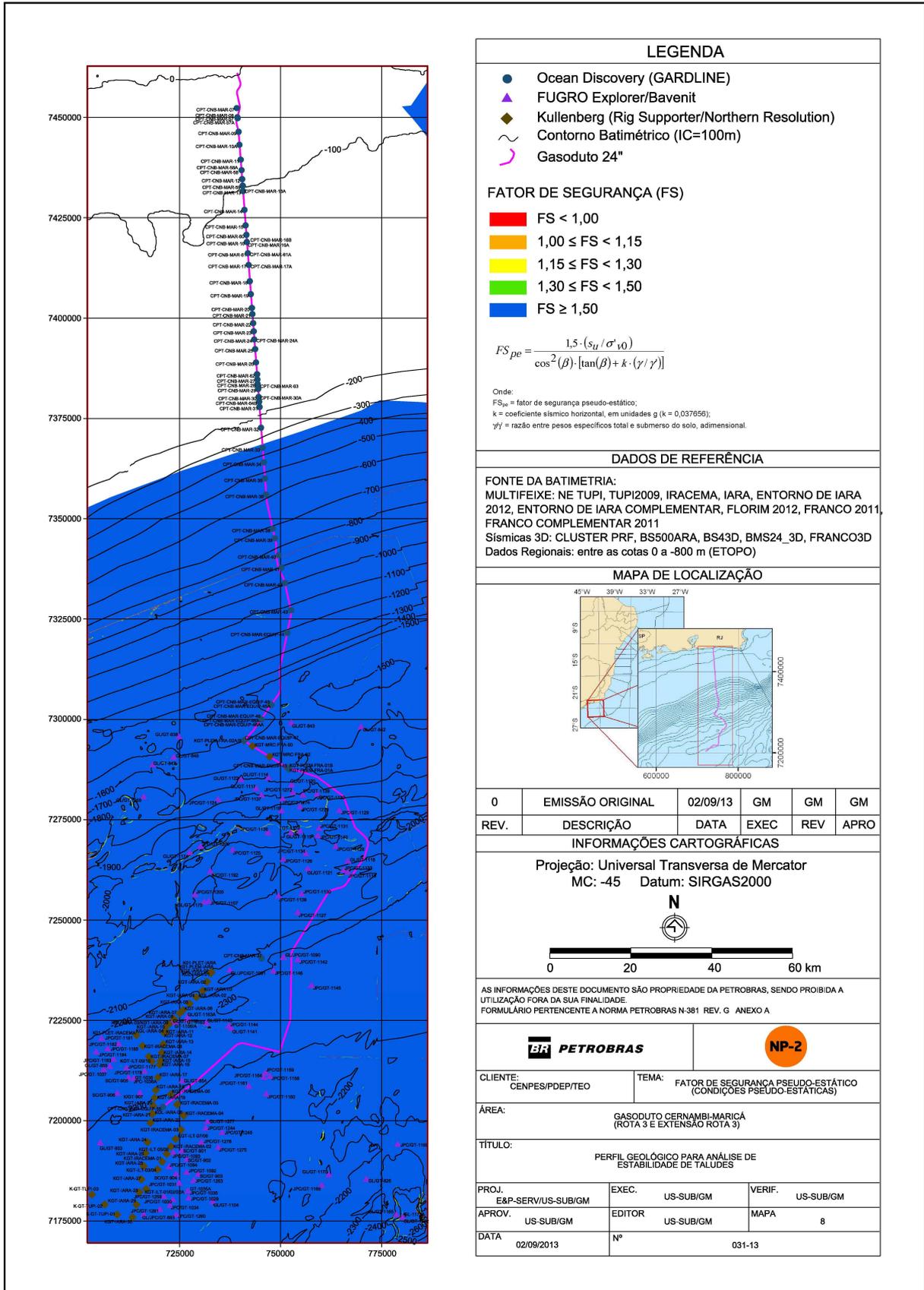


Figura 24 – Mapa de fatores de segurança pseudo-estáticos contra escorregamentos rasos obtido da modelagem matemática para a área do duto Rota 3.

