AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE DESLIZAMENTO DE TALUDES SUBMARINOS EM PROJETOS DE EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO

Leopoldo Machado Paganelli

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS (D.Sc) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Nelson Francisco Favilla Ebecken
(Presidente)

Edison Castro Prates de Lima

Álvaro Luiz Gayoso de Azeredo Coutinho

Luiz Landau

Álvaro Maia da Costa

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO DE 1994

PAGANELLI, LEOPOLDO MACHADO

Avaliação do Potencial de Deslizamento de Taludes Submarinos em Projetos de Explotação de Petróleo (Rio de Janeiro) 1994

X, 161 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 1994)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Talude 2. Deslizamento 3. Probabilidade
4. Risco Sísmico 5. Sismo 6. Terremoto
I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Nelson Francisco Favilla Ebecken pela orientação desta Tese e pela confiança que sempre depositou em meu trabalho.

Aos amigos e colegas de trabalho Adilson Carvalho Benjamin, Márcio Martins Mourelle, Ana Lúcia Fernandes Lima Torres, Enrique Casaprima Gonzalez e Cláudio Amaral pelo incentivo e pela convivência fraterna.

Aos engenheiros Heitor Augusto de Araújo Filho, Lino Francisco Rodriguez Moreira, Álvaro Maia da Costa, Hélio Nehrer de Souza e José Antônio de Figueiredo, que no exercício das Chefias do SEDEM e da DIPREX no Centro de Pesquisas da PETROBRÁS, me autorizaram a usar parte do horário de trabalho para desenvolver esta Tese.

A Mônica Caruso Stoque pela dedicação e eficiência com que realizou a datilografia da Tese e a Nora Maia pela esmerada confecção gráfica dos desenhos.

A Betânia de Oliveira Leite e aos outros funcionários da biblioteca do CENPES pela atenção com que sempre me atenderam.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE DESLIZAMENTO DE TALUDES SUBMARINOS EM PROJETOS DE EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO

Leopoldo Machado Paganelli

Agosto de 1994

Orientador: Prof. Nelson Francisco Favilla Ebecken

Programa: Engenharia Civil

A recente descoberta de campos de petróleo gigantes nas costas do Brasil em águas profundas, em taludes de até cerca de 5°, em profundidades de 400 até mais de 1000 metros, próximos à borda da plataforma continental, onde a sismicidade é um pouco mais alta que em terra, tem dado origem a preocupações a respeito da estabilidade do piso marinho, sobre o qual as facilidades de produção seriam instaladas. A fim de dissipar as dúvidas a respeito do risco de deslizamentos submarinos, um estudo probabilístico foi levado a cabo, usando o método pseudo-estático para a análise de estabilidade de taludes com dados de ensaios triaxiais de amostras de sedimento do leito marinho, para duas localidades

diferentes, com taludes de 2° e 5° de inclinação. As acelerações de pico críticas que poderiam detonar um deslizamento e suas respectivas probabilidades de excedência em 30 anos de exposição foram estimadas usando-se uma relação regional de freqüência-magnitude e uma equação de atenuação julgada a melhor ajustada para a estrutura crustal da margem continental do sudeste brasileiro.

Entre as hipóteses usadas na estimativa das acelerações máximas para a estabilidade do talude, estão a resistência dinâmica adicional de solos dúteis e a capacidade do solo de resistir a acelerações muito mais altas, considerando a duração dos picos muito curta. O desenvolvimento de poro-pressões da água intersticial foi avaliado através do parâmetro de Skempton A, a partir de dados empíricos anteriores de ensaios de cisalhamento simples de solo semelhante.

A conclusão importante deste estudo é que a probabilidade de ruptura do talude para um período de exposição de 30 anos, após o qual o reservatório é depletado, é de menos de 2%, o que é bastante tranquilizador.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

ASSESSMENT OF THE POTENTIAL FOR SUBMARINE SLOPE SLIDING IN OIL EXPLOITATION PROJECTS

Leopoldo Machado Paganelli

August, 1994

Supervisor: Prof. Nelson Francisco Favilla Ebecken

Program : Civil Engineering

The recent discovery of giant oil fields off Brazil in deep waters, in slopes of up to about 5°, in depths from 400 to over 1000 meters, near the edge of the continental shelf, were the seismicity is a little higher than onshore, had given rise to concerns about the stability of the seafloor, on which production facilities would be installed. In order to dispel the doubts about the hazard of submarine slides, a probabilistic study was carried out, using the pseudo-static method for seismic slope stability analysis with data of triaxial tests of core samples of the seabed sediment, for two different sites with slopes of 2° and 5° of inclination.

The critical peak accelerations that could trigger a slide and their respective probabilities of exceedance in 30 years of exposure were estimated using a regional frequency-magnitude relationship and an attenuation equation deemed the best fitted to the crustal structure of southeastern Brazilian continental margin.

Among the hypotheses used in estimating of the maximum accelerations for slope stability, there are the additional dynamic resistance of ductile soils and the soil capability to resist much higher accelerations, considering the duration of peaks very short. The pore water pressure buildup was evaluated through the Skempton parameter A, from previous empirical data from simple shear tests of similar soil.

The important conclusion of this study is that the probability of slope failure for an exposure period of 30 years, after which the oil reservoir is depleted, is less than 2%, what is quite reassuring.

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE DESLIZAMENTO DE TALUDES SUBMARINOS EM PROJETOS DE EXPLOTAÇÃO DE PETRÓLEO

ÍNDICE

I - INTRODUÇÃO 1

II - CÁLCULO DE PROBABILIDADES DE ACELERAÇÕES DE PICO 23

1 - Curva Freqüência-Magnitude 23

1.1 - Formulação Matemática 23

1.2 - Aplicação Numérica a Dados Experimentais . 33

2 - Leis de Atenuação 48

3 - Cálculo da Probabilidade de uma Dada Aceleração Ser Excedida 65

4 - Erro da Estimativa e Intervalo de Confiança da Probabilidade 92

III - CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA E ACELERAÇÃO LIMITE .. 99

1 - Formulação Matemática Básica 99

2 - Cálculo da Poro-Pressão usando o Parâmetro de Skempton 105

3 - Formulação Final 115

4 - Valores Experimentais de Alguns Parâmetros Geotécnicos 123

4.1 - Parâmetro de Skempton 123

4.2 - Fator de Anisotropia 126

IV - RESULTADOS PARA OS CAMPOS DE MARLIM E ALBACORA 128

V - CONCLUSÕES 139

VI - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 149

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Na exploração de petróleo em águas profundas, devido aos elevados investimentos em estruturas, oleodutos e equipamentos de produção submarinos, torna-se indispensável uma avaliação abrangente dos riscos geológicos e geotécnicos, como em qualquer grande obra da engenharia. O presente trabalho tem por objetivo avaliar o risco de deslizamento de taludes, oriundo de eventos sismotectônicos. Um sismo pode ser o gatilho do deslizamento de um talude. Este tipo de risco tem sido pouco estudado em virtude da rarefeita rede sismográfica nacional. A monitoração sistemática de sismos com uma rede instrumental de estações brasileiras teve impulso na década de 70. Antes de 1970 apenas alguns poucos eventos de magnitude relativamente grande tem sido registrados por estações da rede sismográfica nacional e internacional. O emprego de critérios sismo-resistentes em projetos de grandes obras de engenharia no Brasil tem sido restrito a casos especiais como o de usinas nucleares. No caso de exploração de petróleo no mar, onde o risco de deslizamento causado por sismos pode ser considerável, uma avaliação dos riscos exploratórios através de um estudo

probabilístico, com o objetivo de fornecer dados para estudos de viabilidade técnico-econômica, planejamento e otimização de projetos, torna-se indispensável para uma otimização de custos, onde o custo final de longo prazo não é função apenas dos investimentos em instalações mas também da probabilidade de acidente com seus custos decorrentes.

O presente trabalho tem o objetivo de dissipar as dúvidas anteriormente existentes a respeito do risco de deslizamento de taludes sob a ação de cargas sísmicas, o que poderia afetar a viabilidade econômica da exploração de petróleo em águas profundas. Conforme será demonstrado, o risco de deslizamento do talude submarino pela ação de sismos naturais é muito pequeno. Desse modo, este estudo contribui para assegurar a viabilidade dos projetos de explotação de grandes jazidas petrolíferas recém-descobertas em águas profundas, em taludes de inclinação variando de 2° a 5° e lâminas d'água de 300 a 1000m.

Fazendo-se uma revisão nos métodos de análise dinâmica de estabilidade de taludes, podem ser citados o método pseudo-estático, o método do bloco deslizante de Newmark e o método de Ishihara.

No método pseudo-estático[42], que é o mais usado, é calculado o fator de segurança tomando-se como cargas o peso próprio e as forças de inércia, admitindo-se a hipótese de movimento de corpo rígido. As forças de inércia são

consideradas iguais ao produto da massa por um coeficiente chamado coeficiente sísmico, que é em geral uma fração da aceleração de pico. O critério de estabilidade é o do fator de segurança mínimo.

No método do bloco deslizante[44] (Newmark, 1965), que tem sido muito usado em barragens, calcula-se a aceleração crítica, acima da qual um bloco de solo desliza sobre o plano de escorregamento. O movimento sísmico é considerado como uma série de abalos onde a massa de solo sofre deslocamentos incrementais toda a vez que a aceleração crítica é excedida. O critério de estabilidade é o do deslocamento máximo permitido, de acordo com o material.

O método de Ishihara[33] é semelhante ao método pseudo-estático, com duas diferenças principais: a definição das cargas e da resistência do solo. No método pseudo-estático o coeficiente sísmico é um valor experimental igual a uma fração do quociente entre a aceleração máxima a_{max} e a aceleração da gravidade. Considera-se que a aceleração de pico pode ser superior a aceleração determinada pelo equilíbrio limite, que pode ser excedida durante um intervalo de tempo muito curto sem causar instabilidade. No método de Ishihara o coeficiente sísmico (K_s) é exatamente igual a a_{max}/g. A resistência dinâmica do solo é determinada carregando-se uma amostra do material em uma máquina triaxial com um carregamento de história irregular, proporcional ao acelerograma selecionado. O fator de escala do acelerograma

proporcional é ajustado até o limite de resistência do solo. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento são então determinados para o valor limite da aceleração de pico a_{max}.

Os métodos de análise acima descritos assumem a hipótese simplificadora de movimento de corpo rígido. Isto se justifica devido à outras fontes de incertezas, como as propriedades dinâmicas do material, requerendo ensaios dispendiosos e, principalmente, devido à limitação imposta pela dificuldade de se obter um número estatisticamente significativo de sismogramas. Em geral, é necessária uma monitoração instrumental por um período longo, de várias décadas. Em regiões de baixa sismicidade, o tempo necessário para uma boa monitoração pode ser demasiado longo. Neste caso utilizam-se correlações estatísticas aproximadas, com regiões de sismicidade similar[34]. Neste trabalho será usado o método pseudo-estático, que se aplica melhor a solos de comportamento dútil.

Em sismologia dois conceitos são fundamentais: o de magnitude de um sismo e o de intensidade local. Magnitude de um sismo é a energia liberada pelo mesmo, medida em uma escala logarítmica. Existem diversas escalas de medida de magnitude, cujo emprego é restrito a certas faixas de variação, dependendo inclusive das faixas de distâncias epicentrais e características dos instrumentos que obrigam à cálculos corretivos. Estas correções dependem inclusive da estrutura e materiais da crosta terrestre na região de medição. A existência de diversas escalas com diversas

metodologias de medição se justifica pelo fato de que a medida desta grandeza só é linear dentro de certas faixas de magnitude e distância epicentral, entre outros fatores. A partir de um certo nível ocorre um efeito de saturação e o valor medido tende a um patamar, não acompanhando mais a definição teórica da grandeza. Assim a escala de magnitude local M_L funciona em uma certa faixa de distâncias epicentrais. Acima de certa distância epicentral usa-se a escala M_s, que mede a magnitude através de ondas superficiais. A escala m_b mede a magnitude através das ondas de corpo (ondas compressionais e de cisalhamento que se propagam internamente à crosta terrestre, distinguindo-se das ondas que se propagam paralelamente à superfície da crosta). O importate é que, independentemente da escala m_b, M_L ou M_s, todas exprimem o mesmo nível de energia, só varia a faixa de aplicabilidade prática de cada escala. A intensidade de um sismo é o efeito deste sismo no local, podendo ser expressa na forma de uma aceleração. É claro que a aceleração da partícula de solo ou rocha é função da distância epicentral. Assim, quanto mais longe um observador está do epicentro, menor será a aceleração medida no local. Portanto a intensidade é uma função da magnitude (energia) e distância epicentral (ou distância focal considerando a profundidade do epicentro). Uma escala aproximada é a escala Mercalli[12] que classifica a intensidade em uma escala de números inteiros de I a XII, segundo os efeitos do sismo sobre as pessoas, construções, objetos e animais.

Escala de Intensidade Mercalli-Modificada de 1931

Adaptada da Escala Mercalli-Cancani de Sieberg, Modificada e condensada (Wood e Neuman, 1931), transcrita do livro "Sismicidade do Brasil"[12].

I - Não sentido ou apenas excepcionalmente sob circunstâncias especialmente favoráveis.

Sob certas condições, no limite e fora da área na qual um grande terremoto é sentido:

. Algumas vezes pássaros e animais ficam inquietos ou perturbados;

. Algumas vezes sente-se tontura ou enjôo;

. Algumas vezes árvores, estruturas, líquidos, massas de água podem oscilar - portas podem balançar, muito lentamente.

II - Sentido dentro de casa por poucos, especialmente em andares superiores, ou por pessoas sensíveis ou nervosas.

Também como no grau I, mas freqüentemente mais perceptível:

. Algumas vezes objetos suspensos podem balançar, especialmente quando suspensos delicadamente;

. Algumas vezes árvores, estruturas, líquidos, massas de água, podem oscilar, portas podem balançar bem lentamente;

. Algumas vezes pássaros e animais ficam inquietos ou perturbados;

. Algumas vezes sente-se tontura ou enjôo.

III - Sentido dentro de casa por várias pessoas, movimento normalmente vibração rápida.

. Algumas vezes não é inicialmente reconhecido como tremor.

. Duração estimada em alguns casos.

. Vibração como à devida a caminhões leves, levemente carregados ou pesados passando à alguma distância.

. Objetos pendurados podem balançar um pouco.

. Movimentos podem ser apreciáveis em andares superiores de edifícios altos.

. Carros parados são balançados levemente.

IV - Sentido dentro de casa por muitos, e fora por poucos.

. Acorda poucas pessoas, especialmente as de sono leve.

. Não assusta ninguém, a menos que estejam apreensivos de experiência anterior.

. Vibração como a causada pela passagem de caminhões pesados ou pesadamente carregados.

. Sensação de um pesado objeto batendo no edifício, ou queda de objetos pesados dentro de casa.

. Chacoalhar de louças, janelas, portas; cerâmicas e vidraria tinem e se chocam.

. Rangido de paredes, armações, especialmente na faixa superior deste grau.

. Objetos pendurados balançam, em numerosos casos.

. Líquidos em vasos abertos são levemente agitados.

. Carros parados são balançados perceptivelmente.

V - Sentido dentro de casa por quase todos, fora por muitos ou pela maioria: direção, fora de casa, estimada.

. Acorda muitos, ou a maioria.

. Assusta poucos - leve excitação, algumas pessoas correm para a rua.

. Edifícios tremem inteiramente.

. Quebram-se louças, vidraria, com certa freqüência.

. Janelas trincadas - em alguns casos mas não generalizadamente.

. Vasos, objetos pequenos ou instáveis tombados, em vários casos, com eventual queda.

. Objetos pendurados, portas, balançam generalizadamente ou consideravelmente.

. Quadros batem nas paredes, ou são virados fora de lugar.

. Portas, venezianas são abertas, ou fechadas, abruptamente.

. Relógios de pêndulo param, iniciam marcha ou andam mais rápido ou mais devagar.

. Pequenos objetos e mobiliário são movidos, o último apenas levemente.

. Líquido derramado, em pequena quantidade, de recipientes abertos e bem cheios.

. Árvores, arbustos tremem levemente.

VI - Sentido por todos, dentro e fora de casa.

. Assusta muitos, excitação geral, algum alarme, muitos correm às ruas.

. Acorda todos.

. Pessoas se movem sem firmeza.

. Árvores e arbustos sacodem de leve a moderadamente.

. Líquidos são bastante agitados.

. Sinos pequenos tocam (igreja, capela, escola, etc.,)

. Danos leves em construções fracas.

. Queda de reboco em pequena quantidade.

. Rachadura no reboco em certa quantidade, especialmente pequenas rachaduras em chaminés, em alguns casos.

. Louça e vidraria quebradas em quantidades consideráveis, bem como algumas janelas.

. Queda de bibelôs, livros, quadros.

. Móveis tombados, muitos casos.

. Deslocamento de mobília moderadamente pesada.

VII - Assusta a todos - alarme geral, todos correm para fora.

. Alguns, ou muitos, têm dificuldade em manter-se em pé.

. Percebido por motoristas dirigindo.

. Árvores e arbustos tremem de moderada a fortemente.

. Ondas em piscinas, lagos e água corrente.

. Água é sujada com a lama agitada.

. Queda, em alguns casos, de barrancos de areia.

. Grandes sinos tocam.

. Objetos suspensos trepidam

Danos desprezíveis em edifícios de construção sólida, leves a moderados em edifícios normais, consideráveis em edifícios de construção ruim, casas de adobe, muros velhos, torres finas, etc.

. Chaminés rachadas consideravelmente, alguns muros rachados.

. Queda de reboco em quantidade considerável e também algum estuque.

. Quebra de numerosas janelas e alguns móveis.

. Queda de tijolos soltos e telhas.

. Quebra de chaminés fracas na linha do telhado (às vezes danificando o telhado).

. Queda de cornijas de torres e edifícios altos.

. Pedras e tijolos deslocados.

. Mobília pesada é tombada, com danos de quebra.

. Dano considerável a valas de irrigação de concreto.

VIII - Medo Geral - alarme perto do pânico.

. Pessoas dirigindo automóveis são perturbadas.

. Árvores fortemente sacudidas - galhos e troncos quebrados, especialmente palmeiras.

. Areia e lama expelidas em pequenas quantidades.

. Mudanças temporárias e permanentes no fluxo de fontes e poços; poços secos recomeçam o fluxo; mudanças na temperatura da água de fontes e poços.

. Danos leves em estruturas (de tijolo) feitas especialmente para resistir terremotos.

. Danos consideráveis em edifícios normais, colapso parcial: casas de madeira, em alguns casos, detroçadas e reviradas; divisórias e paredes de casas pré-fabricadas são atiradas; quebra de telhas.

. Queda de muros.

. Sérias rachaduras e quebra em muros de pedra sólida.

. Rachaduras em solo molhado, às vezes, e também em solo bem inclinado.

. Torção e queda de chaminés, colunas, monumentos e também de pilhas e torres de fábricas.

. Móveis muito pesados movidos visivelmente e tombados.

IX - Pânico Geral

. Solo conspicuamente rachado.

. Danos consideráveis em estruturas (alvenaria) construídas especialmente para resistir a terremotos, tais como:

. tiradas de prumo algumas casas com estrutura de madeira construídas especialmente para resistir a terremotos.

. sérios danos em construções de grande porte (alvenaria), algumas desmoronam em grande parte; ou estruturas deslocam-se completamente das fundações, armações destroçadas.

. sérios danos em barragens; tubulações subterrâneas algumas vezes quebradas.

X - Solo rachado, especialmente quando solto e úmido, até larguras de várias polegadas; fissuras de até quase um metro de largura correm paralelas a barrancos de canais e riachos.

. Desmoronamentos consideráveis de margens de rios e encostas marinhas escarpadas.

. Deslocamento de areia e lama horizontalmente em praias e regiões planas.

. Mudança no nível de água dos poços.

. Água é lançada nas margens dos canais, lagos, rios, etc.

. Sérios danos em barragens, diques e aterros.

. Danos severos para estruturas de madeira bem construídas e pontes, algumas destruídas.

. Rachaduras perigosas produzidas em muros de tijolos de boa qualidade.

. Destruídas a maioria das alvenarias e armações de estruturas, também suas fundações.

. Estradas de ferro levemente entortadas.

. Tubulações subterrâneas partidas ou amassadas.

. Abertas rachaduras e amplas ondulações em pavimentos de cimento e estradas asfaltadas.

XI - Muitos distúrbios gerais no solo, variando com o material do solo.

. Largas fissuras, subsidências, deslizamentos de terra em terrenos soltos e úmidos.

. Água é expelida em grande quantidade carregada de areia e lodo.

. Causa ondas marinhas (tsunamis) de tamanho significativo.

. Danos severos em edifícios com estruturas de madeira, especialmente perto do epicentro.

. Grandes danos em barragens, diques e aterros, geralmente por longas distâncias.

. Poucas estruturas (alvenaria), ou nenhuma, permanecem de pé.

. Destruição de grandes pontes bem construídas pelo rompimento das pilastras ou pilares de sustentação.

. Pontes de madeira são menos afetadas.

. Trilhos de estradas de ferro são bastante entortados e empurrados nas juntas.

. Tubulações subterrâneas postas completamente fora de serviço.

XII - Danos totais - praticamente todas as construções são grandemente danificadas ou destruídas.

. Grandes e variados distúrbios no solo, e numerosas rachaduras de cisalhamento.

. Desmoronamentos, desabamentos de rochas de caráter significativo, numerosos desmoronamentos de grandes proporções de margens de rios, etc.
. Grandes massas de rocha são arrancadas ou despregadas.
. São produzidas falhas em rocha firme, com notáveis deslocamentos verticais e horizontais.
. Canais de água, superficiais e subterrâneos, são perturbados e bastante modificados.
. Lagos represados, quedas d'água produzidas, rios desviados de seus cursos, etc.
. Ondas observadas na superfície do terreno (na realidade vistas, provavelmente, em alguns casos).
. Mudanças nas linhas de nível e de visão.
. Objetos atirados para cima.

Para maiores detalhes sobre as definições de magnitude e intensidade consultar a artigo "Earthquake, Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration", de Gutenberg e Richter nas referência bibliográficas n.° 25 e 26 e o livro de Aki e Richard, "Quantitative Seismology" na referência n.° 1.

Para se ter uma idéia do risco sísmico são citados os maiores sismos ocorridos na parte oceânica e margens continentais da Região Sudeste do Brasil.

a) o sismo de magnitude $m_b = 6,3$ na escala Richter, ocorrido em 28/02/1955 no Alto Vitória-Trindade, com seu epicentro

a cerca de 400 Km de distância da cidade de Vitória (ES), onde foi sentido com intensidade V MM;

b) o sismo de Campos de 05/05/1917, de magnitude 4,5 causando intensidade V MM nesta Cidade;

c) o sismo no litoral do Estado do Rio de Janeiro, em frente a Campos, ocorrido em 24/10/1972 com magnitude $m_b = 4,8$ e sentido com intensidade V MM naquela Cidade.

d) o sismo de Cananéia de 18/07/1946 com magnitude $m_b = 4,6$ e intensidade IV-V MM em Cananéia.

e) o sismo de magnitude $m_b = 5,5$, ocorrido em 28/06/1939 em Tubarão (SC) onde foi sentido com intensidade VI MM. Estima-se que na zona epicentral a intensidade tenha sido VII MM.

f) Em abril de 1992 ocorreram dois sismos de magnitude m_b maior ou igual a 4,0 na Bacia de Santos.

As metodologias de análise de risco sísmico podem ser classificadas em duas categorias, conforme o tipo de abordagem. Na abordagem determinística um limite superior da intensidade ou aceleração sísmica é estimado com base nas condições geológicas nas vizinhanças do local de aplicação, onde seria colocada a estrutura ou instalação de produção. Desse modo se obteria uma estimativa bastante conservadora da

aceleração sísmica, baseada em uma hipótese pessimista. Na abordagem probabilística admite-se um valor máximo para a probabilidade de ruína, em geral baseado em condições econômicas e operacionais, quando a ruína da estrutura não leva ao colapso. Quanto à verificação da possibilidade de colapso, o que poderia causar vítimas, o risco admissível deve ser muito menor do que o risco de danos materiais. Um parâmetro para se propor uma probabilidade admissível de colapso poderia ser obtido de estatísticas sobre riscos pré-existentes como riscos de acidentes pessoais de transporte ou de doenças inevitáveis. O risco faz parte da vida e nenhuma atividade humana oferece risco zero. No caso de análise de estabilidade de taludes naturais não existe a possibilidade de danos na estrutura sem o colapso da mesma, quando o próprio solo onde se apóia entra em colapso. Portanto a probabilidade admissível é a do estado limite último, correspondente a um período médio de recorrência bastante longo do evento que provocaria o colapso do talude. A verificação do nível de probabilidade de danos estruturais sem colapso não é aplicável neste caso. A verificação da probabilidade de ruína por danos que inutilizam a estrutura sem levá-la ao colapso seria efetuada na fase de projeto da estrutura, após a demonstração da estabilidade do talude no local da aplicacão.

A abordagem determinística utiliza o conhecimento das falhas ativas e suas respectivas magnitudes máximas. O risco potencial oriundo de uma dada falha ativa pode ser estimado

conhecendo-se o valor superior das magnitudes ou intensidades epicentrais de sismos originados nesta falha e a distância mínima da falha ao local da aplicação, onde se localizaria a instalação de produção de petróleo. Tendo sido estimada a magnitude ou intensidade epicentral máxima possível da falha em questão, calcula-se a intensidade ou aceleração que ocorreria no local da aplicação usando-se a lei de atenuação sísmica regional. A lei de atenuação é uma equação que relaciona a intensidade (ou aceleração de pico) com a distância epicentral e com a intensidade epicentral ou magnitude. Examinando-se cada falha ativa dentro de um certo raio de ação em torno do local de interesse, onde seriam colocadas as instalaçõs de produção, determina-se a falha mais crítica. Desse modo é obtido o valor do limite superior da intensidade ou aceleração no local da aplicação ou obra de engenharia.

Para se estimar a magnitude máxima de uma dada falha ativa exitem três procedimentos baseados em dados geológicos:

1) Método da paleosismicidade.
2) Método do comprimento ou da área da falha.
3) Método da taxa de deslizamento da falha.

O método da pleosismicidade foi desenvolvido principalmente por Wallace (1970) e tem sido usado por muitos outros para determinar as magnitudes e intervalos de recorrência de grandes terremotos em falhas importantes. O

método usa dados coletados durante pesquisas de campo detalhadas da falha e está limitado àquelas falhas para as quais as escarpas estão preservadas e onde existem dados geotécnicos estratigráficos abundantes (Slemmons, 1982). Para se determinar a magnitude máxima para uma determinada falha, o comprimento da superfície de ruptura ou o deslocamento da superfície ao longo da mesma são medidos durante a pesquisa de campo. A máxima magnitude pode ser calculada substituindo-se uma dessas duas medidas em fórmulas que relacionam estes parâmetros da falha com a magnitude do terremoto (Slemmons, 1982).

A abordagem do comprimento da falha se baseia no uso de correlações estatísticas ou gráficos que relacionam: comprimento de ruptura da falha com magnitude do terremoto (Algermissen e Perkins, 1976; Slemmons, 1977, 1982); comprimento total da falha com magnitude do terremoto (Slemmons, 1982); e, área de ruptura da falha com magnitude do terremoto (Wyss, 1979). Essas correlações foram desenvolvidas especificamente para cada tipo de falha. Para cada tipo de falha existe uma correlação cujos parâmetros são dimensões de falha definidas de modo específico para aquele tipo de falha.

O método da taxa de deslizamento foi originalmente desenvolvido por Matsuda (1975) e posteriormente refinado por Cluff et al (1980) e Slemnos (1983). O método interrelaciona

graficamente o intervalo de recorrência do terremoto, a taxa de deformação através da zona da falha, e a magnitude.

No caso da Bacia de Campos, até o presente, não existe um mapeamento de falhas identificadas como ativas, com seus respectivos mecanismos focais, que classificam o tipo da falha. Portanto atualmente não se dispõe dos dados mínimos necessários e indispensáveis para estimativa do limite máximo da aceleração de pico. Conseqüentemente, hoje é impossível se fazer qualquer previsão com certeza absoluta sobre limites superiores da aceleração. Todavia, sondagens geotécnicas no local da aplicação podem, em muitos casos, atestar a ocorrência ou não de deslizamento, com a datação do deslizamento mais recente, caso haja ocorrência. Desse modo o valor da aceleração de pico crítica para a estabilidade do talude no caso de ocorrência de deslizamentos pretéritos seria um valor estimado usando-se o período mádio de recorrência geológica para determinação da correspondente aceleração de pico calculada pelo método probabilístico, se a causa do deslizamento foi sísmica. Em um projeto ou análise de risco em Engenharia Sísmica (Earthquake Engeneering) os estudos probabilísticos e avaliações geológicas acerca do terremoto potencial máximo se complementam entre si, e não devem competir como método mais eficiente, excluindo-se os demais. Os métodos probabilísticos funcionam bem para probabilidades não muito extremas. A probabilidade de eventos muito raros é imprecisa e difícil de ser estimada, porquanto a base de dados estatísticos cobre em geral um período de

coleta relativamente curto, da ordem de grandeza de algumas vezes a vida útil da estrutura, na melhor das hipóteses. O método probabilítico é útil para decisões econômicas, como a do risco máximo no limite de viabilidade econômica. Os métodos determinísticos, com base em critérios geológicos, servem para a verificação de riscos extremamente indesejáveis cuja probabilidade de ocorrência deve ser remota, dificilmente estimável por métodos probabilísticos. Estes métodos fazem uso de diversas disciplinas, que são especializações dentro da Geologia como paleosismologia e sismo-tectônica, inseridas no corpo de disciplinas abrangido pela Engenharia Sísmica (Earthquake Engineering).

