

INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES
SECRETARIA DA INDÚSTRIA, COMÉRCIO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
AUTARQUIA ASSOCIADA À UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ANÁLISE SÍSMICA DO PRÉDIO DO REATOR DE UMA CENTRAL NUCLEAR
DE POTÊNCIA TIPO PWR**

Masao Kakubo

**Dissertação apresentada como parte dos
requisitos para obtenção do Grau de
"Mestre na Área de Concentração em
Reatores Nucleares de Potência e
Tecnologia do Combustível Nuclear
Básico".**

Orientador: Dr. Roberto Yoshiyuki Hukai

**São Paulo
1983**

INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES
AUTARQUIA ASSOCIADA À UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ANÁLISE SÍSMICA DO PRÉDIO DO REATOR DE UMA CENTRAL
NUCLEAR DE POTÊNCIA TIPO PWR

Masao Kakubo

Dissertação apresentada como parte dos requisitos para obtenção do Grau de 'Mestre na Área de Concentração em Reatores Nucleares de Potência e Tecnologia do Combustível Nuclear Básica'.



Orientador: Dr. Roberto Yoshiyuki Hukai

SÃO PAULO
1983

AOS MEUS PAIS

ANÁLISE SÍSMICA DO PRÉDIO DO REATOR DE UMA CENTRAL NUCLEAR
DE POTÊNCIA TIPO PWR

Masao Kakubo

RESUMO

A engenharia de terremoto tem despertado o interesse de técnicos brasileiros, nas fases de projeto, licenciamento e construção das Unidades I e II da Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto (CNAEA). Nesta dissertação, é apresentado o estado da arte dos métodos utilizados, para a análise da interação solo-estrutura, com referência particular ao cálculo da função de impedância de um grupo de estacas. Como exemplo, é calculada a resposta dinâmica do prédio do reator de uma central nuclear tipo PWR de 1325 Mwe, cuja fundação é constituída de 202 estacas, que trabalham, tanto por atrito lateral, quanto por resistência de ponta. Efetua-se, também, a variação paramétrica do solo, observando-se a sua influência na resposta dinâmica da estrutura. A distribuição dos esforços nas cabeças das estacas, mostram os efeitos da interação estaca-solo-estaca.

REACTOR BUILDING SEISMIC ANALYSIS OF A PWR
TYPE - NPP

Masao Kakubo

ABSTRACT

EARTHQUAKE ENGINEERING STUDIES RAISED UP IN BRAZIL DURING DESIGN, LICENSING AND CONSTRUCTION PHASES OF ALMIRANTE ALVARO ALBERTO NPP, UNITS I AND II. STATE OF THE ART OF SOIL - STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS, WITH PARTICULAR REFERENCE TO THE IMPEDANCE FUNCTION CALCULATION OF A GROUP OF PILE, IS PRESENTED IN THIS MSc DISSERTATION. AS AN EXAMPLE, THE REACTOR BUILDING DYNAMIC RESPONSE OF A 1325 MWe NPP PWR TYPE IS CALCULATED. THE REACTOR BUILDING IS SUPPORTED BY A PILE FOUNDATION WITH 202 ENDBEARING PILES. UPPER AND LOWER BOUND SOIL PARAMETERS ARE CONSIDERED, IN ORDER TO OBSERVE THEIR INFLUENCE ON DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURE. DYNAMIC RESPONSE DISTRIBUTION ON PILES HEADS SHOW PILE-SOIL-PILE INTERACTION EFFECTS.

AGRADECIMENTOS

AO PROF. DR. ROBERTO Y. HUKAI PELA ORIENTAÇÃO

AO ENG^o. FRANCISCO CLÁUDIO PEREIRA DE BARROS PELA
INESTIMÁVEL AJUDA

A COMISSÃO NACIONAL DE ENERGIA NUCLEAR

AO INSTITUTO DE PESQUISAS ENERGÉTICAS E NUCLEARES

A YOLANDA IGNÁCIO PELO TRABALHO DE DATILOGRAFIA

A TODOS AQUELES QUE COLABORARAM PARA A REALIZAÇÃO
DESTE TRABALHO.

I N D I C E

	Pág.
1. INTRODUÇÃO -----	1
2. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA -----	9
2.1 - Método Direto -----	11
2.2 - Método de Multietapas -----	12
2.2.1 - Método das Duas Etapas -----	12
2.2.2 - Método das Três Etapas -----	14
2.2.3 - Método da Subestrutura -----	17
3. FUNÇÃO DE IMPEDÂNCIA -----	19
4. MÉTODO DE ANÁLISE -----	30
5. PARÂMETROS DE CÁLCULO -----	33
5.1 - Descrição do Prédio do Reator -----	33
5.2 - Modelo Dinâmico -----	35
5.3 - Propriedades do Solo -----	35
5.4 - Parâmetros Sísmicos -----	38
5.5 - Propriedades dos Materiais -----	42
6. RESULTADOS -----	43
6.1 - Limitações de Cálculo -----	55
7. CONCLUSÕES -----	57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS -----	94

APÊNDICE 'A'

	Pág.
A.1 - ASHSD -----	58
A.2 - DAMP -----	58
A.3 - DYSPIL -----	59
A.4 - INTERP -----	60
A.5 - MODAR -----	60
A.6 - SAP IV -----	61
A.7 - SECPROP -----	62
A.8 - SHAKE -----	62
A.9 - SPECSUP -----	63
A.10- SPECTRA -----	63
A.11- STIFF -----	64

APÊNDICE 'B'

B.1 Modelo Dinâmico -----	66
B.2 Espectro de Resposta na Fundação -----	73
B.2.1 Movimento Horizontal -----	73
B.2.2 Movimento Vertical -----	78
B.3 Cálculo da Frequência Fundamental -----	81
B.4 Cálculo da Impedância -----	84
B.5 Cálculo das Formas Modais -----	86
B.6 Amortecimento Modal -----	87
B.7 Interpolação do Espectro de Resposta -----	89
B.8 Respostas Globais -----	90

ÍNDICE DAS FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1 - Diagrama Esquemático de uma Central Nuclear de Potência Tipo PWR -----	1
Figura 1.2 - Arranjo Geral da Unidade II da CNAAA -----	3
Figura 2.1 - Representação Esquemática do Método Direto para Análise da Interação Solo-Estrutura -----	10
Figura 2.2.1 - Representação Esquemática do Método das Duas Etapas, para Análise da Interação Solo-Estrutura -----	13
Figura 2.2.2 - Representação Esquemática do Método das Três Etapas, para Análise da Interação Solo-Estrutura -----	15
Figura 2.2.3 - Representação Esquemática do Método da Sub-estrutura, para Análise da Interação Solo-Estrutura -----	17
Figura 3.1 - Representação de Algumas Incógnitas de Interação Estaca-Solo -----	20
Figura 3.2 - Forças que atuam nos Nós de uma Estaca -----	23
Figura 3.3 - Compatibilidade entre a Placa de Fundação e Cabeças das Estacas -----	26
Figura 3.4 - Compatibilidade entre a Estrutura e a Placa de Fundação -----	28
Figura 4.1 - Fluxograma de Cálculo para a Análise Dinâmica de Estrutura -----	32
Figura 5.1.1 - Prédio do Reator e Distribuição das Estacas--	34
Figura 5.2.1 - Modelo Dinâmico do Prédio do Reator -----	36
Figura 5.3.1 - (a) Perfil de Solo e (b) Variação do Módulo de Cisalhamento (Sítio Médio) com a Profundidade, Para Deformações Baixas ($10^{-4}\%$) -----	37
Figura 5.3.2 - Variação do Módulo de Cisalhamento (Sítio Médio) com a Deformação de Cisalhamento -----	39

	Pág.
Figura 5.3.3 - Variação do Fator de Amortecimento com a Deformação de Cisalhamento -----	39
Figura 5.4.1 - Espectro de Resposta de Projeto Para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) $a_{\max} = 0,1g$ -----	40
Figura 5.4.2 - Acelerograma Artificial - Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) $a_{\max} = 0,1g$ -----	41
Figura 6.1 - Espectro de Resposta no Nível da Fundação - Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) - Direção Horizontal -----	44
Figura 6.2 - Espectro de Resposta no Nível da Fundação - Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) Direção Vertical -----	46
Figura 6.3 - Aceleração Absoluta (m/s^2) na Superestrutura-Sítio Superior - Direção Horizontal (X)-----	47
Figura 6.4 - Deslocamento Relativo (m) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (X) -----	48
Figura 6.5 - Momento Fletor (t_f, m) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (Y)-----	49
Figura 6.6 - Força Cortante (t_f) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (Y) -----	50
Figura 6.7 - Distribuição da Força Cortante (Q_x) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Horizontal - Direção X - Sítio Inferior -----	51
Figura 6.8 - Distribuição do Momento Fletor (M_{yy}) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Horizontal - Direção X - Sítio Inferior -----	52
Figura 6.9 - Distribuição da Força Normal (N_{yy}) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Horizontal - Direção X - Sítio Inferior -----	53
Figura 6.10 - Distribuição da Força Normal (N_z) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Vertical - Direção Z- Sítio Inferior -----	54

	Pág.
Figura A.11.1 - Fundação Circular Rígida sobre Solo-Estratificado -----	65
Figura B.2.1.1 - Modelo de Solo Usado no Programa SHAKE ----	73
Figura B.2.1.2 - Aceleração nas Camadas de Solo Para o Terremoto Horizontal -----	77
Figura B.2.2.1 - Aceleração nas Camadas de Solo Para o Terremoto Vertical -----	80
Figura B.3.1 - Malha de Elementos Finitos Usado no Programa ASHSD, Para o Cálculo da Rigidez do Solo	83
Figura B.4.1 - Planta das Estacas Fictícias Utilizadas no Cálculo da Função de Impedância -----	85

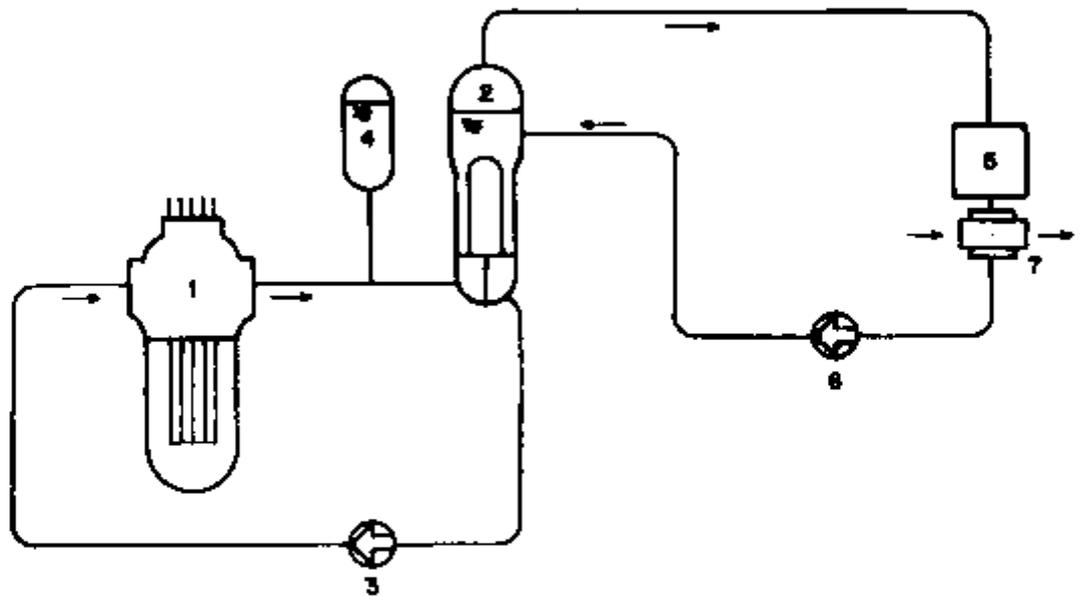
ÍNDICE DAS TABELAS

	Pág.
Tabela 5.3.1 - Propriedades do Solo -----	38
Tabela 5.5.1 - Propriedades do Aço e Concreto para a Análise Sísmica -----	42
Tabela 6.1 - Resposta Dinâmica para o Terremoto de Desligamento Seguro -----	43
Tabela B.1.1 - Propriedades Geométricas dos Elementos de Viga do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Edifício de Blindagem -----	67
Tabela B.1.2 - Propriedades Geométricas dos Elementos de Viga do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Contenção de Aço -----	68
Tabela B.1.3 - Propriedades Geométricas dos Elementos de Viga do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Estruturas Internas e Partes Comuns -----	69
Tabela B.1.4 - Coordenadas e Momento de Inércia nos Nós do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Edifício de Blindagem -----	70
Tabela B.1.5 - Coordenadas e Momento de Inércia dos Nós no Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Contenção de Aço -----	71
Tabela B.1.6 - Coordenadas e Momento de Inércia dos Nós do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Estruturas Internas e Partes Comuns -----	72
Tabela B.2.1.1 - Propriedades do Solo para o Terremoto Horizontal - SSE -----	75
Tabela B.2.1.2 - Espectro de Resposta na Fundação - ($a_{\text{máx}} = 0,18g$) Terremoto Horizontal - SSE ---	76

	Pág.
Tabela B.2.2.1 - Propriedades do Sistema Estaca-Solo para o Terremoto Vertical - SSE -----	79
Tabela B.2.2.2 - Espectro de Resposta na Fundação ($a_{\text{máx}} = 0,12g$) - Terremoto Vertical - SSE--	80
Tabela B.3.1 - Cálculo da Frequência Fundamental -----	82
Tabela B.4.1 - Impedância do Sistema Estaca-Solo -----	84
Tabela B.5.1 - Autovalores e Fator de Participação - Sítio Inferior -----	86
Tabela B.5.2 - Autovalores e Fator de Participação - Sítio Superior -----	87
Tabela B.6.1 - Amortecimento Viscoso e Frequência Circular Correspondente -----	88
Tabela B.6.2 - Amortecimento Modal -----	89
Tabela B.7.1 - Acelerações Espectrais Interpoladas -----	90
Tabela B.8.1 - Resposta no Nó 34 do Modelo Dinâmico para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) - Sítio Inferior -----	92
Tabela B.8.2 - Resposta no Nó 34 do Modelo Dinâmico para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) - Sítio Superior -----	93

1. INTRODUÇÃO

A geração de energia elétrica através de uma central nuclear de potência assemelha-se, por concepção, a uma central termelétrica convencional. O esquema simplificado de uma central nucleoeletrica, tipo PWR (Pressurized Water Reactor), é apresentado na figura 1.1.



1 - REATOR
2 - GERADOR DE VAPOR
3 - BOMBA DE RECIRCULAÇÃO
4 - PRESSURIZADOR

5 - TURBINA
6 - BOMBA DE ALIMENTAÇÃO
7 - CONDENSADOR

Figura 1.1 - Diagrama Esquemático de uma Central Nuclear de Potência tipo PWR.

Observa-se no Diagrama dois circuitos fechados. O Circuito Primário, que contém o Reator, conduz no sentido indicado, água pressurizada. Essa água, comumente denominada refrigerante, transporta a energia térmica gerada pela fissão do urânio no reator, ao Circuito Secundário. A transferência da energia do Primário ao Secundário é feita através do gerador de vapor. O vapor percorre as tubulações do Circuito Secundário movimentando a turbina, que gera energia elétrica sendo, posteriormente, condensado e bombeado ao gerador de vapor novamente.

Na figura 1.2 são mostrados os vários edifícios que compõem a Unidade II da Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto (CNAAA), uma central nuclear de potência tipo PWR, com quatro circuitos primários e uma potência de 1325 MWe. A descrição sucinta da função básica de cada edifício é fornecida a seguir.

EDIFÍCIO DO REATOR (JA/JB)

Neste Edifício se processa a geração de energia térmica através da fissão do urânio. Ele abriga entre equipamentos e sistemas, o vaso de pressão do reator, os circuitos primários, geradores de vapor, sistema pressurizador, bombas de recirculação, sistema de remoção de calor residual, sistema de injeção de segurança e o sistema de refrigeração de emergência. Armazena, também, os elementos combustíveis novos e usados.

EDIFÍCIO AUXILIAR DO REATOR (KA)

Este Edifício é projetado para abrigar sistemas auxiliares que podem ou não estar diretamente envolvidos com a operação do reator, tais como, o sistema de dosagem química.

Limpeza e tratamento do refrigerante do reator e do sistema de refrigeração da área controlada, sistema de tratamento dos rejeitos radioativos sólidos, líquidos e gasosos, sistema de drenos dos equipamentos e sistema de ventilação. Contém, ainda, o acesso ao Edifício do Reator, Laboratório e Sala de Proteção Radiológica.

EDIFÍCIO DE CONTROLE (BA)

A operação do reator é efetuada através da sala de controle, localizada neste edifício. Ele contém, ainda, computadores, sistema de ar condicionado e sistema de recirculação de ar. Fornece energia aos componentes da usina e abriga, principalmente, cabos, disjuntores e interruptores. Todo o sistema é dividido em quatro grupos redundantes, sendo um para cada circuito primário.

EDIFÍCIO DO TURBO GERADOR (MA)

A transformação da energia térmica em energia elétrica, é feita com o auxílio de três turbinas de baixa pressão e uma turbina de alta pressão. Este Edifício contém, ainda, o sistema de curto circui-

to do vapor principal, sistema de suprimento de óleo da turbina e dos superaquecedores e também, os separadores de vapor.

EDIFÍCIO DE ADMINISTRAÇÃO (YA)

Este Edifício contém escritórios, salas de conferência, salas de arquivo, sistema de telefone central, bem como, acesso ao Edifício Auxiliar do Reator. O edifício é provido de instalações (tais como: salas de vestir, lavatórios, chuveiros, etc.) para a recepção de inspetores de entidades fiscalizadoras, bem como, instalações para os funcionários da própria usina.

EDIFÍCIO DOS GERADORES DE EMERGÊNCIA E ÁGUA GELADA (BP)

Neste edifício estão localizados os geradores diesel de emergência, os quais têm a função de prover energia aos equipamentos de segurança da central, no evento de uma perda de energia externa. O sistema de água gelada é utilizado para a troca de calor do sistema de refrigeração de componentes. O sistema de emergência descrito, é dividido em quatro seções redundantes, que contém o tanque de armazenamento de água gelada, tanque de armazenamento de óleo diesel, bem como, bombas de água gelada.

EDIFÍCIO DE ALIMENTAÇÃO DE EMERGÊNCIA E ÁGUA GELADA (LB)

Este Edifício armazena a água desmineralizada para o resfriamento de emergência do reator. O sistema de resfriamento é acionado por motores diesel acionados automaticamente, e é dividido em quatro redundâncias, estruturalmente separadas, tal que, não haja interferência recíproca em redundâncias adjacentes.

OUTROS EDIFÍCIOS

Além dos edifícios anteriormente descritos, são listados a seguir, os edifícios que desempenham funções auxiliares, tais como:

- Poço Coletor de Água de Serviço (QM)
- Estrutura da Tomada D'Água (QA, QB)
- Chaminé da Caldeira Auxiliar (TJ)
- Edifício do Sistema de Desmineralização D'Água (GD)
- Edifício da Caldeira Auxiliar e Compressores (TA)
- Estrutura do Tanque de Óleo Combustível (TL)
- Chaminé de Descarga dos Gases (KH)
- Edifício de Purificação do Condensado (LD)
- Poço de Selagem de Água de Refrigeração (QJ)
- Transformadores Principais (BAT)
- Transformadores Auxiliares (BBT)
- Área de Estocagem de Cilindros de Gás (TG)
- Transformadores de Rede Externa (BCT)
- Tanques de Água Desmineralizada (GHC)
- Estrutura de Eclusa de Equipamento e Pórtico (JF)

Na central nuclear os edifícios são normalmente classificados em classes (ou categorias) I e II [1,2]. São de Classe I: O Edifício do Reator (JA/JB), Edifício de Controle (BA), Edifício dos Geradores de Emergência e Água Gelada (BP), Estrutura da Tomada D'Água (QA, QB), Estrutura da Eclusa de Equipamento e Pórtico (JF), Edifício de Alimentação de Emergência e Água Gelada (LB), Poço Coletor de Água de Serviço (QM), Chaminé de Descarga dos Gases (KH) e Chaminé da Caldeira Auxiliar (TJ).