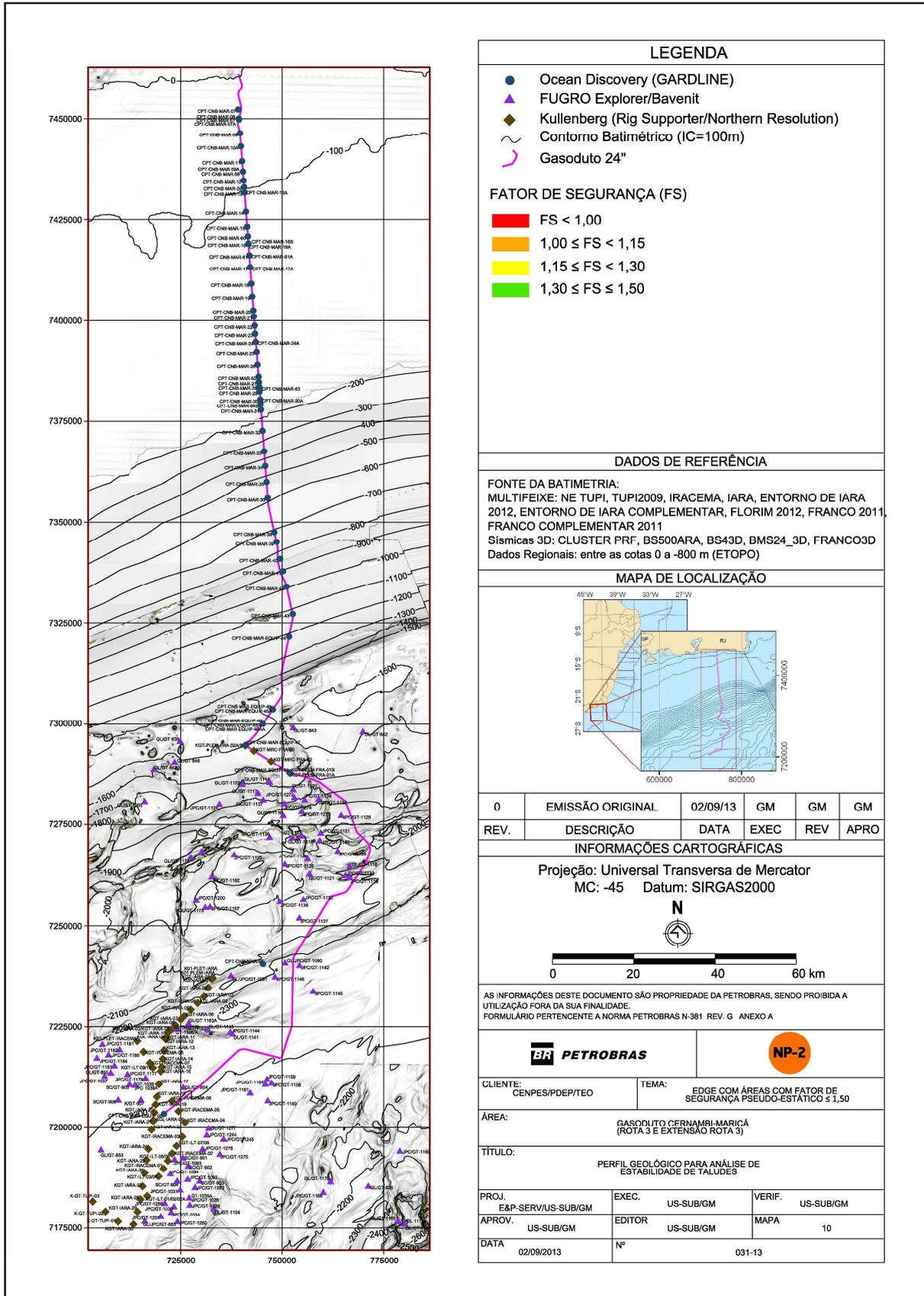


Figura 25 – Mapa de edge da área do gasoduto Rota 3 apresentando os fatores de segurança pseudo-estáticos menores ou iguais a 1,50.