No caso de análise de risco sísmico na área de exploração de petróleo offshore no Brasil ainda não são bem conhecidas as falhas geológicas ativas e seus respectivos mecanismos focais, de modo a possibilitar a aplicação dos métodos determinísticos para estimativa de limites superiores da aceleração sísmica. Além disso, a própria lei de atenuação na crosta terrestre sob as bacias oceânicas ainda é mal conhecida. Neste caso o recurso seria usar uma lei de atenuação determinada para condições geológicas estruturas semelhantes, como por exemplo, a crosta leste do Canadá. A lei de atenuação tem pequena influência na incerteza global devida ao conjunto dos fatores intervenientes. Mas a localização e mapeamento das falhas ativas e sua classificação em tipos de acordo com o mecanismo focal é primordial para uma estimativa do risco potencial em uma dada

locação. Por esta razão optou-se, neste estudo de risco sísmico, pela abordagem probabilística, considerando-se a base de dados estatísticos sismológicos hoje disponível resultante de uma monitoração sistemática por uma rede de estações sismológicas durante um período de tempo considerável, com informações sobre magnitudes e coordenadas epicentrais. O conhecimento hoje disponível da sismicidade da Bacia de Campos, embora ainda imcompleto, já é suficiente para uma análise probabilística, pelo menos aproximada. Este estudo de risco sísmico se propõe a uma avaliação aproximada das probabilidades e períodos médios de recorrência de deslizamentos para se ter uma idéia realista a respeito da ordem de grandeza destes valores, uma vez que, em virtude das limitações do conhecimento sismológico hoje disponível da Bacia de Campos, não é possível no momento se obter valores absolutos para tomada de decisões com base exclusiva neste trabalho. Os resultados deste trabalho são apenas uma parte das informações necessárias à tomada de uma decisão que envolve aspectos econômicos, de segurança humana e meio ambiente e outras ponderações a serem consideradas pelo gerente de projeto. Estudos de risco sísmico complementares, utilizando outras abordagens dentro das disciplinas profissionais pertinentes ao problema de engenharia em questão, particularmente as disciplinas ligadas à aspectos geológicos e tectônicos devem compor o elenco de informações interdisciplinares necessárias à tomada de uma decisão equilibrada sobre a viabilidade do empreendimento. A contribuição deste estudo é o fornecimento de um resultado

que é um indicativo do nível de probabilidade do deslizamento, calculado da maneira mais realista possível, dentro das limitações impostas pelos dados e informações disponíveis até o momento. Uma das principais incertezas é a degradação das propriedades elásticas e de resistência do solo em função da história de deformações, que é função do acelerograma. A seguir será descrita, sucintamente, a apresentação do assunto ao longo dos capítulos deste trabalho.

Este estudo de risco sísmico começa pelo cálculo de probabilidades de acelerações sísmicas no Capítulo II, usando metodologia de emprego corrente na área de Engenharia Sísmica. No capítulo III é deduzida a formulação usada para o cálculo de fator de segurança, considerando um plano potencial de deslizamento a uma profundidade Z a partir do leito marinho e cálculo das acelerações que causariam um deslizamento do talude. No capítulo IV são apresentados os resultados das acelerações limites e suas respectivas probabilidades. Finalmente, no capítulo V são comentados os resultados, as conclusões e recomendações para pesquisa futura sobre o assunto.

CAPÍTULO II

CÁLCULO DE PROBABILIDADES DE ACELERAÇÕES DE PICO

1 - CURVA FREQÜÊNCIA-MAGNITUDE

1.1 - Formulação Matemática

O número de eventos sísmicos por ano cuja magnitude excede um dado valor $\underline{m}$ é uma função da magnitude $\underline{m}$, que caracteriza a sismicidade da área em estudo. Na sismologia é conhecida a lei de Gutenberg-Richter[45] em que o logaritmo decimal da freqüência anual de sismos é uma função linear da magnitude, dada pela relação (1).

$$\log_{10} N(m) = a - b\, m \qquad (1)$$

Por esta relação verifica-se que, quanto maior for o valor da magnitude m, menor é a freqüência anual de sismos cuja magnitude excede aquele valor (fig. 1). Sismos de magnitude superior a um valor muito alto são raros, ao passo que sismos de pequena magnitude são muito frequentes. A relação (1) é uma relação experimental determinada para cada região sismogênica, usando-se como dados um catálogo de

sismos instrumentalmente observados durante um período de tempo suficientemente longo. Os parâmetros a e b da relação (1) são determinados por análise de mínimos quadrados. Na aplicação prática da lei de Gutemberg-Richter uma questão que surge é quanto à magnitude máxima possível na zona sismogênica em estudo. Uma adaptação da equação (1) para atender a um limite máximo m_o seria a imposição de uma assíntota vertical de abscissa $m = m_o$ (fig. 2), de modo a condicionar a referida equação ao valor máximo m_o.

A equação (1) pode ser expressa diretamente pela função N(m) ao invés de seu logaritimo:

$$N(m) = 10^{a-bm} \qquad (2)$$

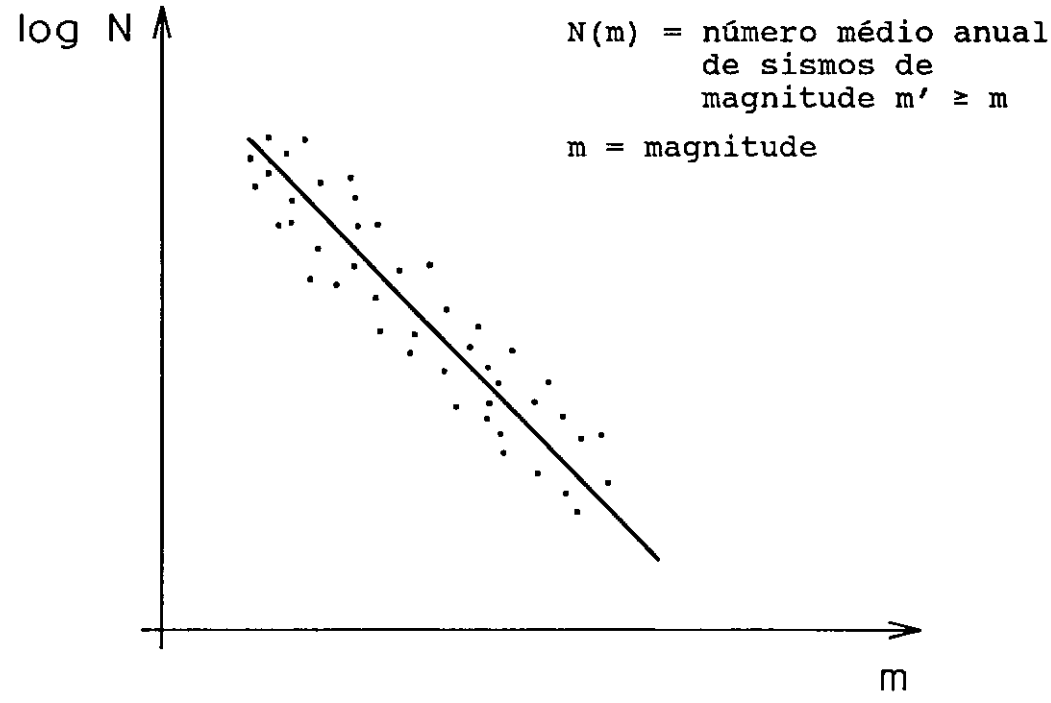


Figura 1 - Distribuição de Freqüência Acumulada de Ocorrências de Sismos em Função da Magnitude.

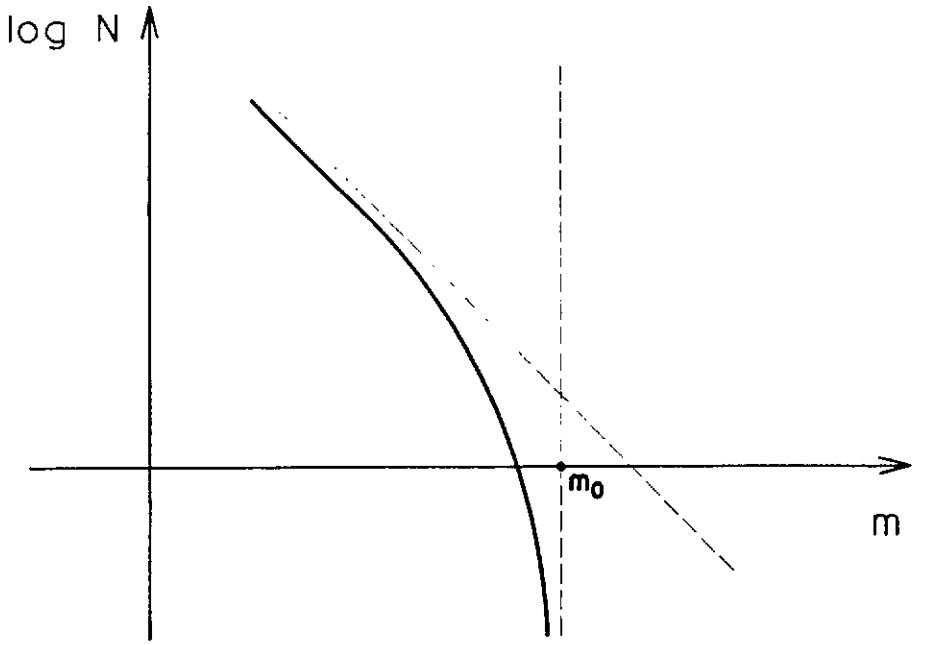


Figura 2 - Adaptação da Lei de Gutenberg-Richter para um Valor Limite, m_o, da Magnitude.

A equação (2) pode ser adaptada conforme equação (3)

$$N(m) = 10^{a-bm} - N_o \qquad (3)$$

onde

$$N_0 = 10^{a-bm_o} \qquad (4)$$

Portanto a função de distribuição acumulada de freqüência de sismos em função de sua magnitude é a seguinte:

$$N(m) = 10^{a-bm} - 10^{a-bm_o} = 10^{a-bm}[1 - 10^{-b(m_o-m)}]$$

ou na forma logaritmica

$$\log_{10} N = a - b\,m + \log_{10} [1-10^{-b(m_o-m)}] \qquad (5)$$

Efetuando-se uma mudança de base dos logaritmos da base decimal para a base neperiana obtém-se

$$\ln N = (a - bm) \cdot \ln 10 + \ln [1 - e^{-(m_o - m)b \cdot \ln 10}] \quad (6)$$

Introduzindo a notação

$$A = a \ln 10$$

$$B = b \ln 10$$

a equação (6) se simplifica

$$\ln N = A - Bm + \ln [1 - e^{-B(m_o - m)}] \quad (7)$$

Dado o valor de m_o determinam-se os valores das constantes A e B de modo que o erro quadrático da interpolação de pontos experimentais seja mínimo (pontos de coordenadas m_i, N_i, i=1,n).

Considerando as variáveis a serem correlacionadas X = m e Y = ln N, a função de interpolação é dada pela relação seguinte

$$Y = A - B x + \ln [1 - e^{-B(m_o - x)}] \quad (8)$$

Seja (X_i, Y_i) o par de coordenadas referente ao i-ésimo ponto experimental da curva, onde $X_i = m_i$ e $Y_i = \ln N_i$.

Seja S o somatório dos quadrados dos desvios entre a função de interpolação $\bar{Y}_i = Y(X_i)$ e os valores experimentais Y_i

$$S = \sum_{i=1}^{n} (\bar{Y}_i - Y_i)^2 = \sum_{i=1}^{n} [Y(X_i) - Y_i]^2 \qquad (9)$$

Os valores dos parâmetros A e B são determinados pela condição de mínimo de S:

$$\frac{\partial S}{\partial A} = 0 \qquad \frac{\partial S}{\partial B} = 0$$

Portanto

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{n} \left[Y(X_i) - Y_i \right] \frac{\partial Y(X_i)}{\partial A} = 0 \\ \\ \sum_{i=1}^{n} \left[Y(X_i) - Y_i \right] \frac{\partial Y(X_i)}{\partial B} = 0 \end{cases} \qquad (10)$$

Substituindo em (10) $Y(X_i)$ dado pela equação (8) obtém-se:

$$\sum_{i=1}^{n} \left\{ A - BX_i + \ln \left[1 - e^{-B(m_o - X_i)} \right] - Y_i \right\} = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n} \left\{ A - BX_i + \ln \left[1 - e^{-B(m_o - X_i)} \right] - Y_i \right\} . \qquad (11)$$

$$. \left\{ X_i - \frac{(m_o - X_i)\, e^{-B(m_o - x_i)}}{1 - e^{-B(m_o - X_i)}} \right\} = 0$$

Introduzindo-se a notação

$$\left.\begin{aligned} \tilde{X}_i &= X_i - \frac{(m_o - X_i)\, e^{-B(m_o - X_i)}}{1 - e^{-B(m_o - X_i)}} \\ \tilde{Y}_i &= Y_i - \ln\left[1 - e^{-B(m_o - X_i)}\right] \end{aligned}\right\} \qquad (12)$$

as equações (11) podem ser expressas de forma concisa:

$$\sum_{i=1}^{n} (A - B\, X_i - \tilde{Y}_i) = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n} (A - B\, X_i - \tilde{Y}_i)\, \tilde{X}_i = 0$$

Donde

$$\left.\begin{aligned} n\, A - B \sum_{i=1}^{n} X_i &= \sum_{i=1}^{n} \tilde{Y}_i \\ A \sum_{i=1}^{n} \tilde{X}_i - B \sum_{i=1}^{n} X_i\, \tilde{X}_i &= \sum_{i=1}^{n} \tilde{X}_i\, \tilde{Y}_i \end{aligned}\right\} \qquad (13)$$

Usando a notação

$$\left.\begin{aligned} S_x &= \sum_{i=1}^{n} X_i \quad , \quad S_{\tilde{x}} = \sum_{i=1}^{n} \tilde{X}_i \, , \quad S_{x\tilde{x}} = \sum_{i=1}^{n} X_i \tilde{X}_i \\ S_{\tilde{y}} &= \sum_{i=1}^{n} \tilde{Y}_i \qquad\qquad S_{\tilde{x}\tilde{y}} = \sum_{i=1}^{n} \tilde{X}_i\, \tilde{Y}_i \end{aligned}\right\} \qquad (14)$$

O sistema de equações (13) pode ser escrito assim:

$$\left.\begin{aligned} nA - S_x\, B &= S_{\tilde{y}} \\ S_{\tilde{x}} A - S_{x\tilde{x}}\, B &= S_{\tilde{x}\tilde{y}} \end{aligned}\right\} \qquad (15)$$

Das relações (15) acima resulta

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{S_{xx}\,\tilde{S}_y - S_x\,\tilde{S}_{xy}}{n\,S_{xx} - S_x\,\tilde{S}_x} \\ B &= \frac{\tilde{S}_x\,\tilde{S}_y - n\,\tilde{S}_{xy}}{n\,S_{xx} - S_x\,\tilde{S}_x} \end{aligned}\right\} \qquad (16)$$

O sistema de equações dado pelas relações (15), de incógnitas A e B, não é linear, uma vez que os coeficientes $\tilde{S}_x$, S_{xx} e os termos em $\tilde{S}_y$ e $\tilde{S}_{xy}$ são funções da variável B através das relações (12), que fornecem os valores de $\tilde{X}_i$ e $\tilde{Y}_i$ em função dessa variável, ou seja $\tilde{X}_i = \tilde{X}_i(B)$ e $\tilde{Y}_i = \tilde{Y}_i(B)$.

A segunda das relações (16) é uma equação na variável B, que deverá ser resolvida numericamente por ser uma equação transcendente.

$$B_1 = \frac{\tilde{S}_x\,\tilde{S}_y - n\,\tilde{S}_{xy}}{n\,S_{xx} - S_x\,\tilde{S}_x} \qquad (17)$$

ou seja:

$$B_1(\beta) - \beta = 0 \qquad (18)$$

O valor de B é o zero β_0 da função $F(\beta)$ definida como:

$$F(\beta) = B_1(\beta) - \beta \qquad (19)$$

O problema da determinação do valor do parâmetro B se resume em encontrar a solução $\beta = \beta_0$ da equação (18). Com esse objetivo foi empregado o método da secante, que consiste em sucessivas interpolações lineares ligando pontos da curva $F(\beta)$, que são extremidades de intervalos cada vez menores e que contém a solução (Fig. 3). Para garantir a existência de solução no intervalo (considerando a função contínua neste intervalo) tomam-se como extremidades os pontos de abscissas β_1 e β_2 tais que $F(\beta_1)$ e $F(\beta_2)$ tenham sinais contrários. Desse modo a existência de raiz no intervalo fica garantida, pois a curva que representa a função $F(\beta)$ cruza o eixo das abscissas porque une pontos situados em semi-planos opostos.

Usando a notação $F_1 = F(\beta_1)$ e $F_2 = F(\beta_2)$ o valor de β_0 por interpolação linear resulta:

$$\beta_0 = \frac{\beta_1 F_2 - \beta_2 F_1}{F_2 - F_1} \qquad (20)$$

Na interação seguinte o intervalo será reduzido comutando-se uma de suas extremidades e mantendo-se a outra. Para garantir a existência de raiz no intervalo verifica-se o sinal de $F(\beta_0)$ e compara-se com o sinal de $F(\beta_1)$ e $F(\beta_2)$. A extremidade do intervalo em que a função tiver o mesmo sinal de $F(\beta_0)$ será descartada e substituida pelo novo ponto de abscissa β_0, que será o novo β_1 ou β_2, conforme o caso. Desse modo os valores da função nos extremos do novo intervalo continuam tendo sinais contrários na interação seguinte.

Para cada valor de $\beta = B_o$ encontra-se um valor resultante de B_1. O processo termina quando $|B_1 - B_0| < \varepsilon$.

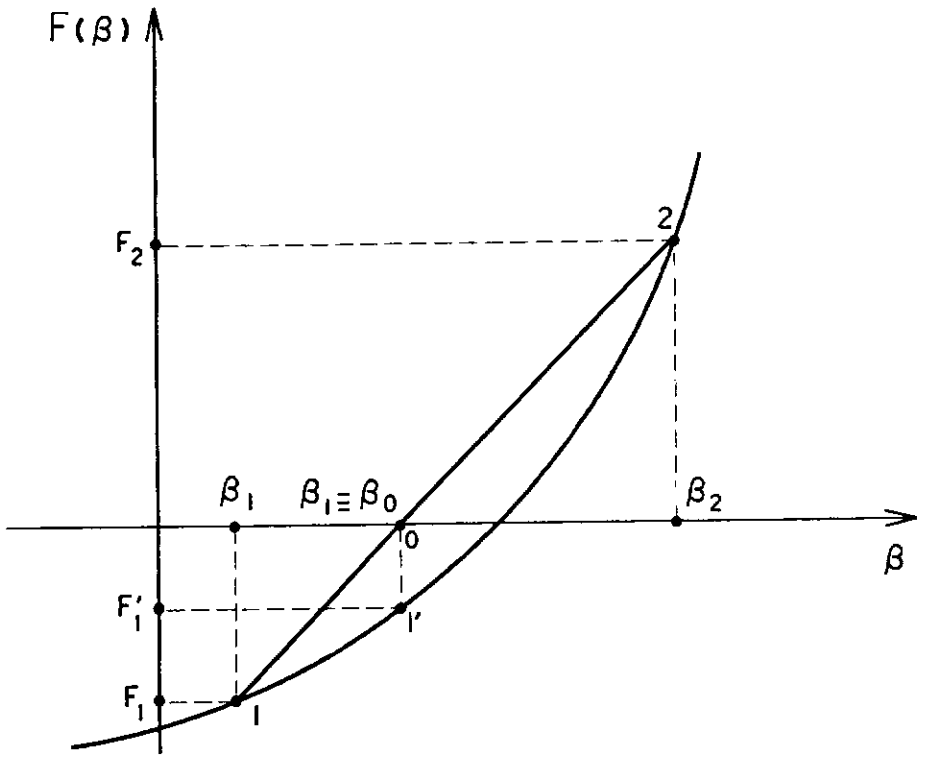


Figura 3 - Determinação da raiz da equação $F(\beta) = 0$, pelo método da secante.

Em cada interação temos que recalcular os valores dos totais

$$S_{\tilde{x}} = \sum_{i=1}^{n} \tilde{X}_i, \quad S_{\tilde{xx}} = \sum_{i=1}^{n} X_i \tilde{X}_i, \quad S_{\tilde{y}} = \sum_{i=1}^{n} \tilde{Y}_i, \quad S_{\tilde{xy}} = \sum_{i=1}^{n} \tilde{X}_i \tilde{Y}_i$$

onde $\tilde{X}_i$ e $\tilde{Y}_i$ são recalculados usando as relações (12). Para efetuar as operações para obtenção de $\tilde{X}_i$ e $\tilde{Y}_i$ é conveniente dividir este cálculo em várias etapas avaliando-se os resultados parciais de variáveis intermediárias.

Sejam

$$\left.\begin{aligned} \delta_i &= e^{-B(m_o - X_i)} \\ \Delta X_i &= \frac{\delta_i}{1 - \delta_i}(m_o - X_i) \\ \Delta Y_i &= \ln(1 - \delta_i) \end{aligned}\right\} \qquad (21)$$

Usando estes resultados parciais resulta

$$\left.\begin{aligned} \tilde{X}_i &= X_i - \Delta X_i \\ \tilde{Y}_i &= Y_i - \Delta Y_i \end{aligned}\right\} \qquad (22)$$

Com essas fórmulas concisas se recalculam $S_{\tilde{x}}$, $S_{\tilde{xx}}$, $S_{\tilde{y}}$ e $S_{\tilde{\tilde{xy}}}$.

1.2 - Aplicação Numérica a Dados Experimentais

Neste estudo foi delimitada uma área da Região Sudeste usando-se um polígono de contorno cobrindo uma área de 368.600 Km^2 (Fig. 4). Neste polígono foram tomados como vértices os epicentros que delimitam o polígono circunscrito ao conjunto de epicentros de sismos amostrados na parte oceânica monitorada no período de 02/01/83 a 28/12/90. Abrange uma faixa oceânica variável de até 500 Km de largura, cobrindo uma grande parte da bacia oceânica em frente aos Estados do Espírito Santo, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná e Santa Catarina. Dentro desta área foi possível monitorar sismos de pequena magnitude com o uso de estações sismográficas próximas a costa, contribuindo assim para a completeza do catálogo. Este catálogo de sismos foi usado para a construção da curva de freqüência anual de sismos por unidade de área, em função da magnitude. Para cada magnitude (M) foi contado o número de eventos cuja magnitude (m) excedeu ou igualou o valor dado M e, em seguida, dividido pelo tempo decorrido e pela área pesquisada, obtendo-se a freqüência N(M).

Neste trabalho foram utilizados dados retirados do segundo e terceiro relatórios dos "Estudos Sismotectônicos nas Bacias de Campos e de Santos"[13], realizados pelo Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo (IAG-USP), encomendados pela PETROBRÁS em 1989. Os sismos constantes dos catálogos desses relatórios abrangem um

período contínuo de coleta de dados que vai de 02/01/1983 a 28/12/1990 (7,99 anos). Para aumentar a amostra estatística foram incluidos sismos retirados do catálago do livro "Sismicidade do Brasil"[12], publicado em 1984 pelo IAG-USP e a CNEN (Comissão Nacional de Energia Nuclear). Devido à sismicidade relativamente baixa da região Sudeste, para amostrar um número significativo de eventos de magnitude maior ou igual a 4,0 foi necessário ampliar a área pesquisada para 1.145.000 Km^2 (Fig. 5), bem como aumentar o período de aquisição para 78,65 anos. A amostra de sismos retirados desse livro abrangeu o período de 15/03/1911 a 10/11/1981 (70,66 anos). Juntando-se os dois períodos de coleta de dados, o período global de cobertura resultou igual a 78,65 anos. Corresponde ao período de 79,79 anos de 15/03/1911 a 28/12/1990, com um intervalo não coberto de 1,14 anos entre a data do último evento do catálogo do livro e a data do primeiro evento do segundo relatório do IAG, que contém os dados dos primeiros sismos registrados no período do contrato. Os sismos de pequena magnitude foram considerados apenas no período mais recente, onde a rede sismográfica instalada atingiu uma densidade maior, resultando em maior confiabilidade estatística. Foi feito um cálculo separado com os sismos de menor magnitude, dividindo-se o número de eventos observados no período de 02/01/1983 a 28/12/1990, pela duração deste período (aprox. 8 anos) e pela área de 368.600 Km^2, obtendo-se a freqüência anual para as magnitudes menores que 4,0. Para magnitudes maiores ou iguais a 4,0 os eventos de magnitude superior foram monitorados em uma área

bem maior, de 1.145.000 Km^2, delimitada pelo polígono da Fig. 5, usando como dados os sismos do livro sismicidade do Brasil e os dados do 2° e 3° relatórios do IAG, cobrindo um período total de 78,65 anos.

Os sismos que ocorreram na borda da área delimitada pelo polígono de contorno foram contados como 1/2 evento para efeito de cálculo de freqüência por unidade de área. Um sismo cujo epicentro se situa na fronteira contribui igualmente para o total de sismos das áreas interna e externa ao polígono de contorno da área em estudo. Assim evita-se uma avaliação exagerada do número de eventos ocorridos por unidade de área na região.

Este procedimento diferenciado por faixas de magnitude foi adotado porque somente sismos de magnitude expressiva podem ser registrados com razoável confiabilidade por estações mais distantes da rede sismográfica mais rarefeita, como a existente antes de 1970, que por serem mais raros, devem ser monitorados em uma área maior e durante um período de tempo bem mais longo. Com isto, sismos mais raros, de magnitude considerável, puderam ser incluidos na base de dados de modo a permitir estimativas mais confiáveis de probabilidades de sismos destrutivos para uso em projetos de duração longa, da ordem de 25 anos, aproximadamente a média prevista para a depleção de um reservatório petrolífero.

Neste estudo está sendo considerada uma freqüência de ocorrência de eventos sísmicos para cada magnitude excedida com uma distribuição de densidade uniforme em toda a área em estudo. Esta hipótese foi adotada devido à relativa escassez de dados, do ponto de vista de amostragem estatisticamente significativa, o que tornaria questionável qualquer afirmação sobre variações de densidade de ocorrência e zonas de concentração de eventos sísmicos dentro da região em estudo. Com esta hipótese, dividindo-se a freqüência anual pela área total delimitada pelo contorno obtém-se para cada valor discreto de magnitude uma densidade de eventos anuais por unidade de área (ex.: número de eventos por ano por milhão de Km^2). Desse modo obtém-se uma série de pares de valores [M, N(M)], resultando em uma série de pontos experimentais do gráfico da função N(M) (Fig. 6). Usando-se o método descrito anteriormente determinam-se os parâmetros a e b da equação (5). O limite superior de magnitude (m_o) é determinado com base em critérios de paleosismologia ou analogia com outras regiões sismogênicas com dados de regiões de sismicidade semelhante, usando-se base de dados mundial, após classificação em categoria apropriada de características sismotectônicas. O valor adotado de $m_o = 7,2$ é o indicado pelo estudo mundial de margens continentais passivas de Johnston e Kanter[34], de 1990. Com os parâmetros a, b e m_o foi determinada a função de interpolação N(m) por mínimos quadrados (Figura 6).

Os catálagos de sismos usados nas duas áreas delimitadas para estudo estão mostrados nos Quadros I e III, onde estão indicadas as coordenadas geográficas do epicentro, magnitude e data da ocorrência. Cada catálago abrange uma área delimitada por um polígono cujos vértices são os epicentros mais externos, de modo que a poligonal convexa ligando estes epicentros sequencialmente até terminar no ponto inicial circunscreve todos os epicentros dados. Este polígono de contorno para a área de 368.600 Km^2, escolhido de modo a amostrar sismos de magnitude menor que 4,0 está representado na figura 4 e as coordenadas de seus vértices no Quadro II. Para amostrar sismos de magnitude maior ou igual a 4,0 foi escolhida uma área maior (1.145.000 Km^2), usando um critério semelhante, incluindo-se no catálago de sismos apenas os sismos instrumentados na área de interesse, no período abrangido pela pesquisa do IAG usando os dados de magnitude e coordenadas epicentrais constantes do livro " Sismicidade do Brasil", do I.A.G. As coordenadas os epicentros deste último contorno estão indicadas no Quadro IV.

A tabela de pares de valores M, N(M), usada para interpolação da curva da função N(M) está indicada no Quadro V.