Os Edifícios de Classe I desempenham direta ou indiretamente, funções de segurança nuclear e, conseqüentemente, sua funcionalidade é requisitada, mesmo em condições adversas. Uma das condições é a operacionalidade dos equipamentos de segurança (desligamento seguro do reator), após a ocorrência de um terremoto cujas características são descritas nas referências [2,3]. Tal requisito, surge das características peculiares às usinas nucleares, cujos efeitos de um terremoto são potencialmente danosos, diretamente na usina e indiretamente na saúde pública, através do vazamento radioativo. Observando-se que, aproximadamente 5% de todos os terremotos, ocorreram em regiões de baixa atividade sísmica, como por exemplo, nos Estados Unidos, onde nos

últimos 250 anos, três grandes terremotos confirmaram essa observação (Boston, Massachusetts, em 1755; New Madrid, Missouri, em 1812 e Charleston, South Carolina, em 1876), as autoridades licenciadoras e proprietários cautelosos, passaram a insistir na necessidade de incorporar ao projeto da usina, os regulamentos sísmicos, independente da sismicidade local. As primeiras normas de projeto sismo-resistentes, surgiram com a industrialização, que acarretou o surgimento de áreas urbanas densamente povoadas. Até então (1920), as construções eram erigidas com materiais leves e suficientemente espaçadas, para que a falha de uma estrutura, não afetasse a outra. No princípio, as normas americana e japonesa, baseavam-se em níveis de carregamento estático, obtidos através de uma certa porcentagem de g (aceleração da gravidade). Nas usinas nucleares, o impacto estrutural de tal requisito era pequeno, não produzindo qualquer consequência prática. Dessa forma, a partir de 1965, com o crescimento da indústria nuclear, houve um desenvolvimento mais acelerado na área da normalização sísmica, chegando-se aos níveis atuais. Hoje os diversos métodos de análise sísmica, baseiam-se no comportamento dinâmico da estrutura, conseqüentemente, utilizam a dinâmica estrutural [29].

A engenharia de terremoto vem ganhando ênfase entre os técnicos brasileiros, durante as fases de projeto, construção e operação das Unidades I e II da Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto (CNAAB), localizada na Cidade de Angra dos Reis, no Estado do Rio de Janeiro. Como parte do licenciamento da referida central, foi efetuada para cada unidade, uma análise sísmica do prédio do reator [4, 5]. A referência [5] foi publicada, também, na revista "Nuclear Engineering and Design" e apresentada no Congresso "Structural Mechanics in Reactor Technology - (SMIRT)", realizado em Paris, França, 17 a 21 de agosto de 1981.

Esta dissertação, cujos cálculos não se referem aos efetuados para o licenciamento da Unidade II da CNAAB, apresenta os fundamentos do estado da arte, relativos à análise sísmica de estruturas, com referência particular ao cálculo da função de impedância de um grupo de estacas. São apresentados, também, os resultados obtidos da aná

lise sísmica de um prédio do reator de uma central nuclear PWR de 1325 Mwe, assentado sobre uma fundação composta de 202 estacas, com comprimento médio de 36m, sendo 146 estacas com 1,30m de diâmetro e 56 com 1,10m.

O resumo do estado da arte é descrito no capítulo 2, listando-se os métodos disponíveis para a avaliação dos efeitos da interação solo-estrutura. No capítulo 3, é apresentado um procedimento de cálculo para a função de impedância do sistema estaca-solo [7], considerando-se a interação estaca-solo-estaca. O solo é idealizado por camadas horizontais, isotrópicas, cujas propriedades podem variar com a profundidade, mas devem permanecer constante em cada camada. O procedimento é desenvolvido para um grupo de estacas, sem restrições teóricas quanto à quantidade, localização e características das mesmas, porém, por facilidades computacionais, é conveniente que todas as estacas tenham o mesmo comprimento, sejam todas flutuantes ou de ponta, e tenham o mesmo diâmetro. As estacas são consideradas verticais e o solo é simulado por elementos toroïdais. A placa de fundação é suposta rígida, e separada do solo. O critério de cálculo é descrito no capítulo 4. A interação dos parâmetros do solo e a amplificação do terremoto de projeto são efetuados através do método proposto por Hadjian [6]. A função de impedância é calculada através do método proposto por Wolf et al [7], e a equação geral de equilíbrio dinâmico da estrutura (simulada por elementos de viga e massa concentrada) é resolvida pela superposição modal, utilizando-se o processo do espectro de resposta. A resposta global é calculada pelo método dos "DEZ POR CENTO" [24].

Os parâmetros de cálculo são apresentados no capítulo 5, e no capítulo 6, são mostradas as respostas globais para os sítios inferior e superior. Apresentam-se, também, nesse capítulo, uma discussão da magnitude relativa das respostas globais, gráficos dos esforços na superestrutura para o sítio superior e a distribuição dos esforços nas cabeças das estacas para o sítio inferior. As conclusões são redigidas no capítulo 7, e nos apêndices, são apresentados os fundamentos dos programas de computador utilizados e os resultados intermediários de cálculo.

2. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA:

Para se determinar a resposta de uma estrutura submetida a um movimento do solo, causado por um terremoto, conhecendo-se apenas o movimento do solo sem a presença da estrutura, é necessário considerar-se os efeitos da interação solo-estrutura. Esse problema bastante complexo, apresenta, no caso, dois aspectos bem distintos:

- a) alteração do movimento do solo em termos de aceleração máxima e conteúdo de frequência traduzidas pelo espectro de resposta, devido às condições geológicas locais;
- b) interação da estrutura com o solo abaixo e adjacente afetando a resposta da mesma [8]

Estruturas nucleares são projetadas para terremotos que são geralmente denominados terremoto de desligamento seguro (SSE) e terremoto básico de operação (OBE) ambos definidos no 10 CFR part 100 [3]. O terremoto de projeto, usualmente definido na superfície, merece uma abordagem mais profunda para se avaliar o impacto na resposta da estrutura, considerando-se diferentes níveis de aplicação [9]. Há que se considerar, também, as dificuldades inerentes na obtenção das propriedades do solo. Uma vez que, normalmente, não se conseguem amostras indeformadas, estabelece-se uma faixa de incerteza para contornar tal fato (seção 5.3). O comportamento não linear do solo gera ainda a alteração de suas propriedades, de acordo com o nível de deformação cisalhante produzido pelo terremoto [10].

Além das peculiaridades já mencionadas, deve-se considerar, também, o movimento relativo da estrutura em relação ao solo que o suporta, traduzindo-se pelas forças de interação inercial e, além disso, o efeito da interação cinemática, produzida pela diferença de rigidez entre a estrutura e o solo [8]. A referência [11] aborda, de maneira bastante clara, as implicações do embutimento parcial da estrutura no solo, caso comum em centrais nucleares. A influência da interação entre solo e estruturas adjacentes é tratada na referência [12].

Os métodos de análise da interação solo-estrutura podem ser classificados em dois grupos [8]: o método direto, onde o sistema solo-estrutura é resolvido em uma única etapa (fig. 2.1) e o método de multietapas, onde o solo é separado da estrutura, produzindo-se respostas intermediárias que são superpostas no fim da análise (figs. 2.2.1 a 2.2.3).

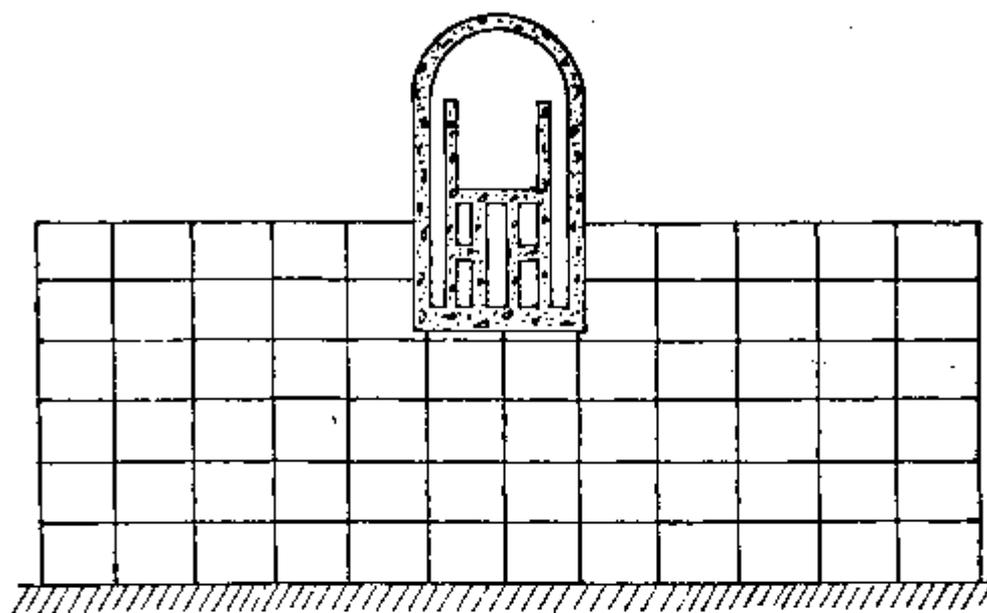


FIGURA 2.1 - Representação Esquemática do Método Direto para Análise da Interação Solo-Estrutura

Ambos os métodos partem da equação geral do equilíbrio dinâmico do sistema solo-estrutura:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = \{0\} \quad (2.1)$$

$$\{\ddot{u}\} = \{\ddot{x}\} + \{\ddot{u}_g\}$$

Na equação 2.1, M é a massa, C o amortecimento, K a rigidez do sistema solo-estrutura, \ddot{u} a aceleração absoluta, x o deslocamento em relação ao solo, e \ddot{u}_g a aceleração do solo devido ao terremoto.

2.1 Método direto

A equação 2.1 pode ser resolvida no domínio do tempo ou da frequência. A solução no domínio do tempo pode ser efetuada através da integração direta ou superposição modal. Na integração direta, adota-se um intervalo de tempo (Δt) conveniente e calcula-se a resposta a cada instante t , partindo-se de condições de contorno pré-definidas. Esse processo de cálculo é vantajoso, pelo fato de permitir a consideração da não-linearidade do solo. Por outro lado, o processo apresenta dificuldade na escolha de um intervalo de tempo que não comprometa a estabilidade da solução, e, mais importante ainda, a acuracidade do resultado do problema. O método de superposição modal considera, inicialmente, o sistema solo-estrutura desprovido de amortecimento e submetido a uma vibração livre. Dessa idealização extraem-se da equação 2.1 os autopares (autovalores e autovetores) que dão origem a um sistema de equações cuja solução fornece a resposta do sistema solo-estrutura para o terremoto de projeto. O amortecimento modal é incorporado ao sistema de equações, juntamente com o terremoto logo após a extração dos autopares. A principal vantagem da análise pela superposição modal é que, uma vez obtidos os autopares, é possível efetuar-se uma variedade de análises tanto pelo histórico da resposta como pelo espectro da resposta, com um pequeno custo adicional. Além disso, caso seja necessário se estender a quantidade de autopares, o sistema já resolvido pode ser utilizado para a extração de autopares adicionais.

A solução da equação 2.1 no domínio da frequência apresenta como principal característica a obtenção da função de transferência para as respostas de interesse, que se conseguem resolvendo-se um sistema de equações lineares para cada frequência. Calcula-se então o histórico da resposta, utilizando-se a transformada de Fourier (multiplica-se a função de transferência pela excitação de projeto que é representada por uma série de Fourier). O método apresenta a vantagem de, uma vez obtida a função de transferência, pode-se recalcular a resposta, variando-se as características ou ponto de aplicação da excitação sem repetir todos os cálculos.

O método direto é usualmente efetuado pelo processo dos elementos finitos, sofrendo conseqüentemente, as restrições de custo quanto à análise tridimensional. A abordagem bidimensional do problema sobre, todavia, constantes aprimorações (elementos de contorno viscoso e de transmissão), numa tentativa de simular os efeitos tridimensionais do problema a custos aceitáveis.

2.2 Método de Multietapas

São apresentados três procedimentos para a determinação da resposta do sistema solo-estrutura. O método das duas etapas ilustrado pela figura 2.2.1, o método das três etapas (fig.2.2.2) e o método da subestrutura (fig. 2.2.3). A equação 2.1 pode ser desmembrada em duas outras, segundo Whitman 1973 [13]:

$$[\bar{M}_{SO}] \{\ddot{x}_1\} + [\bar{C}] \{\dot{x}_1\} + [\bar{K}] \{x_1\} = -[\bar{M}_{SO}] \{\ddot{u}_g\} \quad (2.2.1)$$

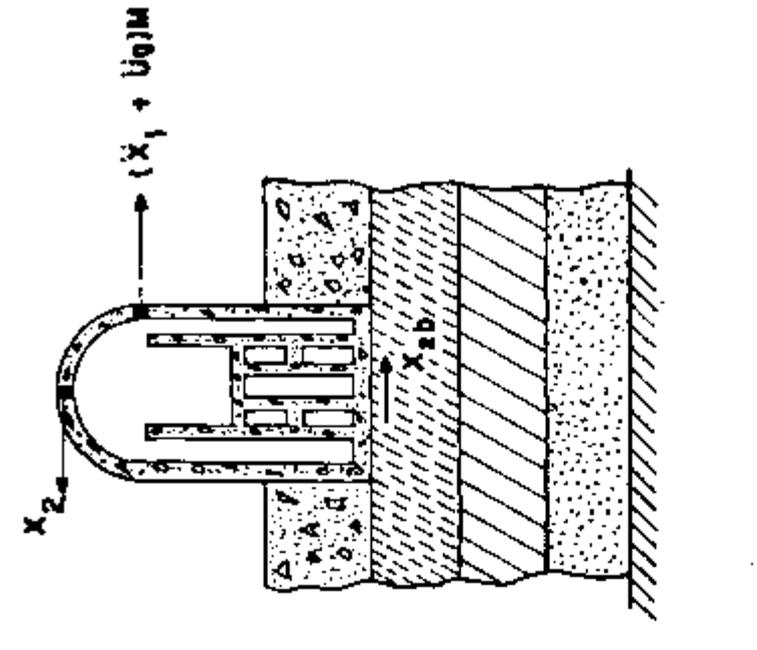
$$[\bar{M}] \{\ddot{x}_2\} + [\bar{C}] \{\dot{x}_2\} + [\bar{K}] \{x_2\} = -[\bar{M}_{ST}] (\{\ddot{x}_1\} + \{\ddot{u}_g\}) \quad (2.2.2)$$

M_{SO} e M_{ST} são as massas do solo e da estrutura respectivamente, ($M = M_{SO} + M_{ST}$), x_1 o deslocamento da estrutura sem massa ou do solo em relação ao deslocamento da base, e x_2 o deslocamento da estrutura com massa submetido ao movimento $\ddot{x}_1 + \ddot{u}_g$. A soma das equações 2.2.1 e 2.2.2 resulta na equação 2.1, uma vez que $x = x_1 + x_2$.

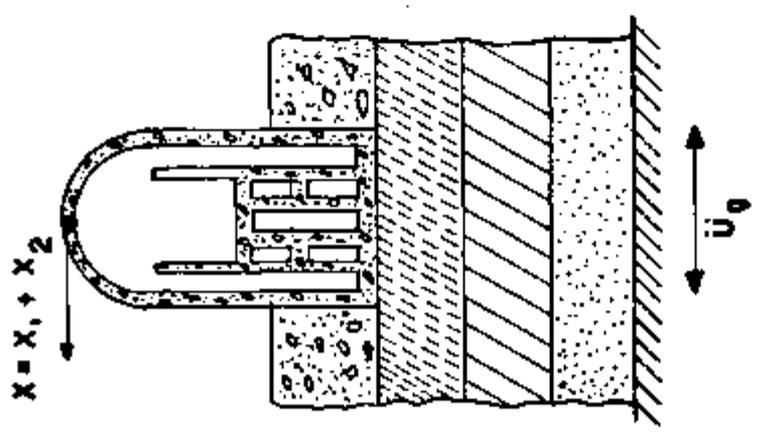
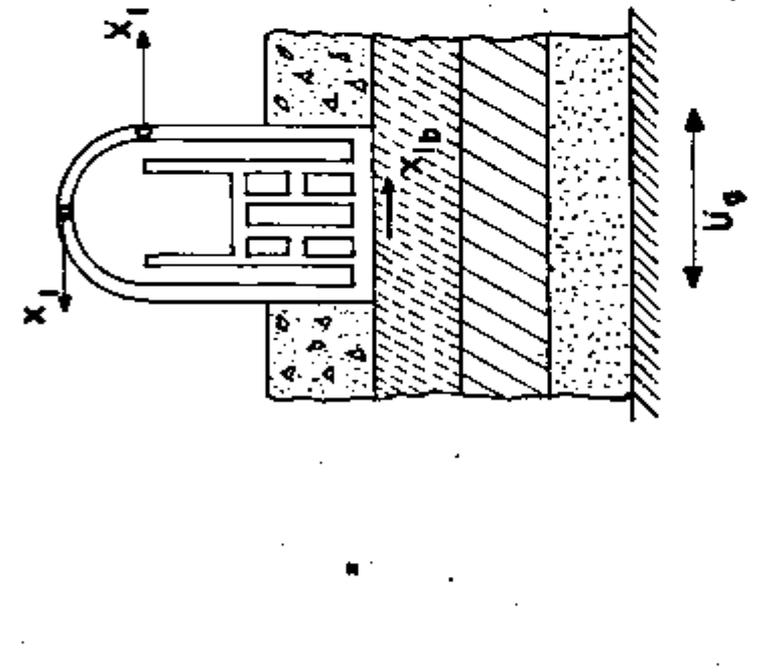
2.2.1 Método das Duas Etapas

Observa-se que a equação 2.1 pode ser resolvida em duas etapas: a primeira delas consiste na determinação do movimento que ocorre na estrutura, quando dela eliminamos a massa, mas conservamos a rigidez e o amortecimento (equação 2.2.1) ilustrada pela fig. 2.2.1.b; A segunda consiste na avaliação do movimento x_2 que ocorre no sistema solo-estrutura, quando a estrutura é submetida ao movimento $\ddot{x}_1 + \ddot{u}_g$ conforme se ilustra na figura 2.2.1.c.

INTERAÇÃO CINEMÁTICA



INTERAÇÃO INERCIAL



a) RESPOSTA FINAL

b) ETAPA 1

c) ETAPA 2

FIGURA 2.2.1 Representação Esquemática do Método das duas Etapas para Análise da Interação Solo-Estrutura

A primeira etapa (fig. 2.2.1.b) caracteriza-se pela influência da geometria da estrutura no movimento do solo, ou seja, o movimento que se obtém na interface solo-estrutura (x_{1b}) é diferente daquele que se obteria nesse mesmo ponto, se a estrutura sem massa não estivesse presente (free field). Além disso, acrescenta-se ainda, a rotação criada pelo embutimento parcial da estrutura no solo. Esse efeito proveniente exclusivamente da geometria da fundação é denominada Interação Cinemática.

O movimento x_{2b} ilustrado na figura 2.2.1-c representa o efeito da massa da estrutura no movimento do solo livre (free field), denominado Interação Inercial, devidamente considerado através da equação 2.2.2.

O método das duas etapas não apresenta grandes vantagens práticas, uma vez que a consideração do solo, simultaneamente com a estrutura na segunda etapa, exige um esforço computacional praticamente igual ao do método direto. O seu desenvolvimento, porém, é básico para a abordagem do método das três etapas.