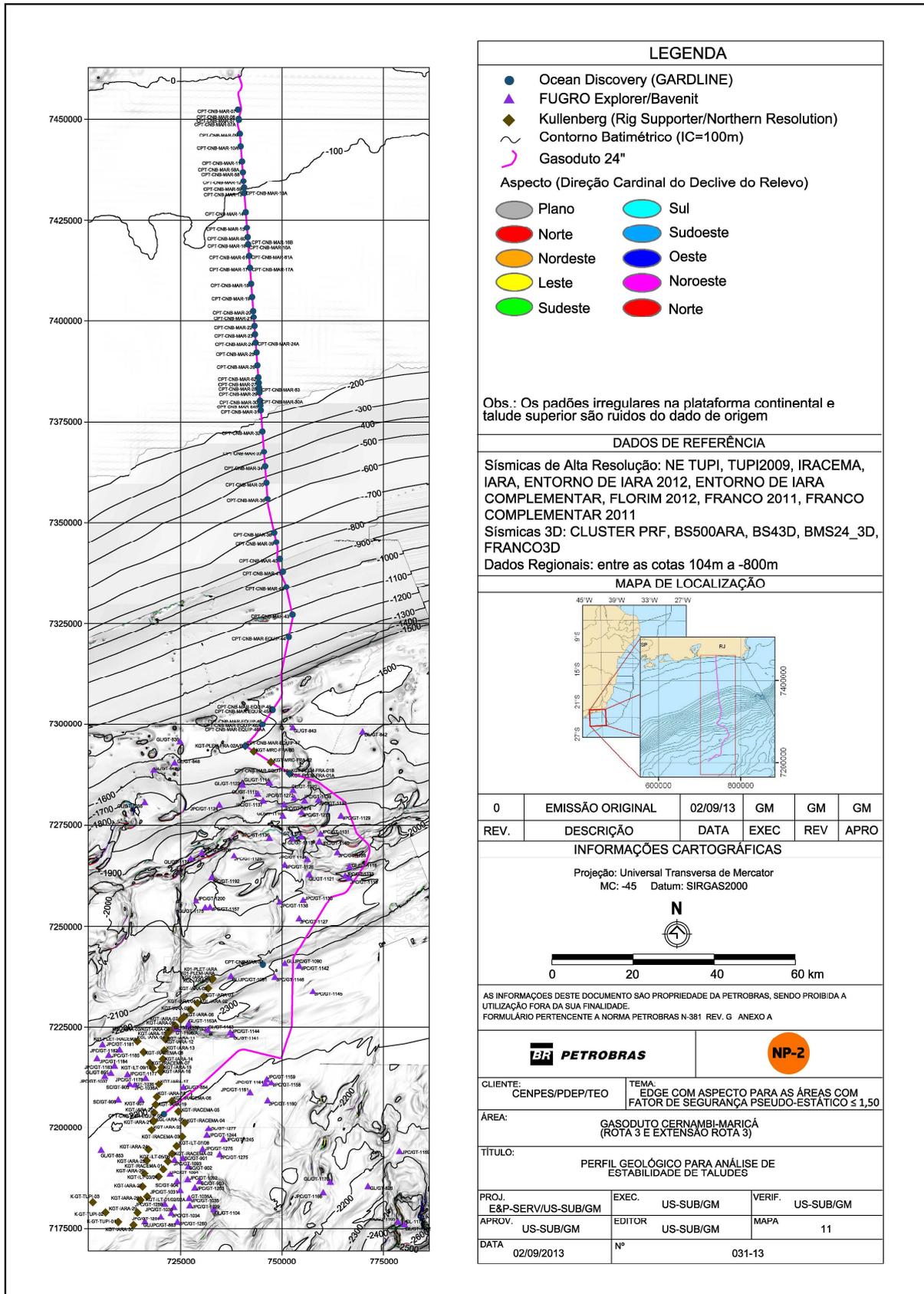


Figura 26 – Mapa de edge da área do gasoduto Rota 3 mostrando o aspecto para fatores de segurança pseudo-estáticos menores ou iguais a 1,50.

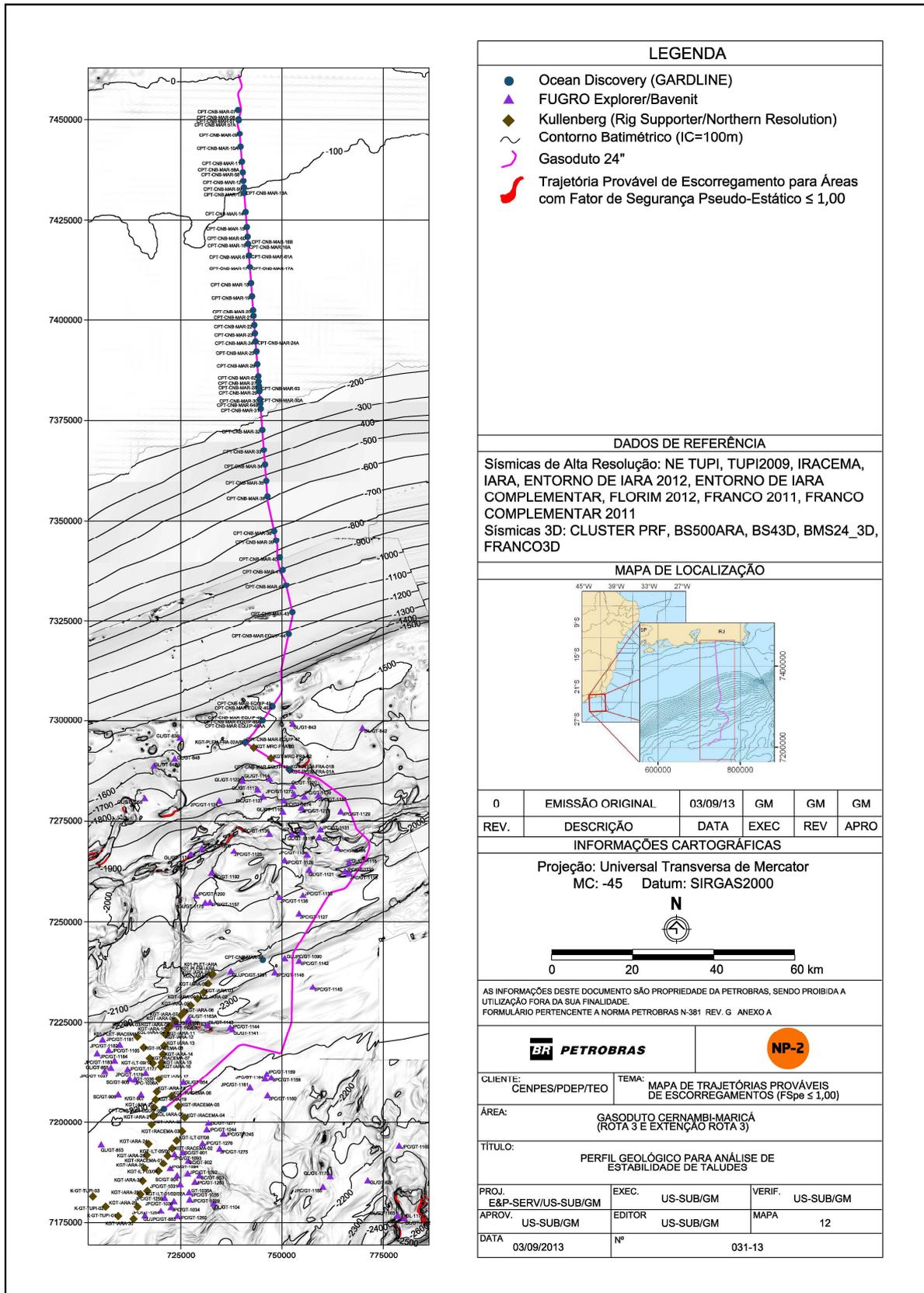


Figura 27 – Mapa de trajetórias prováveis de escorregamentos rasos disparados por sísmos para a área do gasoduto Rota 3.