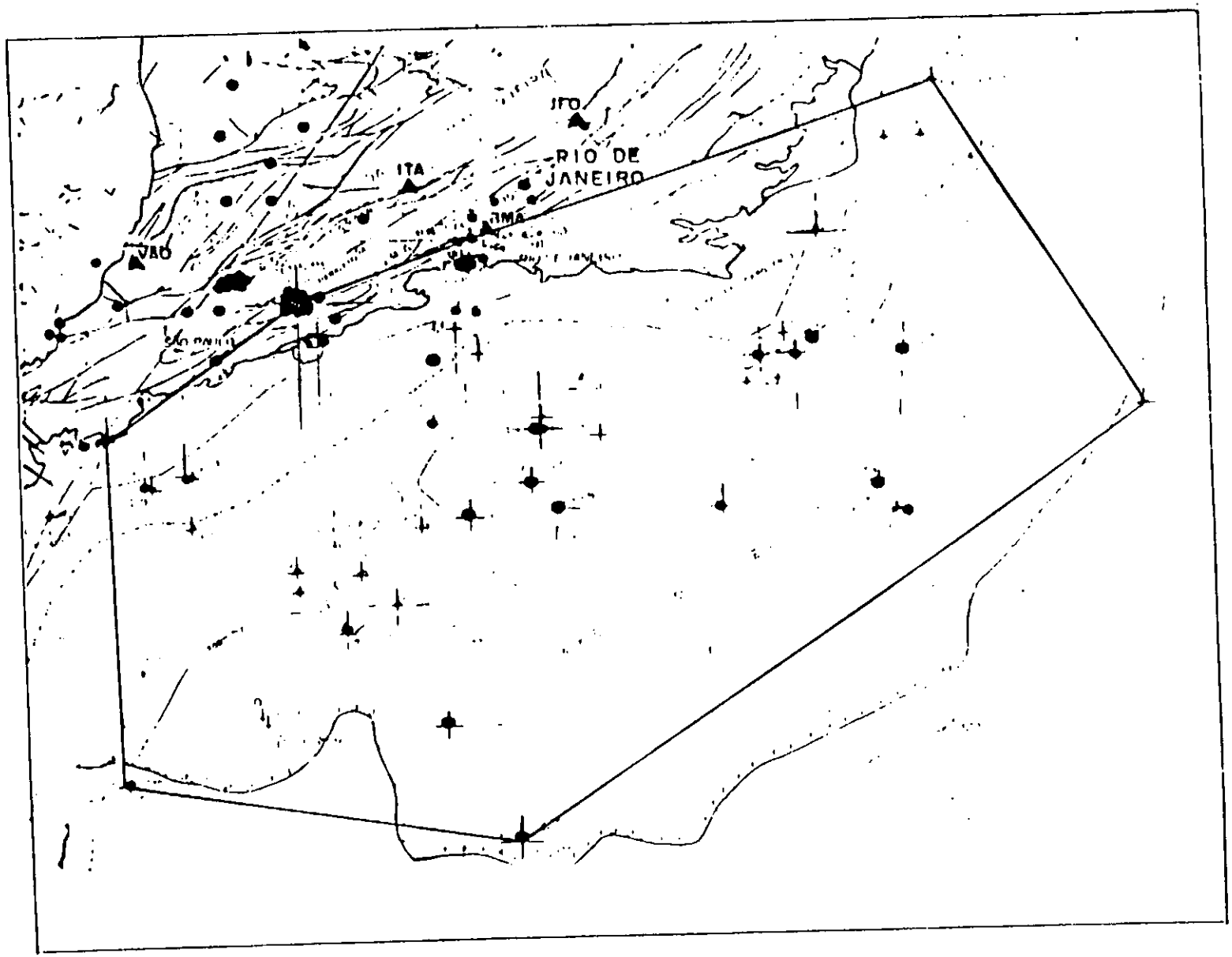


Figura 4 - Polígono dentro do qual foram amostrados os sismos

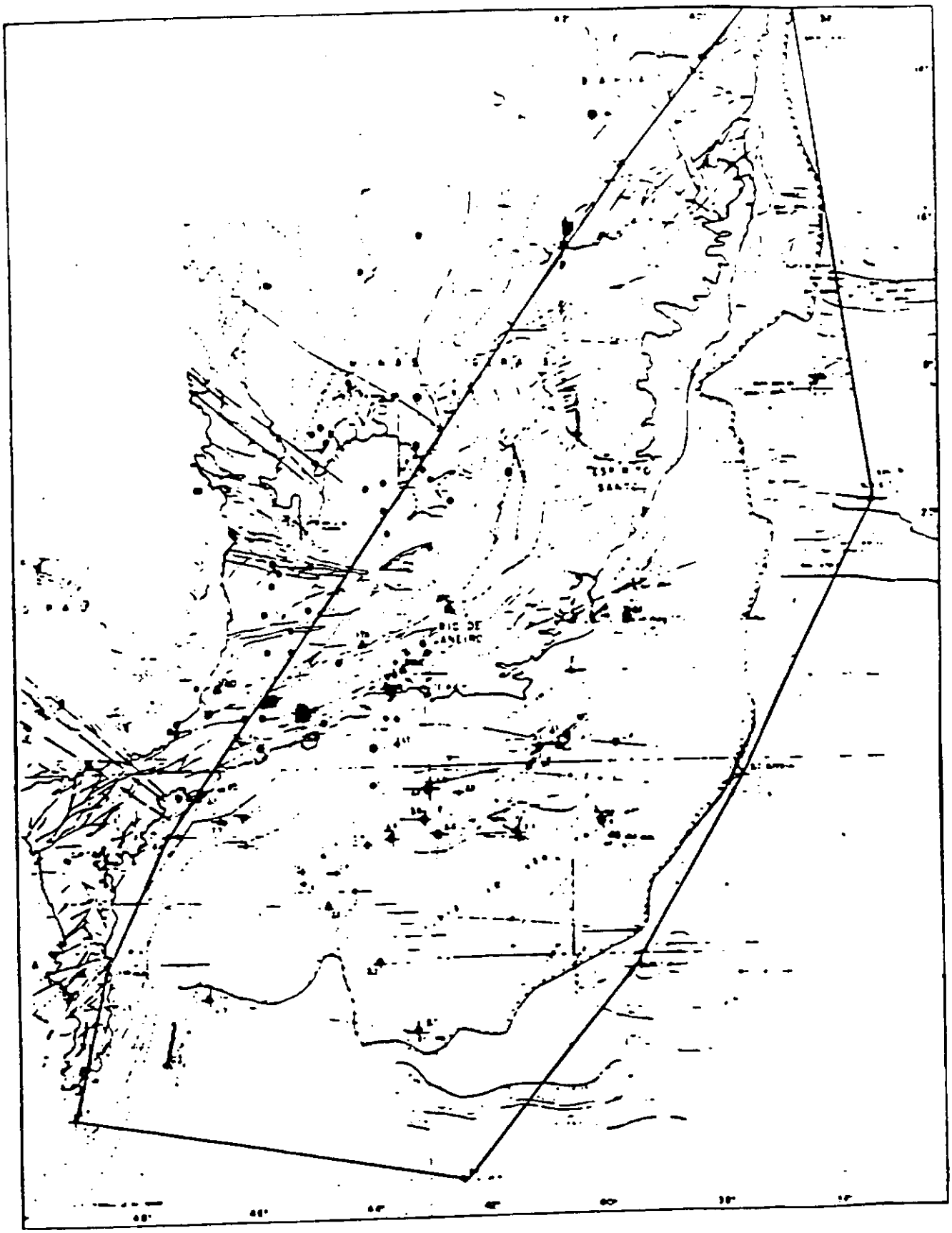


Figura 5 - Polígono de contorno da área onde foram amostrados sismos de magnitude superior ($m_b \geq 4,0$).

QUADRO I

Catálogo dos Sismos Observados no Polígono de Contorno da Figura 4 no Período 1983-1990

#	MAGNITUDE	LATITUDE	LONGITUDE	DATA	LOCAL
1	3,7	27,60	43,50	29/07/87	SC *
2	3,6	25,00	44,10	27/08/87	SP
3	3,6	24,88	43,36	25/05/84	RJ
4	3,4	23,51	40,54	22/02/84	RJ
5	3,4	24,51	40,69	08/03/89	RJ
6	3,3	24,50	47,20	02/01/83	SP *
7	3,2	26,70	44,20	22/03/87	PR
8	3,2	24,19	43,56	11/08/89	RJ
9	3,1	25,73	44,72	30/05/90	PR
10	3,1	23,41	41,56	04/09/89	RJ
11	3,0	23,36	45,67	30/06/84	SP *
12	3,0	24,70	43,60	20/03/87	SP
13	3,0	23,78	38,46	15/08/89	RJ *
14	2,9	24,28	43,55	10/09/85	RJ
15	2,9	27,30	46,97	12/10/88	SC *
16	2,9	25,31	44,52	28/07/90	PR
17	2,8	23,00	44,21	23/12/88	RJ
18	2,8	23,28	45,47	03/02/89	SP *
19	2,8	23,37	45,67	05/07/89	SP *
20	2,7	23,37	45,67	30/08/88	SP *
21	2,7	21,32	40,41	06/09/90	RJ *
22	2,6	23,37	45,67	02/09/88	SP *
23	2,6	23,00	44,21	25/12/88	RJ
24	2,5	23,33	45,58	18/01/84	SP *
25	2,5	24,29	44,47	02/05/84	SP
26	2,5	24,75	40,42	21/07/88	RJ
27	2,5	25,98	45,09	19/09/88	SP
28	2,5	23,38	45,58	18/01/89	SP
29	2,5	23,83	41,85	06/08/90	RJ
30	2,4	23,34	45,62	02/10/85	SP *
31	2,4	23,37	45,67	02/09/88	SP *
32	2,4	23,78	41,59	19/07/89	RJ
33	2,3	23,40	45,58	29/09/84	SP
34	2,3	23,35	45,61	30/04/86	SP
35	2,3	23,40	45,60	24/09/87	SP
36	2,3	23,00	44,22	25/12/88	RJ
37	2,3	22,99	44,21	26/12/88	RJ
38	2,3	23,37	45,67	06/01/89	SP *
39	2,3	24,30	43,03	09/07/89	SP
40	2,3	23,60	45,45	29/09/89	SP

(continua)

QUADRO I (continuação)

#	MAGNITUDE	LATITUDE	LONGITUDE	DATA	LOCAL
41	2,2	23,35	45,64	20/09/84	SP *
42	2,2	23,35	45,61	21/12/85	SP
43	2,2	23,60	41,74	27/09/88	SP
44	2,2	23,00	44,22	27/12/88	RJ
45	2,1	23,36	45,63	15/06/84	SP
46	2,1	23,36	45,63	02/12/84	SP
47	2,1	23,45	45,29	18/10/86	SP
48	2,1	24,80	42,00	19/10/88	SP
49	2,1	22,99	44,22	26/12/88	RJ
50	2,0	23,37	45,67	03/09/88	SP *
51	2,0	23,36	45,63	06/09/88	SP
52	2,0	23,00	44,22	03/12/88	RJ
53	2,0	23,00	44,22	05/12/88	RJ
54	2,0	23,00	44,22	10/12/88	RJ
55	2,0	24,77	46,47	07/05/89	SP
56	2,0	24,87	46,81	04/07/89	SP
57	2,0	23,37	45,67	12/12/89	SP *
58	2,0	25,49	44,98	19/06/90	PR
59	1,9	23,36	45,64	14/08/85	SP
60	1,9	23,40	45,60	09/12/87	SP
61	1,7	23,35	45,64	12/08/84	SP *
62	1,7	25,17	46,47	27/10/90	SP
63	1,7	21,78	40,81	09/11/90	RJ
64	1,7	21,78	40,81	09/11/90	RJ
65	1,6	23,35	45,63	03/12/84	SP *
66	1,6	23,36	45,61	25/11/85	SP
67	1,6	25,49	45,53	16/10/90	PR
68	1,6	21,89	40,07	20/11/90	RJ
69	1,6	25,49	45,53	16/10/90	PR
70	1,5	23,36	45,62	25/05/85	SP
71	1,5	23,70	44,10	05/06/87	RJ
72	1,5	22,74	44,20	18/02/89	RJ
73	1,2	22,91	44,27	05/09/89	RJ
74	1,1	23,50	44,30	05/06/87	RJ
75	1,0	22,95	44,26	07/01/89	RJ
76	0,9	23,61	45,46	21/09/89	SP
77	0,8	23,61	45,46	21/09/89	SP

QUADRO II

Coordenadas Geográficas do Polígono de Contorno Onde Foram Amostrados os Sismos de Magnitude Menor que 4,0 Durante Período de 7,99 anos

(Área 368.563 Km^2)

#	LATITUDE	LONGITUDE	MAGNITUDE	DATA	LOCAL
1	27,60	43,50	3,7	29/07/87	SC
2	23,78	38,46	3,0	15/08/89	RJ
3	21,32	40,41	2,7	06/09/90	RJ
4	22,74	44,20	1,5	18/02/89	RJ
5	23,36	45,67	3,0	30/06/84	SP
6	24,50	47,20	3,3	02/01/83	SP
7	27,30	46,97	2,9	12/10/88	SC

QUADRO III

Catálogo dos Sismos Observados dentro Contorno da Figura 5 no Período de 15/03/1911 a 18/12/1990

Excluindo Intervalo de 11/11/1981 a 01/01/1983 (78,65 anos)

#	MAGNITUDE	LATITUDE	LONGITUDE	DATA	LOCAL
1	6,3	19,84	36,75	28/02/55	ES *
2	5,5	29,00	49,00	28/06/39	SC *
3	4,8	21,72	40,53	24/10/72	RJ
4	4,6	25,10	47,70	18/07/46	SP *
5	4,5	21,60	41,50	05/05/17	RJ
6	4,4	29,50	42,54	03/02/74	SC
7	4,3	12,48	38,66	07/11/17	BA
8	4,2	12,65	38,62	23/11/19	BA *
9	4,0	12,67	38,63	06/11/15	BA *

QUADRO IV

Coordenadas Geográficas do Polígono de Contorno Onde Foram Amostrados os Sismos de Magnitude maior ou igual à 4,0

Durante Período de 78,65 anos

(Área 1.145.086 Km^2)

#	LATITUDE	LONGITUDE	MAGNITUDE	DATA	LOCAL
1	19,84	36,75	6,3	28/02/55	ES
2	12,43	38,62	3,7	07/11/17	BA
3	15,50	40,91	3,0	08/03/90	BA
4	25,10	47,70	4,6	18/07/46	SP
5	26,99	48,62	2,5	22/05/80	SC
6	29,00	49,00	5,5	28/06/39	SC
7	29,50	42,54	4,4	03/02/74	SC
8	26,50	40,00	3,5	23/04/80	SC
9	23,78	38,46	3,0	15/08/89	RJ

QUADRO V

Valores Experimentais e Valores Ajustados de Freqüências com que são Excedidos Determinados Valores de um Conjunto de Magnitudes

(Freqüência Anual por Milhão de Km^2)

m_i	N_i medido	N(m) ajustado
2,5	7,9804	5,3800
3,0	3,7355	1,9586
3,5	0,8490	0,7129
4,0	0,0722	0,2593
4,8	0,0222	0,0512
5,5	0,0111	0,0121
6,3	0,0056	0,0021

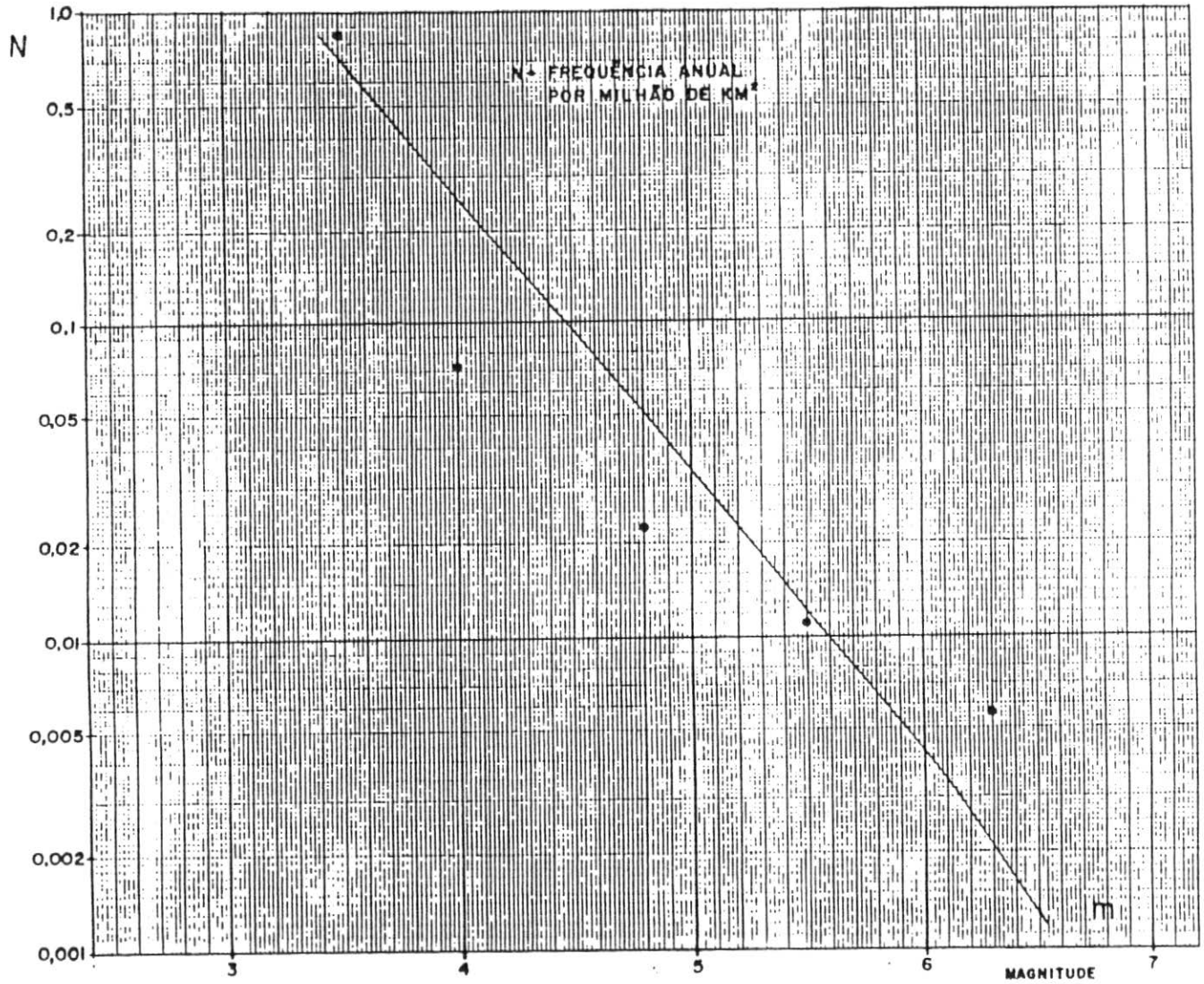


Figura 6 - Curva freqüência(N) versus magnitude (m), usando

Com os dados tabelados ajusta-se a curva N(m), usando-se formulação matemática vista no item 1.1 resultando

$$\ln N = A - B\,m + \ln [1 - \exp \{-B(m_0 - m)\}] \qquad (23)$$

onde

$A = 6{,}734389$

$B = 2{,}020651$

$m_0 = 7{,}2$

A equação (23) pode ser reescrita usando-se logaritmos decimais em lugar de logaritmos neperianos e notando-se que:

$A = a \ln 10$

$B = b \ln 10$

esta última equação se transforma na seguinte:

$$\log_{10} N = a - b\,m + \log_{10} [1 - 10^{-b(m_0 - m)}] \qquad (24)$$

onde os parâmetros assumem os seguintes valores

$a = 2{,}924708$

$b = 0{,}8775575$

$m_0 = 7{,}2$

Estes valores estão próximos dos valores encontrados por Assumpção e Burton[7], 1982, para a parte continental da Região Sudeste do Brasil, cuja relação freqüência-magnitude é

dada pela fórmula seguinte:

$$\log_{10} N_c = 3,27 - 0,97\ m \qquad (25)$$

onde

N_c é a freqüência anual para 10^6 Km^2 e m a magnitude.

Comparando-se as relações (24) e (25) nota-se que os parâmetros "a" e "b" são semelhantes, o que demonstra que a sismicidade da área offshore na Região Sudeste é semelhante à da parte continental. Pode-se verificar que para magnitudes na faixa de 3.75 a 6,84, a freqüência N(m) calculada pela equação (24) com dados offshore supera em até 50% o valor calculado pela relação (25) para a parte continental, segundo Assumpção. Portanto a sismicidade da parte offshore é um pouco superior à sismicidade continental.

Um comentário importante é o grau de incerteza devido ao pequeno tamanho da amostra estatística disponível. O desvio padrão (σ) do logaritmo neperiano de N foi 0,808. Este desvio padrão é relativo à função de interpolação calculada N(m). É igual à média quadrática das diferenças entre os valores N_i medidos experimentalmente e os valores $N(m_i)$ calculados pela curva ajustada, obtidos do Quadro V. Se N possue distribuição log-normal o intervalo de confiança de um desvio padrão na escala logarítmica corresponde no caso a um fator $e^{0,808} = 2,24$. Na distribuição Gaussiana o intervalo de confiança de $\pm\sigma$, corresponde a 68% de probabilidade de conter

o valor real de N, com 16% de probabilidade de N ser superior a 2,24 N_0 e 16% de probabilidade de ser inferior a $\frac{1}{2,24} N_0$, onde N_0 é o valor estimado. O fator de incerteza da sismicidade igual a 2,24 é indicativo da imprecisão que deve ser levada em conta na interpretação dos resultados de cálculos de risco sísmico e ao se tomar decisões com base nestes estudos.

2 - LEIS DE ATENUAÇÃO

O cálculo da probabilidade de ser atingido um dado valor de aceleração de pico, durante um certo período de exposição ao risco sísmico deve levar em conta dois tipos de informação. O primeiro tipo de informação refere-se à probabilidade de ocorrência de magnitude acima de certo valor em uma determinada área sismogênica. Esta informação é fornecida pela curva freqüência-magnitude. O segundo tipo de informação relevante é a lei de atenuação, que permite estimar qual a aceleração de pico causada por um sismo de dada magnitude a uma dada distância de seu epicentro. Para se calcular a probabilidade de ser excedido um dado valor de aceleração de pico no local previsto para a construção de uma plataforma, por exemplo, podemos dividir a área da região de influência em um conjunto de pequenos elementos onde se conheça a curva de freqüência-magnitude referente a área parcial respectiva (Fig. 7). Tendo-se a distância $\underline{d}$ da plataforma ao elemento da área do elemento pode-se calcular, através da lei de atenuação, qual a magnitude mínima m_0 necessária para que um sismo ocorrido naquele elemento produza a aceleração dada a_0 no local da plataforma (Fig. 7). Somando-se a contribuição de todos os elementos obtém-se a probabilidade de ser excedida determinada aceleração a_0.

Campbell[14] publicou em 1985 um trabalho sobre relações de atenuação válidas para várias regiões dos Estados Unidos e Canadá. Entre as leis de atenuação apresentadas é de particular interesse a lei de Hasegawa (1981), válida para a costa leste do Canadá. Devido à semelhança estrutural entre a margem continental do leste do Canadá e a costa brasileira e, considerando a inexistência, até o momento, de uma lei de atenuação para a parte offshore da Região Sudeste, não temos outra alternativa senão a de adotar por analogia uma lei de atenuação considerada a mais realista no caso. No presente trabalho são comparadas as probabilidades e períodos de retorno considerando como hipóteses duas leis de atenuação. As relações de atenuação consideradas foram a de Hasegawa para o leste do Canadá[28] e a determinada por Marcelo Assumpção[7] para a crosta continental brasileira na região Sudeste.

Nas leis de atenuação mencionadas entram a distância epicentral r e a profundidade focal h em Km. Neste trabalho adotamos a profundidade focal igual a 30 Km. Este valor de profundidade focal foi adotado considerando o sismo de 12/02/1990, ocorrido na área offshore em frente ao Rio Grande do Sul[13], que teve esta profundidade focal. Os dados de profundidade focal são escassos e imprecisos e, segundo Assumpção[7], tem pequena influência na probabilidade de causar uma dada aceleração. Por essa razão o valor arbitrado de 30 Km não acarreta maiores distorções nos resultados.

Para comparação um gráfico é apresentado na figura 8 mostrando a variação da aceleração horizontal de pico com a distância epicentral para diversos valores de magnitude, considerando as leis de atenuação de Hasegawa (traço cheio) e de Assumpção (linha tracejada).

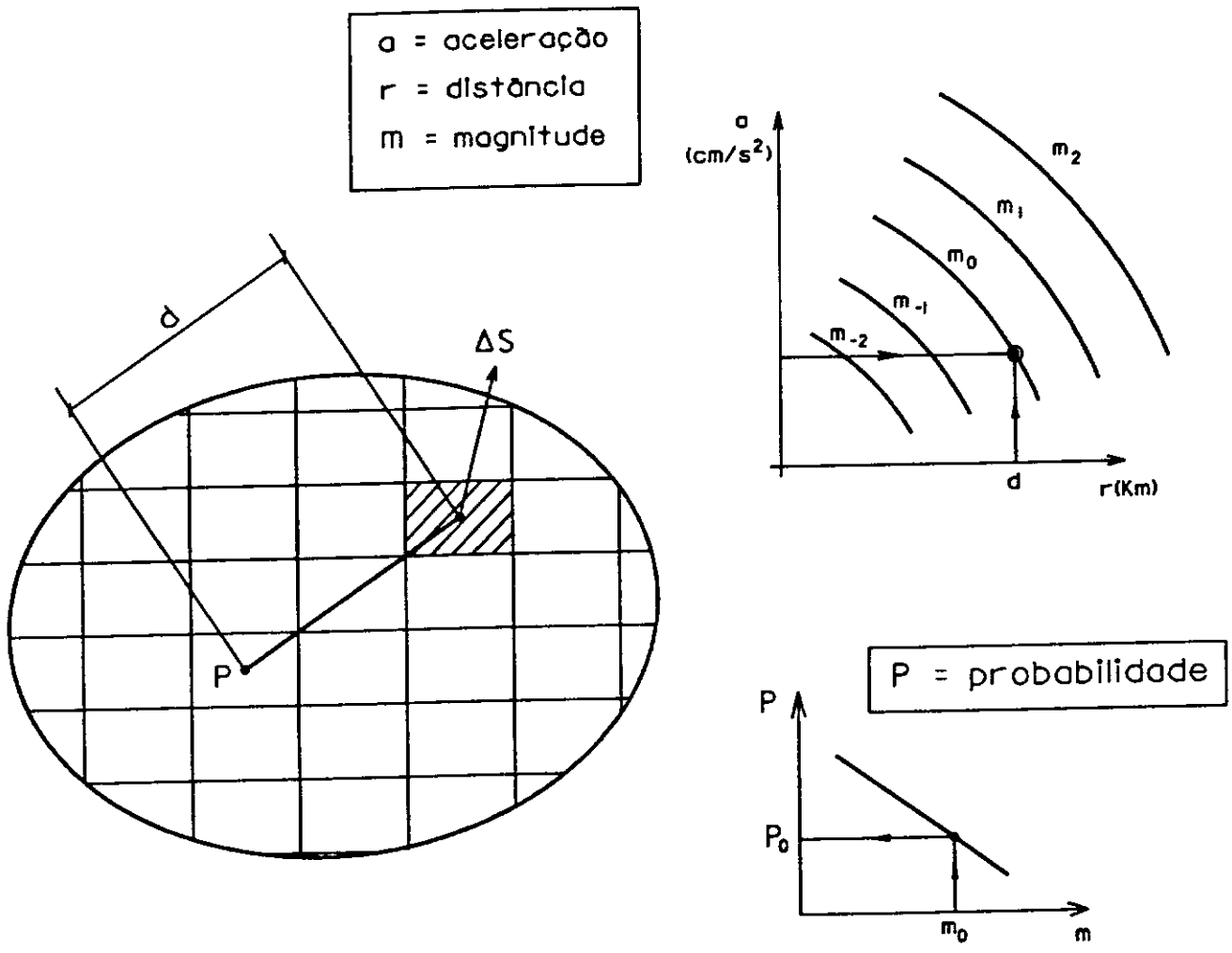


Figura 7 - Uso da lei de atenuação no cálculo da probabilidade de ser excedida uma dada aceleração.

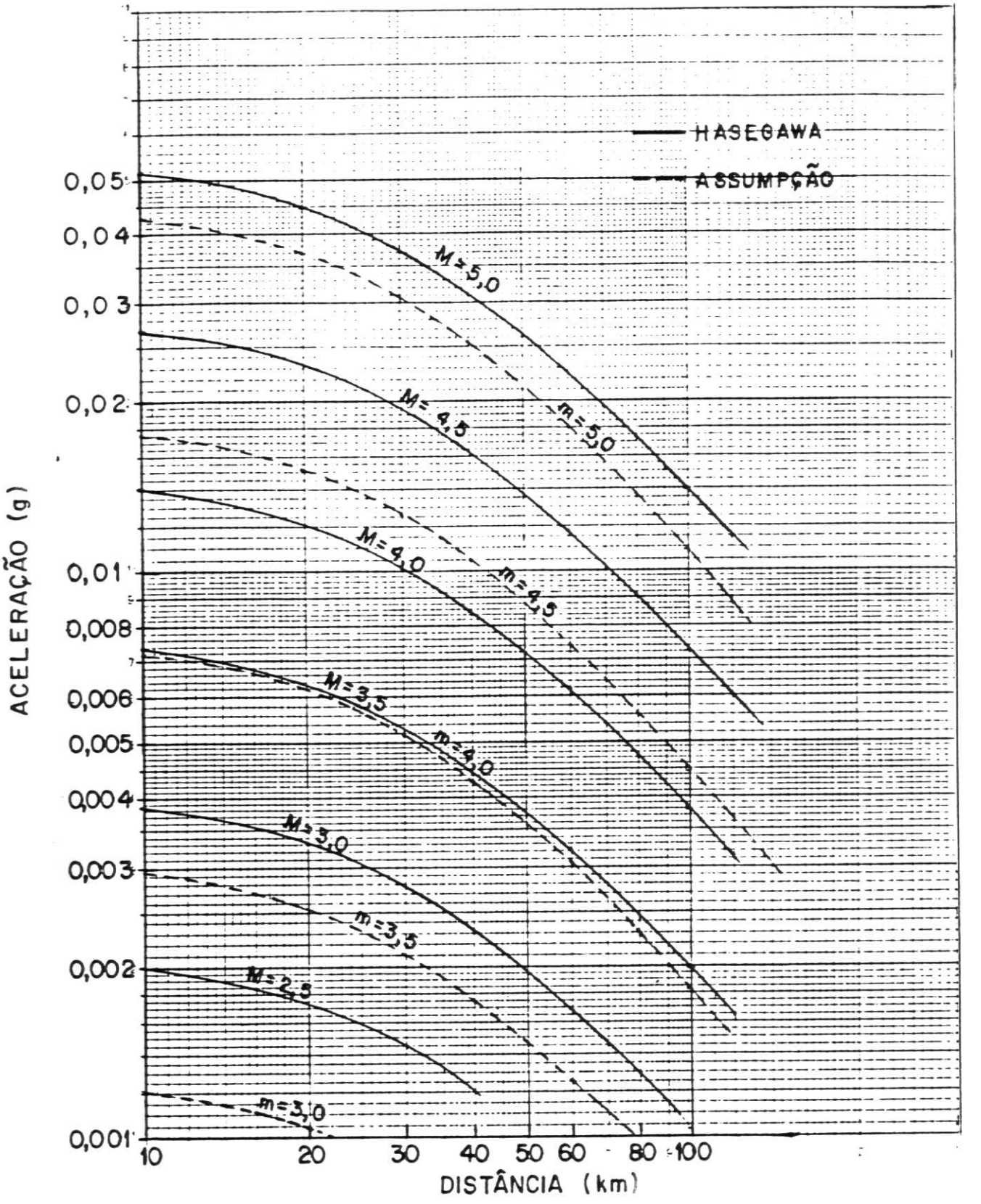


Figura 8 - Comparação entre as leis de atenuação de Hasegawa e Assumpção.