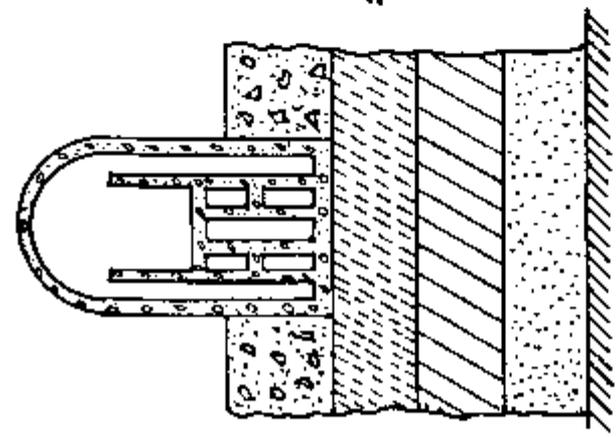
2.2.2 Método das Três Etapas

No caso de prédio de reatores em centrais nucleares (PWR) onde o conjunto estrutura e placa de fundação formam um corpo bastante rígido, é possível o desmembramento do método anteriormente apresentado em três etapas [9]. Uma vez que a equação 2.2.1 pressupõe a estrutura sem massa, é vantajoso removê-la totalmente dessa etapa, considerando-se somente a placa de fundação e paredes laterais (caso em que a estrutura está parcialmente embutida no solo) também desprovidas de massa, mas com rigidez infinita (figura 2.2.2.b). Esse procedimento se justifica pelo fato de que, na interação cinemática, a relevância é dada somente à geometria da base. Além disso, sendo a estrutura-fundação um conjunto bastante rígido, o movimento em qualquer ponto da estrutura é obtido diretamente do movimento da placa de fundação (corpo rígido) através de transformações geométricas. A equação 2.2.1 representa, então, uma placa de fundação sem massa, com rigidez infinita, submeti

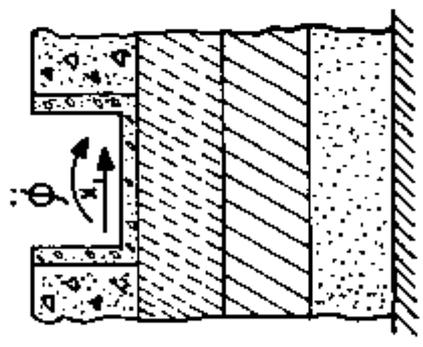
INTERAÇÃO CINEMÁTICA

FUNÇÃO DE IMPEDÂNCIA

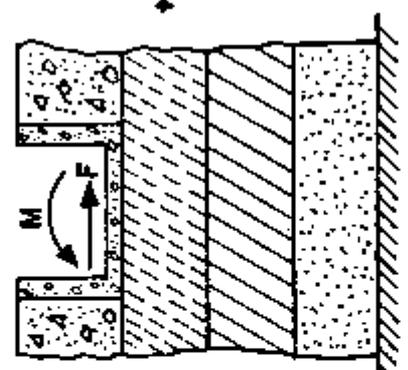
INTERAÇÃO INERCIAL



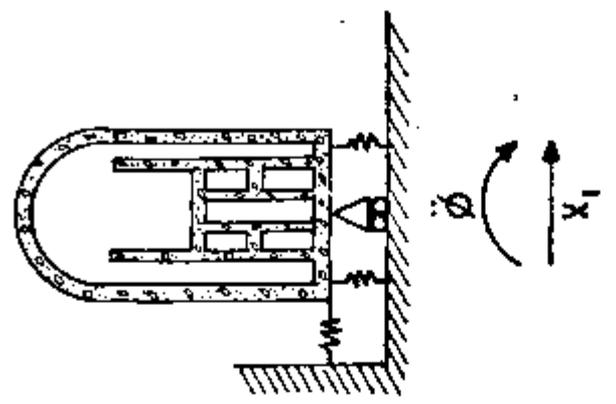
g) RESPOSTA FINAL



b) ETAPA 1



c) ETAPA 2



d) ETAPA 3

FIGURA 2.2.2 Representação Esquemática do Método das três Etapas para Análise da Interação Solo-Estrutura

a um movimento pré-definido (\ddot{u}_g) cujos resultados (deslocamentos e rotações na interface solo-estrutura) serão utilizados numa etapa posterior. Na figura 2.2.1.c, o solo pode ser separado da estrutura, desde que as suas características sejam devidamente representadas. Essa separação (fig.2.2.2.c) produz uma etapa intermediária (segunda etapa) no método apresentado na seção 2.2.1 e constitui-se na condensação do solo através dos parâmetros que representam os graus de liberdade do mesmo (deslocamentos e rotações). Os parâmetros mencionados, usualmente denominados função de impedância (rigidez e amortecimento dinâmico do solo) dependem da frequência de excitação, razão pela qual deve ser calculado um conjunto de parâmetros para cada frequência. A terceira consiste na aplicação do movimento obtido na primeira etapa à base da estrutura suportada pela impedância calculada na segunda etapa. Essa terceira etapa, denominada interação inercial, considera a estrutura com massa, rigidez, amortecimento e o solo, devidamente representada pela função de impedância.

Ressalte-se que o método das três etapas só pode ser utilizado no caso em que a placa de fundação é rígida e, além disso, uma vez que se utiliza o princípio da superposição, ela só é válida para o regime linear.

A segunda etapa, cálculo da impedância do solo, é o campo que concentra maiores atenções, apresentando proposições de cálculo para placas de fundação de diferentes formas geométricas, diferentes tipos de solo (homogêneo, com camadas horizontais, camadas inclinadas, etc.), considerações sobre o embutimento parcial da estrutura e considerações sobre estacas. Dado a complexidade do problema que se apresenta tem-se efetuado o cálculo da impedância do solo para o caso estático (frequência igual a zero), frequência fundamental da estrutura ou frequência fundamental do sistema solo-estrutura, exigindo-se, nesse último caso, uma solução do tipo tentativa e erro [9].

2.2.3 Método da Subestrutura

A técnica da subestrutura consiste na separação de um sistema solo-estrutura em subestruturas (fig. 2.2.3) e tem sido utilizada pela indústria aeroespacial na análise das asas dos aeroplanos.

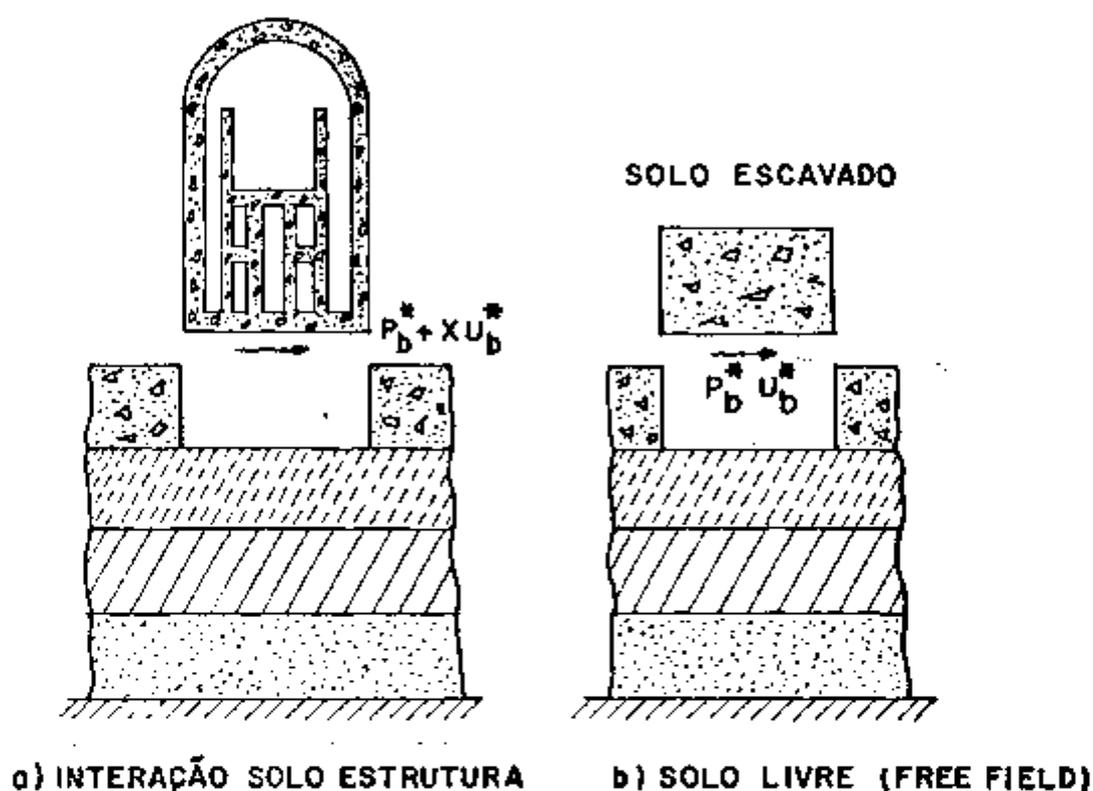


FIGURA 2.2.3 Representação Esquemática do Método da Subestrutura Para Análise da Interação Solo-Estrutura

Para o caso de fundações, demonstra-se [8,14] que a resposta do sistema solo-estrutura pode ser obtido pela aplicação de forças fictícias na interface solo-estrutura (fig. 2.2.3.a). Essas forças fictícias ($P_b^* + XU_b^*$) são obtidas da resposta do solo livre (P_b^* e U_b^*), isto é, sem a presença da estrutura (fig. 2.2.3.b), considerando-se devidamente a impedância do solo (X). A equação matricial que traduz o exposto acima se escreve:

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b^* + \lambda U_b^* \end{Bmatrix} \quad (2.2.3)$$

onde K é a rigidez da estrutura, u , o deslocamento que se quer determinar. Os índices s e b se referem à estrutura e interface estrutura-solo, respectivamente, e $*$ se refere ao solo livre.

O método da subestrutura pode ser aplicado tanto para estruturas com fundação rígida quanto flexível, porém a obtenção da função de impedância é ainda bastante difícil para o caso de estruturas parcialmente embutidas, embora aproximações para embutimentos idealmente rígidos já tenham sido apresentadas.

O método de multietapas apresentado tem vantagens sobre o método direto quanto à possibilidade de se reduzir o tamanho da memória necessária de computador, possibilitando-se a sua solução através de equipamentos disponíveis atualmente. Além disso, beneficia-se de simetrias parciais do sistema solo-estrutura, por exemplo, no caso em que somente a placa de fundação apresenta simetria, e a superestrutura, não.

3. FUNÇÃO DE IMPEDÂNCIA:

Os métodos de solução do problema de interação solo-estrutura apresentados no capítulo 2 exigem o conhecimento da função de impedância para os diversos tipos de fundações. Esse problema, reconhecida-mente complexo, tem despertado o interesse dos pesquisadores, e diferentes abordagens têm sido propostas para os vários tipos de fundações que se apresentam ao engenheiro estrutural. O problema de um grupo de estacas submetido a vibrações se faz presente nas plataformas off-shore utilizadas nas explorações de petróleo, nas fundações de máquinas e, mais recentemente, em instalações nucleares. Apresenta-se nos se capítulo um resumo do procedimento de cálculo proposto para a avaliação da função de impedância de um grupo de estacas sob uma placa rígida, considerando-se os efeitos da interação solo-estaca-solo [7]. O procedimento traduzido em linguagem FORTRAN IV deu origem ao programa de computador DYSPIL [15] mencionado no apêndice A.

O procedimento de cálculo é desenvolvido para um grupo de estacas sem restrições teóricas quanto à quantidade e localização das mesmas, porém, por facilidades computacionais, é conveniente que todas as estacas tenham o mesmo comprimento, sejam todas flutuantes ou de ponta e tenham o mesmo diâmetro. As estacas são consideradas verticais, e o solo composto por camadas horizontais isotrópicas, cujas propriedades podem variar com a profundidade, mas devem permanecer constantes em cada camada. A laje de fundação sobre as estacas é suposta rígida, e separada do solo.

A idéia básica do método de cálculo consiste em separar a estaca do solo, introduzindo-se incógnitas de interação na interface solo-estaca. Assumindo-se que a seção transversal da estaca é rígida, essas incógnitas são transportadas a cada nó discretizado no eixo da estaca. Através de condições de compatibilidade e equilíbrio entre as subestruturas presentes (estaca, solo e placa), obtém-se a resposta do sistema estaca-solo.

A relação entre a força e o deslocamento é efetuado através da matriz de flexibilidade mostrada a seguir:

$$\{u\} = [F] \{R\} \quad (3.1)$$

onde $\{u\}$ são os deslocamentos e $\{R\}$ as forças nos pontos nodais situados sobre o eixo das estacas, conforme figura 3.1 $[F]$ é a matriz de flexibilidade complexa do solo e depende da frequência circular de excitação (ω).

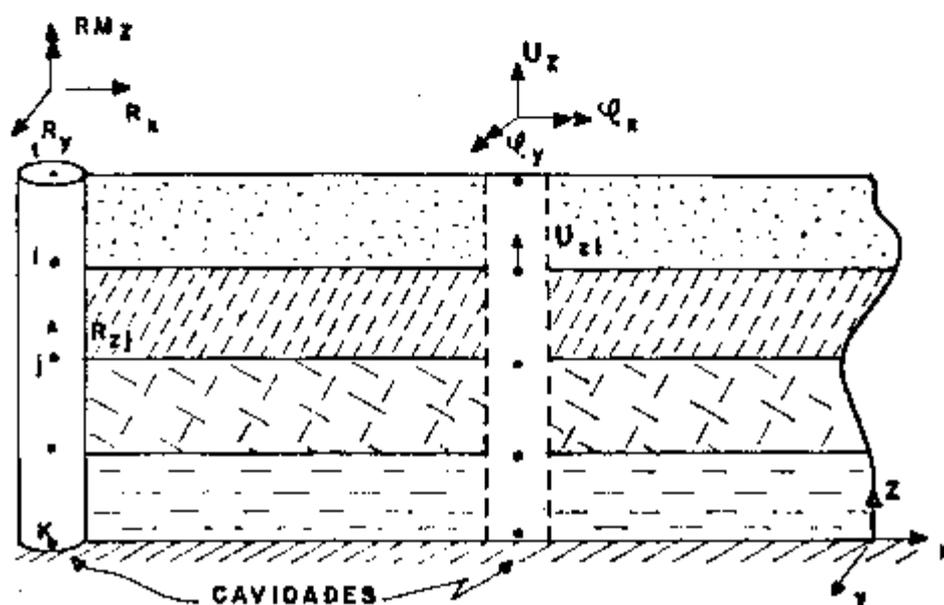


FIGURA 3.1 Representação de Algumas Incógnitas de Interação Estaca-Solo

O deslocamento $\{u\}$ da equação 3.1 pode ser desmembrado em duas parcelas, sendo uma delas correspondente ao deslocamento livre do solo $\{u^f\}$, ou seja, o deslocamento do solo sem considerar a presença da estrutura, e a outra, correspondente aos deslocamentos provenientes das forças de interação $\{u^R\} = [F] \{R\}$. Dessa forma a equação 3.1 pode ser reescrita como segue:

$$\{u\} = \{u^f\} + \{u^R\} = \{u^f\} + [F] \{R\} \quad (3.1.a)$$

A solução no estado estacionário da equação 2.1, quando sujeita a uma excitação harmônica, cuja frequência circular é w , é de uma forma geral dada por:

$$\{x\} = \{X\} e^{iwt} \quad (3.2)$$

onde $\{X\}$ é o vetor das amplitudes do deslocamento. As derivadas primeira e segunda, da equação 3.2, fornecem, respectivamente, as velocidades e aceleração do sistema em estudo. Substituindo-se essas respostas na equação 2.1, obtém-se:

$$(-[M]w^2 + iw [C] + [K]) \{x\} = \{p\} \quad (3.3)$$

$$\{p\} = - [M] \{\ddot{u}_g\} \quad (3.4)$$

Na equação 3.3, é conveniente substituir o amortecimento viscoso $[C]$ pelo amortecimento hysterético D , que provem da histerese do material. A relação entre os dois amortecimentos, para o estado estacionário, numa sollicitação harmônica com a amplitude constante, é dada na referência [22]:

$$[C] = \frac{2 [K] D}{w} \quad (3.5)$$

Introduzindo-se a equação 3.5, na equação 3.3, obtém-se:

$$(- [M]w^2 + [K] (1 + 2 iD)) \{x\} = \{p\} \quad (3.6)$$

Comparando a equação 3.6 com a equação 3.1, temos a inversa da matriz de flexibilidade (matriz de rigidez complexa) no lado esquerdo da equação 3.6. Observando a figura 3.1, pode-se calcular o deslocamento em qualquer nó i (por exemplo u_{zj}) devido a uma força dinâmica aplicada em qualquer nó j (por exemplo R_{zj}) através da equação 3.6, desde que conhecida a matriz de rigidez complexa do sistema. Assume-se que uma força vertical não produz deslocamento horizontal e vice-versa, além disso, não se considera a influência das cavidades produzidas pelas estacas na formação da matriz de flexibilidade do solo. Como exemplo, tem-se:

$$(- [M^S]w^2 + [K^S] (1 + 2 iD^S)) \{u_z^S\} = \begin{Bmatrix} \{0\} \\ R_{zj} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

O índice s significa solo e R_{zj} é a força de interação esta-
ca-solo. Atribuindo-se forças harmônicas unitárias na equação 3.7, po-
do-se calcular a matriz de flexibilidade complexa do solo. Para um
grupo N estacas separadas do solo, a relação entre força e deslocamen-
to se obtém da equação 3.6. Denominando-se $\{P^h\}$, o vetor das amplitu-
des das forças e momentos, que atuam nas cabeças das estacas ($P_x^h, P_y^h,$
 P_z^h, M_x^h, M_y^h e M_z^h), obtém-se dada equação 3.6, a expressão que represen-
ta o equilíbrio de todos os nós j , do conjunto de N estacas, no esta-
do estacionário, quando submetido a uma excitação harmônica.

$$(-[M]w^2 + [K] (1 + 2iD)) \{u\} + \{R\} = \begin{Bmatrix} \{P^h\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

A seguir, será apresentado, detalhadamente, como são formula-
das as equações de equilíbrio, para o caso de uma força vertical P_z^h ,
desprezando-se o amortecimento. Seja uma estaca m qualquer, conforme
mostrada na figura 3.2. A estaca possui $K - 1$ elementos e, a massa,
discretizada em K nós. A área da seção transversal é S e, E , o módulo
de elasticidade. P_z^h representa a força externa, proveniente da laje
de fundação. R_j é uma incógnita que simboliza a força de interação es-
taca-solo, u_j , o deslocamento do nó j e, l_j , o comprimento do elemen-
to j . A força de inércia é dada por $M_j \ddot{u}_j$. M_j é a massa no nó j , $\ddot{u}_j =$
 $-w^2 u_j$ e, w , é a frequência circular de excitação. Para o elemento j ,
pode-se relacionar a força com o deslocamento.