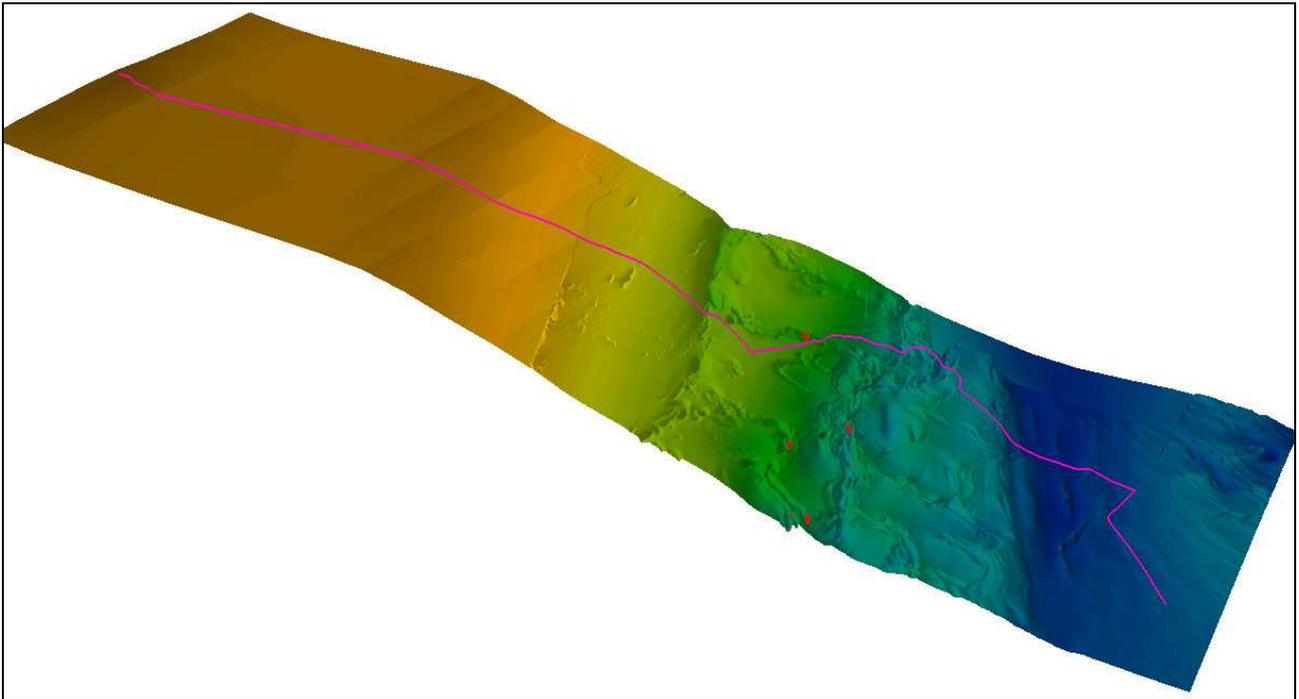


Figura 28 – Visualização tridimensional (3-D) das trajetórias prováveis a serem percorridas por escorregamentos translacionais rasos disparados por sismos na área do gasoduto Rota 3.