As expressões analíticas das leis de atenuação de Hasegawa e de Assumpção são dadas respectivamente pelas equações (26) e (27).

$$a)\ Y = 0{,}00347\ e^{1{,}3M}\ R^{-1{,}1} \qquad (26)$$

onde:

Y = aceleração horizontal de pico em afloramento rochoso em unidades de aceleração da gravidade.

M = magnitude

$R = \sqrt{r^2 + h^2}$ = distância focal

r = distância epicentral (Km)

h = profundidade focal (Km)

$$b)\ m = -\ 0{,}02 + 0{,}43\ I + 1{,}51\ \log_{10} R \qquad (27)$$

onde:

m = magnitude

I = intensidade MM

$R = \sqrt{r^2 + h^2 + D^2}$

D = 7 (distância extendida)

r = distância epicentral (Km)

h = profundidade focal (Km)

A constante D é uma constante empírica para levar em conta o volume focal finito evitando intensidade infinita quando r = h = 0, de acordo com Assumpção[7].

Esta última equação de atenuação correlaciona intensidade sísmica na escala Mercalli Modificada com a magnitude e distância focal, ao passo que a fórmula de Hasegawa fornece diretamente o valor estimado da aceleração de pico em rocha. Através da correlação estabelecida por Richter entre intensidade sísmica MM e a aceleração horizontal de pico em rocha em cm/s^2, dada pela relação (28), calcula-se o valor estimado da aceleração em rocha (a_h).

$$\log_{10} a_h = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \qquad (28)$$

a_h = aceleração horizontal de pico em cm/s^2
I = intensidade MM

A escala de intensidades Mercalli é uma escala discreta, onde o valor de I é um número inteiro atribuido de acordo com observação visual dos efeitos dos sismos em objetos, árvores, veículos e construções e sua influência nas pessoas.

A intensidade sísmica I eliminada na equação (27) resulta:

$$I = \frac{1}{0,43} (m - 1,51 \log_{10} R + 0,02) \qquad (29)$$

onde

$$R = \sqrt{r^2 + h^2 + 49}$$

A aceleração horizontal de pico Y, em rocha superficial em unidades de aceleração da gravidade, de acordo com a equação (28) é dada pela relação seguinte

$$Y = \frac{a_h}{g_0} = \frac{1}{g_0} \cdot 10^{\frac{I}{3} - \frac{1}{2}} \qquad (30)$$

onde

$g_0 = 980{,}665\ cm/s^2$

É importante notar que a relação (27) é bastante imprecisa pelo fato de que a intensidade I empregada nesta fórmula não é uma grandeza física instrumental mas reflete a sensibilidade do observador ao fenômeno, ao classificar o nível de severidade do movimento do solo, até certo ponto subjetivo. Não é por outra razão que leis de atenuação do tipo da equação (27) são utilizadas apenas quando se dispõe de dados instrumentais escassos para determinação dos parâmetros da lei de atenuação com confiabilidade estatística satisfatória ou quando não existem dados instrumentais.

Uma outra lei de atenuação é a alei de Battis[14] válida para a parte central dos EUA, dada pela relação (31).

$$Y = 0{,}0239\ e^{1{,}24M}\ (R + 25)^{-1{,}24} \qquad (31)$$

Y = aceleração de pico horizontal

M = magnitude

R = distância focal (Km)

A constante 25 é uma constante para evitar que a aceleração Y tenda a infinito quando a distância focal tende a zero (v. Campbell na referência bibliográfica).

Comparando-se as relações (26) e (31), verifica-se que a aceleração horizontal de pico é dada por uma lei de atenuação do tipo:

$$Y = B_1 \, e^{B_2 M} (R + R_0)^{-B_3} \qquad (32)$$

A seguir, será provado que uma lei de atenuação do tipo dado pela equação (27) pode ser expressa por uma relação do tipo da equação (32), substituindo-se a intensidade sísmica I em função da aceleração usando-se a relação (28).

A equação (27) é do tipo

$$m = a + bI + c \log_{10}(R + R_0) \qquad (33)$$

onde

R_0 neste caso particular é zero.

Da relação (28) resulta

$$I = 3 \left(\frac{1}{2} + \log_{10} a_h\right) \qquad (34)$$

Mas a aceleração a_h nesta equação está em cm/s^2. Para se converter a aceleração em unidades de aceleração da gravidade

para cm/s^2 deve-se multiplicar por $g_0 = 980,665\ cm/s^2$. Portanto a equação (34) pode ser escrita na forma dada pela relação (35)

$$I = 3\left[\frac{1}{2} + \log_{10}(g_o Y)\right] \qquad (35)$$

Substituindo esta última relação na equação (33) resulta

$$m = a + 3b.\left[\frac{1}{2} + \log_{10}(g_0 Y)\right] + c\ \log_{10}(R + R_0)$$

donde

$$m - a - \frac{3}{2}\ b = 3b.\log_{10}(g_0 Y) + c.\log_{10}(R + R_0) =$$

$$= \log_{10}\left[(g_0 Y)^{3b} \ .\ (R + R_0)^{c}\right]$$

Portanto:

$$10^{m - a - \frac{3}{2} b} = (g_0 Y)^{3b}\ (R + R_0)^{c}$$

donde

$$g_0 Y = \frac{10^{\frac{1}{3b}\ (m - a - \frac{3}{2}\ b)}}{(R + R_0)^{\frac{c}{3b}}} = \frac{10^{-\ (\frac{a}{3b} + \frac{1}{2})}}{(R + R_0)^{\frac{c}{3b}}} \ .\ \ 10^{\frac{m}{3b}}$$

Portanto:

$$Y = \frac{1}{g_0\ 10^{(\frac{1}{2} + \frac{a}{3b})}} \cdot \frac{10^{\frac{m}{3b}}}{(R + R_0)^{\frac{c}{3b}}} =$$

$$= \frac{1}{g_0\ 10^{(\frac{1}{2} + \frac{a}{3b})}} \cdot \frac{(e^{\ln 10})^{\frac{m}{3b}}}{(R + R_0)^{\frac{c}{3b}}} =$$

Daí resulta a lei de atenuação

$$Y = \frac{1}{g_0 . 10^{(\frac{1}{2} + \frac{a}{3b})}} \cdot \frac{(e^{\frac{\ln 10}{3b} . m})}{(R + R_0)^{\frac{c}{3b}}} \qquad (36)$$

Portanto as constantes B_1, B_2 e B_3 da equação (32) são dadas pelas relações (37)

$$\left.\begin{aligned} B_1 &= \frac{1}{g_o\ .\ 10^{(\frac{1}{2} + \frac{a}{3b})}} \\ B_2 &= \frac{\ln 10}{3b} \\ B_3 &= \frac{c}{3b} \end{aligned}\right\} \qquad (37)$$

onde:

$g_0 = 980{,}665\ cm/s^2$

É importante notar que nas relações de atenuação apresentadas a aceleração, direta ou indiretamente, é a aceleração de pico que seria medida por um instrumento rigidamente fixado em um afloramento rochoso, onde normalmente são localizadas as estações sismográficas. No caso da lei de atenuação de Assumpção, a aceleração de pico em rocha superficial pode ser prontamente calculada através da relação de Gutenberg e Richter, que estabelece uma correlação linear entre o logaritmo da aceleração (a), em cm/s^2, e a intensidade Mercalli (I).

$$\log_{10} a = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \qquad (38)$$

onde

$a = g_0 Y$

Y = aceleração de pico em unidades de g_0.

Como as estruturas e linhas vitais estão localizadas, em geral na superfície ou à pequena profundidade, em solos sedimentares ao invés de rocha superficial, é necessário se estimar as acelerações de pico na superfície do terreno, ou em uma faixa de profundidades de interesse onde pode influenciar as fundações ou linhas enterradas. Este cálculo é feito à partir dos dados geotécnicos como densidade, velocidade de onda S e espessura de cada camada de uma coluna de solo que vai da superfície até o embasamento rochoso, utilizando-se como entrada um sismograma digitalizado ou seu espectro. Análises podem ser efetuadas com um conjunto de

sismogramas dos maiores sismos registrados em um longo período de tempo, cuja escala de amplitudes será ampliada ou reduzida de acordo com valores de aceleração característicos de projeto estabelecidas segundo níveis de probabilidade aceitáveis ou outro critério estabelecido em normas e códigos de projeto. Hoje em dia existe um número razoável de softwares como o SHAKE90, uma versão atualizada do programa SHAKE[52], e DETRAN[60], para citar alguns mais importantes. Estes programas de computador consideram análise não linear unidimensional. A consideração dos efeitos não lineares é feita através de modelos de degradação do solo como por exemplo o de Idriss, Irvan ou similares, sendo fornecida a curva espinha dorsal (backbone) do diagrama tensão-deformação, por exemplo, no programa DETRAN. A análise não linear é fundamental devido à perda de resistência e rigidez devido à instalação de pressões de poro da água intersticial, comprometendo a resistência ao cisalhamento do solo (pore pressure buildup). Este efeito é notório em solos não coesivos. Para solos coesivos (argila) dependendo da duração do sismo pode haver grande degradação como resultado de um processo de fadiga no solo. A consideração do efeito topográfico está ainda em fase de pesquisas na vanguarda do estado da arte em engenharia sísmica, não sendo ainda considerada em normas e códigos de projeto.

Atualmente os métodos de análise disponíveis são diferenças finitas, elementos finitos com condição de contorno de transparência à ondas de corpo (ondas S e P) e

ondas superficiais (ondas de Rayleigh), métodos de equação integral, métodos de elementos de contorno e métodos de número de onda discreta. No estado da arte existe a proposta de Faccioli de uso do método de Fourier (ou pseudo-espectral) para análises no domínio do tempo, da propagação de ondas sísmicas em meios elásticos heterogêneos[20]. No caso do relevo submarino em taludes resultantes de lenta acumulação sedimentar as feições topográficas possuem dimensões com raios de curvatura muitíssimo maiores que os comprimentos de onda sísmicos. Isto significa que praticamente não ocorre difração de ondas no relevo topográfico. Conseqüentemente a superfície do terreno, para todos os efeitos práticos, pode ser considerada como plana, não causando dispersão das ondas refletidas (variação da direção da onda refletida de ponto para ponto da superfície). Portanto os modelos unidimensionais podem ser considerados precisos para aplicações correntes de engenharia offshore em grande parte dos casos, dispensando-se modelos bi e tridimensionais, quase sempre lineares. Por outro lado, outros fatores, como a não linearidade do solo, têm um papel muito mais importante na qualidade dos resultados que a consideração ou não do efeito topográfico em ambientes sedimentares marinhos, de um modo geral.

Com as considerações acima, do efeito local do depósito de solo sedimentar sobreposto à rocha base, pode-se concluir que uma lei de atenuação que considerasse o efeito de amplificação dinâmica devido à elasticidade do solo,

interagindo com a sua inércia seria por demais complexa devido à diversidade de fatores que intervem no fenômeno. Além disso se tal lei puder ser obtida com estatística em número suficiente de eventos sísmicos, medidos em número suficiente de estações registradoras com rede espacial bem distribuida, ainda assim, esta lei teria validade apenas em uma pequena área onde seria viável cobrir com uma rede instrumental suficientemente densa dentro de custos factíveis. Considerando-se que a rocha base que constitui a crosta terrestre é, ao contrário do solo, um material quase homogêneo, com velocidades de propagação de ondas S e P praticamente constantes, as leis de atenuação resultam muito mais precisas, com dispersão estatística muito menor. Isto justifica o uso de leis de atenuação em rocha, combinado com análises de propagação e transmissibilidade da rocha base para o solo sedimentar sobreposto, com emprego de software específico para se avaliar o "site effect", obtendo-se as acelerações, velocidades e deslocamentos na superfície.

Considerando-se a escassez de dados sismológicos na região da plataforma continental submarina no caso brasileiro, somente a incerteza da freqüência anual N(m), de sismos por Km^2 corresponde a um fator de variação de aproximadamente 2, isto é, um valor de N obtido do gráfico da relação freqüência-magnitude pode, com razoável probabilidade, ser na realidade o dobro ou a metade do valor estimado. A esta incerteza deve ser somada a incerteza da lei de atenuação e do fator de amplificação dinâmica do solo

depositado sobre a rocha base, que no caso de bacias sedimentares submarinas atinge vários quilômetros de espessura. Levando-se em conta todos os fatores de incerteza inevitáveis neste estudo, não seria muito criticável a adoção do valor de amplificação dinâmica como igual a 2 1/2, mencionado por Gutenberg e Richter[26] no paper "Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration" (Second Paper), publicado na década de 1950. Devido à dificuldade de se analisar a resposta dinâmica de um pacote de cerca de cinco quilômetros de sedimentos e ainda à dificuldade de obtenção de dados de degradação cíclica do solo, este fator de amplificação dinâmica é o melhor que se pode adotar na falta de análise de resposta espectral, e a incerteza deste valor tem um peso relativamente reduzido na incerteza global, oriunda de fatores diversos.

Retornando ao tema de leis de atenuação em rocha, nos três exemplos citados, duas relações de atenuação correlacionam a variável independente aceleração em unidades g (Hasegawa e Battis) enquanto uma terceira lei correlaciona intensidade sísmica na escala Mercalli (Assumpção). Leis de atenuação, de um modo geral, podem correlacionar uma variável qualquer representativa da intensidade sísmica, com a magnitude e a distância. Estas últimas são variáveis independentes e a variável dependente pode ser por exemplo aceleração, velocidade espectral, deslocamento, através do seu valor de pico, raiz quadrada do seu valor médio quadrático, densidade espectral da potência da variável em

questão e ainda as várias definições existentes de intensidade sísmica: intensidade espectral de Housner (1952), intensidade de Arias (1970). O trabalho de Kenneth Campbell do U.S. Geological Survey, intitulado "Strong-Motion Attenuation Relationship"[14] fornece metodologias estatísticas para a determinação dos parâmetros das leis de atenuação, aplicando-se o método dos mínimos quadrados, para tratamento numérico de uma amostra de dados experimentais, apresentando inclusive testes estatísticos de aceitação ou rejeição dos resultados dentro de intervalos de confiança. É necessário um número de dados relativamente grande nas amostras para que haja estabilidade estatística na determinação dos coeficientes da lei de atenuação, para sua qualificação.

A escolha da grandeza usada para medida da intensidade sísmica depende do tipo de estrutura, se uma estrutura é de período natural próximo do período predominante no espectro sísmico, ou se é muito menor ou muito maior do que este, ou se a estrutura é do tipo extendida, como dutos e linhas vitais em geral, e ainda depende do tipo de problema; se é um problema geotécnico, da duração do sismo, possibilidade de liquefação, degradação do solo ou estrutural, etc. Deve ser observado que existem várias definições matemáticas de intensidade sísmica como a intensidade de Arias, de largo emprego em Engenharia Sísmica, que considera a duração do sismo.

A intensidade de Arias[51] é definida pelo tensor $I_{A,ij}$, em função de uma coordenada espacial $\bar{x}$, em função das componentes a_i e a_j, da aceleração sísmica, onde

$i,j = x, y, z$

$$I_{A,ij} = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_0} a_i(\bar{x},t)\ a_j(\bar{x},t)\ dt \qquad (39)$$

onde t_0 é a duração do terremoto e g a aceleração da gravidade. Obviamente o tensor é uma função da coordenada $\bar{x}$. Para várias aplicações pode ser usada a intensidade escalar de Arias, dada pelo traço do tensor $I_{A,ij}$ isto é:

$$I_A = I_{xx} + I_{yy} + I_{zz} \qquad (40)$$

Por esta definição, através da identidade de Parseval, pode-se escrever

$$I_A = \frac{1}{2g} \int_0^{\infty} A_i(\bar{x},\omega)\ A_i^*(\bar{x},\omega)\ d\omega \qquad (41)$$

onde
$A_i(\bar{x},\omega)$ é a transformada de Fourier de $a_i(x,t)$ dada por

$$A_i(\bar{x},\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} a_i(\bar{x},t) e^{-i\omega t}\ dt \qquad (42)$$

onde ω é a freqüência circular e o asterisco denota conjugado complexo.

3 - CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE UMA DADA ACELERAÇÃO SER EXCEDIDA

Uma questão fundamental da Engenharia Sismo-Resistente é a determinação dos esforços solicitantes para o dimensionamento de estruturas, linhas vitais, obras de terra, ou verificação da estabilidade de um talude, que na abordagem probabilística requer o conhecimento da função de probabilidade de excedência de cada esforço solicitante aletório; no caso a solicitação aleatória é aceleração horizontal de pico, que será usada como medida da intensidade sísmica. A probabilidade de excedência de um dado valor de um parâmetro de aceleração ou intensidade sísmica é a probabilidade deste valor ser excedido. Para cada valor do parâmetro de intensidade sísmica existe uma probabilidade de ser excedido. Esta probabilidade, é claro, depende também do tempo de exposição ao risco. Uma vez conhecida esta função de probabilidade, dado um tempo de exposição igual à vida útil de serviço de uma dada estrutura, linha vital, obra de terra, etc. e uma dada probabilidade tolerável de ocorrência do evento indesejável, a ruína da estrutura ou danos à integridade física das pessoas e danos materiais colaterais (por exemplo danos à propriedade de terceiros e danos ao meio ambiente), pode-se com estes dados determinar o valor característico de projeto da intensidade sísmica. Obviamente, uma estrutura projetada e construída para resistir a

terremotos de qualquer intensidade possível seria anti-econômica, podendo até ser economicamente inviável. Para verificação de um talude pode-se estimar a probabilidade máxima de deslizamento para que o projeto de explotação seja viável ou se estipular um período médio de recorrência longo, correspondendo a um terremoto de rara intensidade. A norma API-RP-2A associa este sismo característico a um evento caracterizado pelo ambiente sísmico, que pode ter um intervalo de recorrência de várias centenas a poucos milhares de anos.

Após esta introdução à abordagem probabilística em Engenharia no estudo de viabilidade técnica e econômica, no planejamento, projeto e dimensionamento econômico de obras, estruturas, linhas e instalações sujeitas à cargas aleatórias, como as oriundas de fenômenos da natureza, passemos à dedução da formulação matemática para o cálculo do risco sísmico. Basicamente, o problema da determinação do risco sísmico está ligado à probabilidade de um valor máximo previsto de um parâmetro de intensidade sísmica (por exemplo aceleração horizontal de pico) ser excedido durante um período de exposição ao risco, que corresponde à vida útil prevista da estrutura ou instalação. Cada valor do parâmetro de intensidade sísmica possue uma probabilidade de ser excedido durante aquele período de exposição. A função de probabilidade acumulada da variável aleatória referente ao parâmetro sísmico, ou sua derivada, a função densidade de probabilidade, juntamente com a função de custo, que

relaciona custo com dimensões físicas da estrutura em questão, seriam os dados para a otimização econômica do dimensionamento. No caso de avaliação da viabilidade de um projeto localizado sobre um talude com risco de deslizamento existe um valor limite da probabilidade de ocorrência do sinistro, que inviabiliza o empreendimento.

Seja Y o parâmetro de intensidade sísmica cuja lei de atenuação é dada pela equação (43)

$$Y = B_1 \, e^{B_2 m} \, (R + R_0)^{-B_3} \qquad (43)$$

e seja N(m) a freqüência média anual por unidade de área de eventos de magnitude igual ou superior a "m", dada pela equação (44)

$$N(m) = 10^{a-bm}\left[1 - 10^{-b(m_0-m)}\right] \qquad (44)$$

onde m_0 é o limite superior presumido de magnitudes na área. Esta lei na forma logarítmica é dada por (45).

$$\log_{10} N = a - b\, m + \log_{10}\left[1 - 10^{-b(m_0-m)}\right] \qquad (45)$$

Considerando a magnitude máxima possível m_0 e a lei de atenuação dada pela relação (43), para um dado valor Y do parâmetro de intensidade, pode ser calculada a máxima distância focal R_{max} de um sismo capaz de causar no local um

valor do parâmetro igual ou superior a Y.

$$R_{max} = \frac{e^{\frac{B_2}{B_3} m_0}}{(Y/B_1)^{1/B_3}} - R_o \qquad (46)$$

Para se calcular a probabilidade de ser excedido um dado valor Y, do parâmetro de intensidade sísmica, em um dado ponto do plano, onde se deverá localizar uma estrutura ou instalação, pode-se considerar um círculo de raio R_{max} com centro no ponto dado e subdividi-lo em uma série de coroas circulares concêntricas de largura muito pequena (fig. 9). A probabilidade P_i, de não ocorrer nenhum sismo dentro de uma coroa circular de raio r_i e largura Δr_i, capaz de causar uma intensidade local maior ou igual a Y_0, é dada pela fórmula (47), em função do tempo de exposição t em anos, aplicando-se o modelo de probabilidade de Poisson.

$$P_i = \exp\left[- 2\pi r_i \, N(m_i) \, t \, \Delta r_i\right] \qquad (47)$$

onde

m_i é eliminado da relação de atenuação (43).

$$m_i = \frac{1}{B_2} \ln\left[\frac{Y_0}{B_1} (R_i + R_0)^{B_3}\right] \qquad (48)$$

onde

$$R_i = \sqrt{r^2_i + h^2 + D^2}$$

r_i = distância epicentral (raio da i-ésima coroa circular)

h = profundidade focal

D = parâmetro da lei de atenuação

A magnitude mínima m_i, necessária para causar um valor do parâmetro de intensidade sísmica maior ou igual a Y_o é, claramente, uma função da distância epicentral r; e do valor dado do parâmetro Y_o.

Assim

$$m_i = m_i(Y_o, r_i) \tag{49}$$

A probabilidade de não ocorrer em nenhuma das áreas de coroa circular em que foi dividido o círculo de raio R_{max} é dada pelo produto de todas as probabilidades de não-ocorrência de cada coroa circular.

$$P\left[Y_{max} < Y_o\right] = \prod_{i=1}^{n} P_i = \exp\left[-2\pi\ t\ .\ \sum_{i=1}^{n} N(m_i)\ r_i\ \Delta r_i\right] \tag{50}$$

Conseqüentemnte a probabilidade de ser excedido o valor Y_o do parâmetro Y, durante um tempo de exposição t é dada pela equação (51).

$$P\left[Y \geq Y_o\right] = 1 - \exp\left[-2\pi\ t \sum_{i=1}^{n} N(m_i)\ r_i\ \Delta r_i\right] \tag{51}$$

Passando-se ao limite quando Δr_i tende a zero obtém-se a relação (52).

$$P\left[Y \geq Y_o\right] = 1 - \exp\left[-2\pi\, t \int_o^{r_{max}} N[m(Y_o,r)]\; r\; dr\right] \qquad (52)$$

onde

$$r_{max} = \sqrt{R_{max}^2 - h^2 - D^2} \qquad (53)$$

Observando-se a relação (52) nota-se que a distribuição de probabilidades de $Y \geq Y_o$, em relação à variável tempo obedece a lei de probabilidade de Poisson.

$$P\left[Y \geq Y_o\right] = F(Y_o,t) = 1 - e^{-\lambda(Y_o)t} \qquad (54)$$

onde o parâmetro λ da distribuição de Poisson é dado pela relação (55).

$$\lambda = 2\pi \int_o^{r_{max}} N[m(Y_o,r)]\; r\; dr = \lambda(Y_o) \qquad (55)$$

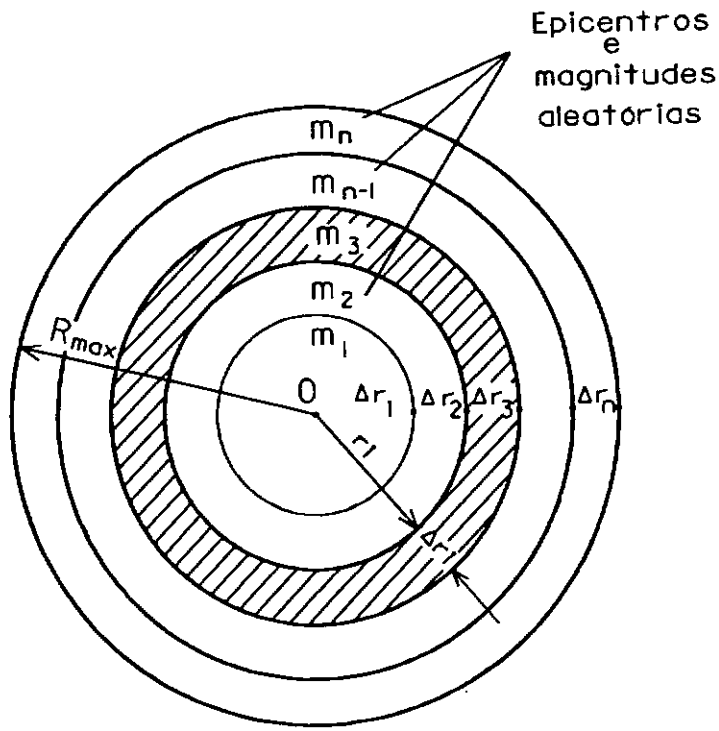


Figura 9 - Divisão do plano em coroas circulares para estimativa da probabilidade de excedência da intensidade sísmica Y no ponto 0, local da construção.

Efetuando-se a mudança de variável de integração na equação (55), usando-se a magnitude ao invés da distância epicentral obtém-se uma fórmula mais conveniente. A magnitude mínima necessária para causar em um determinado local, um valor de intensidade instrumental maior ou igual a Y é uma função da distância do epicentro ao local especificado, dedutível pela lei de atenuação. Desse modo, a partir da relação (43) obtém-se o valor da distância focal R e,

conseqüentemente, da distância epicentral r, considerando a profundidade focal h. Para distâncias epicentrais bem maiores que a profundidade focal, praticamente a distância focal coincide com a distância epicentral. Como a probabilidade de ocorrência de sismos de magnitude apreciável a distâncias epicentrais próximas (da ordem de grandeza da profundidade focal) é muito pequena, a variação aleatória da profundidade focal, na grande maioria dos casos práticos, afeta muito pouco a probabilidade, considerando-se a dispersão aleatória de epicentros em grandes áreas de sismicidade aproximadamente uniforme. Assim, a distância focal, em função da magnitude m, obtida da equação (43) é:

$$R = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} \cdot e^{\frac{B_2}{B_3} m} - R_o \qquad (56)$$

A distância epicentral (r) resultante é dada por (57)

$$r = \sqrt{R^2 - h^2 - D^2} \qquad (57)$$

A variável r é, claramente, uma função de Y e m. Uma vez fixado o valor de Y, a variável r fica uma função apenas da magnitude m.

Efetuando-se a mudança de variável de integração na equação (55) obtém-se a relação (58).

$$\lambda(Y) = 2\pi \int_{\bar{m}}^{m_o} N(m)\ r\ \frac{\partial r}{\partial m}\ dm \qquad (58)$$

onde $\bar{m}$ é a magnitude mínima capaz de causar um valor maior ou igual a Y, do parâmetro de intensidade sísmica no epicentro. Esta magnitude é dada pela relação (59).

$$\bar{m} = \frac{1}{B_2} \ln \left[\frac{Y}{B_1} \left(\sqrt{h^2 + D^2} + R_o \right)^{B_3} \right] \qquad (59)$$

O limite superior de integração m_o é a máxima magnitude presumível para a região em estudo.

Na relação (58) a variável r e sua derivada parcial em relação a magnitude devem ser substituídas pelas suas expressões em função de Y e m, para se efetuar a integração na variável m.

A função r(Y,m) é obtida substituindo-se em (57) o valor de R dado pela relação (56).