$$N_j = \frac{ES}{l_j} (u_{j+1} - u_j) \quad (3.8.a)$$

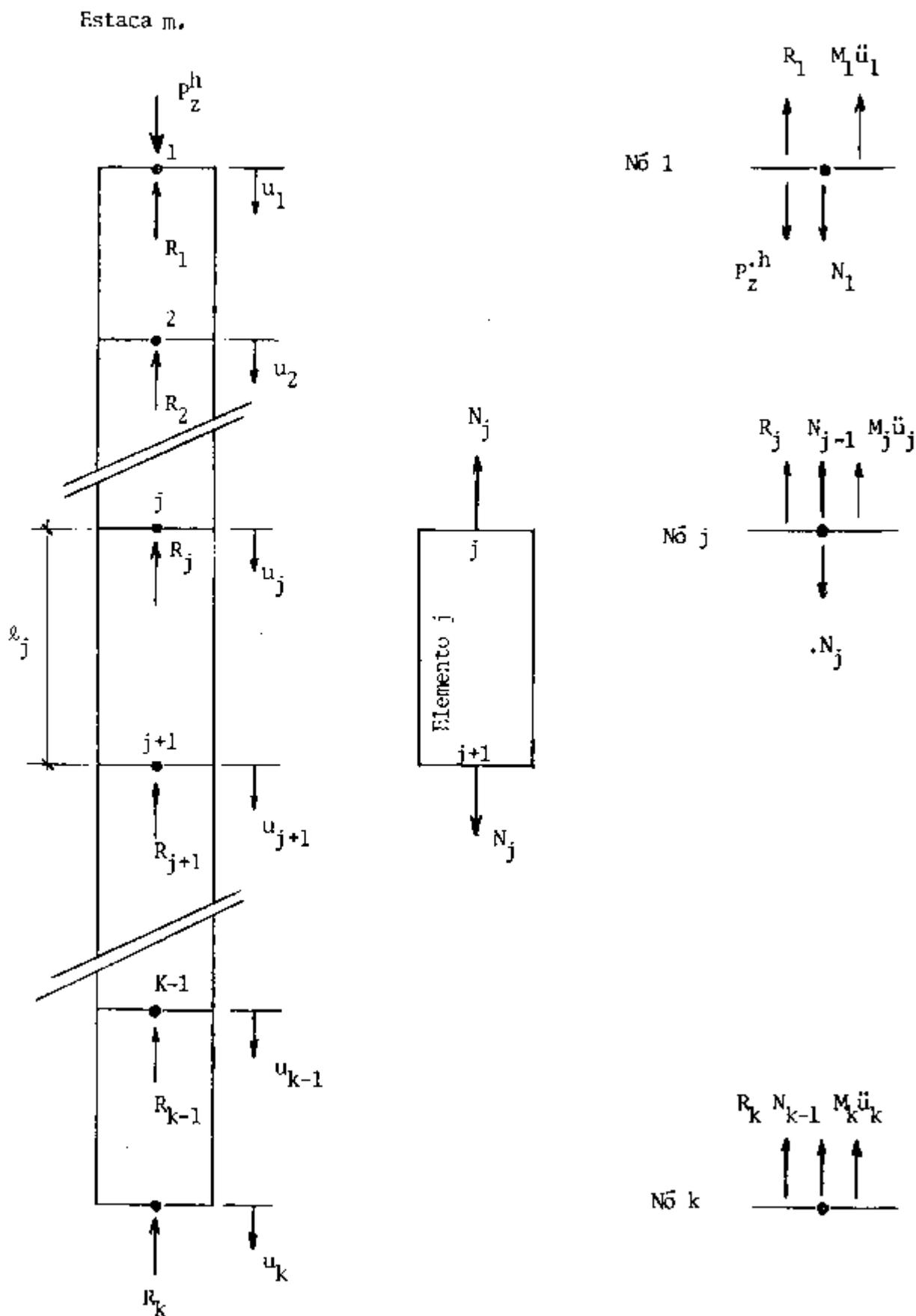


FIGURA 3.2 - Forças que atuam nos Nós de uma estaca

Expandindo-se o equilíbrio, para um conjunto de N estacas, as matrizes da equação 3.8.e, e o vetor $\{P^h\}$, tomam a seguinte forma:

$$[M] = \begin{bmatrix} [M]^1 & & & \\ & \ddots & & \\ & & [M]^m & \\ & & & \ddots \\ & & & & [M]^N \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Estaca 1} \\ \\ \text{Estaca m} \\ \\ \text{Estaca N} \end{array} \quad (3.8.g)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} [K]^1 & & & \\ & \ddots & & \\ & & [K]^m & \\ & & & \ddots \\ & & & & [K]^N \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Estaca 1} \\ \\ \text{Estaca m} \\ \\ \text{Estaca N} \end{array} \quad (3.8.h)$$

$$\{P^h\} = \left\{ \begin{array}{l} p_z^{h1} \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ p_z^{hm} \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ p_z^{hN} \\ 0 \\ 0 \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Estaca 1} \\ \\ \text{Estaca m} \\ \\ \text{Estaca N} \end{array} \quad (3.8.i)$$

Rearranjando-se as linhas e colunas do sistema de equações, que representam o equilíbrio de todos os nós de um conjunto de N estacas, pode-se concentrar todas as forças p_z^h , nas primeiras linhas do vetor $\{P^h\}$, obtendo-se então, a forma apresentada na equação 3.8.

Resolvendo-se a equação 3.1.a para $\{R\}$ e substituindo-se na equação 3.8, obtém-se:

$$(-\omega^2 [\underline{M}] + [\underline{K}] (1+2iD) + [\underline{F}]^{-1}) \{u\} = \begin{Bmatrix} \{P^h\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} + [\underline{F}]^{-1} \{u^f\} \quad (3.9)$$

O lado esquerdo da equação 3.9 é a forma geral da função de impedância complexa nas cabeças das estacas, quando eliminamos todos os deslocamentos nodais abaixo desse nível. Denominando-se a função por $[\underline{G}^h]$ onde h se refere à cabeça da estaca e substituindo-se

$[\underline{F}]^{-1} \{u^f\}$ por $\{P^f\}$, tem-se:

$$[\underline{G}^h] \{u^h\} = \{P^h\} + \{P^f\} \quad (3.10)$$

Ao se efetuar a compatibilidade entre a placa rígida e as cabeças das estacas, é conveniente introduzirem-se os vetores $\{q_o\}$ e $\{Q_o\}$ (fig. 3.3).

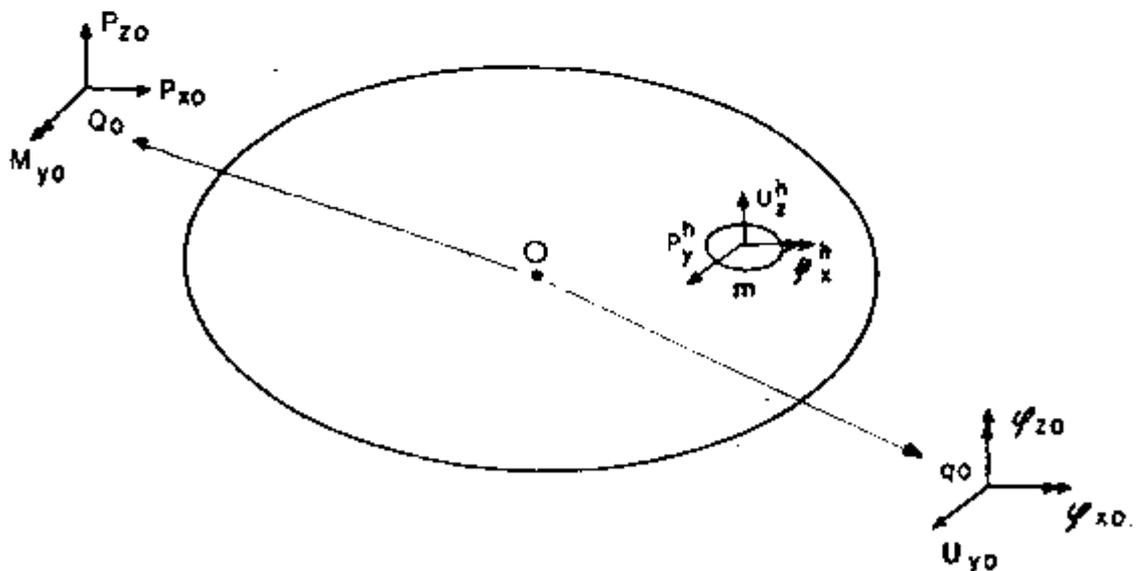


FIGURA 3.3 Compatibilidade entre a Placa de Fundação e as Cabeças das Estacas

Onde $\{q_0\}$ é o vetor das amplitudes dos deslocamentos generalizados no ponto 0 (geralmente o centro geométrico da placa rígida) constituído por u_{x0} , u_{y0} , u_{z0} , ϕ_{x0} , ϕ_{y0} e ϕ_{z0} . $\{Q_0\}$ analogamente é o vetor das amplitudes das sollicitações totais generalizadas no mesmo ponto 0, P_{x0} , P_{y0} , P_{z0} , M_{x0} , M_{y0} e M_{z0} . Partindo-se da hipótese que a placa de fundação é rígida, a relação entre a resposta na cabeça de cada estaca e a resposta no ponto 0 é dada pela matriz $[A]$, cujos elementos dependem das coordenadas das cabeças das estacas.

$$\{u^h\} = [A] \{q_0\} \quad (3.11)$$

Transpondo-se a matriz $[A]$, relacionam-se as forças nas cabeças das estacas com as forças no ponto 0 pela equação que se segue:

$$\{Q_0\} = [A]^T \{p^h\} \quad (3.12)$$

Substituindo-se a equação 3.11 em 3.10, e posteriormente, introduzindo-se $\{p^h\}$ na equação 3.12, obtém-se:

$$\{Q_0\} = [A]^T [G^h] [A] \{q_0\} - [A]^T \{p^f\} \quad (3.13)$$

Na equação 3.13, $\{q_0\}$ é o vetor das amplitudes da função de transferência complexa de deslocamentos no ponto 0 da placa rígida, quando se impõe $\{Q_0\}=0$, ou seja, o deslocamento que ocorre no ponto 0 do sistema estaca-solo-placa rígida sem massa, quando submetido a um deslocamento dinâmico na base do modelo apresentado na figura 3.1, é $\{q_0\}$. Lembrando-se que $[G^h]$ é uma matriz complexa, podendo portanto ser separada em suas partes real $[RG^h]$ e imaginária $[IG^h]$ e introduzindo-se o vetor de amplitude das velocidades generalizadas $\{\dot{q}_0\} = i\omega \{q_0\}$, tem-se:

$$\{Q_0\} = [A]^T [RG^h] [A] \{q_0\} + \frac{1}{\omega} [A]^T [IG^h] [A] \{\dot{q}_0\} - [A]^T \{p^f\} \quad (3.14)$$

Os coeficientes de $\{q_0\}$ e $\{\dot{q}_0\}$ na equação 3.14 são denominados matrizes (reais) de rigidez $[K_0]$ e amortecimento $[C_0]$, respectivamente, logo:

$$\{Q_0\} = [K_0] \{q_0\} + [C_0] \{\dot{q}_0\} - [A]^T \{P^f\} \quad (3.14.a)$$

Uma vez obtida a função de impedância, é necessário introduzi-la na base da estrutura para que o solo seja considerado na iteração inercial. Observando-se a figura 3.4, uma estrutura discretizada em pontos de massa apoiada sobre uma placa rígida sem massa, ao se impor a compatibilidade entre a estrutura e a placa, é necessário fazer com que o nó b da estrutura submeta-se às forças e deslocamentos $\{Q_0\}$ e $\{q_0\}$ das equações 3.11 e 3.12.

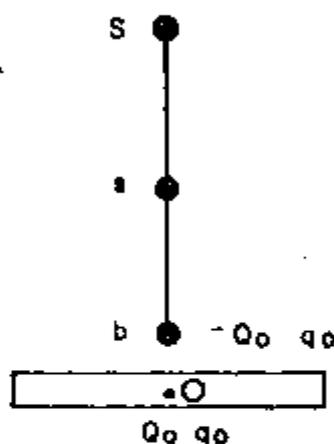


FIGURA 3.4 Compatibilidade entre a Estrutura e a Placa de Fundação

Dessa forma, a equação geral de equilíbrio dinâmico do modelo apresentado na figura 3.4 se escreve:

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q_s\} \\ \{q_0\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{Q_s\} \\ -\{Q_0\} \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

Os índices s e b se referem à estrutura e base da estrutura, respectivamente, e "o" se refere ao ponto 0 mostrado na figura 3.3. S é o coeficiente de rigidez calculado conforme a equação 3.6. Substituindo-se a equação 3.13 na 3.15, tem-se:

$$\begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sb} \\ S_{bs} & S_{bb} + [A]^T [G^h] [A] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q_s\} \\ \{q_o\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{o\} \\ [A]^T \{P^f\} \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

A equação 3.16 representa a rigidez e o amortecimento do solo, devidamente incorporado à estrutura.

4. MÉTODO DE ANÁLISE:

No estudo em questão, utiliza-se o método simplificado proposto por Hadjiam et al. em 1974 [6]. O método propõe a ponderação do peso da estrutura na obtenção do módulo de cisalhamento e fator de amortecimento do solo, que são utilizados para o cálculo da função de impedância. O módulo de cisalhamento e fator de amortecimento dependentes das deformações de cisalhamento, produzidos pelo terremoto, são obtidos através de modelos simples de solo, usando-se a teoria da propagação unidimensional da onda. Utilizando-se o mesmo modelo de solo já mencionado, obtém-se o movimento a ser aplicado na base da estrutura representada pelo modelo dinâmico da seção 5.2, considerando-se o mesmo suportado pela função de impedância já obtida.

O estudo da amplificação do terremoto de projeto para determinação do movimento na base da estrutura será realizado, através de três colunas de solo, utilizando-se o programa SHAKE (Apêndice A). A primeira coluna de solo representa o sítio submetido ao terremoto de projeto na ausência da estrutura (free-field), de onde se extraem os parâmetros de cisalhamento e amortecimento. Na segunda coluna, repete-se o procedimento, considerando a estrutura através de uma camada com densidade equivalente ao peso da mesma aplicada ao nível da fundação. O movimento na base da estrutura será obtido da amplificação do terremoto de projeto, através de uma terceira coluna de solo, cujos parâmetros (módulo de cisalhamento e fator de amortecimento) são obtidos da média das duas anteriores. Para o caso do movimento vertical, amplifica-se o terremoto de projeto através da terceira coluna de solo, considerando-se as propriedades das estacas de forma ponderada. Os resultados intermediários e detalhes do procedimento são apresentados no apêndice B.

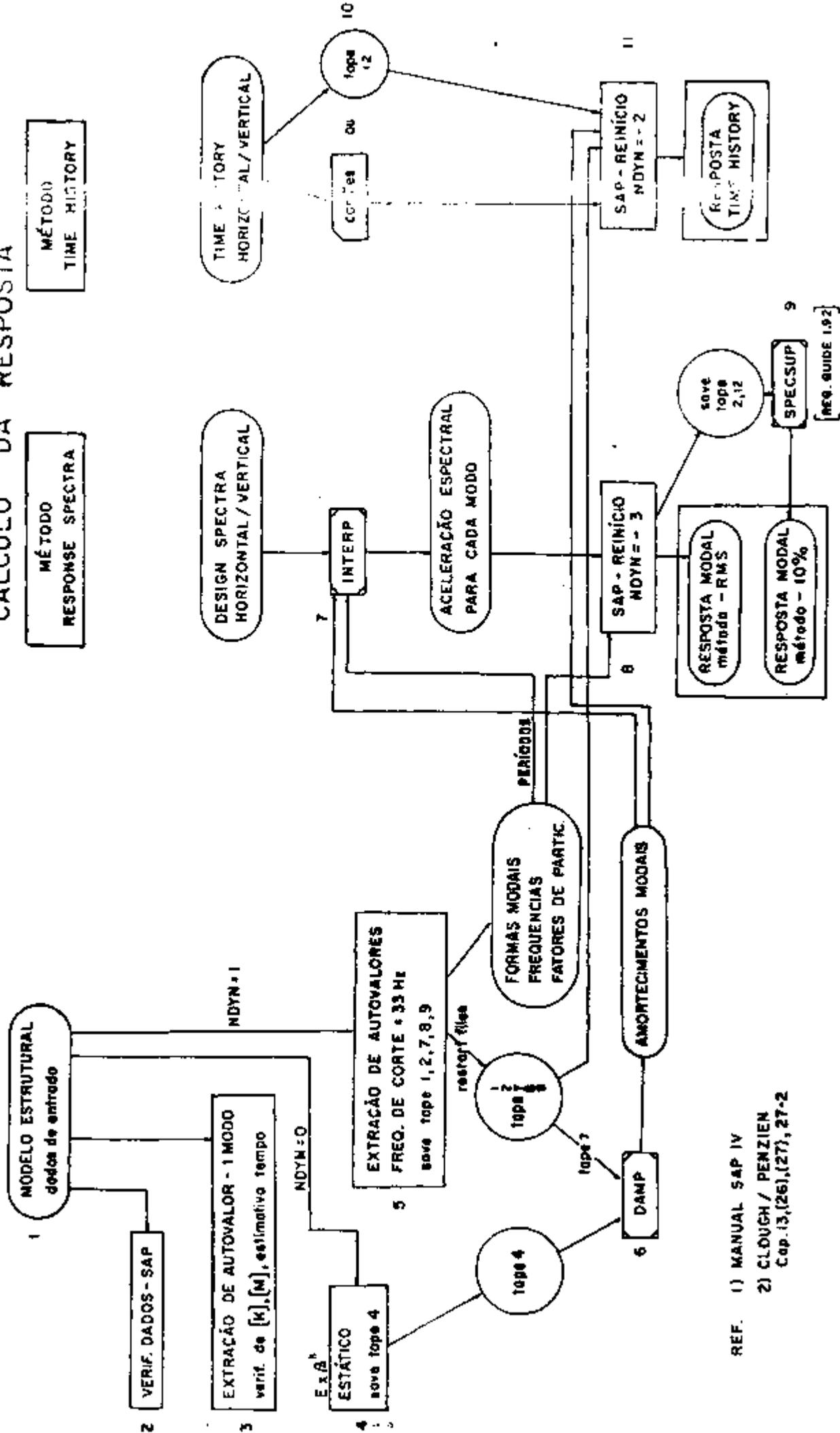
O cálculo da função de impedância do sistema estaca-solo a poia-se na teoria apresentada no capítulo 3, que deu origem ao programa DYSPIL (apêndice A). As propriedades do solo são obtidas da já mencionada terceira coluna de solo. Sendo a função de impedância depen-

dente da frequência de excitação, procede-se o cálculo da mesma somente para a frequência fundamental do sistema solo-estrutura. Por outro lado, tal frequência só será conhecida numa etapa posterior à obtenção da impedância, no cálculo das formas modais.

Efetua-se, então, uma estimativa da frequência fundamental do sistema solo-estrutura, através da teoria do semi-espaço elástico, (STIFF - Apêndice A) ou elementos finitos axissimétricos (ASHSD - Apêndice A), possibilitando, assim, o cálculo da referida função. Uma vez conhecida a impedância do conjunto estaca-solo, utiliza-se o modelo dinâmico (seção 5.2) para se extraírem as formas modais (SAP IV - Apêndice A). Nesta fase a frequência fundamental poderá ser comparada com o valor previamente estimado, e medidas corretivas poderão ser tomadas, se necessárias.

A resposta final consiste da aplicação do movimento na base da estrutura obtida através do programa SHAKE, considerando-se a função de impedância obtida através do programa DYSPIL. Neste cálculo é utilizado o programa SAP IV, aproveitando-se as formas modais extraídas anteriormente. O fluxograma de cálculo é apresentado na figura 4.1, cujos detalhes são descritos na referência 4, de onde se extraiu a figura.