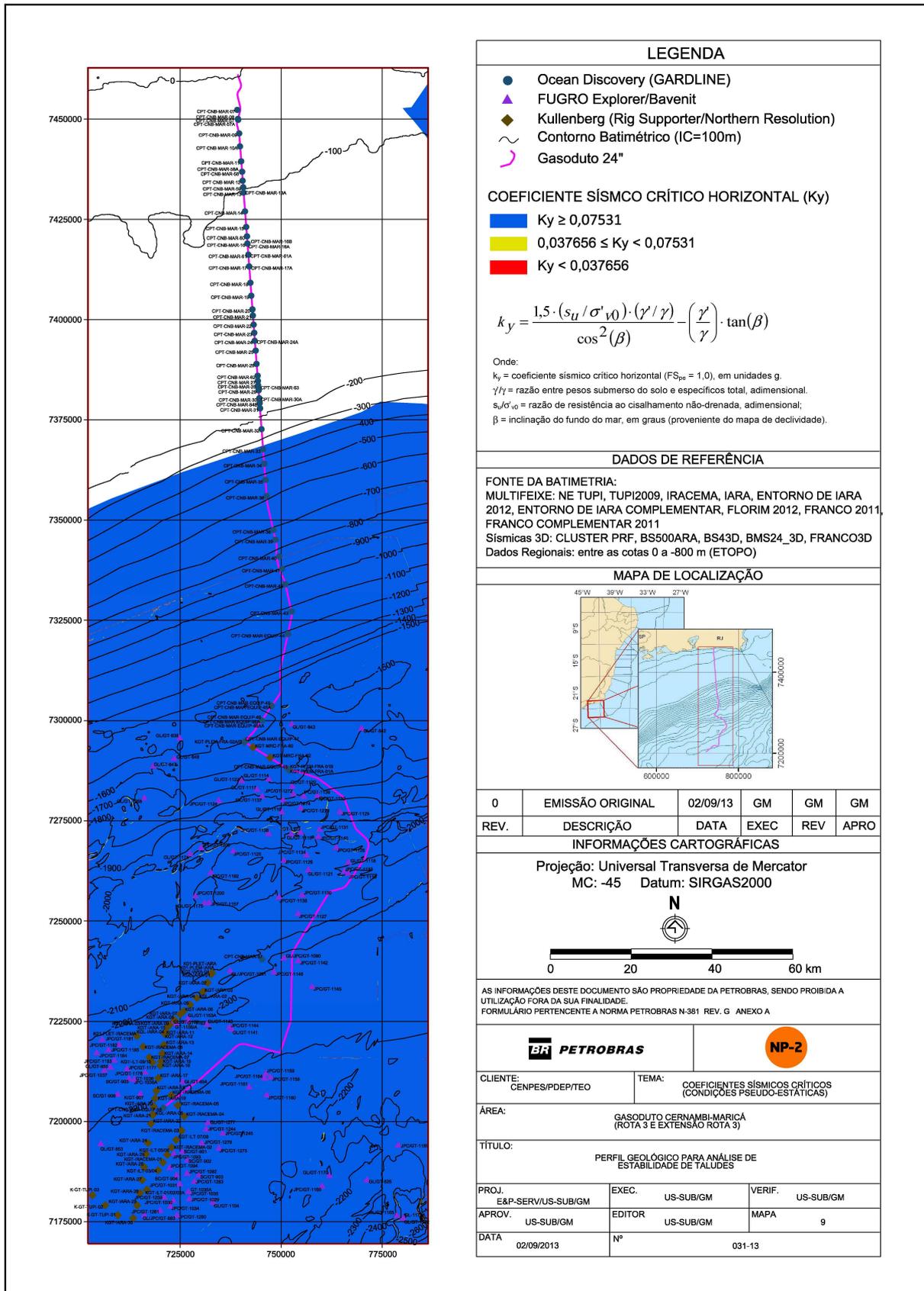


Figura 29 – Mapa de coeficientes sísmicos críticos para a área abrangida pela diretriz do gasoduto Cernambi-Maricá na Bacia de Santos.

## 7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este 136º Relatório Técnico Parcial do Projeto PT-128.01.11045 – “Caracterização de solos marinhos”, descreveu as análises de estabilidade de taludes determinísticas realizadas em caráter regional para a potencial zona de influência da diretriz preliminar do gasoduto de 24” denominado Rota 3 (Cernambi-Maricá), na Bacia de Santos. A abordagem se baseou na combinação de dados batimétricos, sísmológicos e parâmetros geotécnicos provenientes de ensaios de campo e de laboratório de bordo executados em amostras indeformadas de solos, de modo a aplicar o modelo de talude infinito para uma primeira avaliação de estabilidade do fundo do mar para toda a área do projeto, utilizando-se para isso de um Sistema de Informações Geográficas (SIG).

As avaliações determinísticas de estabilidade de taludes apresentadas neste trabalho renderam mapas temáticos georreferenciados de fatores de segurança contra escorregamentos do tipo translacionais rasos, definidos como a razão entre a resistência ao cisalhamento média e a tensão cisalhante atuante ao longo de uma superfície de ruptura assumida como paralela ao fundo do mar. Este mapeamento regional de estabilidade de taludes tem a vantagem de permitir a inclusão de dados geotécnicos adicionais que venham a ser adquiridos em campanhas de investigação de campo futuras.

Foram calculados fatores de segurança estáticos e pseudo-estáticos (considerando a ação de sismos). Para o caso estático, foram realizadas análises tanto para condições drenadas quanto não-drenadas para o comportamento do solo sob a atuação de carga gravitacional. As análises não-drenadas expressam a margem de segurança contra a ruptura do talude desde que o mecanismo de disparo seja rápido o suficiente, de tal forma que os efeitos de drenagem do excesso de poro-pressão gerado sejam insignificantes. Entretanto, a questão-chave é estimar o grau de drenagem que possa ocorrer para um mecanismo de disparo específico.

Como um mecanismo de disparo é um pré-requisito para uma ruptura de talude, considerou-se neste estudo particularmente a ação do carregamento de terremotos na estabilidade de taludes, tendo sido calculados fatores de segurança para o caso pseudo-estático e também coeficientes sísmicos críticos necessários para provocar uma ruptura. Outros eventos ou processos de disparo não foram aqui investigados, mas estes também podem introduzir forças atuantes adicionais bem como influenciar adversamente a resistência ao cisalhamento do solo. Tais eventos podem alterar os fatores de segurança calculados e a localização de zonas críticas do fundo do mar quanto às condições de estabilidade.

A estabilidade sísmica de taludes naturais é um assunto em torno do qual ainda existe muita incerteza. Os principais problemas referentes à previsão do comportamento

do talude durante e após um terremoto são associados à escolha dos valores de resistência ao cisalhamento dos materiais e à estimativa das cargas sísmicas adequadas.

Tal análise pseudo-estática de estabilidade utilizando a abordagem de coeficiente sísmico serve como um procedimento de triagem que é bastante útil para definir áreas que são claramente seguras contra rupturas de talude induzidas por terremotos, em relação àquelas que exijam análises adicionais.