Derivando-se, em seguida, a relação (57) obtém-se a expressão da derivada parcial $\frac{\partial r}{\partial m}$.

$$\frac{\partial r}{\partial m} = \frac{R}{r} \frac{\partial R}{\partial m} \qquad (60)$$

Derivando-se a relação (56) obtém-se a expressão da derivada $\frac{\partial R}{\partial m}$.

$$\frac{\partial R}{\partial m} = \frac{B_2}{B_3} \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} \cdot e^{\frac{B_2}{B_3} m} = \frac{B_2}{B_3} \cdot (R + R_o)$$

Portanto

$$\frac{\partial R}{\partial m} = \frac{B_2}{B_3} (R + R_o) \qquad (61)$$

Substituindo-se o valor da derivada $\partial R/\partial m$, dado pela relação (61) na equação (60) resulta a relação (62).

$$\frac{\partial r}{\partial m} = \frac{B_2}{B_3} \frac{R (R + R_o)}{r} \qquad (62)$$

Substituindo-se na relação (58) a expressão da derivada parcial de r, relativa a m, dada pela relação (62), obtém-se a equação (63), onde o integrando é uma função da variável de integração m e do parâmetro Y.

$$\lambda(Y) = 2\pi \frac{B_2}{B_3} \int_{-m}^{m_o} N(m)\, R(R + R_o)\, dm \qquad (63)$$

onde

$$R = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} e^{\frac{B_2}{B_3} m} - R_o$$

Conseqüentemente

$$R + R_o = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} e^{\frac{B_2}{B_3} m} \qquad (64)$$

Portanto o produto $R(R + R_o)$ tem a seguinte expressão

$$R(R + R_o) = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{2}{B_3}} e^{2\frac{B_2}{B_3} m} - R_o\left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} e^{\frac{B_2}{B_3} m} \qquad (65)$$

Observando-se as fórmulas (63), (64) e (65) nota-se que o quociente B_3/B_2 aparece repetidas vezes. É possível então simplificar estas fórmulas fazendo-se a substituição (66).

$$\frac{B_3}{B_2} = c_o \qquad (66)$$

Pode-se provar que

$$c_o = \frac{c}{\ln 10} \qquad (67)$$

onde "c" é o coeficiente do termo do logaritmo da distância focal modificada $(R + R_o)$, da lei de atenuação do tipo dado pela relação (68).

$$m = a + b\, I + c \log_{10}(R + R_o) \qquad (68)$$

onde

I = intensidade Mercalli Modificada

m = magnitude

a, b e c = coeficiente constantes

R_o = parâmetro de saturação para distâncias curtas (em geral $R_o = 0$)

Uma lei de atenuação na forma da equação (68) pode ser reescrita na forma equivalente.

$$Y = B_1 \, e^{B_2 m} (R + R_o)^{-B_3} \qquad (69)$$

onde os parâmetros constantes B_1, B_2 e B_3 são dados pelas relações (37). Dividindo-se a penúltima pela última dessas relações demonstra-se a relação (66).

$$\frac{B_3}{B_2} = \frac{c}{\ln 10} = c_o \qquad (70)$$

O parâmetro c_o também pode ser usado como o coeficiente da relação (68), quando se muda da base decimal para a base neperiana o logaritmo da distância focal, conforme relação (71).

$$m = a + b\, I + c_o \ln(R + R_o) \qquad (71)$$

A intensidade I se relaciona com a aceleração de pico Y, em unidades de gravidade, em afloramento rochoso, através da

relação conhecida

$$\log(g_o\ Y) = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \tag{72}$$

onde g_o = 980,665 gal. (1 gal = 1cm/s^2)

Fazendo-se a substituição do quociente B_3/B_2 pelo coeficiente c_o nas equações (63), (64) e (65) obtém-se fórmulas mais concisas.

$$\lambda(Y) = \frac{2\pi}{C_o} \int_{-m}^{m_o} N(m)\ R(R + R_o)\ dm \tag{73}$$

onde

$$R = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} e^{m/c_o} - R_o \tag{74}$$

donde

$$R + R_o = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} e^{\frac{m}{c_o}} \tag{75}$$

Portanto

$$R(R + R_o) = \left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{2}{B_3}} e^{\frac{2m}{c_o}} - R_o\left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} e^{\frac{m}{c_o}} \tag{76}$$

Fazendo-se $m = m_o$ na relação (75) obtém-se

$$\left(\frac{B_1}{Y}\right)^{\frac{1}{B_3}} = (R_{max} + R_o)\ e^{-\frac{m_o}{c_o}} \tag{77}$$

Substituindo-se a equação (77) na equação (76) obtém-se

$$R(R+R_o) = (R_{max}+R_o)^2 \, e^{-\frac{2}{c_o}(m_o - m)} - R_o\,(R_{max}+R_o)\, e^{-\frac{1}{c_o}(m_o - m)} \tag{78}$$

Substituindo-se na relação (73) o valor do produto $R(R + R_o)$, dado pela relação (78), obtém-se a equação (79)

$$\lambda(Y) = \lambda_1(Y) - \lambda_o(Y) \tag{79}$$

onde

$$\lambda_1(Y) = \frac{2\pi}{C_o}\,(R_{max} + R_o)^2\, e^{-\frac{2m_o}{c_o}} \int_{\bar{m}}^{m_o} N(m)\, e^{\frac{2m}{c_o}}\, dm \tag{80}$$

$$\lambda_o(Y) = \frac{2\pi}{C_o}\, R_o\, (R_{max} + R_o)\, e^{-\frac{m_o}{c_o}} \int_{\bar{m}}^{m_o} N(m)\, e^{\frac{m}{c_o}}\, dm \tag{81}$$

A função N(m), presente nas equações (80) e (81), é dada pela relação (44), ou sua equivalente

$$N(m) = 10^{a-bm}\left[1 - 10^{-b(m_o - m)}\right]$$

ou

$$N(m) = 10^{a-bm} - 10^{a-bm_o} \tag{82}$$

Esta última relação pode ser reescrita como:

$$N(m) = (e^{\ln 10})^{a-bm} - (e^{\ln 10})^{a-bm_o} = e^{A-Bm} - e^{A-Bm_o} \tag{83}$$

onde:

$$A = a \ln 10$$

$$B = b \ln 10$$

Portanto a função N(m) pode ser escrita na forma:

$$N(m) = e^{A-Bm} - e^{A-Bm_o} \qquad (83)$$

onde:

$$A = a \ln 10 \qquad (84)$$

$$B = b \ln 10 \qquad (85)$$

Conseqüentemente o valor da integral que comparece na relação (80) resulta:

$$\int_{\bar{m}}^{m_o} N(m)\, e^{\frac{2m}{c_o}}\, dm = e^{A} \int_{\bar{m}}^{m_o} e^{(\frac{2}{c_o} - B)m}\, dm - e^{A-Bm_o} \int_{\bar{m}}^{m_o} e^{\frac{2m}{c_o}}\, dm =$$

$$= \frac{e^{A}\left[e^{(\frac{2}{c_o} - B)m_o} - e^{(\frac{2}{c_o} - B)\bar{m}}\right]}{2/c_o - B} -$$

$$- \frac{e^{A-Bm_o}\left[e^{\frac{2m_o}{c_o}} - e^{\frac{2\bar{m}}{c_o}}\right]}{2/c_o} \qquad (86)$$

Substituindo-se na relação (80) o valor da integral dada pela relação (86) obtém-se

$$\lambda_1(Y) = \frac{2\pi}{c_o}(R_{max} + R_o)^2 \left[\frac{e^{A-Bm_o} - e^{A-B\bar{m}} \cdot e^{-\frac{2}{c_o}(m_o-\bar{m})}}{2/c_o - B} - \right.$$

$$\left. - \frac{e^{A-Bm_o}\left\{1 - e^{-\frac{2}{c_o}(m_o-\bar{m})}\right\}}{2/c_o} \right] =$$

$$= \pi (R_{max} + R_o)^2 e^{A-Bm_o} \left[\frac{1 - e^{B(m_o-\bar{m})} \cdot e^{-\frac{2}{c_o}(m_o-\bar{m})}}{1 - Bc_o/2} - \right.$$

$$\left. - \left\{1 - e^{-\frac{2}{c_o}(m_o-\bar{m})}\right\} \right] =$$

$$= \frac{\pi(R_{max} + R_o)^2}{1 - \frac{Bc_o}{2}} e^{A-Bm_o} \left[1 - e^{-(\frac{2}{c_o} - B)(m_o - \bar{m})} - \right.$$

$$\left. - (1 - \frac{Bc_o}{2})\left\{1 - e^{-\frac{2}{c_o}(m_o - \bar{m})}\right\} \right] =$$

$$= \frac{\pi(R_{max} + R_o)^2}{1 - \frac{Bc_o}{2}} e^{A-Bm_o} \left[\frac{Bc_o}{2} - e^{-(\frac{2}{c_o} - B)(m_o - \bar{m})} \right.$$

$$\left. + (1 - \frac{Bc_o}{2}) \; e^{-\frac{2}{c_o}(m_o - \bar{m})} \right] =$$

$$= \frac{\pi(R_{max} + R_o)^2}{1 - \frac{Bc_o}{2}} e^{A-Bm_o}\left[\frac{Bc_o}{2} - \right.$$

$$\left. - e^{-(\frac{2}{c_o} - B)(m_o - \bar{m})} \left\{1 - (1 - \frac{Bc_o}{2}) e^{-B(m_o - \bar{m})}\right\}\right]$$

Finalmente a função $\lambda_1(Y)$ resultante é dada pela relação (86)

$$\lambda_1(Y) = \frac{\pi(R_{max} + R_o)^2}{1 - \frac{Bc_o}{2}} e^{A-Bm_o}\left[\frac{Bc_o}{2} - \right.$$

$$\left. - \left\{1 - (1 - \frac{Bc_o}{2}) \cdot e^{-B(m_o - \bar{m})}\right\} e^{-(\frac{2}{c_o} - B)(m_o - \bar{m})} \right] \quad (87)$$

Comparando-se as equações (80) e (81) pode-se observar que ambas podem ser escritas na forma:

$$\lambda_1 = 2\pi(R_{max} + R_o)^2 \Phi(c_o, m_o, \bar{m}) \quad (88)$$

$$\lambda_0 = 4\pi R_o(R_{max} + R_o) \Phi(2c_o, m_o, \bar{m}) \quad (89)$$

onde

$$\Phi(c_o, m_o, \bar{m}) = \frac{e^{-\frac{2m_o}{c_o}}}{c_o} \int_{\bar{m}}^{m_o} N(m)\, e^{\frac{2m}{c_o}}\, dm \qquad (90)$$

Obviamente $\Phi(c_o, m_o, \bar{m})$ é uma função de Y, uma vez que $\bar{m}$ é uma função de Y, conforme equação (59). R_{max} também é função de Y de acordo com equação (46). Portanto λ_1 e λ_o são funções de Y.

Por analogia entre as relações (88) e (89) resulta a fórmula que fornece a função $\lambda_o(Y)$, dada pela relação (91).

$$\lambda_o(Y) = \frac{2\pi R_o (R_{max} + R_o)}{1 - Bc_o}\, e^{A - Bm_o} \left[Bc_o - \left\{ 1 - (1 - Bc_o) \cdot e^{-B(m_o - \bar{m})} \right\} e^{-\left(\frac{1}{c_o} - B\right)(m_o - \bar{m})} \right] \qquad (91)$$

Se o parâmetro R_o é nulo $\lambda_o(\lambda)=0$ e $\lambda(Y)=\lambda_1(Y)$. Quando $R_o=0$ a função $\lambda(Y)$ será denotada por $\bar{\lambda}(Y)$, dada pela relação (92).

$$\bar{\lambda}(Y) = \frac{\pi R_{max}^2}{1 - \frac{Bc_o}{2}} e^{A-Bm_o}\left[\frac{Bc_o}{2} - \left\{1 - (1 - \frac{Bc_o}{2}) e^{-B(\bar{m}_o - m)}\right\} e^{-(\frac{2}{c_o} - B)(m_o - \bar{m})}\right]$$

(92)

Na equação (92) pode-se ver que $\bar{\lambda}$ é uma função de R_{max}, $A,B,m_o,\bar{m}$ e c_o. Portanto pode-se escrever que:

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}(R_{max},A,B,m_o,\bar{m},c_o) \qquad (93)$$

É possível, por analogia, se calcular o parâmetro λ da distribuição de probabilidade de Poisson, a ser calculado em duas etapas utilizando-se apenas a relação (92), escolhendo-se em cada etapa parâmetros R_{max} e c_o convenientes. Desse modo o parâmetro λ pode ser calculado pela relação (94) usando-se duas vezes a relação (92).

$$\lambda = \bar{\lambda}(R_1,A,B,m_o,\bar{m},c_o) - 2\bar{\lambda}(R_2,A,B,m_o,\bar{m},2c_o) \qquad (94)$$

onde

$$R_1 = R_{max} + R_o \tag{95}$$

$$R_2 = \sqrt{R_o(R_{max} + R_o)} \tag{96}$$

$$R_{max} = \frac{e^{\frac{m_o}{c_o}}}{(Y/B_1)^{1/B_3}} \tag{97}$$

$$\tilde{m} = \frac{1}{B_2} \ln \left[\frac{Y}{B_1} \left(\sqrt{h^2 + D^2} + R_o \right)^{B_3} \right] \tag{98}$$

$$c_o = B_3/B_2$$

O emprego de uma única função,como a fornecida pela relação (92) simplifica consideravelmente a programação em computador, tornando o código muito mais conciso.

Finalmente uma conclusão importante, que pode ser extraída das equações (86), (87) e (91) é que necessariamente deve haver uma valor finito para m_o, isto é, tem que existir um limite máximo de magnitude característico da região sismogênica. Do contrário teríamos $\lambda(Y)$ igual a infinito, supondo que $Bc_o < 2$ como geralmente ocorre. Neste caso os fatores $(1 - \frac{Bc_o}{2})$ e $(\frac{2}{c_o} - B)$ são positivos.

Com os parâmetros dados pela lei de atenuação de Hasegawa ou Assumpção e dentro das faixas de variação de B(ou b) conclui-se que quando $m_o \longrightarrow \infty$ ocorre que $\lambda(Y) \longrightarrow \infty$. Se m_o fosse infinito implicaria no absurdo de ser ter probabilidade de 100% de qualquer valor de Y ser excedido em qualquer intervalo de tempo.

As figuras 10, 11, 12 e 13 são listagens de computador com tabelas de probabilidades em função do parâmetro Y, no caso aceleração horizontal de pico na superfície do solo, e em função do tempo de exposição ao risco, considerando um fator 2,5, de amplificação rocha-solo. As figuras 14 e 15 são os gráficos construídos a partir dos dados tabelados.

PETROBRAS

PROBABILIDADES DE OCORRENCIAS DE ACELERACOES SISMICAS
EM FUNCAO DO TEMPO DE EXPOSICAO AO RISCO
L. H. PAGANELLI

REGIAO: REGIAO SUDESTE

RICHTER , SOLO= 2.5 VEZES ROCHA
RELACAO DE ATENUACAO DE HASEGAWA (1981) = E. CANADA

ACELERACOES (G)	TEMPO (ANOS) 10	20	30	40	50	60	80	100	125	160	200	250
0.02	0.23614	0.41452	0.55431	0.65955	0.73995	0.80136	0.88410	0.93237	0.96551	0.98657	0.99543	0.99881
0.03	0.11457	0.21602	0.30584	0.38537	0.45579	0.51819	0.62223	0.70386	0.78152	0.85729	0.91229	0.95287
0.04	0.06649	0.12857	0.18651	0.24061	0.29110	0.33824	0.42332	0.49746	0.57688	0.66744	0.74746	0.82097
0.05	0.04307	0.08429	0.12374	0.16148	0.19760	0.23216	0.29689	0.35615	0.42326	0.50563	0.58546	0.66738
0.06	0.03001	0.05913	0.08737	0.11476	0.14133	0.16710	0.21635	0.26269	0.31678	0.38590	0.45637	0.53320
0.07	0.02202	0.04356	0.06463	0.08523	0.10538	0.12508	0.16319	0.19965	0.24299	0.29976	0.35944	0.42694
0.08	0.01679	0.03331	0.04954	0.06550	0.08120	0.09663	0.12672	0.15580	0.19080	0.23738	0.28733	0.34520
0.09	0.01319	0.02621	0.03906	0.05174	0.06425	0.07659	0.10079	0.12436	0.15296	0.19143	0.23326	0.28252
0.10	0.01061	0.02111	0.03150	0.04177	0.05194	0.06200	0.08180	0.10118	0.12484	0.15691	0.19213	0.23469
0.11	0.00870	0.01732	0.02587	0.03435	0.04275	0.05108	0.06752	0.08367	0.10347	0.13048	0.16036	0.19624
0.12	0.00725	0.01444	0.02159	0.02868	0.03572	0.04271	0.05653	0.07016	0.08692	0.10987	0.13540	0.16628
0.13	0.00612	0.01220	0.01825	0.02426	0.03023	0.03616	0.04792	0.05954	0.07387	0.09355	0.11554	0.14227
0.14	0.00523	0.01043	0.01560	0.02075	0.02586	0.03096	0.04106	0.05106	0.06341	0.08044	0.09951	0.12280
0.15	0.00451	0.00900	0.01347	0.01792	0.02234	0.02675	0.03551	0.04419	0.05493	0.06976	0.08643	0.10684
0.18	0.00304	0.00606	0.00908	0.01209	0.01509	0.01808	0.02404	0.02996	0.03731	0.04750	0.05902	0.07322
0.20	0.00241	0.00481	0.00721	0.00960	0.01198	0.01436	0.01911	0.02383	0.02969	0.03785	0.04708	0.05850
0.25	0.00146	0.00292	0.00437	0.00583	0.00728	0.00873	0.01162	0.01450	0.01809	0.02310	0.02879	0.03586
0.30	0.00096	0.00192	0.00287	0.00383	0.00478	0.00574	0.00764	0.00954	0.01191	0.01522	0.01899	0.02368
0.40	0.00048	0.00096	0.00144	0.00192	0.00240	0.00288	0.00383	0.00479	0.00599	0.00765	0.00956	0.01193

Figura 10 - Probabilidades de acelerações máximas serem excedidas em função do tempo (até 250 anos), usando lei de atenuação de Hasegawa.

PETROBRAS

PROBABILIDADES DE OCORRENCIAS DE ACELERACOES SISMICAS

EM FUNCAO DO TEMPO DE EXPOSICAO AO RISCO

L. M. PAGANELLI

REGIAO: REGIAO SUDESTE

RICHTER , SOLO= 2.5 VEZES ROCHA

RELACAO DE ATENUACAO DE HASEGAWA (1981) - E. CANADA

TEMPO (ANOS)	ACELERACAO (G)											
	.04	.05	.06	.07	.08	.09	.10	.11	.12	.13	.14	.15
20	0.12857	0.08429	0.05913	0.04356	0.03331	0.02621	0.02111	0.01732	0.01444	0.01220	0.01043	0.00900
32	0.19763	0.13162	0.09291	0.06879	0.05276	0.04161	0.03356	0.02757	0.02301	0.01945	0.01663	0.01436
40	0.24061	0.16148	0.11476	0.08523	0.06550	0.05174	0.04177	0.03435	0.02868	0.02426	0.02075	0.01792
50	0.29110	0.19760	0.14133	0.10538	0.08120	0.06425	0.05194	0.04275	0.03572	0.03023	0.02586	0.02234
63	0.35176	0.24224	0.17468	0.13091	0.10121	0.08026	0.06500	0.05356	0.04479	0.03794	0.03248	0.02807
80	0.42332	0.29689	0.21635	0.16319	0.12672	0.10079	0.08180	0.06752	0.05653	0.04792	0.04106	0.03551
100	0.49746	0.35615	0.26269	0.19965	0.15580	0.12436	0.10118	0.08367	0.07016	0.05954	0.05106	0.04419
125	0.57688	0.42326	0.31678	0.24299	0.19080	0.15296	0.12484	0.10347	0.08692	0.07387	0.06341	0.05493
160	0.66744	0.50563	0.38590	0.29976	0.23738	0.19143	0.15691	0.13048	0.10987	0.09355	0.08044	0.06976
200	0.74746	0.58546	0.45637	0.35944	0.28733	0.23326	0.19213	0.16034	0.13540	0.11554	0.09951	0.08643
250	0.82097	0.66738	0.53320	0.42694	0.34520	0.28252	0.23409	0.19624	0.16628	0.14227	0.12280	0.10684
315	0.88553	0.75016	0.61709	0.50417	0.41346	0.34186	0.28540	0.24062	0.20479	0.17583	0.15218	0.13269
400	0.93622	0.82816	0.70447	0.58968	0.49211	0.41211	0.34734	0.29498	0.25247	0.21773	0.18912	0.16538
500	0.96795	0.88936	0.78210	0.67160	0.57124	0.48522	0.41338	0.35397	0.30491	0.26431	0.23053	0.20226
630	0.98690	0.93758	0.85338	0.75415	0.65598	0.56685	0.48934	0.42334	0.36763	0.32074	0.28121	0.24778
800	0.99593	0.97047	0.91266	0.83164	0.74205	0.65439	0.57404	0.50294	0.44119	0.38805	0.34248	0.30341
1000	0.99897	0.98776	0.95252	0.89215	0.81617	0.73501	0.65588	0.58264	0.51686	0.45875	0.40791	0.36361
1250	0.99982	0.99593	0.97784	0.93820	0.87963	0.80987	0.73643	0.66454	0.59719	0.53576	0.48062	0.43160
1600	0.99998	0.99913	0.99237	0.97165	0.93346	0.88055	0.81856	0.75293	0.68773	0.62552	0.56767	0.51476

Figura 11 - Probabilidades de acelerações máximas serem excedidas em função do tempo (até 1600 anos), usando lei de atenuação de Hasegawa.

PROBABILIDADES DE OCORRENCIAS DE ACELERACOES SISMICAS
EM FUNCAO DO TEMPO DE EXPOSICAO AO RISCO
L. N. PAGANELLI

REGIAO: REGIAO_SUDESTE

RICHTER , SOLO= 2.5 VEZES ROCHA
RELACAO DE ATENUACAO DE N. ASSUMPCAO - SE BRASIL

ACELERACOES (G)	TEMPO (ANOS) 10	20	30	40	50	60	80	100	125	160	200	250
0.02	0.29914	0.50879	0.65573	0.75872	0.83089	0.88148	0.94178	0.97140	0.98824	0.99661	0.99918	0.99986
0.03	0.16049	0.29522	0.40832	0.50328	0.58300	0.64992	0.75327	0.82611	0.88771	0.93912	0.96976	0.98739
0.04	0.10012	0.19021	0.27129	0.34425	0.40990	0.46898	0.56999	0.65178	0.73250	0.81509	0.87874	0.92845
0.05	0.06865	0.13260	0.19215	0.24761	0.29926	0.34737	0.43391	0.50897	0.58896	0.67954	0.75089	0.83104
0.06	0.05016	0.09781	0.14307	0.18605	0.22688	0.26567	0.33749	0.40229	0.47445	0.56108	0.64275	0.72380
0.07	0.03835	0.07523	0.11069	0.14480	0.17759	0.20913	0.26863	0.32364	0.38664	0.46509	0.54254	0.62378
0.08	0.03032	0.05973	0.08824	0.11589	0.14270	0.16870	0.21835	0.26504	0.31950	0.38903	0.45983	0.53692
0.09	0.02461	0.04862	0.07204	0.09488	0.11716	0.13889	0.18076	0.22060	0.26768	0.32885	0.39253	0.46370
0.10	0.02040	0.04039	0.05996	0.07914	0.09793	0.11633	0.15202	0.18626	0.22713	0.28092	0.33783	0.40267
0.11	0.01720	0.03410	0.05071	0.06704	0.08308	0.09885	0.12958	0.15926	0.19494	0.24237	0.29316	0.35188
0.12	0.01470	0.02919	0.04346	0.05753	0.07139	0.08504	0.11175	0.13768	0.16903	0.21101	0.25640	0.30948
0.13	0.01272	0.02528	0.03768	0.04992	0.06201	0.07396	0.09735	0.12017	0.14789	0.18523	0.22590	0.27391
0.14	0.01112	0.02211	0.03299	0.04374	0.05437	0.06489	0.08557	0.10579	0.13044	0.16381	0.20039	0.24386
0.15	0.00980	0.01951	0.02913	0.03864	0.04807	0.05740	0.07580	0.09385	0.11588	0.14585	0.17885	0.21833
0.18	0.00701	0.01398	0.02089	0.02776	0.03458	0.04135	0.05475	0.06796	0.08422	0.10651	0.13131	0.16135
0.20	0.00577	0.01151	0.01721	0.02288	0.02852	0.03412	0.04524	0.05622	0.06978	0.08843	0.10928	0.13468
0.25	0.00380	0.00758	0.01135	0.01511	0.01885	0.02257	0.02999	0.03734	0.04646	0.05907	0.07329	0.09079
0.30	0.00269	0.00536	0.00803	0.01070	0.01336	0.01600	0.02128	0.02653	0.03305	0.04211	0.05236	0.06502
0.40	0.00154	0.00307	0.00460	0.00613	0.00766	0.00918	0.01223	0.01526	0.01904	0.02430	0.03029	0.03771

Figura 12 - Probabilidades de acelerações máximas serem excedidas em função do tempo (até 250 anos), usando lei de atenuação de Assumpção.

PETROBRAS

PROBABILIDADES DE OCORRENCIAS DE ACELERACOES SISMICAS
EM FUNCAO DO TEMPO DE EXPOSICAO AO RISCO
L. M. PAGANELLI

REGIAO: SUDESTE OFFSHORE

RICHTER e SOLO= 2.5 VEZES ROCHA

RELACAO DE ATENUACAO DE M. ASSUMPCAO = SE BRASIL

TEMPO (ANOS)	ACELERACAO (G)											
	.04	.05	.06	.07	.08	.09	.10	.11	.12	.13	.14	.15
20	0.19021	0.13260	0.09781	0.07523	0.05973	0.04862	0.04039	0.03410	0.02919	0.02528	0.02211	0.01951
32	0.28650	0.20356	0.15184	0.11762	0.09384	0.07666	0.06383	0.05400	0.04629	0.04014	0.03515	0.03104
40	0.34425	0.24761	0.18605	0.14480	0.11589	0.09488	0.07914	0.06704	0.05753	0.04992	0.04374	0.03864
50	0.40990	0.29926	0.22688	0.17759	0.14270	0.11716	0.09793	0.08308	0.07139	0.06201	0.05437	0.04807
63	0.48552	0.36115	0.27692	0.21835	0.17639	0.14531	0.12178	0.10353	0.08910	0.07749	0.06802	0.06018
80	0.56999	0.43391	0.33749	0.26863	0.21835	0.18076	0.15202	0.12958	0.11175	0.09735	0.08557	0.07580
100	0.65178	0.50897	0.40229	0.32364	0.26504	0.22060	0.18626	0.15926	0.13768	0.12017	0.10579	0.09383
125	0.73250	0.58896	0.47445	0.38664	0.31950	0.26768	0.22713	0.19494	0.16903	0.14789	0.13044	0.11588
160	0.81509	0.67954	0.56108	0.46509	0.38903	0.32885	0.28092	0.24237	0.21101	0.18523	0.16381	0.14585
200	0.87874	0.75889	0.64275	0.54254	0.45983	0.39253	0.33783	0.29316	0.25640	0.22590	0.20039	0.17885
250	0.92845	0.83104	0.72380	0.62378	0.53692	0.46370	0.40267	0.35188	0.30948	0.27391	0.24386	0.21833
315	0.96396	0.89359	0.80233	0.70822	0.62092	0.54391	0.47757	0.42099	0.37287	0.33188	0.29687	0.26682
400	0.98530	0.94187	0.87237	0.79073	0.70822	0.63098	0.56153	0.50037	0.44706	0.40078	0.36062	0.32572
500	0.99488	0.97145	0.92371	0.85846	0.78555	0.71239	0.64320	0.57994	0.52319	0.47279	0.42826	0.38899
630	0.99870	0.98868	0.96093	0.91987	0.85630	0.79198	0.72707	0.66475	0.60670	0.55362	0.50561	0.46244
800	0.99978	0.99662	0.98371	0.95621	0.91486	0.86383	0.80774	0.75037	0.69426	0.64093	0.59119	0.54534
1000	0.99997	0.99919	0.99418	0.97997	0.95401	0.91728	0.87269	0.82355	0.77265	0.72205	0.67311	0.62666
1250	1.00000	0.99986	0.99839	0.99246	0.97870	0.95564	0.92396	0.88564	0.84301	0.79818	0.75283	0.70817
1600	1.00000	0.99999	0.99973	0.99808	0.99275	0.98146	0.96304	0.93769	0.90652	0.87107	0.83287	0.79329

Figura 13 - Probabilidades de acelerações máximas serem excedidas em função do tempo (até 1600 anos), usando lei de atenuação de Assumpção.

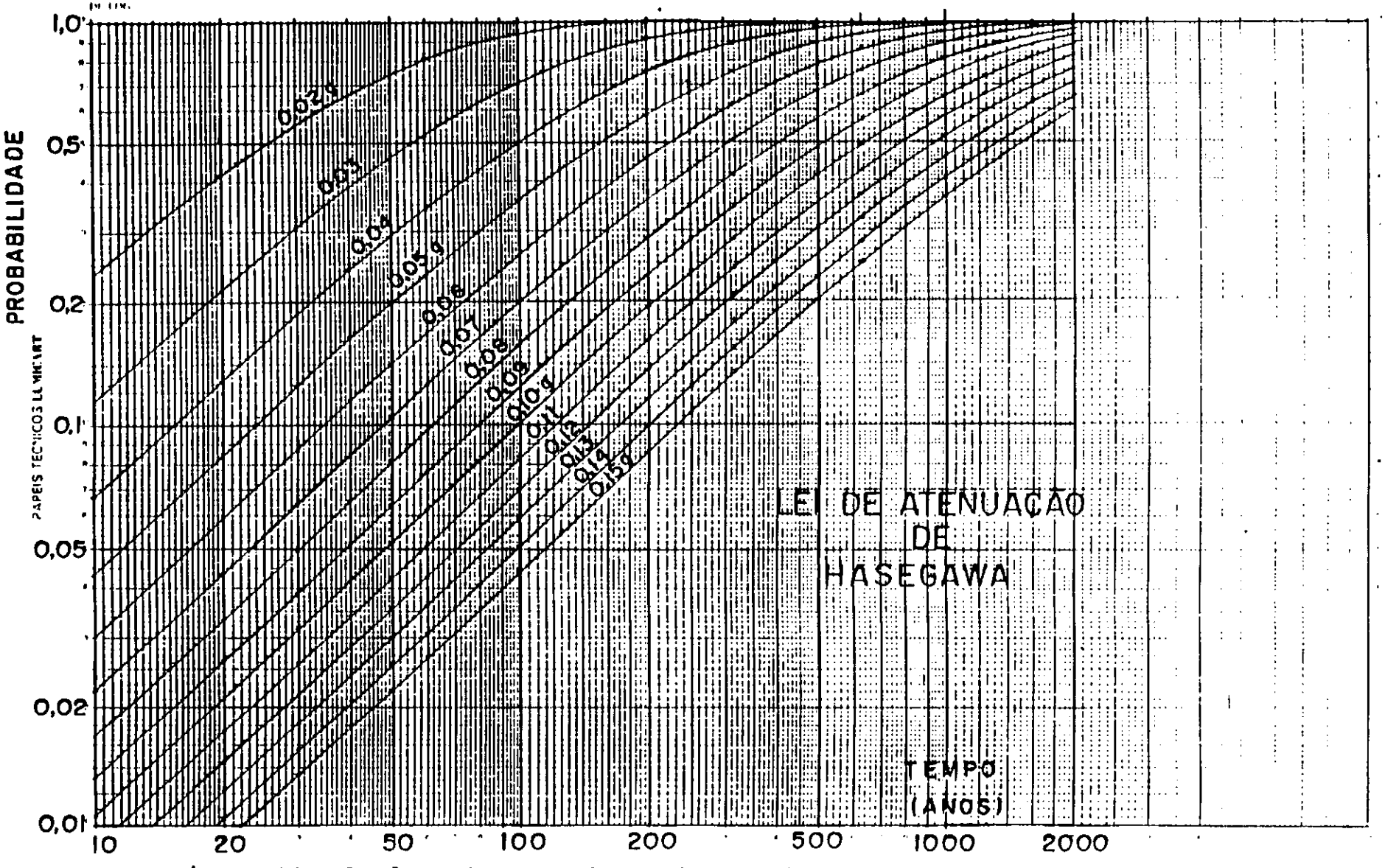


Figura 14 - Acelerações horizontais máximas em função do tempo de exposição e da probabilidade de excedência, usando atenuação de Hasegawa.