CÁLCULO DA RESPOSTA



REF. 1) MANUAL SAP IV
 2) CLOUGH / PENZIEN
 Cap.13,(26),(27), 27-2

FIGURA 4.1 Fluxograma de Cálculo para a Análise Dinâmica de Estrutura

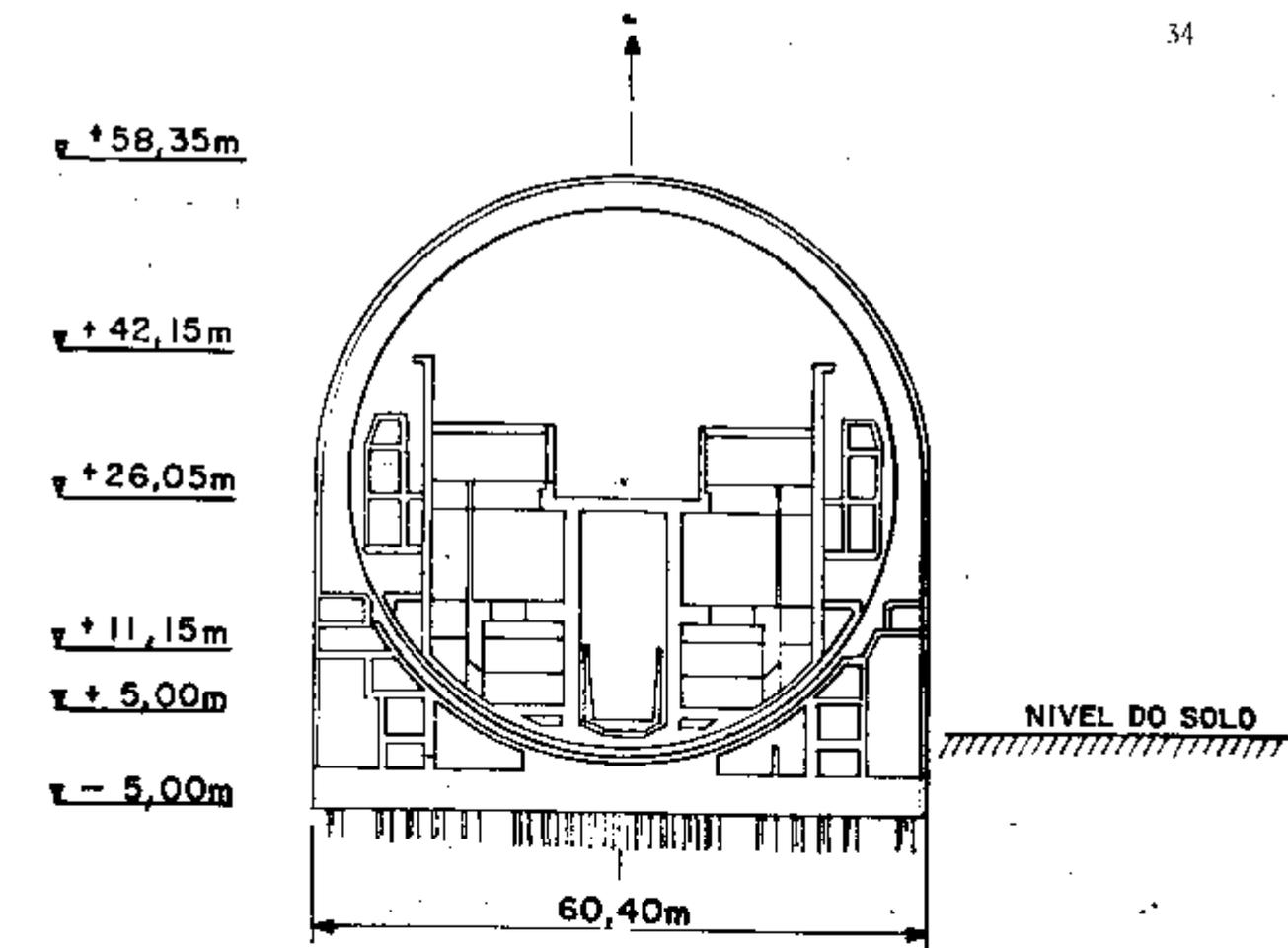
5. PARÂMETROS DE CÁLCULO:

A análise sísmica foi efetuada segundo o método proposto no capítulo 4 ,utilizando-se os parâmetros apresentados nas seções 5.1 a 5.5. Na seção 5.1 descreve-se resumidamente o prédio do reator , apresentando-se o seu modelo dinâmico na seção seguinte. Nas seções 5.2 e 5.3 são apresentadas as propriedades do solo e os parâmetros sísmicos e ,na última seção, fornecem-se as propriedades do concreto e do aço.

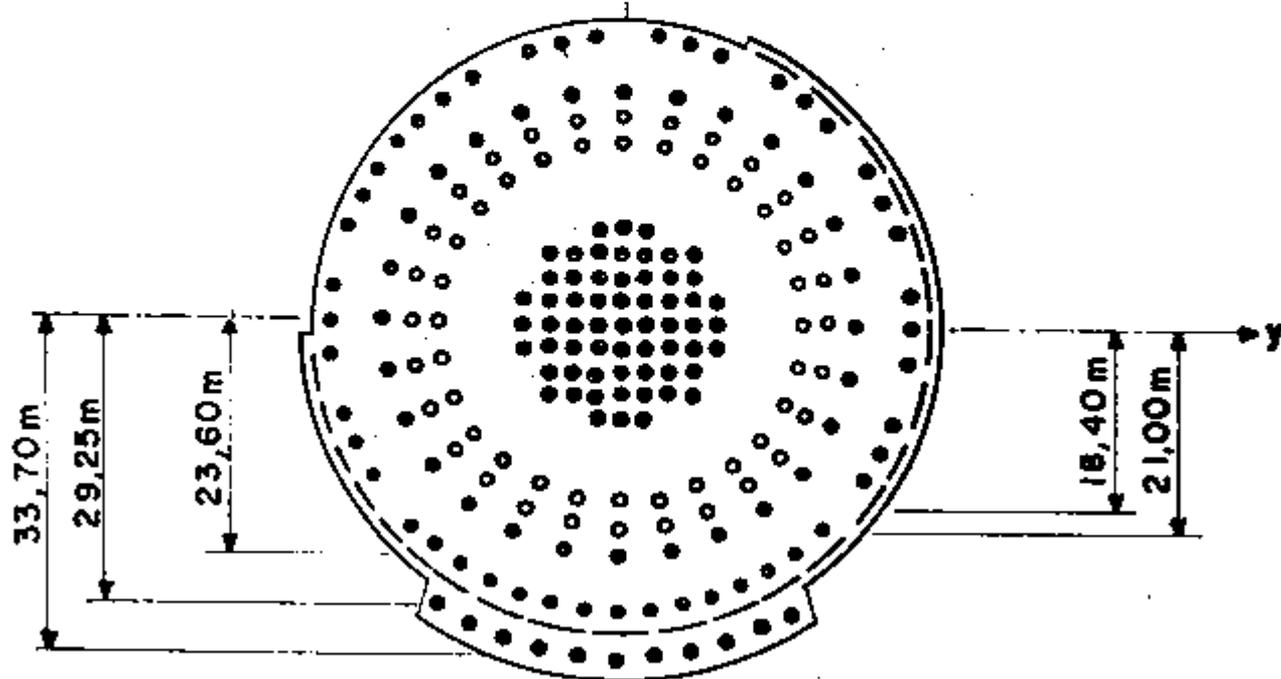
5.1 Descrição do Prédio do Reator

O Prédio do Reator (Fig.5.1.1.b) constitui-se do edifício de blindagem, contenção de aço e estrutura interna. A casca de concreto tem altura aproximada de 63 m, diâmetro de 60,40m e espessura de 0,60m. O prédio está parcialmente embutido no solo (10 m), apoiando-se sobre uma placa rígida de concreto com espessura aproximada de 4 m. As três partes que compõem o prédio confundem-se até a elevação + 11,15m, apresentando-se como três estruturas independentes a partir dessa cota, para efeito do modelo dinâmico proposto (seção 5.2). Suportado pela mesma placa, tem-se ainda o edifício UJE (edifício que contém as válvulas da água de alimentação) entre as elevações 11,15 m e 35,55m.

A fundação proposta constitui-se de 202 estacas com comprimento médio aproximado de 36 m, sendo 146 estacas com 1,30 m e 56 com 1,10 m de diâmetro. Como se observa na figura 5.1.1.b, a distribuição é aproximadamente simétrica em relação aos eixos x e y.



a) CORTE VERTICAL DO PRÉDIO DO REATOR



b) PLANTA DE DISTRIBUIÇÃO DAS ESTACAS

- ESTACAS $\varnothing 1,10$ m
- ESTACAS $\varnothing 1,30$ m

FIGURA 5.1.1 Prédio do Reator e Distribuição das Estacas

5.2 Modelo Dinâmico

O modelo de massas concentradas (fig. 5.2.1) é formado por uma viga comum até a cota + 11,15m separando-se, a partir daí, em três vigas verticais independentes que representam o edifício de blindagem, a contenção de aço e as estruturas internas. O modelo tridimensional (três translações e três rotações) apresentado, é esquemático, podendo as excentricidades ali desenhadas serem em mais de uma direção, por exemplo, a excentricidade do nó 13 em relação ao nó 1 é $e_x = 11,54\text{m}$ e $e_y = 2,10\text{m}$. Além disso, as coordenadas x e y dos nós 1, 2 e 11 são idênticas, mas o momento de inércia de massa são diferentes entre si, bem como os momentos de inércia dos elementos de viga (1, 12 e 23) que os suportam. O nó 12 e os elementos de viga 33, 34 e 35 representam a ponte rolante utilizada para troca de combustível do reator e os elementos de molas e amortecedores no nó 34 representam a rigidez e amortecimento da fundação solo-estaca. A excentricidade observada no edifício de blindagem entre as elevações + 11,15 e 35,55 m é devido ao edifício UJE.

5.3 Propriedades do Solo

As propriedades do solo foram definidas com base no estudo realizado pela Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA) [16] para o Sítio de Itaorna. O perfil de solo utilizado na análise sísmica apresenta as camadas mostradas na figura 5.3.1.a, onde a rocha está a + 3,50m e a areia encontra-se nas elevações - 41 m e + 3,50m, respectivamente. Conforme mencionado no capítulo 2, estabelece-se uma variação nas propriedades dinâmicas do solo para se contornar as incertezas do processo de amostragem. Na referência [16] as variações estabelecidas para o módulo de cisalhamento em torno do valor médio (sítio médio) é de 50% para a camada de areia, 30% para a camada de solo residual 1 e 20% para as restantes. Na tabela 5.3.1 são apresentadas as propriedades do solo, sendo os valores do módulo de cisalhamento (sítio médio) e fator de amortecimento apresentados para baixa deformação ($10^{-4}\%$).

EDIFÍCIO DE BLINDAGEM

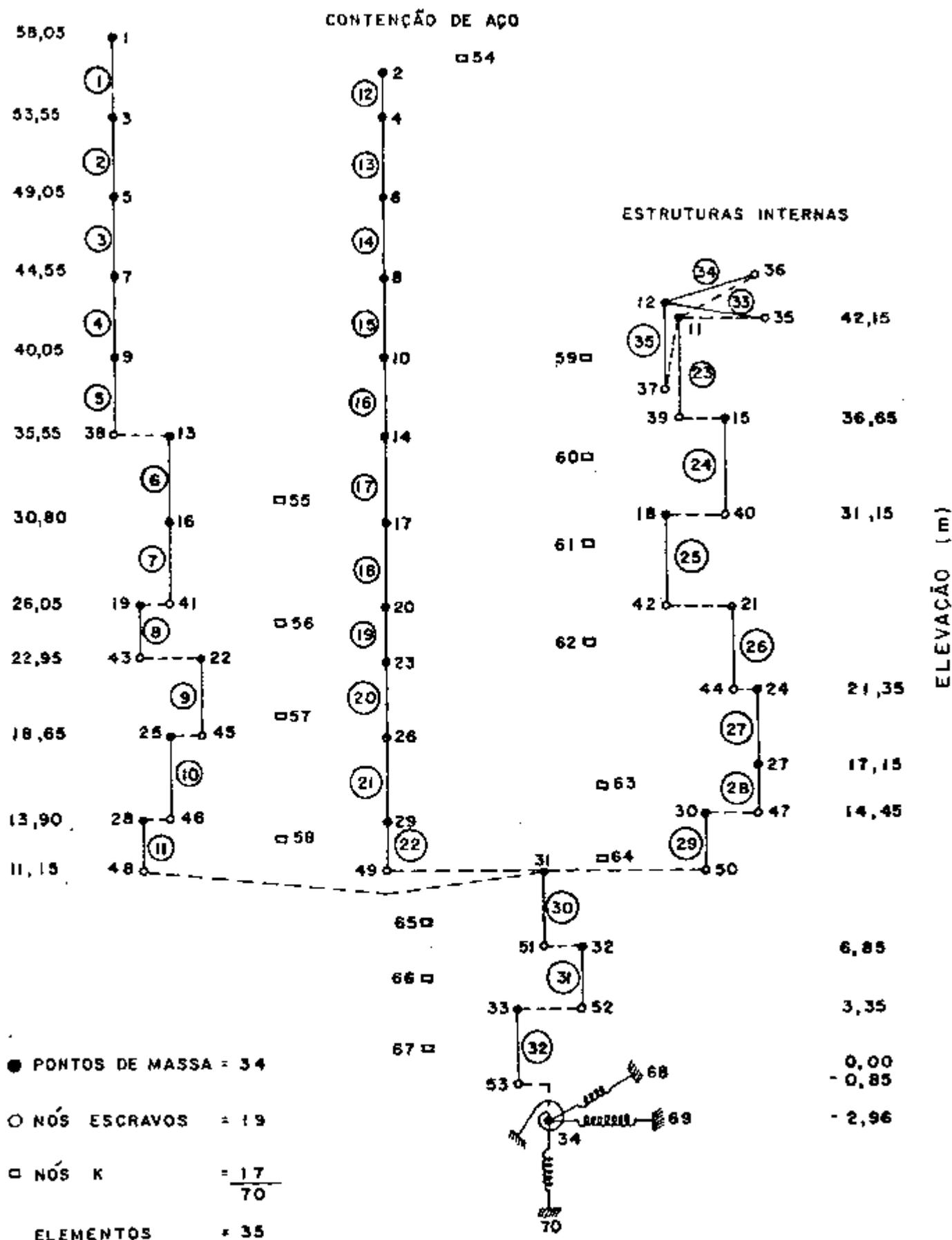


FIGURA 5.2.1 Modelo Dinâmico do Prédio do Reator

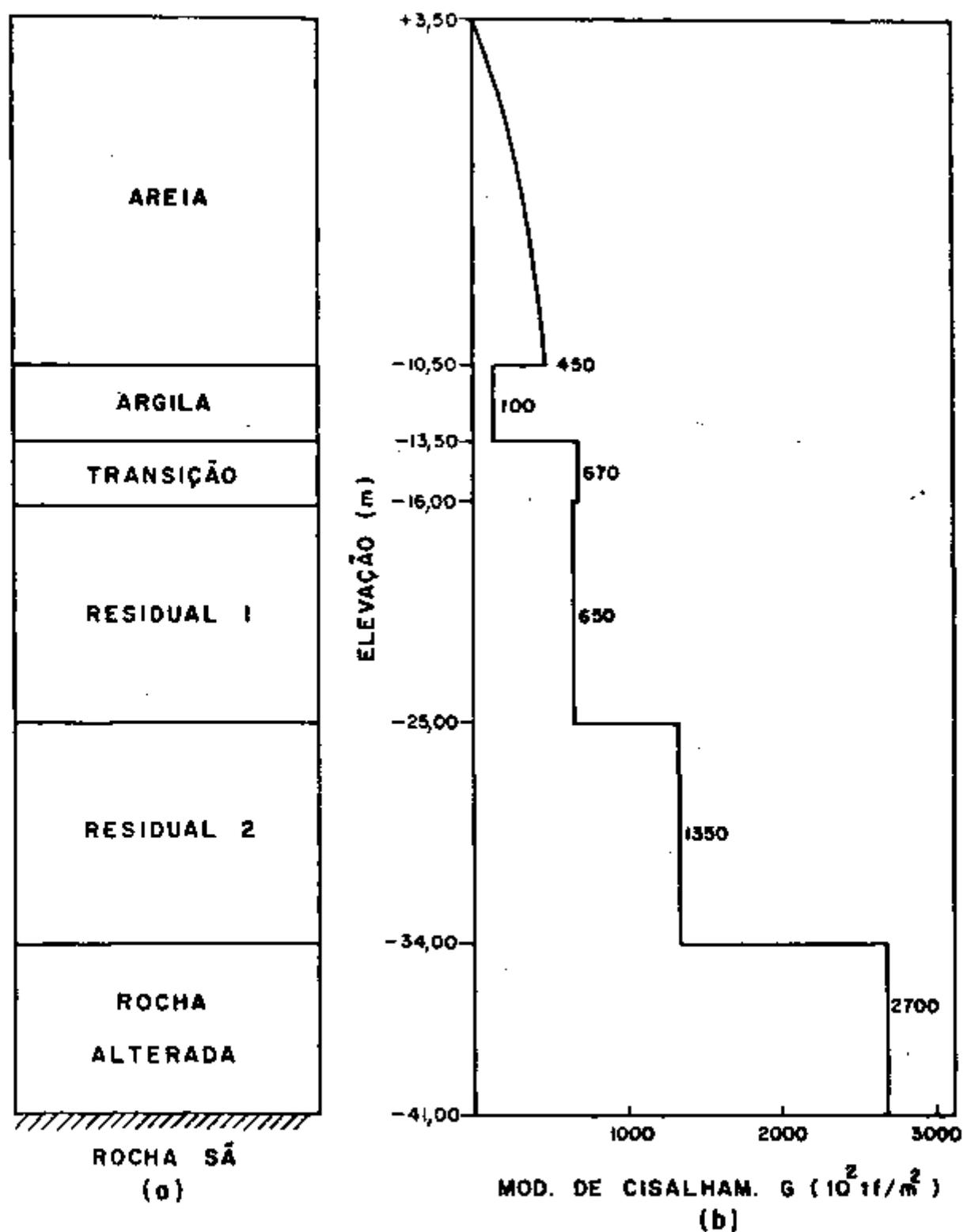


FIGURA 5.3.1 (a) Perfil de Solo e (b) Variação do Módulo de Cisalhamento (Sítio Médio) com a Profundidade, para Deformações Baixas (10^{-4}).

TIPO DO SOLO	MÓDULO DE CISCALHAMENTO G (tf/m ²)	VARIACÃO(%)		DENSIDADE γ (tf/m ³)	COEF. DE POISSON ν	FATOR DE AMORTEC. β(%)
		INFERIOR	SUPERIOR			
Areia	4,50 10 ⁴	- 50	+ 50	1,95	0,418	3,0
Argila	1,00 10 ⁴	- 20	+ 20	1,68	0,493	2,5
Transição	6,70 10 ⁴	- 20	+ 20	2,10	0,354	2,0
Residual 1	6,50 10 ⁴	- 30	+ 30	2,05	0,359	0,5
Residual 2	1,35 10 ⁴	- 20	+ 20	2,05	0,341	2,0
Rocha alterada	2,70 10 ⁵	- 20	+ 20	2,40	0,431	2,0
Rocha sã	1,25 10 ⁶	—	—	2,65	0,391	0,0

TABELA 5.3.1 Propriedades do Solo

A variação do módulo de cisalhamento com a profundidade é mostrada na figura 5.3.1.b,e, na figura 5.3.2, a sua variação com a deformação de cisalhamento para as camadas de areia, argila e residual 1. A figura 5.3.3 corresponde à figura 5.3.2 para o fator de amortecimento.

5.4 Parâmetros Sísmicos

Os terremotos de projeto foram definidos com base no estudo da sismicidade do sítio efetuado pela Weston Geophysical Research, Inc, 1972 [17]. O Relatório classifica o local como região de sismicidade moderada, com terremoto de alta frequência e duração aproximada de 10 a 17 segundos. O terremoto de maior intensidade ocorreu no ano de 1967, registrando uma intensidade VI na escala Mercalli - Modificada, que, através da relação Intensidade (MM) versus aceleração (g) de Gutenberg e Richter (1942), fornece para o referido terremoto a aceleração de 0,05g.