O que se observou através dos mapas regionais de fatores de segurança estáticos contra movimentos de massa submarinos translacionais rasos, tanto para as condições drenada quanto não-drenada do solo, foi que toda área se apresentou com fatores de segurança acima do valor de 1,50. Assim, a área de influência do duto Rota 3, mediante a aplicação exclusiva do carregamento gravitacional, pode ser vista como não propensa à ocorrência de escorregamentos translacionais rasos, na ausência de mecanismos de disparo identificados e de anormalidades localizadas.

E quanto ao mapa de fatores de segurança pseudo-estáticos (calculado para uma aceleração de período de retorno de 475 anos), é que se for considerado um talude infinito submerso com a aceleração de pico do piso (PGA) obtida com a lei de atenuação de TORO et al. (1997) sem incertezas epistêmicas e aleatórias, e que efeitos dinâmicos devidos à resistência viscosa e aumento de adensamento acrescentem resistência ao solo em relação à sua capacidade estática, por um fator assumido de pelo menos 1,5 nas análises pseudo-estáticas, o fator de segurança pseudo-estático resultante é maior do que o mínimo de 1,0 para praticamente toda a área estudada. Entretanto, o método pseudo-estático indicou algumas poucas áreas muito localizadas de potencial instabilidade ( $FS_{pe} < 1$ ), sugerindo que a hipótese de um aumento de 50% no valor da resistência não-drenada do solo deva ser examinada em laboratório por ensaios dinâmicos mais aprofundados. De qualquer forma, tais áreas são muito pequenas, com volumes de materiais passíveis de deslizar também muito pequenos, gerando distâncias de corrida provavelmente muito curtas, além de se localizarem em pontos que não influem na rota do duto.

As avaliações de estabilidade de taludes submarinos na área do gasoduto Rota 3 aqui apresentadas têm de ser incluídas na avaliação de riscos do projeto como um todo. Verificou-se que para a área estudada o nível de risco resultou baixo e por isso pode ser considerado aceitável e, portanto, nenhuma consideração precisa ser feita além de uma revisão periódica dessa avaliação à medida que novas informações forem disponibilizadas. Entretanto, deve ser notado que foi realizada uma avaliação preliminar de estabilidade com base em valores médios característicos para os parâmetros geotécnicos do solo, além das grandes incertezas relacionadas aos dados sismológicos utilizados, sendo que não se consideraram as poro-pressões atuantes nos sedimentos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALLEN, R. M., "Earthquake Hazard Mitigation: New Directions and Opportunities". In: *Treatise on Geophysics*, G. Schubert (ed.), Elsevier, v.4, pp. 607-647, 2007.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*. Washington, D.C., API, 21.ed., Dec. 2002. API RP 2A-WSD.
- APUANI, T., CORAZZATO, C., CANCELLI, A. et al., "Stability of a Collapsing Volcano (Stromboli, Italy): Limit Equilibrium Analysis and Numerical Modelling". *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, v. 144, pp. 191-210, 2005.
- ASSUMPÇÃO, M., *Comentários sobre a Comunicação Técnica CT-043/98 "Estimativa de Peak Ground Acceleration para Uso em Projetos Sismo-Resistentes"*. São Paulo, IAG/USP, Jan. 1999. 6p.
- AZIZIAN, A. & POPESCU, R., "Three-Dimensional Seismic Analysis of Submarine Slope". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 26, pp. 870-887, 2006.
- BISCONTIN, G., PESTANA, J. M., NADIM, F., "Seismic Triggering of Submarine Slides in Soft Cohesive Soil Deposits". *Marine Geology*, v. 203, pp. 341-354, 2004.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. BS EN 1998-1:2004+A1:2013. BSI Standards Limited, Fev. 2013. 232p.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 4: Silos, Tanks and Pipelines*. NA to BS EN 1998-4:2006. BSI Standards Limited, 2008. 10p.
- BURROUGH, P. A. & MCDONELL, R. A., *Principles of Geographical Information Systems*. New York, Oxford University Press, 1998. 352p.
- CHAPRON, E., BECK, C., POURCHET, M. et al., "1822 Earthquake-Triggered Homogenite in Lake Le Bourget (NW Alps)", *Terra*, v. 11, pp. 86-92, 1999.
- CHOI, Y. J., *Final Report for Phase 1: Review of Petrobras's Slope Stability Studies at Roncador Field in Campos Basin Offshore Brazil*. Houston, Texas, USA, Geomecânica/NGI, Mar. 2013. 143p.
- COSTA, A. M. & AMARAL, C. S., *Relatório Interpretativo dos Dados Geomecânicos de Bordo Obtidos em Águas Profundas na Campanha de Investigação Geotécnica Realizada pelo Navio "M/S" – Bucentaur*. Rio de Janeiro, PETROBRAS/CENPES/DIPREX/SEDEM, 1992.
- GAUER, P., ISSLER, D., DE BLASIO, F. V. et al., "An International Perspective I or II: Dynamic Modeling of Submarine Slide Run-Out/Submarine Mass Movements – Where Do We Stand, and What Are the Main Challenges?" In: *Proc. of the 2007 Offshore Technology Conference*, Houston, TX, USA, 30 Apr. – 3 May 2007. OTC-18597-MS-P.