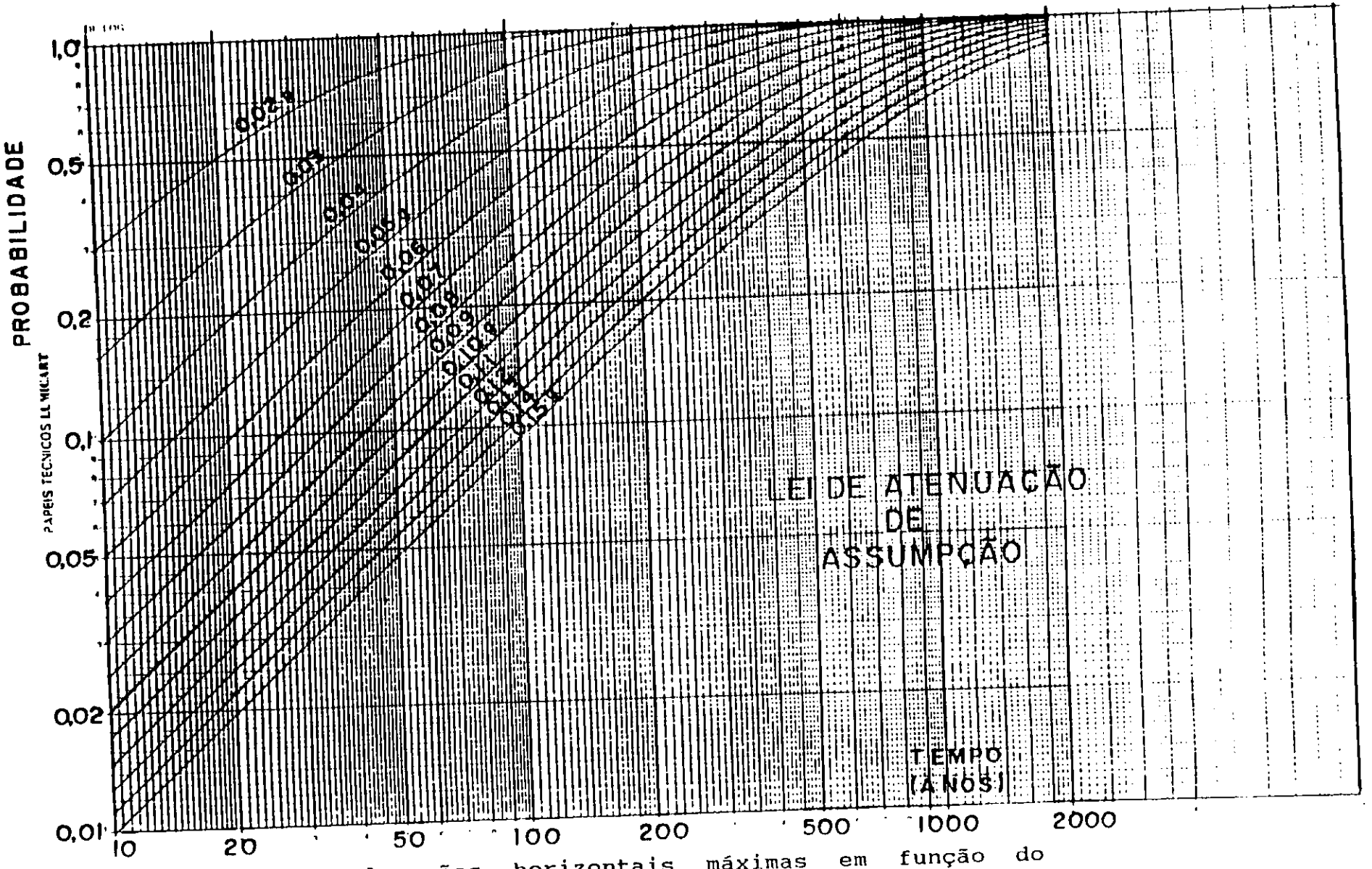


Figura 15 - Acelerações horizontais máximas em função do tempo de exposição e da probabilidade de excedência, usando atenuação de Assumpção.

4 - ERRO DA ESTIMATIVA E INTERVALO DE CONFIANÇA DA PROBABILIDADE

Será admitida a hipótese de que a estimativa da probabilidade $\hat{P}$ tenha distribuição probabilística log-normal. Portanto o logaritmo da probabilidade tem distribuição normal Gaussiana.

Seja $Y = \ln \hat{P}$ a variável normalizada. Esta pode ser considerada como uma função das variáveis $X_1, X_2, \ldots, X_n$.

O erro da estimativa de Y é dado pela fórmula (99).

$$\Delta Y = \frac{\partial Y}{\partial X_1} \Delta X_1 + \frac{\partial Y}{\partial X_2} \Delta X_2 + \ldots + \frac{\partial Y}{\partial X_n} \Delta X_n \qquad (99)$$

Admitindo-se que as variáveis X_1, X_2, ... sejam independentes, a variância de Y pode ser calculada pela equação (100).

$$\sigma_y^2 = \alpha_1^2 \sigma_{x_1}^2 + \alpha_2^2 \sigma_{x_2}^2 + \ldots + \alpha_n^2 \sigma_{x_n}^2 \qquad (100)$$

onde

$$\alpha_1 = \frac{\partial Y}{\partial X_1}, \quad \alpha_2 = \frac{\partial Y}{\partial X_2}, \quad \ldots \quad \alpha_n = \frac{\partial Y}{\partial X_n}$$

Os coeficientes $\alpha_1, \alpha_2, \ldots \alpha_n$ são coeficientes de correlação da variável Y condicionada respectivamente às variáveis $X_1, X_2 \ldots X_n$. Efetuando-se mudanças de variáveis dadas pelas relações (101).

$$Z_1 = \alpha_1 X_1, \quad Z_2 = \alpha_2 X_2 \quad \ldots \quad Z_n = \alpha_n X_n \tag{101}$$

pode-se escrever a equação (100) na forma da relação (102)

$$\sigma_y^2 = \sigma_{z_1}^2 + \sigma_{z_2}^2 + \ldots + \sigma_{z_n}^2 \tag{102}$$

Como as variáveis $X_1, X_2, \ldots X_n$ são independentes a variância da variável dependente Y é a soma de cada uma das variâncias que Y teria se deixasse variar uma das variáveis $X_i (i=1,n)$, mantendo-se as demais fixas.

Na equação (102) cada variância $\sigma_{z_i}^2$ é a variância de Y como função apenas da variável X_i, mantendo-se fixas todas as demais variáveis.

No problema em questão, as variáveis aleatórias são a freqüência anual média (N) e o fator de amplificação dinâmica rocha-solo (F_d), que é função do perfil de velocidades de onda cisalhante $v_s = v_s(z)$ do solo, da sua densidade e do espectro de Fourier do sismograma, além da imprecisão na lei de atenuação em rocha. Esta última tem uma contribuição pequena no total do erro da estimativa de probabilidade de deslizamento em comparação com outras incertezas,

principalmente quanto ao fator de amplificação elasto-dinâmico do solo submetido ao espectro da aceleração sísmica regional.

Vamos agora estimar o desvio padrão do logaritmo da estimativa da probabilidade. Para tal objetivo vamos considerar individualmente o desvio padrão de cada uma das variáveis (N, F_D) para depois se aplicar a equação (102). No caso em questão as principais variáveis são:

$$Z_1 = \frac{\partial}{\partial N} (\ln P)\ \Delta N = \frac{1}{P}\ \frac{\partial P}{\partial N}\ .\ \Delta N \qquad (103)$$

$$Z_2 = \frac{\partial}{\partial F_D} (\ln P)\ \Delta F_D = \frac{1}{P}\ \frac{\partial P}{\partial F_D}\ .\ \Delta F_D \qquad (104)$$

Considerando que a probabilidade é aproximadamente linearmente proporcional a N, é válida a relação (105).

$$Z_1 = \ln N + Z_o \qquad (105)$$

Considerando a influência do fator de amplificação dinâmica tem-se que:

$$Z_2 = \frac{1}{P}\ \frac{\partial P}{\partial F_D}\ \Delta F_D$$

onde

$$\frac{\partial P}{\partial F_D} = \frac{\Delta P}{\Delta F_D} = \frac{P - P_o}{F_D - F_{D_o}} \qquad (106)$$

$$Z_2 = \frac{1}{P_o} \cdot \frac{P - P_o}{F_D - F_{D_o}} (F_D - F_{D_o}) = \frac{P}{P_o} - 1 \qquad (107)$$

onde

$$P = P\ (F_D, N_o) \qquad (108)$$

$$P_o = P\ (F_{D_o}, N_o) \qquad (109)$$

No ajuste por mínimos quadrados da relação freqüência-magnitude da lei de Gutenberg-Richter o programa de computador calculou o desvio padrão do logaritmo neperiano de N, resultando o valor $\sigma_{Z_1} = 0{,}808$.

Para se calcular a variância do logaritmo neperiano da probabilidade, devido exclusivamente à incerteza no fator de amplificação dinâmica vamos considerar, aproximadamente, que o desvio padrão do logaritmo do fator de amplificação dinâmica seja o logaritmo de um fator de incerteza desta variável. Assim, o logaritmo do fator de incerteza da amplificação dinâmica seria tomado aproximadamente como desvio padrão de $\ln(F_D)$. Note-se que o intervalo de mais ou menos um desvio padrão na distribuição de probabilidade de Gauss corresponde a aproximadamente a um risco de 15% de se errar para menor e 15% de probabilidade de se errar para maior. Ou seja, o intervalo de confiança de mais ou menos um desvio padrão oferece uma segurança de cerca de 70% para a afirmação de que a variável aleatória pertence ao intervalo (mais exatamente 68%). O valor 2.5, do fator de amplificação dinâmica F_D, mencionado no paper de Gutenberg e Richter,

anteriormente citado, será utilizado para a estimativa aproximada do desvio padrão logarítmico da variável F_D. Devido à falta de dados estatísticos de amplificação dinâmica nos nossos perfis de solo com nossos espectros sísmicos vamos adotar um fator de correção igual à média geométrica entre a unidade e o fator 2,5, correspondendo a um "site effect" médio entre a rocha e o solo marinho médio. Daí resulta um fator $K = \sqrt{2,5} = 1,58$ a ser multiplicado ou dividido pelo fator de amplificação dinâmica média. Isto corresponde a um intervalo simétrico, na distribuição lognormal, igual a $\pm \ln(\sqrt{2,5}) = \pm 0,46$. Portanto temos aproximadamente

$$\sigma_{X_2} = 0,46$$

$$\sigma_{Z_2} = \alpha_2 \, \sigma_{X_2}$$

onde

$$\alpha_2 = \frac{\partial Y}{\partial X_2}$$

O valor de α_2 pode ser determinado aproximadamente por um quociente de diferenças finitas

$$\alpha_2 = \frac{\ln P - \ln P_o}{\ln F_D - \ln F_{D_o}} = - \frac{\ln(P/P_o)}{\ln(F_{D_o}/F_D)} \qquad (110)$$

Considerando-se para o tempo de exposição de 30 anos uma aceleração $a_h = 0,05g$ e fator de amplificação dinâmica rocha-solo igual a 2,5, utilizando-se as fórmulas (46), (59)

e (92) obtém-se a probabilidade $P_o = 0,12374$, usando-se lei de atenuação de Hasegawa. Considerando-se a aceleração 0,031623g, igual a 0,05g dividido pelo fator $\sqrt{2,5}$, obtém-se para o mesmo fator de amplificação dinâmica, a probabilidade P = 0,28036. Esta probabilidade corresponde à aceleração original de 0,05g com um fator de amplificação dinâmica igual $F = \frac{1}{\sqrt{2,5}} F_{D_o} = \frac{1}{1,58} F_{D_o}$.

Portanto:

$P/P_o = 2,2657$

$\ln(P/P_o) = \ln(2,2657) = 0,818$

$\ln(F_{D_o}/F_D) = \ln(1,5811) = 0,458$

$$\alpha_2 = - \frac{0,818}{0,458} = - 1,786$$

$$\sigma_{Z_2} = |\alpha_2| \sigma_{X_2} = 0,818$$

Portanto a variância do logaritmo neperiano da estimativa da probabilidade resulta

$$\sigma_Y^2 = \sigma_{Z_1}^2 + \sigma_{Z_2}^2 \qquad (111)$$

donde

$$\sigma_Y = \sqrt{0,808^2 + 0,818^2} = 1,15$$

O erro do logaritmo neperiano da estimativa da probabilidade é de 1,15, considerando-se um intervalo de

confiança de mais ou menos um desvio padrão, com cobertura de cerca de 70% dos casos. A este erro corresponde o fator $K = \exp(1,15) = 3,16$.

O intervalo de confiança da probabilidade de deslizamento deve ser calculado usando-se a função de probabilidade de Poisson calculada para os valores extremos do período de retorno T.

Portanto o intervalo de confiança da probabilidade P deve estar ente os limites P_1 e P_2 dados pelas relações:

$$P_1 = 1 - e^{-\frac{t}{T_1}} \tag{112}$$

$$P_2 = 1 - e^{-\frac{t}{T_2}} \tag{113}$$

onde

$$\left.\begin{aligned} T_1 &= \frac{1}{\lambda_1}\ , \quad \text{com} \qquad \lambda_1 = \frac{\lambda(a_h)}{K} \\ T_2 &= \frac{1}{\lambda_2}\ , \quad \text{com} \qquad \lambda_2 = K\ .\ \lambda(a_h) \end{aligned}\right\} \tag{114}$$

onde a_h é o valor da aceleração crítica estimada para causar o deslizamento do talude.

O valor $\lambda(a_h)$ é calculado pela equação (94) usando-se a aceleração a_h, calculada com a formulação desenvolvida no Capítulo III, a seguir.

CAPÍTULO III

CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA E ACELERAÇÃO LIMITE

1 - FORMULAÇÃO MATEMÁTICA BÁSICA

Neste capítulo vamos analisar a estabilidade de taludes pelo método pseudo-estático. As hipóteses consideradas são de que o talude é homogêneo e infinito em duas dimensões, o plano de escorregamento é paralelo à superfície e ocorre a uma profundidade "d", medida na direção vertical. O movimento do solo será assumido como o de corpo rígido da parte acima do plano de deslizamento.

Seja "i" o ângulo de inclinação do talude, "γ_t" o peso específico saturado, "γ_b" o peso aparente submerso, "c'" a coesão e "φ'" o ângulo de atrito interno do material e "Δu" o excesso de poro-pressão gerado pela vibração sísmica. Sejam a_h e a_v, os valores, de pico das componentes horizontal e vertical da aceleração (v. fig. 1).

$$F = \frac{\tau_o}{\tau_R} \qquad (1)$$

F = Fator de segurança

$\tau_s = T/(b/\cos i)$

$\tau_R = c' + (\sigma - \Delta u)\ tg\ \varphi'$ (2)

T = resultante das forças tangenciais

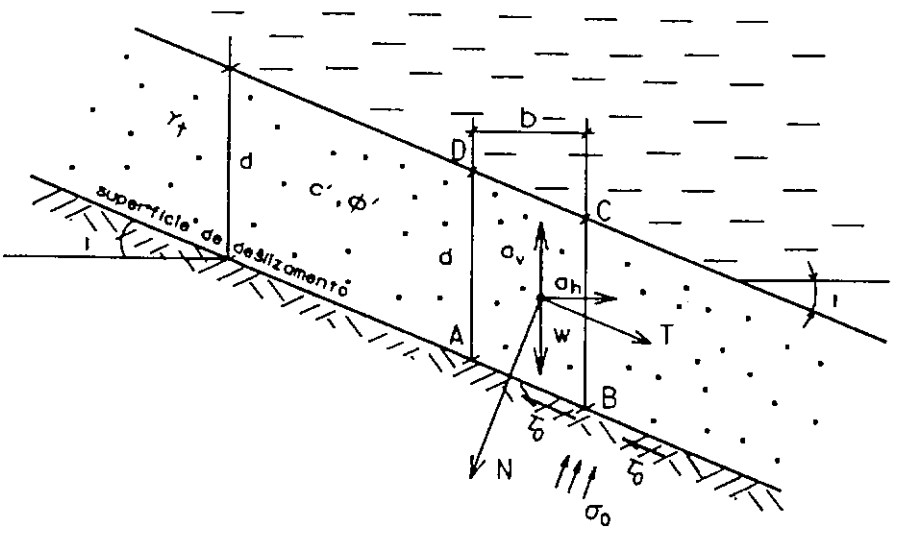


Figura 1 = Talude Infinito com Condições de Contorno

Segundo Karlsrud[35] do Norwegian Geotechnical Institute (NGI) o fator de segurança F do talude é dado pela fórmula seguinte:

$$F = \frac{c' + \left(1 - \frac{\gamma_t}{\gamma_b} a_v - \frac{\gamma_t}{\gamma_b} a_h\ tgi\right) \gamma_b d\ .\ \cos^2 i\ .\ tg\ \varphi' - \Delta u\ tg\ \varphi'}{\left(1 - \frac{\gamma_t}{\gamma_b} a_v + \frac{\gamma_t}{\gamma_b} \cdot \frac{a_h}{tgi}\right) \gamma_b\ .\ d\ .\ sen\ i\ .\ \cos i} \qquad (3)$$

onde

c', ϕ' = Parâmetros de resistência ao cisalhamento

γ_t = Peso específico total

γ_b = Peso específico submerso

Δu = Poro-pressão em excesso da hidrostática

a_h, a_v = Acelerações de pico horizontal e vertical, em frações de g

d = Profundidade da superfície de deslizamento

i = Ângulo de inclinação do talude.

Considerando-se as equações de equilíbrio do elemento de solo ABCD, (fig. 1) de peso total $W = \gamma_t$ bd e peso aparente submerso $W' = \gamma_b$ bd, nas direções tangencial e normal ao plano de deslizamento devem ser satisfeitas as seguintes condições.

$$T = \tau_o \, b/\cos i \qquad (4)$$

$$N = \sigma_o \, b/\cos i \qquad (5)$$

onde T é a componente tangencial da resultante das forças externas, incluindo-se as forças de inércia, e N a sua componente normal ao plano de deslizamento.

$$T = bd \, [\gamma_b \operatorname{sen} i + \gamma_t \, a_h \cos i - \gamma_t \, a_v \operatorname{sen} i] \qquad (6)$$

$$N = bd \, [\gamma_b \cos i - \gamma_t \, a_h \operatorname{sen} i - \gamma_t \, a_v \cos i] \qquad (7)$$

Substituindo-se as relações (6) e (7) respectivamente em (4) e (5) obtém-se as fórmulas de τ_o e σ_o, dadas por (8) e (9).

$$\tau_o = \gamma_b \, d \cos^2 i \left[tg \; i + \frac{\gamma_t}{\gamma_b} (a_h - a_v \; tg \; i) \right] \qquad (8)$$

$$\sigma_o = \gamma_b \, d \cos^2 i \left[1 - \frac{\gamma_t}{\gamma_b} (a_h \; tg \; i + a_v) \right] \qquad (9)$$

Colocando-se em evidência nas relações (8) e (9) o fator γ_t/γ_b obtém-se as relações (10) e (11).

$$\tau_o = \gamma_t \, d \cos^2 i \left[\frac{\gamma_b}{\gamma_t} \; tg \; i + (a_h - a_v \; tg \; i) \right] \qquad (10)$$

$$\sigma_o = \gamma_t \, d \cos^2 i \left[\frac{\gamma_b}{\gamma_t} - (a_h \; tg \; i + a_v) \right] \qquad (11)$$

Considerando-se a relação k, entre os valores de pico das componentes vertical e horizontal da aceleração obtém-se as relações (12) e (13).

$$\frac{\tau_o}{\gamma_t \, d \cos^2 i} = \frac{\gamma_b}{\gamma_t} \; tg \; i + a_h \; (1 - k \; tg \; i) \qquad (12)$$

$$\frac{\sigma_o}{\gamma_t \, d \cos^2 i} = \frac{\gamma_b}{\gamma_t} - a_h \; (k + tg \; i) \qquad (13)$$

Pela lei de Coulomb a resistência ao cisalhamento do solo ($\bar{\tau}_o$) é dada pela equação (14).

$$\bar{\tau}_o = c' + (\sigma_o - \Delta u) \; tg \; \varphi' \qquad (14)$$

onde Δu é o excesso de pressão neutra, uma vez que o empuxo hidrostático já foi considerado nas equações (8) e (9) através do peso submserso γ_b.

O fator de segurança F, do talude, é definido como o quociente dado pela relação abaixo.

$$F = \frac{\bar{\tau}_o}{\tau_o}$$

Substituindo-se na relação (14) o valor de σ_o, dado pela equação (9) e, em seguida, calculando-se o quociente F, entre as expressões de $\bar{\tau}_o$ e τ_o, dadas respectivamente pelas relações (14) e (8), obtém-se a fórmula do fator de segurança, fornecido pela equação (15).

$$F = \frac{\dfrac{c'}{\gamma_b d \cos^2 i} + \left[1 - \dfrac{\gamma_t}{\gamma_b}(a_h \operatorname{tg} i + a_v) - \dfrac{\Delta u}{\gamma_b d \cos^2 i}\right] \operatorname{tg} \varphi'}{\operatorname{tg} i + \dfrac{\gamma_t}{\gamma_b}(a_h - a_v \operatorname{tg} i)} \qquad (15)$$

Se multiplicarmos o numerador e o denominador desta última equação por $\gamma_b d \cos^2 i$ obter-se-á a relação (3) anterior.

Usando-se as relações (12) e (13) respectivamente para τ_o e σ_o obtém-se uma fórmula equivalente à relação (15).

$$F = \frac{\dfrac{c'}{\gamma_t d \cos^2 i} + \left[\dfrac{\gamma_b}{\gamma_t} - a_h\,(k + tg\ i) - \dfrac{\Delta u}{\gamma_t\ d \cos^2 i}\right].tg\ \varphi'}{\dfrac{\gamma_b}{\gamma_t}\ tg\ i + a_h\ (1 - k\ tg\ i)} \qquad (16)$$

onde

$$k = a_v/a_h \qquad (17)$$

O uso da aceleração de pico é demasiado conservador, uma vez que a aceleração máxima ocorre apenas uma vez no acelerograma e o pulso tem uma duração muito curta. Por esta razão usa-se uma fração da aceleração máxima horizontal em unidades de gravidade, $K_s = \alpha.a_{max}/g$, onde $\alpha < 1$. "K_s" é chamado de coeficiente sísmico[42]. Vários autores fizeram propostas de valores de K_s, a maioria baseados em retro-análises de casos reais e compilações de dados empíricos. Por exemplo Marcuson[41], em 1981, declarou que o valor apropriado de K_s provavelmente está entre 1/2 e 1/3 de a_{max}/g. Neste trabalho será adotado um valor próximo da média daqueles valores, $K_s = 0,4\ .\ a_{max}/g$. Fórmulas semelhantes são válidas considerando-se o parâmetro a_h como o coeficiente sísmico horizontal e a_v, como o coeficiente sísmico vertical, definido de forma análoga a do coeficiente sísmico horizontal.

Resta agora calcular o excesso de poro-pressão Δu. Este pode ser calculado por meio de parâmetros de Skempton.

2 - CÁLCULO DA PORO-PRESSÃO USANDO O PARÂMETRO DE SKEMPTON

A estimativa do excesso de poro-pressão gerado por um sismo será deduzida a seguir, considerando-se algumas hipóteses pertinentes.

Quando uma amostra de solo de baixa permeabilidade é submetida a um carregamento rápido praticamente não ocorre percolação dos fluidos existentes em seus poros e a amostra se comporta como um esqueleto sólido elasto-plástico contendo fluido(s) aprisionado(s) em seus poros. Se uma amostra de solo seca for submetida a um estado de tensões externo, haverá uma variação do seu índice de vazios proporcional às tensões aplicadas, e a pressão interna de seus poros não sofrerá variação alguma. Se, por outro lado, a amostra de solo estiver saturada com um fluído de baixa compressibilidade a variação de volume dos poros produzirá uma variação considerável na pressão de poros da amostra. Se a solicitação externa é tal que produz uma deformação com diminuição do índice de vazios, o fluido dos poros tende a ser comprimido, aumentando a poro-pressão. A relação entre tensões totais aplicadas a um elemento de solo e a pressão interna de poros, para um estado isotrópico de tensões é definida pelo parâmetro B de Skempton[37]:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta p} \qquad (18)$$

onde

$$\Delta p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \qquad (19)$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ são as tensões principais (compressão se positiva).

Quando ao elemento de solo se aplica uma tensão desviatória $\sigma_1 - \sigma_3$ tem-se a geração de um acréscimo de pressão neutra dada pela equação (20).

$$\Delta u = A(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (20)$$

onde A é o parâmetro de Skempton[37] referente ao cisalhamento. Deve ser notado que a diferença $\sigma_1 - \sigma_3$ é igual ao dobro da tensão de cisalhamento no plano cuja direção é tal que esta seja máxima.

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \qquad (21)$$

Portanto o parâmetro A de Skempton pode ser definido como

$$A = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta u}{\tau_{max}} \qquad (22)$$

No caso geral de um carregamento rápido, a pressão de poros pode ser calculada pela soma de uma parcela referente ao cisalhamento mais outra relativa à compressão volumétrica.

Assim, no caso geral o "buildup" de pressões de poros pode ser calculado pela fórmula (23).

$$\Delta u = A\ (\sigma_1 - \sigma_3) + B\ \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \qquad (23)$$

onde A e B são parâmetros de Skempton e $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ as tensões principais com sinal positivo, se de compressão.

No caso de estado plano de deformações temos a relação (24), aplicável a taludes infinitos.

$$\Delta u = A(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1 + \nu}{3}\ B\ (\sigma_1 + \sigma_3) \qquad (24)$$

Para se calcular o excesso de poro-pressão nota-se na equação (24) que é necessário se calcular as tensões principais σ_1 e σ_3 na seção vertical que passa pela reta de maior declive do plano de escorregamento. Para se calcular as tensões principais é necessário se conhecer as tensões σ_o e τ_o no plano de deslizamento e a tensão σ'_o no plano ortogonal à reta de maior declive do plano. As tensões τ_o e σ_o podem ser calculadas pelas relações (8) e (9), respectivamente, ou alternativamente, pelas equações (10) e (11), ou ainda (12) e (13). Todavia resta uma incógnita: a tensão σ'_o. No regime elástico esta pode ser calculada através do coeficiente de Poisson, mas como o cálculo do fator de segurança F é efetuado considerando-se o valor das tensões no estado limite de resistência, no instante imediatamente anterior à ruptura, algumas considerações aplicáveis ao estado plástico deverão

ser adotadas a fim de se eliminar a indeterminação da tensão σ'_o.

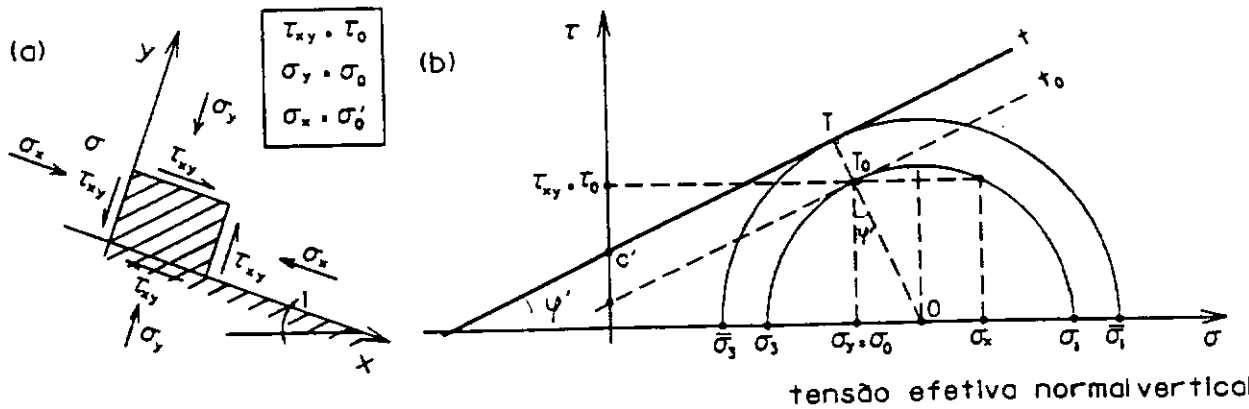


Figura 2 - Critério para Determinação das Tensões Principais no Estado Limite, em Função das Tensões σ_o e τ_o no Plano de Cisalhamento.

No estado limite, com fator de segurança igual à unidade, o círculo de Mohr é tangente à reta envoltória no ponto T (fig. 2). No limite de ruptura as tensões principais são $\bar{\sigma}_1$ e $\bar{\sigma}_3$. Para qualquer círculo de Mohr com fator de segurança maior que 1,0 existe um ponto T_o, mais próximo da reta (t) envoltória de Coulomb. Este ponto T_o está situado na reta que passa pelo centro do círculo de Mohr (ponto 0) e é perpendicular à envoltória de Coulomb. Pelo ponto T_o passa uma reta (t_o) paralela à reta limite envoltória (t). Esta é tangente ao círculo no ponto T_o. Ora, o ponto T_o, de tangência do círculo de Mohr com a reta tangente t_o corresponde ao plano onde atuam as tensões σ_o e τ_o. Este plano é o plano de fator de segurança mínimo, entre todos os planos de direções mais variadas, correspondentes a pares de

valores (σ, τ) cujo lugar geométrico é representado pelo círculo de Mohr característico do tensor de tensões. Portanto o plano onde atuam as tensões σ_o e τ_o na Figura 2 tem a direção do plano potencial de deslizamento. Desse modo, dada uma tensão normal σ_o e uma tensão de cisalhamento τ_o no plano potencial de deslizamento, pode-se construir o círculo de Mohr passando pelo ponto T_o de coordenadas (σ_o,τ_o) cujo centro 0 está na intersecção (0), do eixo das abscissas (σ) com a reta que passa por T_o, perpendicular á reta envoltória (t). Observando-se a Figura 2-b podem-se deduzir as seguintes relações:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \sigma_o + \tau_o \text{ tg } \varphi' \qquad (25)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\tau_o}{\cos \varphi} \qquad (26)$$

Substituindo-se as relações (25) e (26) na relação (24) obtém-se uma relação em função das tensões conhecidas no plano de deslizamento (σ_o e τ_o). Assim resulta a relação (27), que fornece Δu em função de σ_o e τ_o.

$$\Delta u = \frac{2A}{\cos \varphi'} \tau_o + \frac{2}{3} (1 + \nu) \text{ B } (\sigma_o + \tau_o \text{ tg } \varphi') \qquad (27)$$

No caso de um talude normalmente adensado, em que já houve tempo de dissipação das poro-pressões oriundas da sedimentação, o aparecimento de pressões neutras se deve unicamente ao "buildup" causado pela excitação sísmica,

supondo que não ocorram emanações súbitas de gás, reações químicas que causem variações rápidas de volume dos fluidos dos poros etc. Neste caso devemos substituir as tensões normal (σ_o) e de cisalhamento (τ_o), no plano de cisalhamento, pelas suas respectivas variações em relação aos valores iniciais causados pelas forças gravitacionais em equilíbrio estático. Portanto a equação aplicável no caso é a equação (28).

$$\Delta u = \frac{2A}{\cos\varphi'} \Delta\tau_o + \frac{2}{3} (1 + \nu) B (\Delta\sigma_o + \Delta\tau_o \, tg\varphi') \qquad (28)$$

Devido à dificuldade de obtenção de dados empíricos de pressões neutras de casos reais instrumentados e de ensaios de simulação confiáveis e devido ao desconhecimento em detalhes do mecanismo de ruptura, foi adotada a hipótese conservadora de que o acréscimo dinâmico de poro-pressão devido ao parâmetro A, causado pelo sismo poderia atingir um valor igual ao causado pela combinação do sismo com a aplicação instantânea da carga gravitacional. Devido à hipótese bastante conservadora de que a tensão total de cisalhamento é causadora do aumento da pressão neutra, será desconsiderado o último termo entre parênteses, referente à contribuição de $\Delta\tau_o$ na parcela de compressão isotrópica regida pelo parâmetro B.