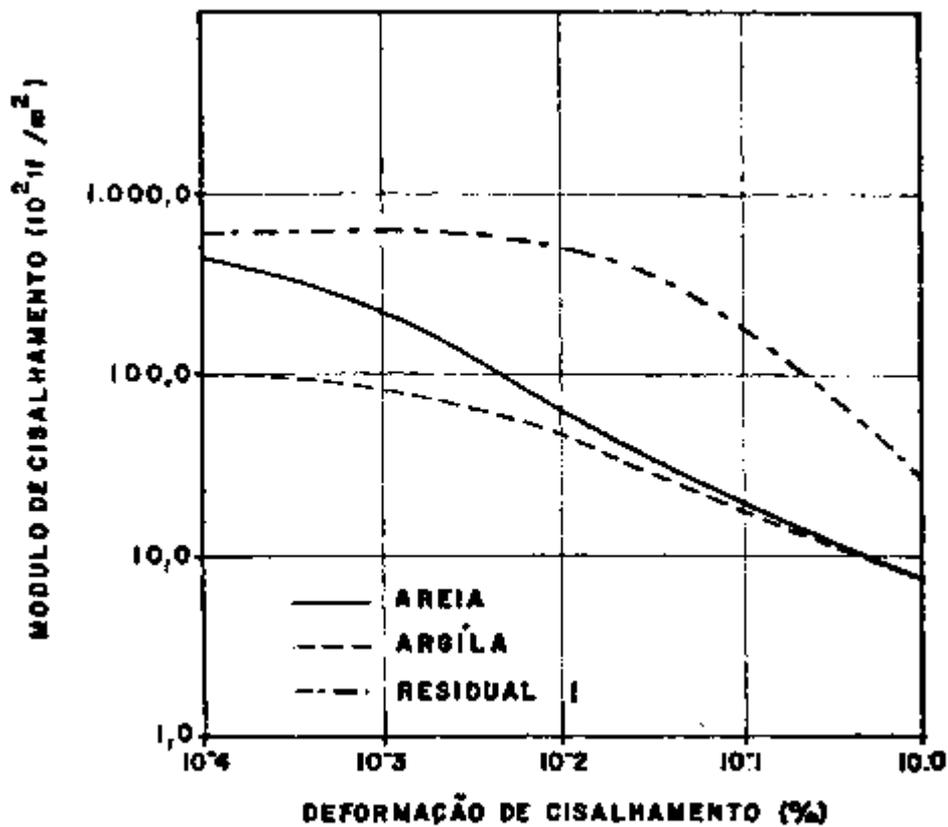


FIGURA 5.3.2 Variação do Módulo de Cisalhamento (Sítio Médio) com a Deformação de Cisalhamento

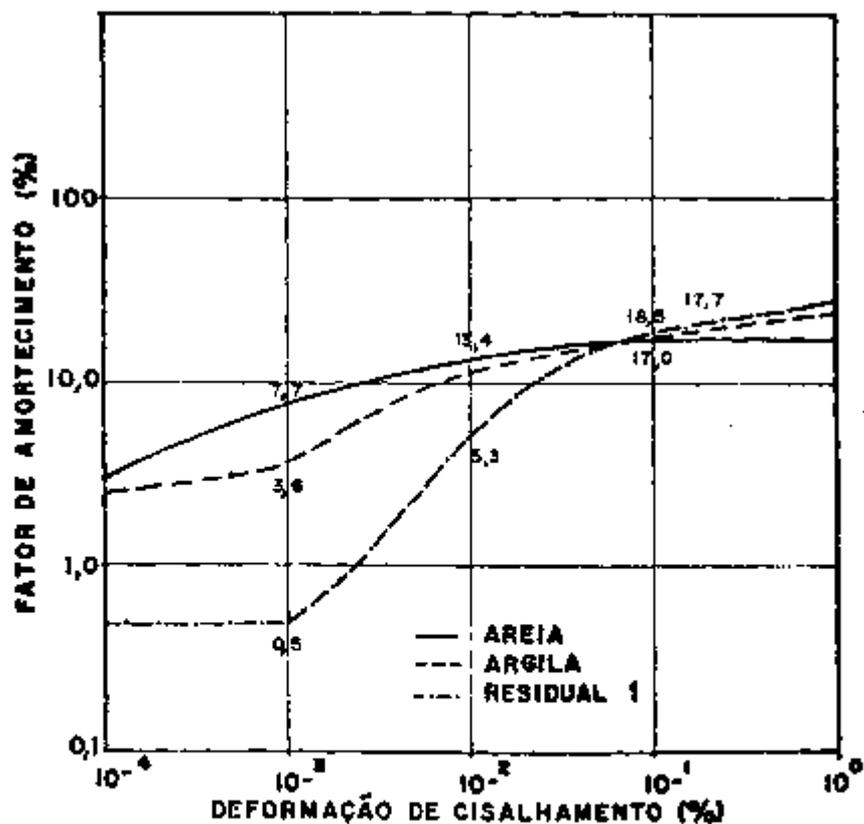


FIGURA 5.3.3 Variação do Fator de Amortecimento com a Deformação de Cisalhamento

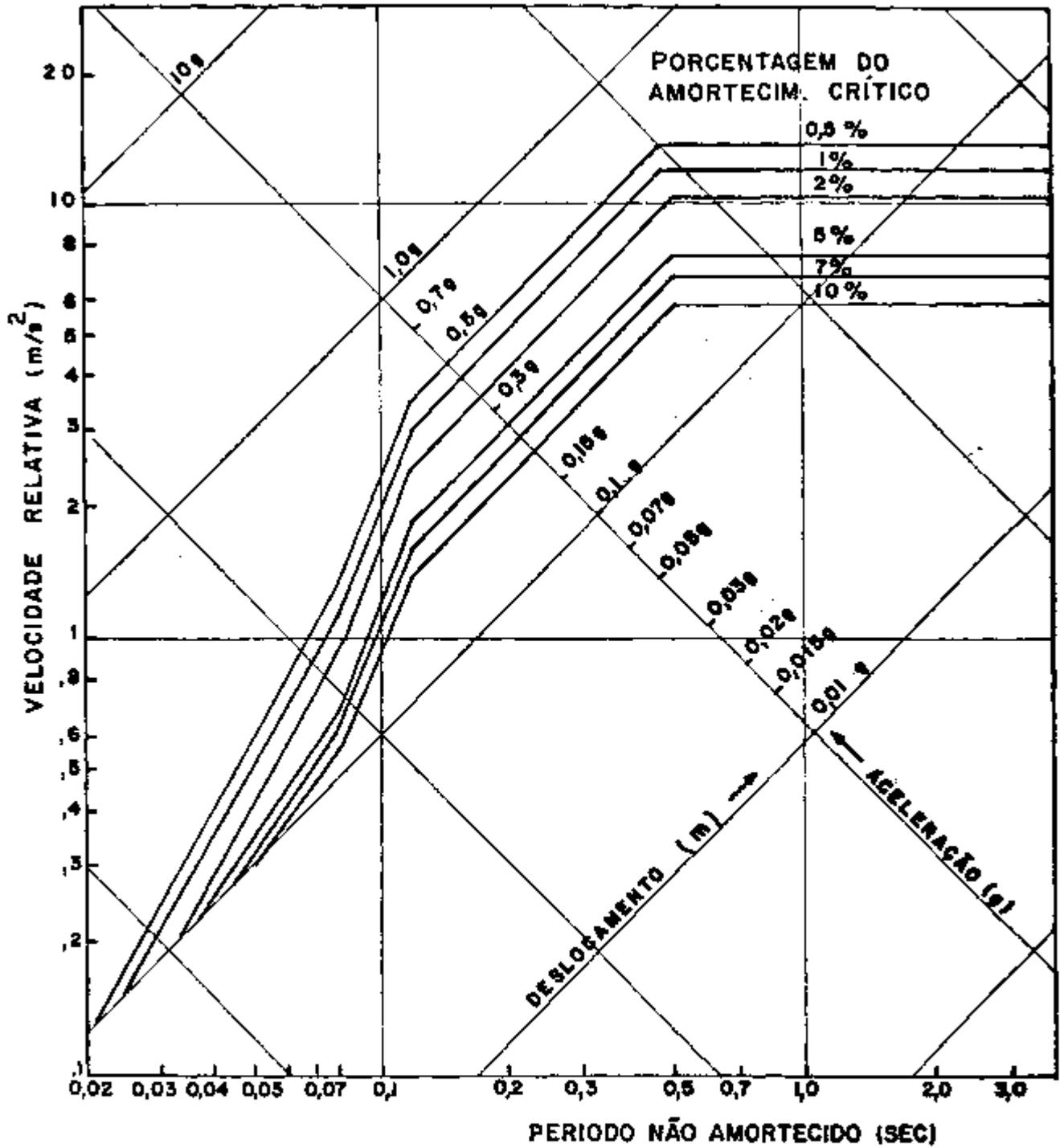
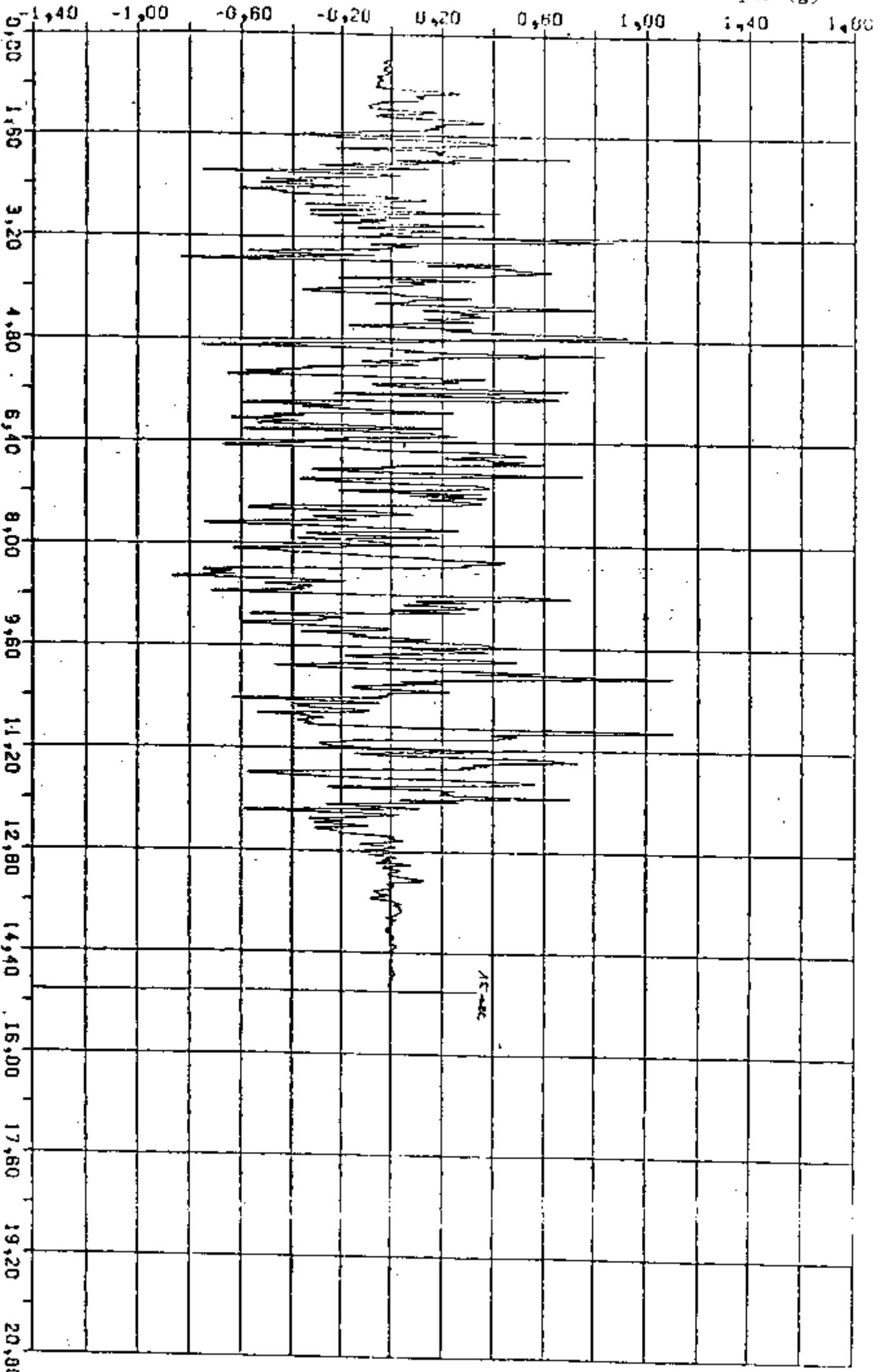


FIGURA 5.4.1 Espectro de Resposta de Projeto para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) - $A_{máx} = 0,1g$

ACELERAÇÃO (g)



TEMPO (s)

ACELERAÇÃO

Considerando-se, porém, a relação Intensidade (MM) versus aceleração (g) de Trifunac Brady, obtêm-se para o mesmo terremoto, uma aceleração de 0,075g. [30]. Dessa forma estabeleceu-se para o referido sítio a aceleração horizontal de 0,1g ao nível da rocha sã e conseqüentemente ficaram definidas, também, as acelerações para o terremoto básico de projeto (metade do valor definido para o SSE) e para o terremoto vertical (2/3 da aceleração horizontal). Uma vez obtidos os terremotos de projeto, utilizou-se o procedimento proposto no Regulatory Guide 1.60 - 1973 [18] para se obter o espectro de resposta de projeto apresentado na figura 5.4.1, que permitiu gerar um acelerograma artificial constituído de 1504 valores de aceleração, igualmente espaçados de 0,01 segundos, perfazendo a duração total de 15 segundos, conforme a figura 5.4.2. O espectro de resposta gerado pelo acelerograma artificial é compatível com o espectro de resposta de projeto.

5.5 Propriedades dos Materiais

As propriedades do solo foram listadas na seção 5.3.4, e as principais propriedades do concreto e aço são listadas na tabela a seguir. O amortecimento é especificado no Regulatory Guide 1.61 (1973) [19].

PROPRIEDADES	CONCRETO	AÇO
Módulo de Elasticidade — E (tf/m ²)	3,00 10 ⁶	2,10 10 ⁶
Densidade ρ (tf/m ³)	2,50	8,0
Coefficiente de Poisson ν	0,17	0,30
Amortecimento β (%) - SSE	7	4
OBE	4	2

TABELA 5.5.1 Propriedades do Aço e Concreto para Análise sísmica

6. RESULTADOS:

Nas figuras 6.1 e 6.2, são apresentados os espectros de resposta horizontal e vertical no nível da fundação, para o terremoto de de desligamento seguro (SSE). Esses espectros, foram obtidos da amplificação do terremoto de projeto, através de diferentes colunas de solo, considerando-se a variação do módulo de cisalhamento (sítios inferior, médio e superior). O mecanismo utilizado é apresentado em maiores detalhes no Apêndice B.

Para o terremoto de projeto apresentado na figura 5.4.2, obtêm-se as respostas mostradas na tabela 6.1, que se referem à interação inercial, quando se consideram diferentes funções de impedância (sítios inferior e superior). Nessa tabela, os termos topo e fundação, referem-se aos nós 1 e 34 do módulo dinâmico (figura 5.2.1).

	RESPOSTA	SÍTIO INFERIOR		SÍTIO SUPERIOR	
		FUNDAÇÃO	TOPO	FUNDAÇÃO	TOPO
TERREMOTO HORIZONTAL (y)	Aceleração Absoluta (g)	0,24	0,29	0,28	0,35
	Deslocamento Relativo (m)	$3,42 \cdot 10^{-2}$	$4,09 \cdot 10^{-2}$	$2,85 \cdot 10^{-2}$	$3,58 \cdot 10^{-2}$
	Momento de Tombamento (tf.m)	$6,13 \cdot 10^5$	-	$7,10 \cdot 10^5$	-
	Força Cortante (tf)	$3,34 \cdot 10^4$	-	$3,96 \cdot 10^4$	-
	Freq. Fundam. (Hz)	1,31		1,54	
TERREMOTO VERTICAL	Aceleração Absoluta (g)	0,18	0,24	0,20	0,29
	Força Normal (tf)	$2,64 \cdot 10^4$	-	$3,10 \cdot 10^4$	-
	Freq. Fundam. (Hz)	7,89		8,19	

TABELA 6.1 - Resposta dinâmica para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE)

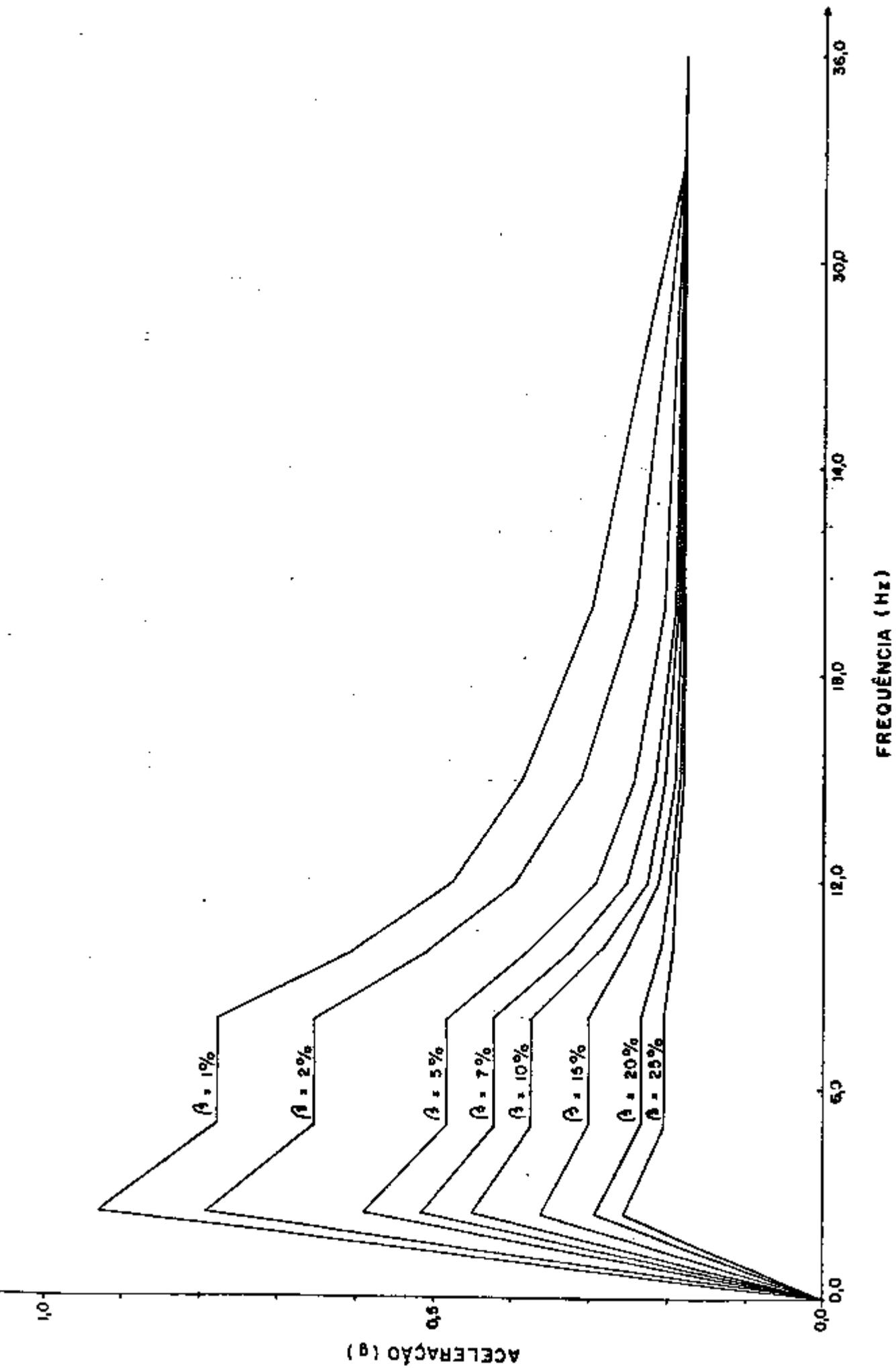


FIGURA 6.1 Espectro de Resposta no Nível da Fundação - Terremoto de Desligamento Seguro (SSE)
Direção Horizontal

Considerando-se isoladamente cada caso, tem-se a amplificação do movimento através da estrutura, quando se divide o deslocamento ou aceleração no topo pelo correspondente na fundação. Essa amplificação é da ordem de 20% para o sítio inferior e 25% para o sítio superior. Verifica-se também, que a relação entre o par aceleração e deslocamento é constante em qualquer nó e igual ao quadrado da frequência circular fundamental. Os deslocamentos relativos para o sítio inferior, são ligeiramente maiores que os obtidos para o sítio superior, cerca de 20% na fundação e 15% no topo. Isto provém do fato da rigidez do conjunto estaca-solo ser menor para o sítio inferior, conforme se verifica na Tabela B.4.1. Observa-se da tabela 6.1, que a relação entre as frequências fundamentais para o terremoto horizontal, é bastante próxima da relação entre as respostas do sítio inferior e superior. Essa proximidade é consequência dos fatos que se enumeram a seguir: i) utilização do mesmo espectro de resposta no nível da fundação, tanto para o sítio inferior, quanto para o sítio superior; ii) as frequências fundamentais fornecem acelerações espectrais situadas no mesmo trecho do espectro de resposta horizontal (figura 6.1); e iii) o fator de participação da resposta modal correspondente à frequência fundamental, é significativamente maior em relação aos outros modos de vibração (tabelas B.5.1 e B.5.2). Nas figuras 6.3 a 6.4, são apresentados os diagramas de aceleração absoluta e deslocamento relativo, provenientes do terremoto horizontal na direção X, considerando-se o sítio superior. Nas figuras 6.5 e 6.6, os diagramas de momento fletor e força cortante, são para o terremoto horizontal na direção Y, considerando-se, também, o sítio superior. Os aumentos verificados na elevação 11,15m para os dois últimos diagramas, são devidos às características do modelo dinâmico, apresentado na figura 5.2.1.