- HANCE, J. J., *Development of a Database and Assessment of Seafloor Slope Stability Based on Published Literature*. M. Sc. Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA, Aug. 2003. 269p.
- HEUREUX, J. L., HANSEN, L., LONGVA, O. et al., "A Multidisciplinary Study of Submarine Landslides at the Nidelva Fjord Delta, Central Norway – Implications for Geohazard Assessment". *Norwegian Journal of Geology*, v. 99, pp. 1-20, 2009.
- HUVENE, V. A. I., "3D View of an Ancient Sediment Collapse and Slope Failure". *Terra Nova*, v. 14, n. 1, pp. 33-40, 2002.
- HYNES-GRIFFIN, M. E. & FRANKLIN, A. G., *Rationalizing the Seismic Coefficient Method*. Vicksburg, Mississippi, USA, Department of the Army, Jul. 1984. Miscellaneous Paper GL-84-13.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION, *Petroleum and Natural Gas Industries – Specific Requirements for Offshore Structures – Part 2: Seismic Design Procedures and Criteria*. Switzerland, ISO, 2004. 46p. ISO 19901-2.
- ISHIHARA, K., "Stability of Natural Deposits during Earthquakes". In: *Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, v. 1, pp. 321-376, 1985.
- KULHAWY, F. H. & MAYNE, P. W., *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Palo Alto, Electric Power Research Institute, 1990. Report EL-6800.
- KVALSTAD, T. J., ANDRESEN, L., FORSBERG, C. et al., "The Storegga Slide: Evaluation of Triggering Sources and Slide Mechanics". *Marine and Petroleum Geology*, v. 22, n. 1-2, pp. 245-256, 2005.
- LEE, H. J. & EDWARDS, B. D., "Regional Method to Assess Offshore Slope Stability". *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 5, pp. 489-509, May 1986.
- LEYNAUD, D., SULTAN, N., MIENERT, J., "The Role of Sedimentation Rate and Permeability in the Slope Stability of the Formerly Glaciated Norwegian Continental Margin: The Storegga Slide Model". *Landslides*, v. 4, n. 4, pp. 297-309, 2007.
- LOCAT, J. & LEE, H., "Submarine Landslides: Advances and Challenges". *Canadian Geotechnical Journal*, v. 39, n. 1, pp. 193-212, 2002.
- LUNNE, T., EIDSMOEN, T., GILLESPIE, D. et al., "Laboratory and Field Evaluation of Cone Penetrometer". In: *Proceedings of In Situ '86, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, S. P. Clemence (ed.), ASCE, Geotechnical Special Publication n. 6, Blacksburg, Virginia, pp. 714-729, 1986.
- LUNNE, T., ROBERTSON, P. K., POWELL, J. J. M., *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. London, Blackie Academy – Chapman & Hall/Routledge Press, 1997. 312p.
- LUO, H. Y., ZHOU, W., HUANG, S. L., "GIS-Based Approaches to Earthquake-Induced Landslide Hazard Zonation". In: *Proc. of the Int. Symposium on Rock Mechanics*, The

- University of Hong Kong, China, May 19-22, 2009. SINOROCK-2009-176.
- LUZI, L., PERGALANI, F., TERLIEN, M. T. J., "Slope Vulnerability to Earthquakes at Subregional Scale, Using Probabilistic Techniques and Geographic Information Systems". *Engineering Geology*, v. 58, pp. 313-336, 2000.
- MARCUSON, W. F., "Earth Dams and Stability of Slopes under Dynamic Loads". In: *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, v. 3, pp. 1175, 1981. Moderators Report.
- MASSON, D. G., HARBITZ, C. B., WYNN, R. B. et al., "Submarine Landslides: Process, Triggers and Hazard Prediction". *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, v. 364, pp. 2009-2039, 2006.
- MATASOVIC, N., "Selection of Method for Seismic Slope Stability Analysis". In: *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Mar. 11-15, 1991. Paper n° 7.20.
- MATTHEW, J. H., STEVEN, A. M., NANCY, R. G. et al., "Did a Submarine Slide Trigger the 1918 Puerto Rico Tsunami?", *Science of Tsunami Hazards*, v. 27, n. 2, pp. 22-31, 2008.
- MAYNE, P. W. & CAMPANELLA, R. G., "Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone". In: *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – "Geotechnology in Harmony with the Global Environment" – 16 ICSMGE*, Osaka, v. 2, pp. 721-724, 2005.
- McADOO, B. G., PRATSON, L. F., ORANGE, D. L., "Submarine Landslide Geomorphology, US Continent Slope". *Marine Geology*, v. 169, pp. 103-136, 2000.
- MIENERT, J., "COSTA – Continental Slope Stability: Major Aims and Topics". *Marine Geology*, v. 213, pp. 1-7, 2004.
- MIENERT, J., BERNDT, C., LABERG, J. S. et al., "Submarine Landslides on Continental Margins". In: G. Wefer et al., (eds.), *Ocean Margins Systems*, Springer Verlag, pp. 179-193, 2002.
- MORGENSTERN, N. R., "Submarine Slumping and the Initiation of Turbidity Currents". In: A. F. Richards (ed.), *Marine Geotechnique*, University of Illinois Press, Urbana, IL, pp. 189-220, 1967.
- NITTROUER, C. A., "STRATAFORM: Overview of its Design and Synthesis of its Results". *Marine Geology*, v. 154, pp. 3-12, 1999.
- PAGANELLI, L. M., *Aceleração Sísmica Máxima como Critério de Projeto de Dutos Submarinos de Óleo e Gás no Sudeste do Brasil*. Rio de Janeiro, PETROBRAS/CENPES/PDEP/TEO, Jun. 2013. RT TEO n° 061/2013. 22p.
- PAGANELLI, L. M., *Estudo de Sensibilidade do Talude a Abalos Sísmicos para o Duto 2*