Com estas hipóteses a equação (28) é modificada, resultando na equação (29).

$$\Delta u = \frac{2A}{\cos\varphi'} \tau_o + \frac{2}{3} (1 + \nu) B \Delta\sigma_o \qquad (29)$$

Considerando solo incompressível e substituindo-se $\nu = 0,5$ na equação (29) obtém-se a equação (30).

$$\Delta u = \frac{2A}{\cos\varphi'} \tau_o + B \Delta\sigma_o \qquad (30)$$

Substituindo-se na relação (30) as expressões de τ_o e $\Delta\sigma_o$, fornecidas respectivamente pelas equações (10) e (11), sendo que nesta última foi considerada apenas a variação de σ_o em módulo, causada pelas componentes a_h e a_v da aceleração, admitindo-se a retenção da poro-pressão de pico durante os ciclos de compressão e descompressão, resulta a equação (31), que fornece Δu em função de a_h e a_v. Esta é uma hipótese conservadora, considerando-se que na fase de descompressão a pressão neutra é aliviada.

$$\Delta u = \gamma_t \, d \cos^2 i \left[\frac{2A}{\cos\phi'} \left\{ \frac{\gamma_b}{\gamma_t} \operatorname{tg} i + (a_h - a_v \operatorname{tg} i) \right\} + \right.$$

$$\left. + B (a_h \operatorname{tg} i + a_v) \right] \qquad (31)$$

Considerando-se dada a relação k entre as componentes vertical e horizontal da aceleração (valores de pico) a fórmula (31) pode ser reescrita como em (32).

$$\Delta u = \gamma_t \, d \cos^2 i \left[\frac{2A}{\cos\phi'} \left\{ \frac{\gamma_b}{\gamma_t} \, tg \, i + a_h \, (1 - k \, tg \, i) \right\} + \right.$$

$$\left. + B \, a_h \, (tg \, i + k) \right] \qquad (32)$$

Esta última equação pode ser escrita de forma concisa fazendo-se as substituições:

$$\xi = \frac{2A}{\cos \varphi'} \qquad (33)$$

$$\delta = 1 - k \, tg \, i \qquad (34)$$

$$\zeta = k + tg \, i \qquad (35)$$

Fazendo-se estas substituições obtém-se a relação (36), que fornece o excesso de poro-pressão no plano de cisalhamento de um talude infinito, situado a uma profundidade (d), usando-se os parâmetros de Skempton A e B.

$$\Delta u = \gamma_t \, d \cos^2 i \left[\frac{\gamma_b}{\gamma_t} \, \xi \, tg \, i + a_h \, (\xi \, \delta + B \, \zeta) \right] \qquad (36)$$

onde os parâmetros adimensionais ξ, δ e ζ são definidos respectivamente pelas relações (33), (34) e (35).

Dividindo-se ambos os membros da equação (36) por γ_t d $\cos^2 i$ obtém-se o excesso de poro-pressão adimensional (u).

$$u = \frac{\Delta u}{\gamma_t \, d \cos^2 i} = \frac{\gamma_b}{\gamma_t} \xi \, tg \, i + a_h \, (\xi \, \delta + B \, \zeta) \qquad (37)$$

Analogamente define-se a coesão adimensional C_o pela relação (38).

$$C_o = \frac{c'}{\gamma_t \, d \cos^2 i} \qquad (38)$$

Um comentário importante sobre as hipóteses empregadas na dedução das fórmulas para o cálculo do excesso de poro-pressão (Δu) gerado pelo sismo é que a falta de dados experimentais sobre o comportamento dinâmico, submetido a histórias de carregamento geradas por acelerogramas típicos regionais torna difícil até mesmo julgar se a formulação anterior é conservadora ou arriscada. A despeito de várias hipóteses altamente conservadoras, a respeito dos valores de pico do excesso de poro-pressão que ocorreriam em momentos críticos do carregamento cíclico, nenhuma menção foi feita à degradação da resistência do solo com o número de ciclos de carga e descarga de um sismo. A esse respeito, leia-se o paper de Frydman e Almagor (21), onde pode ser verificada a grande influência do número de ciclos no aumento da pressão-neutra e, conseqüentemente, no decréscimo da

resistência e módulo de elasticidade do solo, examinando-se os resultados de ensaios cíclicos de sedimentos marinhos de Israel. Estes sugerem que a duração do sismo tem um papel decisivo na estabilidade do talude, através do número de ciclos de carga e descarga e sua influência na degradação da resistência do solo.

A aquisição de dados experimentais de ensaios simulando a história de carregamento de sismos característicos deverá ser objeto de pesquisa futura.

3 - FORMULAÇÃO FINAL

Substituindo-se na relação (16) as relações (34), (35), (37) e (38) obtém-se uma fórmula concisa para o fator de segurança F, dada pela equação (39).

$$F = \frac{C_o + \left[(\gamma_b/\gamma_t) - a_h\,\zeta - \mathcal{U}\right] \operatorname{tg} \varphi'}{(\gamma_b/\gamma_t)\ \operatorname{tg} i + a_h\,\delta} \qquad (39)$$

onde:

$\delta = 1 - k \operatorname{tg} i$

$\zeta = k + \operatorname{tg} i$

$k = a_v/a_h$

$C_o = c'/(\gamma_t\ d \cos^2 i)$

$\mathcal{U} = \Delta u/(\gamma_t\ d \cos^2 i)$

Substituindo-se na relação (39) o valor do excesso de poro-pressão adimensional ($\mathcal{U}$), dado pela relação (37), implicitamente uma função dos parâmetros de Skempton, resulta a fórmula final do fator de segurança de um talude infinito submetido a cargas dinâmicas.

$$F = \frac{\left[(\gamma_b/\gamma_t)\ \eta - a_h \left\{\xi\ \delta + (1 + B)\ \zeta\right\}\right] \operatorname{tg} \varphi' + C_o}{(\gamma_b/\gamma_t)\ \operatorname{tg} i + a_h\,\delta} \qquad (40)$$

onde:

$$k = a_v/a_h$$

$$\delta = 1 - k \text{ tg } i$$

$$\zeta = k + \text{tg } i$$

$$\xi = \frac{2A}{\cos \phi'}$$

$$\eta = 1 - \xi \text{ tg } i$$

$$C_o = c'/(\gamma_t \text{ d } \cos^2 i)$$

A aceleração a_h que causaria o deslizamento com o fator de segurança F, eliminada da equação (40), resulta na fórmula dada pela relação (41)

$$a_h = \frac{(\gamma_b/\gamma_t)\ (\eta \text{ tg } \varphi' - F \text{ tg } i) + C_o}{F\ \delta + [\xi\ \delta + (1 + B)\ \zeta] \text{ tg } \varphi'} \qquad (41)$$

Considerando que a hipótese de retenção da parcela de poro-pressão devida à variação volumétrica é na maioria dos casos pequena para o tipo de problema onde o cisalhamento tem um papel muito mais importante que a compressão isotrópica, a influência do parâmetro B poderia ser desprezada. Na equação (30) o termo em $\Delta\sigma_o$ é pequeno em relação ao termo em τ_o. No instante em que a componente vertical da aceleração tem o sentido para baixo, a força de inércia no referencial fixo ao talude terá o sentido para cima, o que deve aliviar o excesso de pressão neutra. Se neste momento o sentido da componente horizontal for no sentido do aclive do talude, a força de inércia terá o sentido do declive do talude. Esta é a pior combinação de componentes da aceleração, que poderia causar o

deslizamento. Exatamente neste instante, geralmente deve ocorrer um alívio do excesso de poro-pressão no solo, salvo no caso daquela hipótese de histerese compressional do solo. Conseqüentemente, é provável que o termo em B da equação (30) possa ser desprezado. Desprezar o efeito da retenção de poro-pressão oriunda de compressão isotrópica cíclica equivale a atribuir ao parâmetro B o valor nulo nas equações (40) e (41). Conseqüentemente as fórmulas do fator de segurança e componente horizontal da aceleração podem ser simplicadas, resultando nas relações (42) e (43). Estas relações fornecem respectivamente o fator de segurança F e o valor de pico da componente horizontal (a_h) da aceleração.

$$F = \frac{\left[(\gamma_b/\gamma_t)\ \eta - a_h\ (\xi\ \delta + \zeta)\right]\ tg\ \varphi' + C_o}{(\gamma_b/\gamma_t)\ tg\ i + a_h\ \delta} \qquad (42)$$

$$a_h = \frac{(\gamma_b/\gamma_t)\ (\eta\ tg\ \varphi' - F\ tgi) + C_o}{F\ \delta + (\xi\ \delta + \zeta)\ tg\ \varphi'} \qquad (43)$$

$$a_v = k\ a_h \qquad (44)$$

onde:

$$k = a_v/a_h \qquad (45)$$

$$\delta = 1 - k\ tg\ i \qquad (46)$$

$$\zeta = k + tg\ i \qquad (47)$$

$$\xi = \frac{2A}{\cos \varphi'} \tag{48}$$

$$\eta = 1 - \xi \text{ tg } i \tag{49}$$

$$C_o = c'/(\gamma_t \text{ d } \cos^2 i) \tag{50}$$

As equações (42) e (43) são provavelmente mais realistas do que as anteriores (40) e (41). De qualquer maneira, a diferença entre as acelerações calculadas pelas relações (41) e (43) é inferior a 15%. Este erro porcentual exerce uma influência insignificante na probabilidade de deslizamento do talude considerando-se as incertezas oriundas de dados sismológicos escassos ou imprecisos e hipóteses extremamente simplistas acerca do campo de deslocamentos, velocidades e acelerações no interior do maciço. Gazetas[22] em 1982, apresenta várias soluções para vários tipos de heterogeneidades (perfis de variação do módulo rigidez do solo com a profundidade), apresentando vários gráficos de um estudo paramétrico, mostrando a notável influência do tipo e valor do parâmetro de heterogeneidade. O módulo de rigidez do solo é caracterizado pela velocidade (c) da onda S, que varia com a profundidade segundo uma lei do tipo:

$$c = c_o \ (1 + \mu z)^m \tag{51}$$

onde

m = 1, 2/3, 1/2 e 1/4 e z é a profundidade.

c = velocidade da onda S.

$$c = \sqrt{G/\rho} \tag{52}$$

donde

$$G = \rho\ c^2 \qquad (53)$$

É importante mencionar que na solução de Roesset[49], para m = 1, para solos com 5% de amortecimento, o fator de amplificação dinâmica atinge o extradordinário valor de 17,5 na ressonância. Para um material de 10% de amortecimento interno o fator de amplificação é de 8,5, para variação linear da velocidade de onda S em função da profundidade.

As soluções analíticas existentes para m=1, 2/3, 1/2 e 1/4 fornecem os infinitos modos de vibração e seus respectivos períodos naturais de vibração. A determinação dos coeficientes da série é efetuada através de condições de contorno na interface entre o solo e a rocha base utilizando a transformada de Fourier da excitação na base. Obviamente é necessário se ter o espectro da aceleração na rocha base para a determinação da resposta no solo e seu consequente uso em projetos de Engenharia Civil. A propósito, as normas de projeto sismo-resistente propostas ou estabelecidas em vários países como Japão, Chile, México, Turquia e Estados Unidos especificam espectros de projeto que dependem do período fundamental do depósito de solo subjacente à estrutura. A solução analítica para m=1 foi publicada por J.M. Roesset[49] em 1977, em "Numerical Methods in Geotechnical Engineering". A solução para m=2/3 foi publicada em 1977, por H. Schreyer[53], no Journal of Engineering Mechanics Division da

American Society of Civil Engineers (ASCE). A solução analítica para m=1/2, que corresponde a variação linear do módulo de rigidez com a profundidade foi publicada por N. N. Ambraseys[4], em 1959 no Bulletin of the Seismological Society of America. Por ultimo, a solução para m=1/4 foi apresentada em 1972 por K. Toki e S. Cherry[58] no 4th European Symposium on Earthquake Engineering, em Londres. Ainda, a respeito de normas técnicas, vale a pena comentar que Dobry et al[18] propuseram em 1976, procedimentos simplificados para estimativa do período fundamental de um perfil geotécnico a serem implementados no código UBC[61] (Uniform Building Code).

As soluções para m=1 e m=2/3 resultam em séries de senos de funções logarítmicas da profundidade z, ao passo que as soluções para m=1/2 e m=1/4 resultam em séries de funções de Bessel.

No presente trabalho está sendo considerada a hipótese de que toda a massa do talude acima da superfície potencial de deslizamento teria o movimento de corpo rígido durante o sismo. Assim, qualquer ponto do maciço em uma extensa área e até à profundidade do plano de deslizamento teria as mesmas componentes horizontal (a_h) e vertical (a_v) da aceleração. Na realidade, a solução rigorosa para deslocamentos, velocidades e acelerações de partícula envolve vários tipos de ondas sísmicas e os efeitos da topografia na reflexão destas ondas, bem como da heterogeneidade estratigráfica. Para maiores

detalhes sobre soluções para relevos topográficos consultar as referências bibliográficas de números 20, 36, 40, 46, 47, 48, 51, 59, 64, 65, 66 e 67.

Dispondo-se de uma solução elástica do perfil de aceleração $a_h(z)$ e $a_v(z)$ podem ser calculados os valores médios $\bar{a}_h$ e $\bar{a}_v$ da parte do talude acima do plano potencial de deslizamento e substituir estes valores nas equações (40) ou (42), que fornecem o fator de segurança. Assim, para cada profundidade existe um fator de segurança. O fator de segurança do talude é o fator de segurança mínimo, que ocorre em uma determinada profundidade. A fim de simplificar o problema, será adotado um fator de amplificação dinâmica igual a 2,5 aplicado por Gutenberg e Richter ao dividir amplitudes USCGS por este fator, para fazer a compensação por diferenças de solo no paper "Earthquake Magnitude Intensity, Energy and Acceleration"[26]. Este valor adotado deve estar próximo de um valor médio ou da mediana de um conjunto de valores para os mais variados solos (provavelmente). Uma análise mais apurada da amplificação dinâmica utilizando software específico e como dados, a densidade do solo, o perfil de velocidades c(z) da onda S e o espectro do sismo em rocha (ou sismograma digitalizado e pré-processado em software de tratamento de sinais para obtenção de sua transformada de Fourier) conduzirá a valores de aceleração de resposta no solo, bem mais exatos do que o estimado pelo fator 2,5. Entretanto é possível se ter uma estimativa aproximada da probabilidade de deslizamento, que como se

sabe, é bastante imprecisa pelas próprias limitações estatísticas inerentes ao monitoramento de eventos relativamente raros. Assim a imprecisão do fator de amplificação dinâmica fica um pouco diluida na imprecisão global, considerando-se todos os fatores de erro. A esse respeito o desvio padrão logaritmico do erro total da probabilidade estimada foi calculado de modo aproximado, usando-se várias hipóteses simplificadoras vistas no item 4 do Capítulo II.

4 - VALORES EXPERIMENTAIS DE ALGUNS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

É interessante se conhecer os resultados de ensaios, onde são efetuadas várias simulações de carregamentos cíclicos em condições idênticas ou quase idênticas às que ocorrem na natureza, durante a ocorrência de sismos dentro de um maciço de um talude submarino. Para este propósito foram utilizados dados experimentais de ensaios de cisalhamento simples e sua comparação com dados de ensaios triaxiais. No caso foram usados dados do paper "Stability of Submarine Sediments off Israel under Earthquake Loading" cujos autores são S.Frydman, G. Almagor e G. Wiseman[21].

4.1 - Parâmetro de Skempton

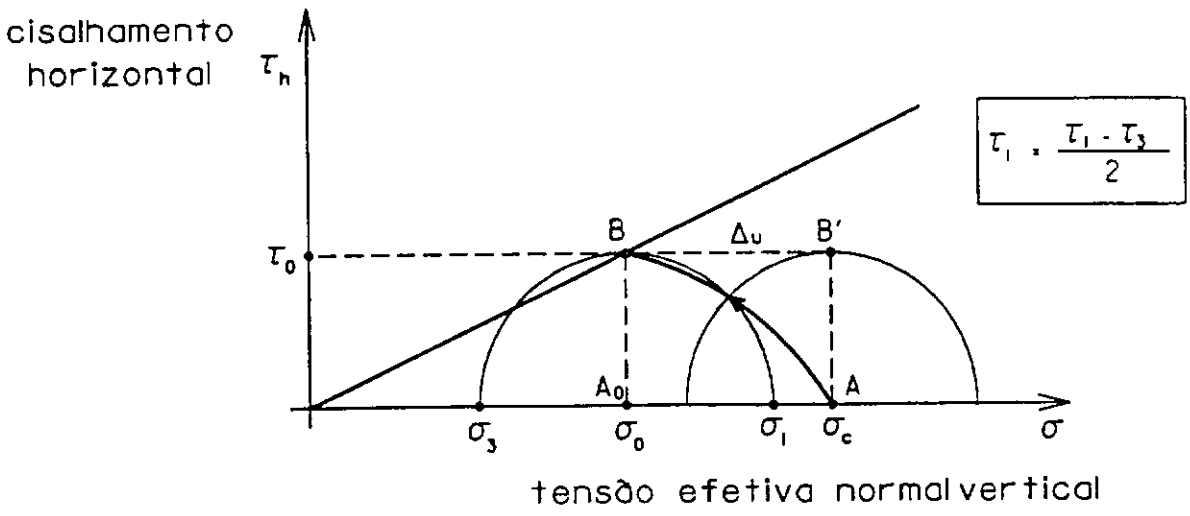


Figura 3 - Dados para determinação do parâmetro A de Skempton no ensaio de cisalhamento simples.

Na figura 3, no eixo das abscissas está representada a tensão efetiva normal vertical do ensaio de cisalhamento simples e no eixo das ordenadas a tensão de cisalhamento τ_h. Neste ensaio o ponto representativo do estado de tensões efetivas percorre o caminho AB e o ponto que representa as tensões totais percorre o caminho AB'. No ensaio de cisalhamento simples a tensão desviatória $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é o dobro da tensão de cisalhamento τ_h. Neste ensaio o círculo de Mohr de tensões efetivas sofre um deslocamento Δu, correspondente a variação da poro-pressão. O parâmetro de Skempton A, neste ensaio é dado pela equação (54).

$$A = \frac{\Delta u}{2\tau_h} \tag{54}$$

Pois

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2\ \tau_h \tag{55}$$

Na figura 4 do referido paper[21] é mostrado um gráfico de resultados de ensaios semelhantes ao gráfico da figura 3 deste trabalho. Para uma tensão vertical inicial de 200 KN/m^2 o corpo de prova é cisalhado com uma tensão τ_h = 53 KN/m^2 e σ'_v = 117 KN/m^2 na ruptura. Portanto se obtém a variação da poro-pressão Δu = 200 - 117 = 83 KN/m^2. Aplicando-se a relação (54) resulta.

$$A = \frac{83}{2 \times 53} = 0,78$$

Arredondaremos este valor para 0,8 a favor da segurança. É importante enfatizar que o parâmetro de Skempton depende do caminho percorrido no diagrama p-q onde:

$$p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{56}$$

$$q = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \tag{57}$$

O caminho percorrido neste diagrama por um corpo de prova submetido a um ensaio de cisalhamento simples é, obviamente, diferente do trajeto seguido pelo estado de tensões do ensaio triaxial. Portanto é claro que o valor do parâmetro de Skempton nos dois tipos de ensaios deve diferir. Nos ensaios israelenses verifica-se que nos ensaios triaxiais o parâmetro A de Skempton está em torno de 1,0. Este valor coincide com os dos ensaios realizados nos solos da Bacia de Campos.

4.2 - Fator de Anisotropia

Resultados de ensaios triaxiais comparados com os obtidos de ensaios de cisalhamento simples, com amostras de vários furos de sondagens geotécnicas nos sedimentos submarinos na platatorma continental de Israel[21] mostraram que no cisalhamento simples as resistências ao cisalhamento resultaram cerca de 30% inferiores às obtidas dos ensaios triaxiais. Este comportamento pode ser explicado pelo fato de que o processo de sedimentação produz como resultado um material anisotrópico com planos de menor resistência paralelos à direção do plano tangente ao leito marinho. O ensaio de cisalhamento simples na direção dos planos de sedimentação reproduz com realismo as condições reais de um deslizamento na natureza. Por outro lado, nos ensaios triaxiais os planos de cisalhamento na ruptura ocorrem em uma direção oblíqua em relação aos planos de anisotropia, resultando em uma resistência ilusoriamente mais elevada, para aplicações em estabilidade de talude. Estes resultados corroboram com os obtidos em outras investigações anteriores, como a realizada por Thiers em 1965 com corpos de prova de argila da Baia de São Francisco, retirados na direção vertical comparados com os especimens retirados em sondagens na direção inclinada de 60° em relação à vertical, submetidos a ensaios triaxiais.

Pelas razões acima expostas será adotado um fator de correção igual a 1,4, para corrigir os resultados de ensaios triaxiais. O fator de minoração da resistência igual a 1,4, quando se utilizam resultados de ensaios triaxiais é o mínimo possível e corresponde ao fator de segurança unitário no caso de dados de resistência de ensaios de cisalhamento simples, isto é, corresponde à situação limite de iminência de deslizamento de talude.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS PARA OS CAMPOS DE MARLIM E ALBACORA

A partir de dados de ensaios triaxiais de especimens retirados de furos de sondagens realizados em Marlim e Albacora foram determinados os parâmetros c', ϕ' e γ. Nos ensaios triaxiais foram determinados os parâmetros S_u ao longo da profundidade z. Foram efetuadas regressões lineares obtendo-se funções do tipo:

$$S_u = S_{u_o} + \alpha Z \qquad (1)$$

Os parâmetros de resistência c' e ϕ' são calculados através das relações (2) e (3), respectivamente

$$c' = \frac{S_u}{\cos\phi'} \qquad (2)$$

$$\phi' = \text{arc sen} \left[\frac{2\alpha}{(1 + K_o)\gamma'}\right] \qquad (3)$$

onde

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \qquad (4)$$

Considerando que Ishihara[33,42] em 1985 constatou que em specimens de argilas arenosas vulcânicas o valor da resistência do solo no carregamento dinâmico drenado é no mínimo 60% maior que no estático, foi considerado fator de majoração da resistência de 1,5.

O coeficiente de Poisson ν foi admitido igual a 0,3 e o peso específico (γ) do solo para cálculo dos parâmetros de resistência foi tomado igual a 1,85.

Seja γ_a o peso específico da água. O peso aparente γ' resulta:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_a$$

No cálculo do fator de segurança do talude e aceleração característica (a_h) para detonação de um deslizamento foi adotado, a favor de segurança o valor 1,65 tf/m^3, que corresponde a densidade do solo superficial menos resistente e portanto mais sucetível a deslizamento. É provável que a superfície potencial de ruptura de fator de segurança mínimo esteja a menos de 50m de profundidade. Existe uma dupla razão para consideração de deslizamentos rasos: em primeiro lugar o solo é mais fraco e além disso o efeito da heterogeneidade (variação do módulo de elasticidade com a profundidade) amplifica o movimento superficial, sem falar na presença de ondas superficiais cujo perfil de acelerações decai exponencialmente e rapidamente à medida que se aprofunda no solo. Maiores detalhes sobre os diferentes tipos de ondas

sísmicas são encontradas no livro "Quantitative Seismology" de Akii e Richards na referência bibliográfica n.° 1.

Para se corrigir a tendência para valores de resistência ao cisalhamento superiores aos reais dos ensaios triaxiais, o que é causado pela anisotropia do material[21] na direção dos planos de sedimentação, em relação aos resultados de ensaios de cisalhamento simples, que seriam os mais realistas, foi adotado um fator de correção de 1,4 para se levar em conta a redução de 30% sobre os resultados triaxiais. Desse modo o fator de segurança aparente de 1,4 corresponde na realidade a um fator de segurança 1,0 no ensaio de cisalhamento simples.

Os resultados para tempo de exposição de 30 anos, em função da profundidade z do plano potencial de deslizamento são mostrados nas tabelas a seguir. Nestas tabelas, para cada profundidade z, variando em intervalos de 5m, são fornecidos os valores de pico das componentes horizontal e vertical da aceleração, poro-pressão e probabilidade de deslizamento em 30 anos de exposição. Em adição, as tabelas apresentam um intervalo de confiança para a probabilidade, admitindo-se que o período de retorno T (ou λ) tenha distribuição de probabilidade log-normal, e que a amplitude máxima do erro logarítmico seja de um desvio padrão. Este intervalo de confiança, de acordo com as tabelas de probabilidade normal corresponde a uma probabilidade de 68%. Isto quer dizer que a assertiva de que o valor real da probabilidade cai dentro do intervalo tem uma credibilidade de 68%.

PROBABILIDADES DE DESLIZAMENTO EM 30 ANOS

IV.1) DADOS SISMOLÓGICOS

Prof. focal = 30Km

Lei de atenuação: Hasegawa (leste do Canadá)

Fator de amplificação dinâmica rocha-solo = 2,5 (Gutenberg-Richter, ref. n.° 26).

Curva freqüência-magnitude usando dados do IAG-USP

Relação $\frac{a_v}{a_h} = \frac{2}{3}$ (Hays, ref. n.° 30)

a_h = aceleração de pico horizontal (nível leito marinho)

a_v = aceleração de pico vertical (nível leito marinho)

IV.2) DADOS GEOTÉCNICOS

Fator de segurança F = 1,4 (devido à anisotropia)

Parm. Skempton A = 0.8

Peso específico do solo γ = 1,65 tf/m^3

IV.2.1) CAMPO DE MARLIM

Inclinação i = 2°

$$S_u = 6 + 2H \text{ (KPa)} \longrightarrow \begin{cases} c' = 0{,}6496 \text{ tf/m}^2 \\ \phi' = 19{,}628^\circ \end{cases}$$

c' = coesão em tf/m^2

ϕ' = ângulo de atrito

Δu = excesso de poro-pressão

Tabela 1

PROF. (m)	Δu (tf/m^2)	a_h (% g)	a_v (% g)	Prob. 30 anos Mediana (%)	Intervalo de Conf. da Prob. (%)
5	1,74	28,25	18,83	0,33	0,1 —— 1,0
10	2,86	22,63	15,09	0,55	0,2 —— 1,7
15	3,98	20,76	13,84	0,66	0,2 —— 2,1
20	5,11	19,82	13,21	0,73	0,2 —— 2,3
25	6,23	19,26	12,84	0,78	0,2 —— 2,5
30	7,35	18,88	12,59	0,82	0,3 —— 2,6
35	8,47	18,62	12,41	0,84	0,3 —— 2,6
40	9,60	18,42	12,28	0,86	0,3 —— 2,7
45	10,72	18,26	12,17	0,88	0,3 —— 2,8
50	11,84	18,14	12,09	0,89	0,3 —— 2,8

IV.2.2) CAMPO DE ALBACORA

Inclinação i = 5°

S_u = 2,16709 H + 2,17085 (KPa)

c' = 0,237666 tf/m^2

ϕ' = 21,3442°

Δu = excesso de poro-pressão

Tabela 2

PROF. (m)	Δu (tf/m^2)	a_h (% g)	a_v (% g)	Prob. 30 anos Mediana (%)	Intervalo de Conf. da Prob. (%)
5	1,42	17,68	11,78	0,95	0,3 —— 3,0
10	2,63	15,67	10,44	1,23	0,4 —— 3,8
15	3,84	15,00	10,00	1,35	0,4 —— 4,2
20	5,05	14,66	9,77	1,41	0,4 —— 4,4
25	6,25	14,46	9,64	1,46	0,5 —— 4,5
30	7,46	14,33	9,55	1,49	0,5 —— 4,6
35	8,67	14,23	9,49	1,51	0,5 —— 4,7
40	9,88	14,16	9,44	1,52	0,5 —— 4,7
45	11,09	14,10	9,40	1,54	0,5 —— 4,8
50	12,29	14,06	9,37	1,55	0,5 —— 4,8

Tendo chegado aos resultados numéricos expressos pelas tabelas I e II, referentes, respectivamente, aos campos de Marlim e Albacora, onde são tabelados os valores críticos das componentes a_h e a_v, da aceleração, e as respectivas probabilidades de excedência em 30 anos (incluindo-se seus respectivos intervalos de confiança) em função da profundidade do plano potencial de deslizamento, paralelo à superfície do leito marinho, o próximo passo será analisar e interpretar estes resultados. Observando-se estas tabelas nota-se imediatamente que cada componente crítica da aceleração, a_h ou a_v, decresce com a profundidade do plano em que se supõe que ocorra o escorregamento ao serem atingidos ou ultrapassados aqueles valores críticos de aceleração. E a probabilidade de serem excedidos estes valores críticos de aceleração cresce com esta profundidade. Se a aceleração crítica diminue com a profundidade do deslizamento, a probabilidade desse valor de aceleração ser excedido aumenta, o que é bastante lógico. Esta probabilidade de excedência da aceleração crítica é precisamente a probabilidade de ocorrer o deslizamento naquele plano, identificado pela sua profundidade, de acordo com as hipóteses assumidas pelo método empregado para análise de estabilidade. Ou seja, admite-se a hipótese de uma correlação de 100% entre a ocorrência do evento deslizamento e a do evento aceleração crítica excedida, de modo que suas probabilidades são idênticas.