Sendo a distribuição das estacas praticamente axissimétrica, apresentam-se nas figuras 6.7 a 6.9 as forças para o sítio inferior, nas cabeças das estacas situadas no primeiro quadrante da placa de fundação, oriundas do terremoto horizontal aplicado na direção X. Na figura 6.10, é apresentada a distribuição da força normal para o sítio inferior, proveniente do terremoto vertical. Na Figura 6.7, é apresentada a força cortante X na cabeça da estaca e o momento fletor em torno do eixo Y é apresentado na figura 6.8. A força normal em cada estaca

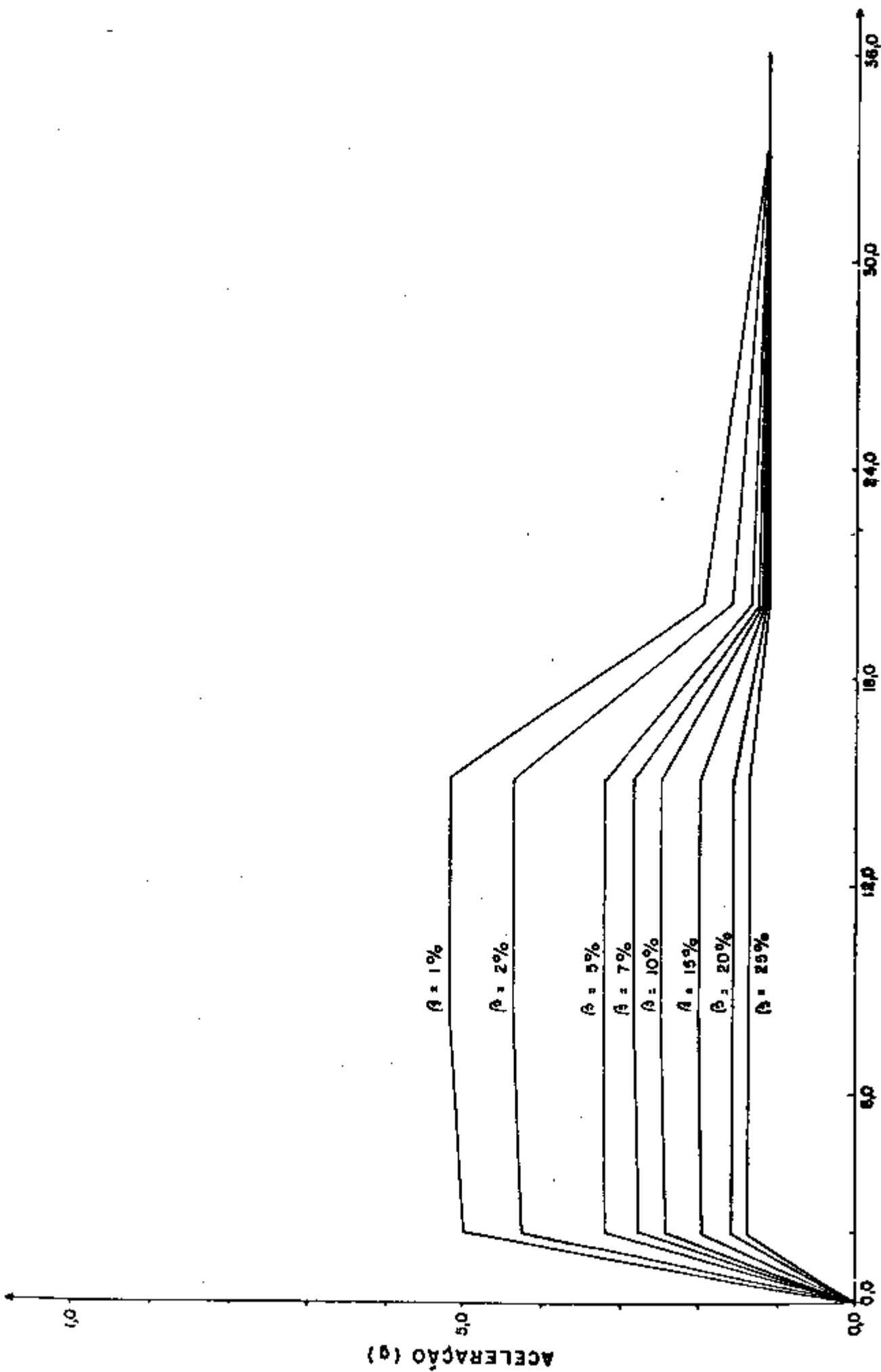
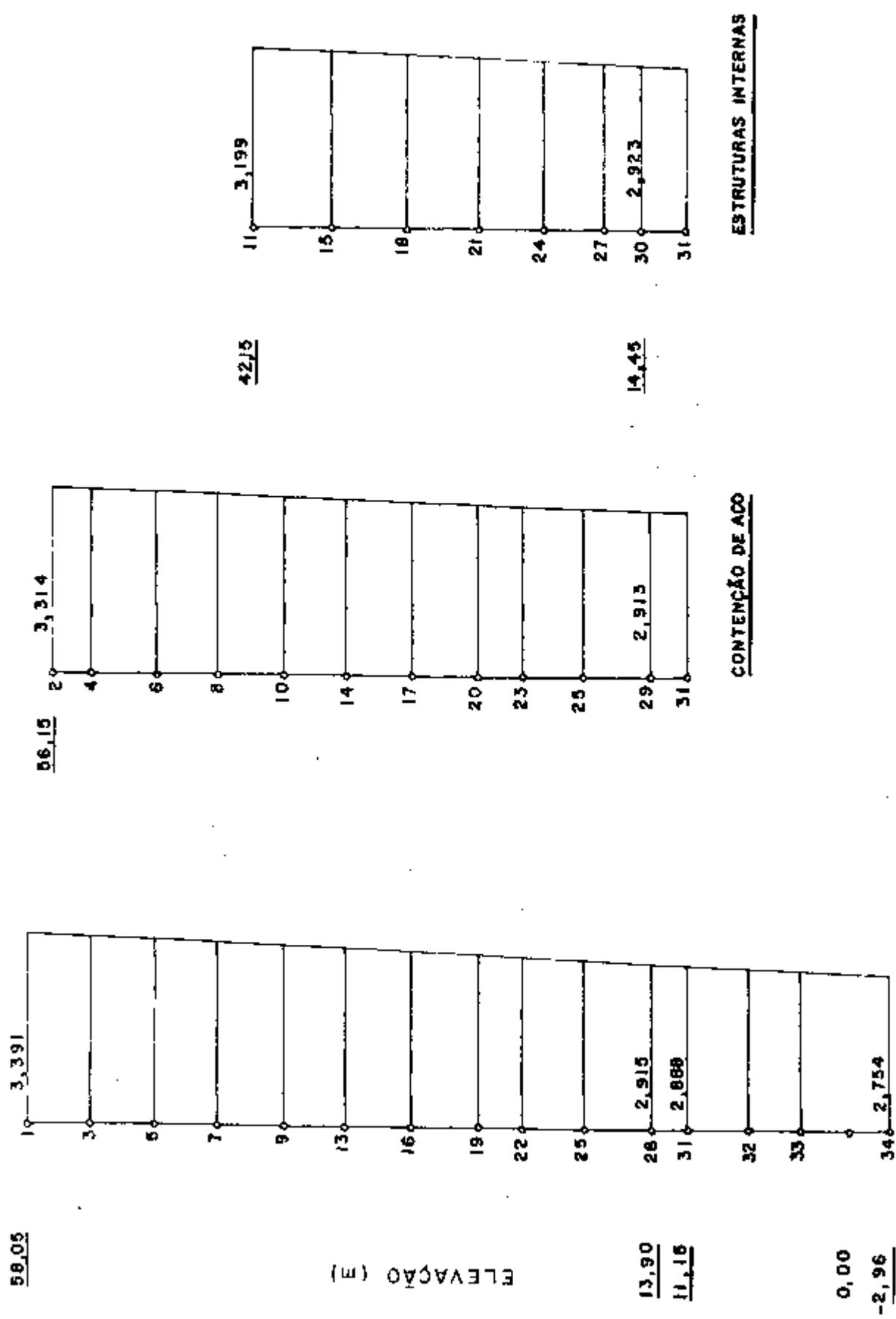
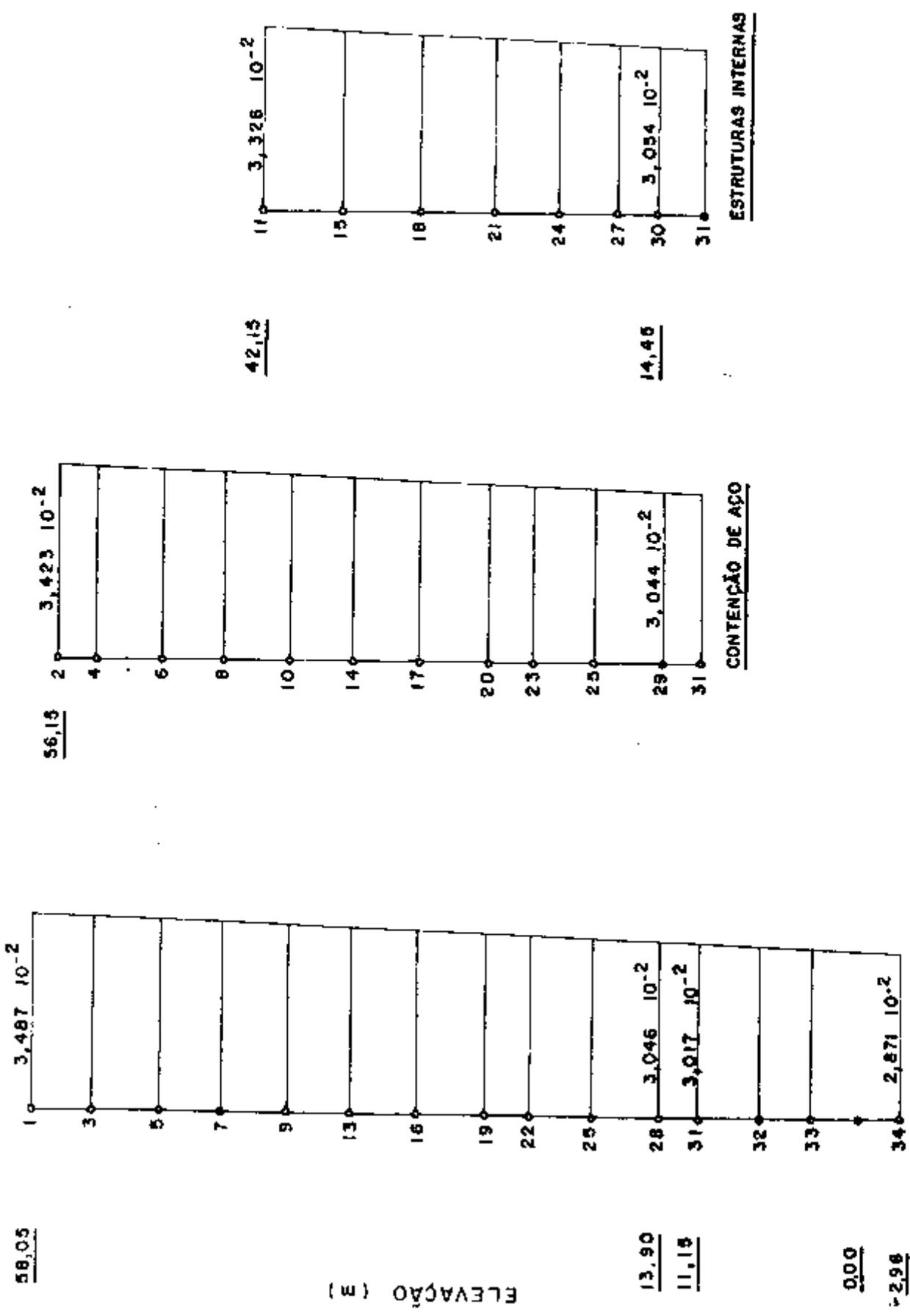


FIGURA 6.2 Espectro de Resposta no Nível da Fundação - Terremoto de Desligamento Seguro (SSE) - Direção Vertical



EDIFÍCIO DE BLINDAGEM

FIGURA 6.3 Aceleração Absoluta (M/S²) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (x)



EDIFÍCIO DE BLINDAGEM

FIGURA 6.4 Deslocamento Relativo (m) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (x)

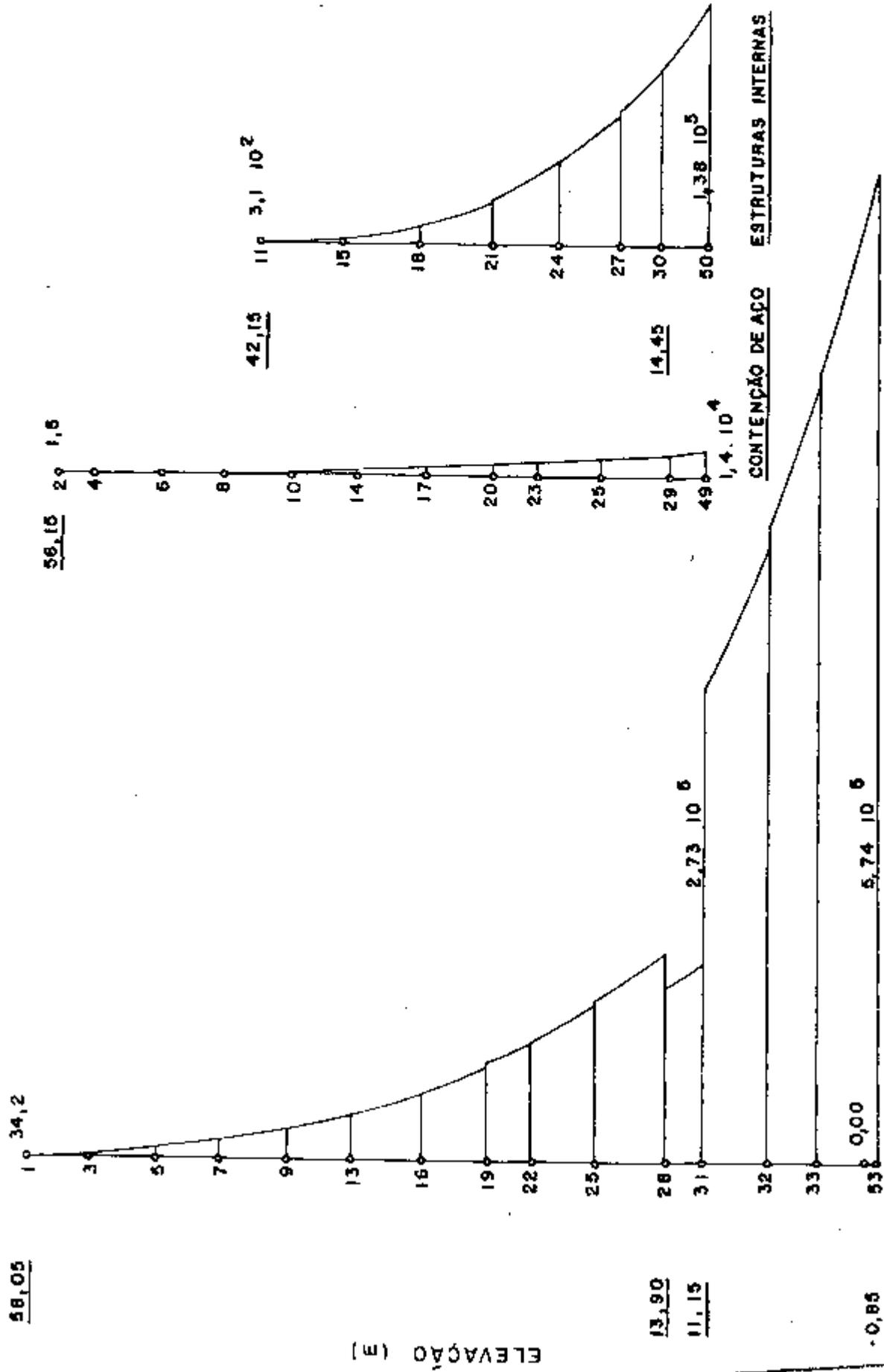


FIGURA 6.5 Momento Fletor (tf.m) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (y)