- RO-G10-01 no Campo de Roncador. Rio de Janeiro, PETROBRAS/CENPES/PDP/MC, Ago. 2006. RT MC n° 050/2006. 359p.
- PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO, *Dados Geotécnicos para o Gasoduto 24" Extensão Rota 3 Utilizando Resultados de Ensaios Mini-CPT e T-Bar – Trecho Profundo e Equipamentos*. Rio de Janeiro, EDSG/GEO, Jan. 2013. 20p.
- PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO, *Geotechnical Investigations Services for Pipeline Routes and Subsea Assets with Mini-CPT and Vibrocorer – July 2012 to October 2012*. Rio de Janeiro, EDSG/GEO, Out. 2012.a. 239p. Relatório n° I-RL-3A03.12-6520-115-GB1-001.
- PETROBRAS/ENG-E&P/PROJEN/EDSG/GEO, *Levantamento Geofísico e Geológico na Rota Cernambi-Maricá*. Rio de Janeiro, EDSG/GEO, Nov. 2012.b. 49p.
- PIKE, R., *Selection of Seismic Coefficients for Use in Pseudo-Static Slope Stability Analyses*. TAGA Engineering Software Ltd., 2013. Disponível em: <http://www.tagasoft.com/TAGAsoft/Discussion/article2.html>. Acessado em 05/07/2013.
- ROBERTSON, P. K. & CABAL, K. L., *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Signal Hill, California, Gregg Drilling & Testing Inc., 5.ed., Nov. 2012. 145p.
- ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R. G., WIGHTMAN, A., "SPT-CPT Correlations". *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, n. 11, pp. 1449-1459, Nov. 1983.
- SCHREINER, S., SOUZA, M. B. F. M., MIGLIORELLI, J. P. R., "Modelo Digital da Geomorfologia do Fundo Oceânico da Bacia de Campos". *Boletim de Geociências da Petrobras*, v. 16, n. 1, PP. 157-160, Nov. 2007/Mai. 2008.
- SENNESET, K., SANDVEN, R., JANBU, N., "The Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests". In: *Proceedings of the Research Council, Transportation Research Board, In Situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities*, Washington, D. C., 1989.
- SKEMPTON, A. W., "The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction". *Journal of Geological Society of London*, v.125, pp. 373-411, 1970.
- STRASSER, M., STEGMANN, S., BUSSMANN, F. et al., "Quantifying Subaqueous Slope Stability During Seismic Shaking: Lake Lucerne as Model for Ocean Margins". *Marine Geology*, v. 240, pp. 70-97, 2006.
- SULTAN, N. COCHONAT, P. CANALS, M. et al., "Triggering Mechanisms of Slope Instability Processes and Sediments Failures on Continental Margins: A Geotechnical Approach". *Marine Geology*, v. 213, pp. 291-321, 2004.
- SULTAN, N., VOISSET, M., MARSSET, B. et al., "Potential Role of Compressional Structures in Generating Submarine Slope Failures in the Niger Delta". *Marine Geology*, v. 237, n. 3-4, pp. 169-190, 2007.

- VAN ASCH, T. W. J., MALET, J.-P., VAN BEEK, L. P. H. et al., "Techniques, Advances, Problems and Issues in Numerical Modelling of Landslide Hazard". *Bulletin de la Société Géologique de France*, v. 178, n. 2, pp. 65-88, 2007.
- TANIGUCHI, E. & SASAKI, Y., "Back Analysis of a Landslide due to the Naganoken Seibu Earthquake of September 14, 1984". In: *Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp. 1-6, 1985.
- TERZAGHI, K. & PECK, R. B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, Wiley, 2.ed., 1967. 729p.
- TERZAGHI, K., PECK, R. B., MESRI, G., *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, John Wiley & Sons, Inc., 3.ed., 1996.
- TORO, G. R., ABRAHAMSON, N. A., SCHNEIDER, J. F., "Model of Strong Ground Motions from Earthquakes in Central and Eastern North America: Best Estimates and Uncertainties". *Seismological Research Letters*, v. 68, n. 1, pp. 41-57, Jan./Feb., 1997.
- URGELES, R., LEYNAUD, D., LASTRAS, G. et al., "Back-Analysis and Failure Mechanisms of a Large Submarine Slide on the Ebro Slope, NW Mediterranean". *Marine Geology*, v. 226, pp. 185-206, 2006.
- WROTH, C. P. & HOULSBY, G. T., "Soil Mechanics – Property Characterization and Analysis Procedures". In: *Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – ICSMFE*, v. 1, pp. 1-55, 1985.
- YU, H-S. & MITCHELL, J. K., "Analysis of Cone Resistance: Review of Methods". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 124, n. 2, pp. 140-149, 1998.
- ZHOU, G., ESAKI, T., MITANI, Y. et al., "Spatial Probabilistic Modeling of Slope Failure Using an Integrated GIS Monte Carlo Simulation Approach". *Engineering Geology*, v. 68, pp. 373-386, 2003.