A construção de tabelas de aceleração crítica em função da profundidade permite se verificar qual é a profundidade z_o onde a aceleração crítica é mínima. O plano paralelo à superfície do talude na profundidade z_o, medida em uma vertical a partir do leito marinho, é o plano de escorregamento quando o talude é submetido à aceleração crítica mínima ($\bar{a}_h$). A aceleração crítica que causa instabilidade no talude é exatamente a aceleração crítica referente ao plano potencial de deslizamento onde ela é mínima e a probabilidade desta aceleração ser excedida é exatamente a probabilidade de deslizamento do talude.

As tabelas de aceleração críticas, no caso geral, podem considerar várias camadas de diferentes materiais. Neste caso deveriam ser incluídas no conjunto de profundidades tabeladas também as profundidades das interfaces entre materiais diferentes. Nestas interfaces deveriam ser usados os valores de coesão (c') e ângulo de atrito (φ') referentes ao contato entre os dois materiais, podendo ser diferente de ambos. Os valores de c' e φ' também podem variar dentro de um mesmo material. Em um depósito de várias camadas homogêneas a superfície crítica de deslizamento ocorreria em uma das interfaces entre materiais distintos. Nos casos analisados no capítulo anterior foram considerados depósitos constituidos de um único material suposto homogêneo, ao se confeccionar as tabelas.

Observando-se as tabelas I e II, referentes aos valores de a_h, a_v e da probabilidade de excedência em 30 anos, P(30), verifica-se uma tendência de convergência destes para determinados valores limites quando a profundidade se aproxima de 50m. Uma rápida inspeção visual nas equações (41) ou (43), que fornecem os valores críticos da componente horizontal de pico da aceleração (a_h) mostra que o termo c_o presente no numerador tende a zero quando z tende a infinito. Isto pode ser verificado imediatamente através da relação (38) fazendo-se d=z. Portanto temos:

$$C_o = \frac{c'}{\gamma_t \, z \, \cos^2 i}$$

Com o valor de c_o tendendo a zero resulta que o valor da aceleração crítica a_h calculado pela relação (41) ou (43) tende a uma valor mínimo quando a profundidade z tende a infinito. Conseqüentemente a probabilidade de excedência do valor crítico da aceleração, referente à profundidade do plano potencial de deslizamento, tende a um valor máximo quando a profundidade z tende a infinito. O comportamento assintótico da componente a_v é semelhante ao da componente a_h, pois está sendo assumido que a componente vertical da aceleração é proporcional à sua componente horizontal. Estes valores assintóticos da aceleração crítica a_h (ou a_v) correspondem extatamente aos resultados para solos não coesivos de mesmo ângulo de atrito φ' e peso específico γ.

Se for considerada a hipótese de semi-espaço infinito de material homogêneo as acelerações críticas para a estabilidade dos taludes de Marlim e Albacora seriam, respectivamente, 12,08% e 8,45% da aceleração da gravidade. A estas acelerações correspondem os períodos de retorno médios de 1382,5 anos e 661,6 anos, respectivamente. Para um tempo de exposição ao risco sísmico de 30 anos, considerando-se o tempo de explotação da jazida, teríamos as probabilidades de excedência de 2,15% para Marlim e 4,43% para Albacora, admitindo-se a distribuição de probabilidade de Poisson, anteriormente demonstrada no item 3 do Capítulo II. Estes valores das acelerações são bem menores do que os valores tabelados para a profundidade $z = 50m$. Também as probabilidades de excedência seriam bem superiores. Aqui, cabe ressaltar que na realidade o material não é homogêneo e os valores dos parâmetros de resistência c' e φ' tendem a aumentar com a profundidade, principalmente acima de 50m. Aumentando-se a profundidade fatalmente será atingida a rocha base. Este é um fator limitante para a profundidade de uma possível superfície de deslizamento. Ao se observar as tabelas I e II verifica-se que no intervalo de profundidades de 30m até 50m, as acelerações críticas a_h e a_v e as probabilidades de excedência, P(30), variam pouco, praticamente convergindo para os valores a 50m de profundidade e não muito além desta deve estar o topo do sedimento mais resistente. Portanto os valores tabelados a 50m podem ser tomados efetivamente como valores limites para a estabilidade dos taludes citados. Assim, em Marlim as

acelerações críticas são $a_h = 0,1814$ g e $a_v = 0,1209$ g e a probabilidade de deslizamento em 30 anos é de 0,89%. Em Albacora as acelerações críticas são $a_h = 0,1406$ g e $a_v = 0,093$ g e a probabilidade de deslizamento em 30 anos é de 1,55%.

Considerando a lei de probabilidade de Poisson, a probabilidade P(t) de ocorrer pelo menos um evento durante tempo de exposição t, sabendo-se que em média o período de retorno é T, é dada pela relação (1).

$$P(t) = 1 - e^{-\lambda t} \qquad (1)$$

onde

$$\lambda = \frac{1}{T}$$

ou seja

$$P(t) = 1 - \exp\ (-\ t/T)$$

donde

$$T = -\ \frac{t}{\ln\ (1 - p)} \qquad (2)$$

Tomando-se as probabilidades P(30) para Marlim igual a 0,89% e para Albacora 1,55% resultam os períodos de retorno (T), respectivamente, de 3342 anos e 1925 anos. Verifica-se, assim, que as probabilidades de deslizamento em um intervalo de 30 anos são bastante reduzidas.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES

Entre as várias conclusões que podem ser tiradas dos resultados obtidos, a mais significativa é a de que o risco de deslizamento dos taludes nos locais de explotação de petróleo citados é bastante reduzido. Estimando-se em 30 anos o tempo necessário para a depleção das jazidas chegou-se à probabilidade de 0,89% de ocorrência de deslizamento no campo de Marlim, cujo talude possue inclinação de cerca de 2° e no caso de Albacora, com talude de 5° de inclinação, à probabilidade de 1,55%, durante a vida útil dos referidos campos de petróleo. Estas probabilidades expressas em termos de período médio de recorrência correspondem a um período de retorno de 3342 anos para o campo de Marlim e 1925 anos para o campo de Albacora.

Outra conclusão importante é a grande contribuição da dutilidade dos solos coesivos dos referidos taludes para a sua resistência dinâmica, que foi levada em consideração no coeficiente sísmico. Através do coeficiente sísmico a aceleração sísmica usada no equilíbrio de forças gravitacionais, forças de inércia e reações do solo é

considerada um fração da aceleração de pico. A aceleração horizontal de pico crítica para provocar o deslizamento do talude de Marlim foi calculada em 18,14% da aceleração da gravidade. Para o campo de Albacora, cujo ângulo de inclinação do talude é de cerca de 5°, a aceleração crítica encontrada foi de 14,06% da aceleração da gravidade.

Este nível de acelerações corresponde a intensidades Mercalli entre VII e VIII, que seriam de terremotos de considerável poder destrutivo. Tremores desta intensidade são presumivelmente muitos raros ou mesmo impossíveis de ocorrer no ambiente sismotectônico da Bacia de Campos onde as profundidades focais são da ordem de dezenas de quilômetros. Isto explica os longos períodos de recorrência estimados em 3342 anos para Marlim e 1925 anos para Albacora. É importante observar que os modelos probabilísticos baseados em dados coletados durante um período de apenas algumas décadas dificilmente pode ser extrapolado com precisão satisfatória para o cálculo de probabilidades de eventos muito raros, cujo período médio de recorrência é da ordem de milênios. Por este motivo os valores de períodos de recorrência muito longos ou probabilidades remotas não devem ser interpretados como valores rigorosos, mas sim como valores indicativos da ordem de grandeza da probabilidade. A hipótese simplificadora de que a freqüência média N(m) de ocorrência de sismos acima de certa magnitude dada (m) por unidade de área é uniforme em toda a província sismotectônica pode ser atribuída como responsável pela discrepância entre a idade do último

deslizamento superior a 10000 anos e os períodos de recorrência calculados. A causa mais provável destes deslizamentos foi atribuida a variações do nível do mar no passado. Na realidade o risco sísmico não é uniforme e se concentra nas imediações das falhas ativas, que hoje ainda não estão bem localizadas e identificadas na Bacia de Campos. Os referidos campos de Albacora e Marlim aparentemente estão afastados de falhas ativas importantes, de modo que a atenuação com a distância restringe os valores máximos possíveis da aceleração de pico nos locais estudados. Acelerações sísmicas altas como as acelerações críticas de deslizamento de talude calculadas somente são possíveis nas imediações de falhas ativas importantes. Mesmo com distância epicentral nula, a profundidade focal do sismo de magnitude máxima de que a falha é capaz já é suficiente para atenuar significativamente o movimento do solo. Existem poucos dados sobre profundidade focal dos sismos ocorridos na parte oceância das margens continentais brasileiras, tendo sido estimadas algumas profundidades focais da ordem de 30 Km, segundo dados do IAG-USP. Para níveis de aceleração bem mais baixos o modelo probabilístico de sismicidade homogênea em toda a região sismogênica representa bem a realidade em regiões de sismicidade baixa ou moderada. Isto porque nestas regiões cada falha ativa individualmente tem um peso pequeno no risco médio e a proximidade desta ou de outra falha não altera significativamente o risco global (média ponderada incluindo todas as falhas).

Tendo sido estimados os períodos médios de recorrência das acelerações críticas, que causam os deslizamentos, resta agora qualificar a segurança dos referidos taludes quanto ao deslizamento. Para tanto é necessário se conhecer um valor mínimo do período de retorno para aceitação do risco. Algermissen e Perkins[2] publicaram em 1982 um mapa de risco sísmico dos Estados Unidos, onde são representados os contornos de acelerações de pico cuja probabilidade de serem ultrapassados em 50 anos é de 10%. Ou seja a probabilidade destes valores de aceleração não serem excedidos em 50 anos é de 90% (50 anos é a vida útil prevista de uma construção). Considerando que a probabilidade de excedência em função do tempo é uma exponencial dada pela função de probabilidade de Poisson o período médio de recorrência para probabilidade de excedência de 10% em 50 anos é de 475 anos. Um período de retorno maior ou igual a 475 anos é aceitável, de acordo com o critério de Algermissen e Perkins[2], de largo emprego em diversas normas técnicas americanas. Este trabalho de mapeamento do risco sísmico foi desenvolvido dentro do U.S.G.S. (United States Geological Survey), uma instituição da melhor reputação na pesquisa sismológica não somente nos Estados Unidos mas também em várias partes do mundo. Comparando-se os valores dos períodos de recorrência de 1925 anos para Albacora e 3341 anos com aquele valor mínimo conclui-se que a segurança dos taludes quanto a deslizamento é muito mais do que suficiente. A norma API-RP-2A[5] para planejamento, projeto e construção de plataformas fixas estipula dois tipos de requisitos:

a) Requisitos de resistência objetivando o dimensionamento de modo a assegurar que não ocorra nenhum dano estrutural significativo para o nível de tremor que tem uma razoável probabilidade de não ser excedido durante a vida da estrutura.

b) Requisitos de dutilidade objetivando assegurar que a plataforma tenha suficiente capacidade de reserva para evitar o seu colapso durante os movimentos de um terremoto de rara intensidade, embora danos estruturais possam ocorrer.

Nos comentários da referida norma é recomendado um período de recorrência mínimo algo mais longo que o período de recorrência da onda de projeto, em particular para o sul da Califórnia sugere um intervalo de recorrência de 200 anos. Para o requisito de dutilidade a norma API-RP-2A recomenda a consideração de um terremoto raramente intenso, associado a um evento controlado pelo ambiente sísmico, que pode ter um intervalo de recorrência de várias centenas a poucos milhares de anos. O primeiro nível de intensidade sísmica, correspondente ao requisito de resistência, fornece como dado de entrada o movimento do solo para o projeto elástico da plataforma. O segundo dível de intensidade sísmica pode ser requerido para se determinar se é necessário analisar a estrutura para o terremoto raramente intenso para o projeto da estrutura no estado limite último de escoamento. Se for

necessário analisar a estrutura para este nível de solicitação, o movimento do solo deste terremoto característico, associado a um evento controlado pelo ambiente sísmico, deverá ser usado como o input para a análise da estrutura.

No caso de verificação da estabilidade do talude não é aplicável o requisito de resistência, que forneceria o intervalo de recorrência para o projeto elástico, pois o evento deslizamento de talude já implica em colapso. Portanto o intervalo de recorrência mínimo para verificação se o talude passa ou não passa no teste de estabilidade é o do requisito de dutilidade (período de retorno de várias centenas a poucos milhares de anos). Neste caso a norma API-RP-2A está se referindo ao terremoto de rara intensidade no critério de dutilidade, como aquele evento determinado pelo ambiente geológico sismotectônico. Os métodos utilizados podem ser o uso de fórmulas que fornecem a magnitude máxima potencial de uma falha como por exemplo as fórmulas de Slemnons[54,55,56, 57] ou métodos de paleosismologia[3]. A paleosismologia é que vai determinar o período de recorrência do terremoto característico, através da datação de eventos pretéritos. É por esta razão que a norma API-RP-2A é vaga quando se refere a intervalos de recorrência de várias centenas a alguns milhares de anos. Quando se utilizam fórmulas para o cálculo da magnitude máxima de cada falha ativa usando as dimensões e o tipo da falha e distância epicentral da locação obtém-se um "upper bound" da aceleração

ou intensidade sísmica em rocha. Com o perfil geotécnico, o acelerograma do sismo característico ajustado para esta aceleração de pico calcula-se com software apropriado a aceleração resultante na superfície. Quando não se dispõe de acelerogramas ou software para cálculo do "site-effect", pode-se usar correlações empíricas entre a aceleração em rocha e no solo superficial. Um alerta é que estas correlações são altamente imprecisas.

O critério da API, para determinação do terremoto em última análise requer o conhecimento geológico sismo-tectônico detalhado da região circunvizinha ao local da aplicação. Esta abordagem envolve a aplicação de conhecimentos e "expertise" inerentes a disciplinas profissionais que são especialidades da área de Geologia e fogem ao escopo deste trabalho, que não pode ter a pretensão de abranger todas as disciplinas envolvidas na análise de risco sísmico, que é tarefa de uma equipe multidisciplinar.

No caso da Bacia de Campos, por não existir ainda uma identificação das falhas ativas e sua classificação de acordo com o seu tipo não é possível se aplicarem as metodologias para o cálculo do valor superior da aceleração o que justificou a abordagem probabilística. Por isso foi adotado o critério de período médio de recorrência mínimo de 475 anos, que corresponde a uma probabilidade de excedência de 6,126% em 30 anos (distribuição de probabilidade de Poisson).

Um comentário importante é sobre a margem de erro das probabilidades estimadas. As fontes de incerteza predominantes foram na determinação da curva freqüência x magnitude dos sismos com poucos eventos de magnitude superior a 4,0 e uma base de dados não muito ampla, além da hipótese sobre o limite máximo da magnitude adotado igual a 7.2 e a grande incerteza na correlação entre a aceleração de superfície, usada para o cálculo de estabilidade de talude, e a aceleração na rocha base, a quilômetros de profundidade. As leis de atenuação fornecem apenas a aceleração em rocha, sendo necessária uma função de transferência para se obter a aceleração de superfície, que é o dado útil para análises de Engenharia Civil. Além disso, o desconhecimento das propriedades dinâmicas do solo, especialmente quando submetido a vibrações de longa duração. A duração dos sismos pode implicar em dezenas ou até mais de cem de ciclos de carga e descarga no solo, com considerável degradação de sua propriedades de resistência e rigidez. Levando-se em conta a incerteza na estimativa da probabilidade no caso de Albacora, a Tabela 2 do Capítulo anterior fornece na última coluna o intervalo de confiança da estimativa da probabilidade para o período de exposição de 30 anos. Nesta tabela para a profundidade do plano de deslizamento em torno de 50m, verifica-se que o intervalo da estimativa possui extremos inferior igual a 0,5% e o extremo superior igual a 4,8%. Admitindo-se o erro mais desfavorável se a probabilidade de colapso do talude é de 4,8% ainda está abaixo do valor dos 6,126% correspondente ao período de

retorno de 475 anos. A probabilidade pessimista de 4,8% em 30 anos corresponde ao período de retorno de 610 anos. Mesmo considerando a margem de erro de cerca de um desvio padrão, ainda pode-se atestar a estabilidade do talude de Albacora. Deve-se ter em mente que na estimativa de probabilidade não se deve exagerar as hipóteses conservadoras para se evitar resultados tendenciosos. É prática comum no meio profissional especializado se atualizarem periodicamente dados de risco sísmico regionais e normas técnicas com base em pesquisas mais recentes e o feed-back proporcionado pelos últimos grandes terremotos. Para pesquisa futura seria recomendada uma monitoração sísmica da Bacia de Campos para um estudo mais detalhado da sismicidade desta região. Com os dados obtidos desta monitoração as zonas sismogênicas poderiam ser melhor localizadas e quantificadas. Além disso seria possível a obtenção de acelerogramas úteis para análises de geotecnia sísmica e, se for o caso, projetos sismo-resistentes.

Outra recomendação seria o tratamento espectral de sinais sismográficos, com a posterior geração de acelerogramas característicos de projeto e respectivos espectros de resposta em função do período natural da estrutura ou do depósito sedimentar. É importante ressaltar que os valores de pico e valores característicos de projeto e análise sísmica para fins de Engenharia Civil são os valores ao nível do solo (leito marinho), que são em geral muito maiores que os valores em rocha. Seria interessante levar o cabo análises de resposta com o uso de softwares como o

SHAKE 90[52] usando como input um espectro de Fourier obtido do tratamento de sismogramas coletados na área da Bacia de Campos. Assim, obteríamos um fator de amplificação mais apropriado, que pode ser algo diferente do adotado, de 2 1/2. Finalmente, para calibração da resposta dinâmica do maciço de solo em relação à excitação sísmica na rocha-base seria muito útil a instalação de sismógrafos de fundo do tipo OBS (Ocean Bottom Seismograph).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1) Aki, K. & Richards, P. G., "Quantitative Seismology, Theory and Methods", Vol. I, W.H. Freeman & Co., San Francisco, 1980, 534p.

(2) Algermissen, S.T.; Perkins, D.M.; Thenhaus, P.C.; Hanson, S.L. e Bender, B.L., "Probabilistic Estimates of Maximum Acceleration and Velocity in Rock in the Contiguous United States", United States Geological Survey, Open-File Report, 82-1033, 1982, 79p.

(3) Allen, C.R., "Geological Criteria for Evaluating Seismicity", Geological Society of America Bulletin, Vol. 86, August 1975, pp. 1041-1057.

(4) Ambraseys, N.N., "A Note on the Response of an Elastic Overburden of Varying Rigidity to an Arbitrary Ground Motion", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 49, N.° 3, 1959, pp. 211-220.

(5) American Petroleum Institute, "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", API-RP-2A, 17th ed., Washington, D.C., April 1987, 133p.

(6) American Society of Civil Engineers, "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems", Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines of the ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, New York, 1984, 471p.

(7) Assumpção M. & Burton, P.W., "Atenuação de Intensidades Macrossísmicas no Brasil e Estimativa de Risco Sísmico no Sudeste". Estação Sismológica da Universidade de Brasília, (trabalho não publicado), 1982.

(8) Bea, R.G., "Earthquake Criteria for Platforms in the Gulf of Alaska", Journal of Petroleum Technology, SPE Paper N.° 6264, March 1973, pp. 325-340.

(9) Bea, R.G., "Earthquake and Wave Design Criteria for Offshore Platforms", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, N.° ST2, Proc. Paper 14387, February 1979, pp. 401-419.

(10) Bea, R.G., "Earthquake Geotechnology in Offshore Structures", Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1991, Vol. 3, pp. 2423-2431.

(11) Benjamin, J. & Cornell, C. A., "Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers", McGraw-Hill, Inc., 1970, 672p.

(12) Berrocal, J.; Assumpção M., Antezana, R.; Dias Neto, C.M.; Ortega, R.; França H.; Veloso, J.A.V., "Sismicidade do Brasil", Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo (IAG-USP) e Comissão Nacional de Energia Nuclear (CNEN), 1984, 314p.

(13) Berrocal, J., "Estudos Sismotectônicos nas Bacias de Campos e de Santos", IAG-USP
relatório n.° 1, Novembro de 1989, 13p.
relatório n.° 2, Março de 1990, 21p.
relatório n.° 3, Fevereiro de 1991, 22p.

(14) Campbell, K.W., "Strong Motion Attenuation Relationships". Earthquake Spectra: The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 1, N.° 4, 1985, pp. 197-248.

(15) Chang, C.J., Chen, W.F. & Yao, J.T.P., "Seismic Displacements in Slopes by Limit Analysis", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, N.° 7, July 1984, pp. 860-874.

(16) Clough, R.W. & Penzien, J., "Dynamics of Structures". McGraw-Hill, 1975, 628p.

(17) Cornell, Allin, "Engineering Seismic Risk Analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, N.° 5, October 1968, pp. 1583-1606.

(18) Dobry, R.; Oweis, I.; Urzua, A., "Simplified Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile". Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, N.° 4, August 1976, pp. 1293-1321.

(19) Donovan, N.C. & Bornstein, A.E., "Uncertainties in Seismic Risk Procedures", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, N.° GT7, July 1978, pp. 869-887.

(20) Faccioli, E. "Seismic Amplification in the Presence of Geological and Topographic Irregularities (State of the Art Paper)" 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, MO, 1991, Vol. 2, pp. 1779-1797.

(21) Frydman, R.D.; Almagor, G.; Wiseman, G., "Stability of Submarine Sediments off Israel Under Earthquake Loading", Seventh Asian Regional Conference on Soil

Mechanics and Foundation Engineering, 1983, pp. 199-204.

(22) Gazetas, G. "Vibrational Characteristics of Soil Deposits with Variable Wave Velocity", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6, 1982, pp. 1-20.

(23) Ghaboussi, J. & Dikmen, S.U., "Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction: Case Studies", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, N.° 5, May 1984, pp. 645-658.

(24) Grandori, G. & Benedetti, D., "On the Choice of the Acceptable Seismic Risk", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 2, 1973, pp. 3-9.

(25) Gutenberg, B. & Richter, C.F., "Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 32, N.° 3, July, 1942, pp. 163-191.

(26) Gutenberg, B. & Richter, C.F., "Earthquake Magnitude, Intensity, Energy and Acceleration", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 46, 1956, pp. 105-145.

(27) Hadj-Hamou, T. & Kavazanjian, Jr., E., "Seismic Stability of Gentle Infinite Slopes", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, N.° 6, June 1985, pp. 681-697.

(28) Hasegawa, H.S.; Basham, P.W. & Berry, M.J., "Attenuation Relations for Strong Seismic Ground Motion in Canada", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 71, N.° 6, December 1981, pp. 1943-1962.

(29) Haskell, N.A., "The Dispersion of Surface Waves on Multilayred Media", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 43, N.° 1, 1953, pp. 17-34.

(30) Hays, W.W., "Procedures for Estimating Earthquake Ground Motions", Geological Survey Professional Paper 1114, United States Geological Survey, Washington, D.C., 1980, 77p.

(31) Housner, G.W. & Jennings, P.C., "Earthquake Design Criteria for Structures, Earthquake Engineering Research Laboratory, Report n.° EERL 77-06, California Institute of Technology, Pasadena, CA, November 1977, 52p.

(32) Hryciw, R.D.; Shewbridge, S.E.; Rollins, K.M.; McHood, M.; e Homolka, M.; "Soil Amplification at Treasure Island During the Loma Prieta Earthquake", Proc. 2nd

International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1991, Vol. 2, pp. 1679-1685.

(33) Ishihara, K.; "Stability of Natural Deposits During Earthquakes, Proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, 1985, pp. 321-376.

(34) Johnston, A.C.; e Kanter, L.R., "Earthquake in Stable Continental Crust", Scientific American, March, 1990, pp. 68-75.

(35) Karlsrud, K. "Undersjøiske utglidninger og skred", Norske sivilingeniørers forening. Skredfare og areal-planlegging; vurdering av faregrad og sikringstiltak; kurs. Lofthus i Hardanger, 1979, 30p.

(36) Kunar, R.R. e Rodriguez-Ovejero, L., "A Model with Non-Reflecting Boundaries for Use in Explicit Soil-Structure Interaction Analyses", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 1980, pp. 361-374.

(37) Lambe, T.W. & Whitman, R.V. " Soil Mechanics, SI Version", John Wiley & Sons, 1979, 553p.

(38) Lee, Homa J. e Edwards, Brian D., "Regional Method to Assess Offshore Slope Stability", J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, N° 5, May 1986, pp. 489-507.

(39) Lin, J.S. "Regional Seismic Slope Failure Probability Matrices", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 1990, pp. 911-923.

(40) Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R.L., "Finite Dynamic Model for Infinite Media", Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 95, N° EM4, August, 1969, pp. 859-877.

(41) Marcuson, W.F., "Earth Dams and Stability of Slopes Under Dynamic Loads", Moderators Report, Proc. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, 1981, Vol. 3, pp. 1175.

(42) Matasovic, N., "Selection of Method for Seismic Slope Stability Analysis". Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri, MO, 1991, Vol. 2, 1991, pp. 1057-1061.

(43) Matsuda, T., "Magnitude and Recurrence Interval of Earthquakes from a Fault", (in Japanese), Earthquake, Series 2, Vol. 28, 1975, pp. 269-283.

(44) Newmark, N.M., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Géotechnique, Vol. 15, N.° 2, London, 1965, pp. 139-160.

(45) Newmark, N.M. & Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1971, 592p.

(46) Ohtsuki, A & Harumi, K., "Effect of Topography and Subsurface Inhomogeneities on Seismic SV Waves". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 1983, pp. 441-462.

(47) Ohtsuki, A., Yamahara, H. & Harumi, K., "Effect of Topography and Subsurface Inhomogeneity on Seismic Rayleigh Waves", Earthquake Engineering and Structural Dynamics,Vol. 12, 1984, pp. 37-58.

(48) Ohtsuki, A., Yamahara, H. & Tazoh, T., "Effect of Lateral Inhomogeneity on Seismic Waves, II. Observations and Analyses", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, 1984, pp. 795-816.

(49) Roesset, J.M., "Soil Amplification of Earthquakes", in Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Eds. Desai and Christian, Mc-Graw-Hill, New York, 1977.

(50) Rosenblueth, E., & Ovando, E., " Geotechnical Lessons Learned from Mexico and Other Recent Earthquakes", (State of the Art. Paper), Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering., University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, Vol. 2, 1991, pp. 1799-1819.

(51) Sanchez-Sesma, F., "An Index for Measuring the Effects of Topography on Seismic Ground Motion Intensity", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 1986, pp. 719-731.

(52) Schnabel, P.B.; Lysmer, J. & Seed, H. B., "SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report N.° EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December 1972, 87p.

(53) Schreyer, H., "One-Dimensional Elastic Waves in Inhomogeneous Media", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, N.° EM5, 1977, pp. 979-990.

(54) Slemmons, D.B., " Faults and Earthquake Magnitude", U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station, Miscellaneous Paper, S-73-1, 1977.

(55) Slemmons, D.B., "Determination of Design Earthquake Magnitudes for Microzonation", Proceedings, Third International Earthquake Microzonation Conference, 1982, pp. 119-130.

(56) Slemmons, D.B. & Chung, D.H., "Maximum Credible Earthquake Magnitudes for the Calaveras and Hayward Fault Zones, California, in E.W. Hart, S.E. Hirschfeld, and S.S. Schulz, eds., Proceedings os the Conference on Earthquake Hazards in the Eastern San Francisco Bay Area: California Division of Mines and Geology Special Publication 62, 1982, pp. 115-124.

(57) Slemmons, D.B. & Depolo, C.M., "Evaluation of Active Faulting and Associated Hazards, Active Tectonics", Studies in Geophysics, National Academy Press, Washington D.C., 1986, pp. 45-62.

(58) Toki, K. & Cherry, S., "Inference of Subsurface Accelerations and Strain from Accelerograms Recorded at Ground Surface", Proc. 4th European Symposium on Earthquake Engineering, London, 1972.

(59) Trifunac, M.D., "Scattering of Plane SH Waves by a Semi-Cylindrical Canyon", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, 1973, pp. 267-281.

(60) Tsai, C.F., Lam, I. & Martin, G.R., "Seismic Response of Cohesive Marine Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, N.° GT9, September 1980, pp. 997-1012.

(61) Uniform Building Code, "International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1973 (updated every 3 years) 704p.

(62) Wallace, R.E., "Earthquake Recurrence Intervals on the San Andreas Fault", Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 81, pp. 2875-2890.

(63) Wiegel, R. L. "Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970, 505p.

(64) Wong, H.L. & Trifunac, M.D., "Scattering of Plane SH Waves by a Semi-Elliptical Canyon", Earthquake Engineering Structural Dynamics, Vol. 3, 1974, pp. 157-169.

(65) Wong, H.L & Jennings, P.C., "Effect of Canyon Topographies on Strong Ground Motion", Bulletin of

the Seismological Society of America, Vol. 65, 1975, pp. 1239-1257.

(66) Wong, H.L., "Diffraction of P, SV and Rayleigh Waves by Surface Topographies", Report N.° CE 79-05, Los Angeles, California, 1979.

(67) Wong, H.L., "Effect of Surface Topography on the Diffraction of P, SV and Rayleigh Waves", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 72, 1982, pp. 1167-1183.

(68) Wyss, M. "Estimating Maximum Expectable Magnitude of Earthquake from Fault Dimensions", Geology, Vol. 7, 1979, pp. 336-340.