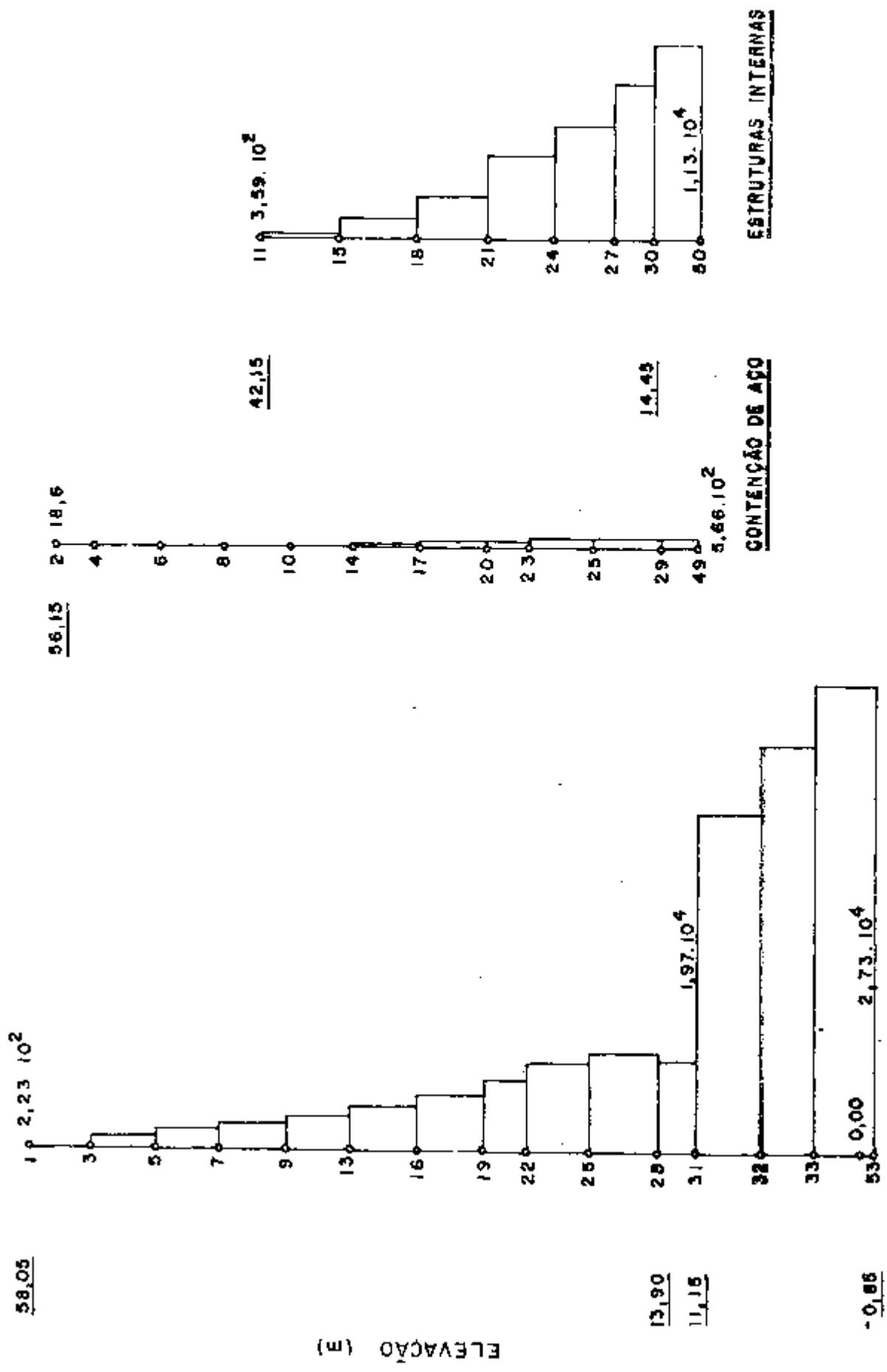
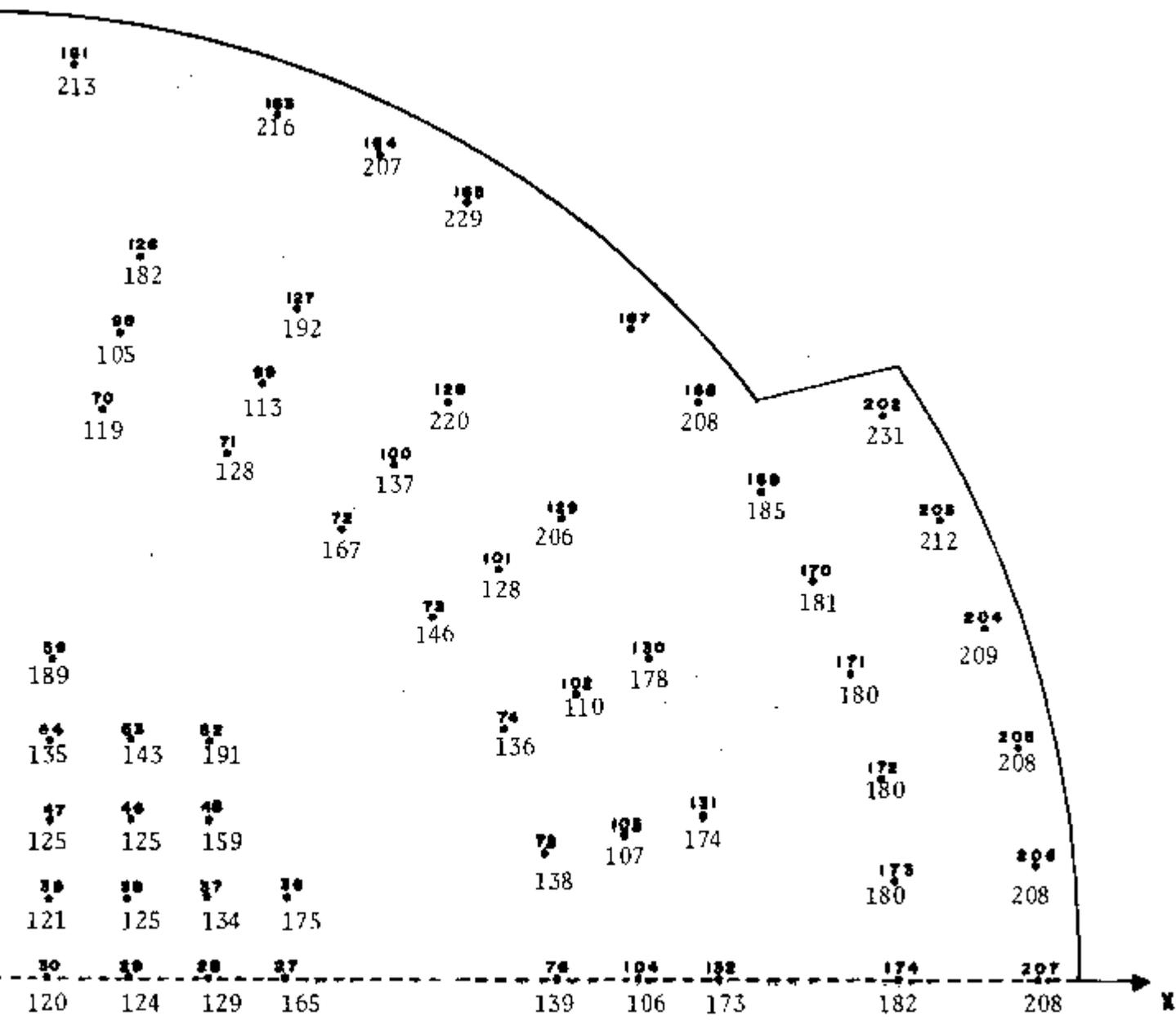


FIGURA 6.6 Força Cortante (t_φ) na Superestrutura - Sítio Superior - Direção Horizontal (y)



RA 6.7 Distribuição da Força Cortante (t_f) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Horizontal Direção X - Sítio Inferior

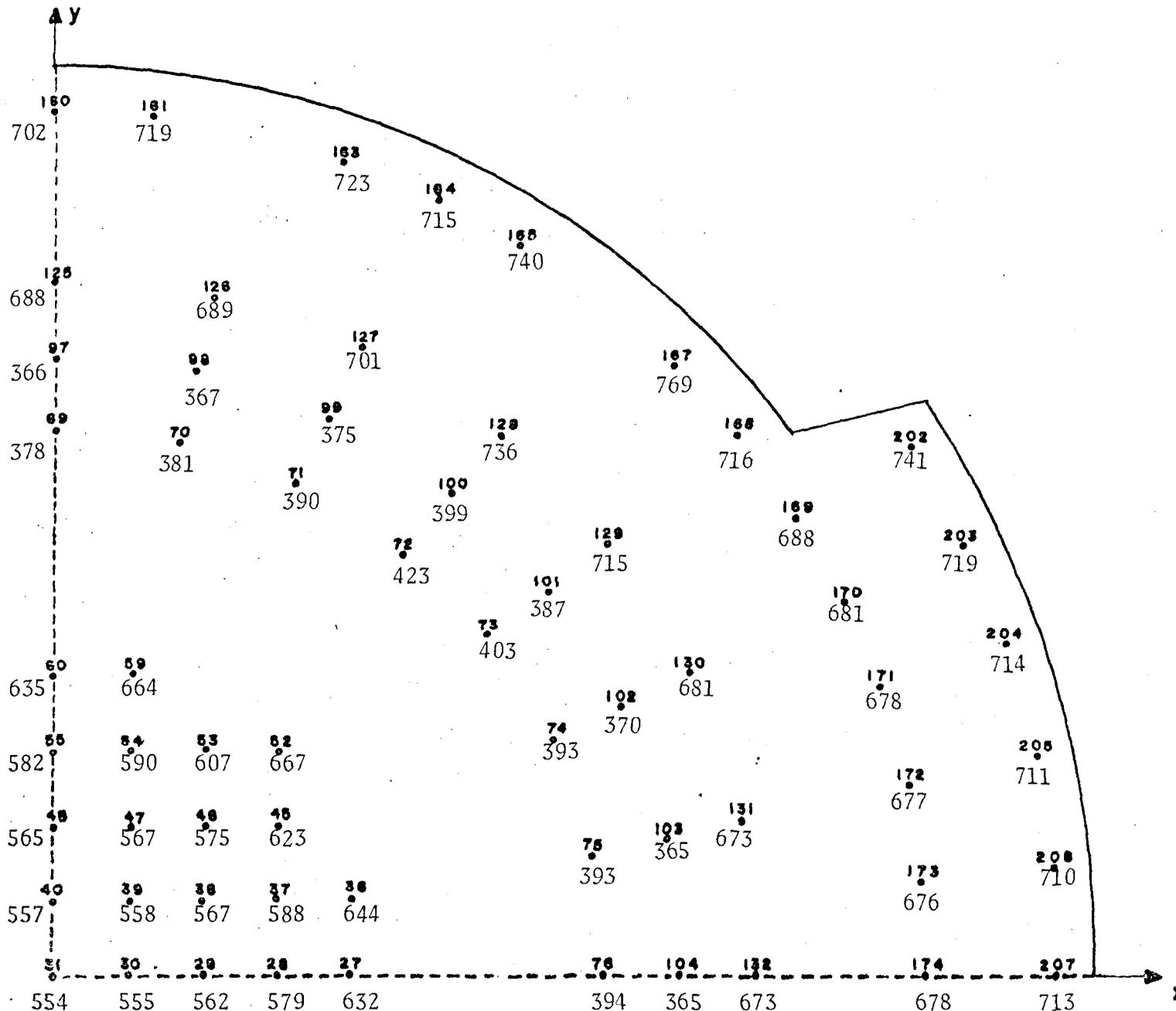


FIGURA 6.8 Distribuição do Momento Fletor (t_f, m) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Horizontal - Direção X - Sítio Inferior

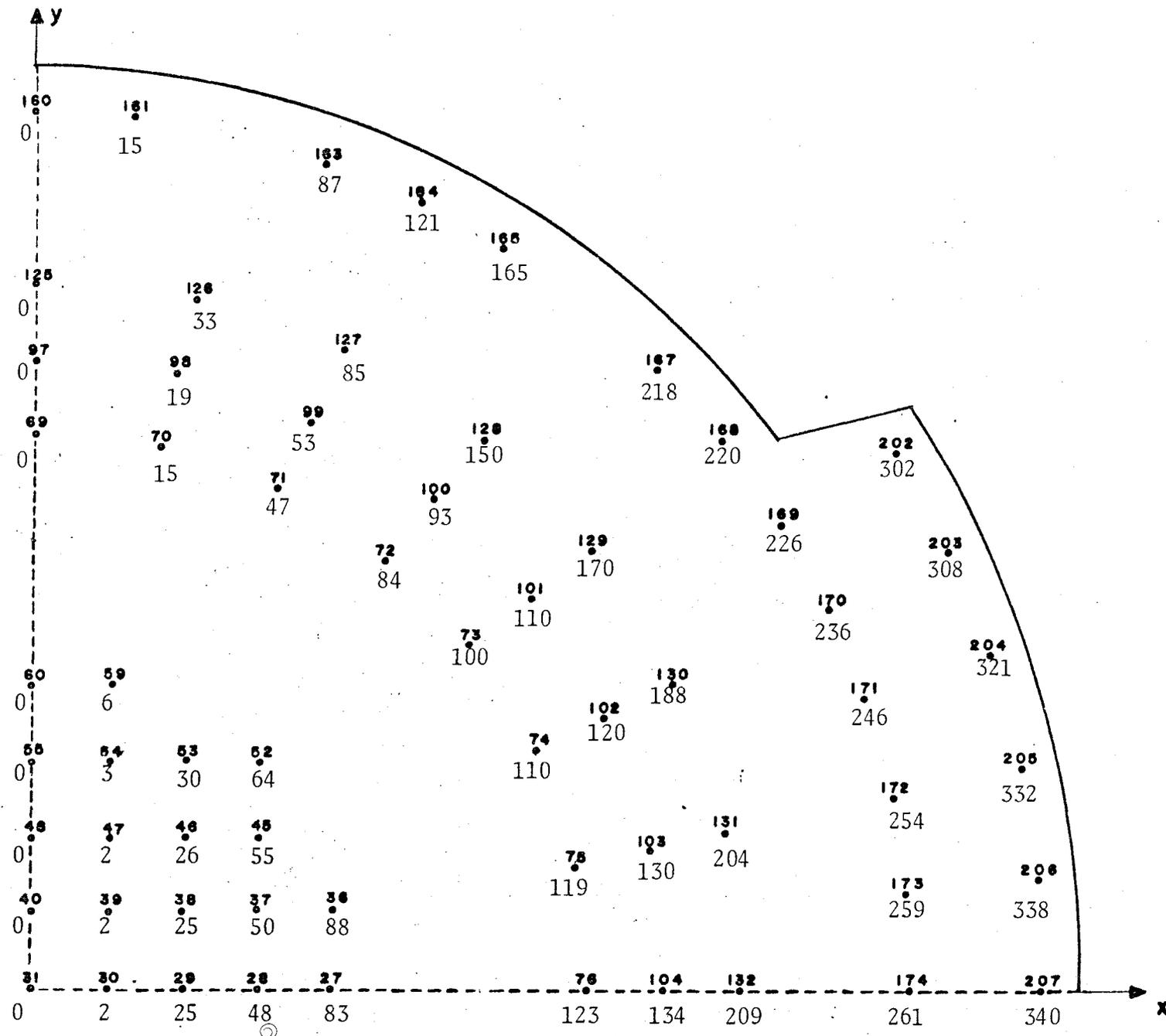


FIGURA 6.9 Distribuição da Força Normal (τ_f) nas Cabeças das Estacas-Terremoto Horizontal - Direção X - Sítio Inferior

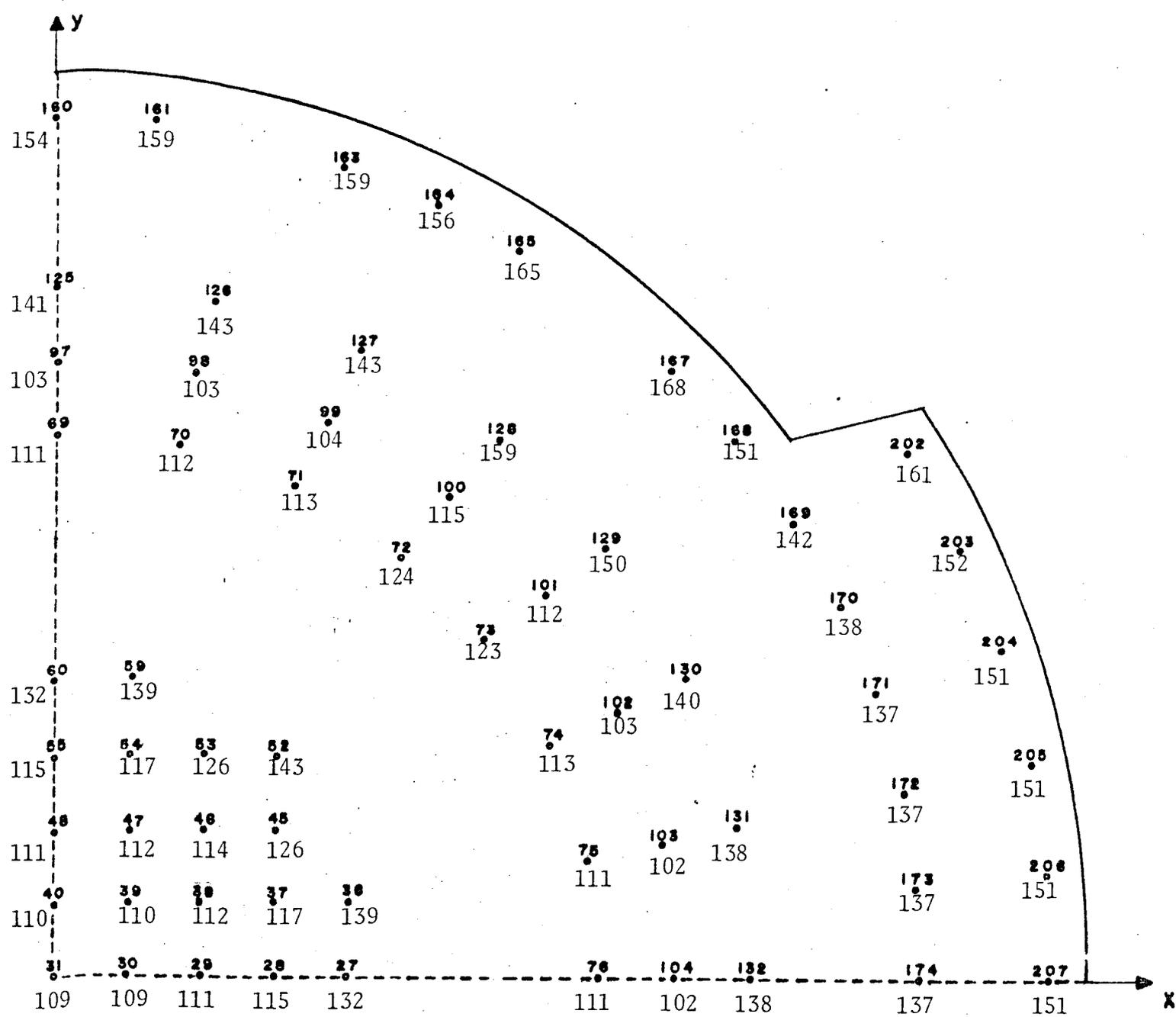


FIGURA 6.10 Distribuição da Força Normal (t_p) nas Cabeças das Estacas - Terremoto Vertical - Direção Z - Sítio Inferior

oriunda do momento fletor mencionado é apresentado na figura 6.9. Observa-se nas figuras 6.7, 6.8 e 6.10 que as estacas de diâmetro \emptyset 1,10m (estacas n^os 69 a 76 e 97 a 104) são menos carregadas que as de 1,30m de diâmetro. Para esse mesmo conjunto de figuras, nota-se que as estacas localizadas num mesmo raio (por exemplo: estacas n^os 160 a 174), têm uma distribuição de carga aproximadamente uniforme, sendo a diferença máxima observada (42%) para a força de cisalhamento (relação entre as estacas 167 e 174). A mesma diferença calculada para o caso do momento fletor, é de apenas 13% que tem, também, a melhor distribuição no quadrante, quando se comparam estacas de mesmo diâmetro. Em qualquer dos casos, o carregamento cresce na direção radial e no sentido centro-periferia para estacas de diâmetro \emptyset 1,30m, resultando em estacas periféricas mais carregadas que as centrais. Na figura 6.9, observa-se que o valor máximo ocorre na estaca 207, enquanto que nas demais, o mesmo ocorre na estaca 167. Note-se que, o carregamento das estacas de diâmetro \emptyset 1,10m, decresceu no sentido centro-periferia, exceto para o caso da força normal, proveniente do momento fletor.

6.1 - Limitações do Cálculo

Durante o processo de cálculo, foram introduzidas aproximações de natureza numérica, que são os arredondamentos dos resultados intermediários, durante a transferência de dados de um programa para outro. Essas aproximações são pequenas, e praticamente, não constituem uma violação sob o ponto de vista da engenharia. Além dessas aproximações, comuns a todos os métodos de análise, que envolve grande quantidade de cálculo, deve-se considerar ainda, as limitações de cada programa de computador, e as simplificações introduzidas no método das três etapas, para efeito deste cálculo. Com base nas aproximações mencionadas, tecem-se comentários a respeito dos resultados apresentados através de uma análise crítica dos mesmos. As simplificações introduzidas no cálculo da impedância foram descritas, resumidamente, no capítulo 3 e discutidas extensivamente na referência [7]. As camadas de solo, são supostas perfeitamente horizontais, tanto para o cálculo da amplificação do movimento, através do programa SHAKE (Apêndice A), quanto para o cálculo da sua rigidez, pelos programas STIFF e DYSFIL (Apêndice A). A superposição das respostas modais, pelo proces

so dos DEZ POR CENTO, é efetuada independentemente do tempo, pelo programa SPECSUP (Apêndice A). Essas aproximações foram introduzidas criteriosamente, procurando-se obviamente, não afetar o conservatismo da resposta.

As simplificações introduzidas no método das três etapas, decorrem principalmente da utilização do programa SHAKE, na amplificação do movimento, através das camadas de solo. O referido programa não permite simular o embutimento parcial da estrutura, nem a presença de estruturas vizinhas, uma vez que o cálculo da amplificação é efetuado através de uma coluna de solo. Tais aproximações podem ser evitadas, utilizando-se o programa FLUSH, que permite discretizar o solo em elementos finitos, para o cálculo da amplificação, através do mesmo. Porém, o custo de tal procedimento é significativamente superior ao cálculo efetuado.

Foi considerado um único espectro de resposta na fundação, resultante da envoltória dos três sítios estudados (inferior, médio e superior), em vez de um espectro para cada sítio. Essa atitude fez com que o estudo da influência da variação do módulo de cisalhamento na resposta da estrutura ficasse prejudicado, não permitindo conclusões mais arrojadas.

7. CONCLUSÕES:

1. Uma experiência foi adquirida na realização da análise sísmica do prédio do reator de uma central tipo PWR, onde se utilizou o método simplificado proposto por Hadjian, para a obtenção dos parâmetros de solo usados no cálculo da impedância da fundação.

2. Incorpora-se ao estado da arte, uma contribuição ao cálculo da impedância de uma fundação, constituída de um grupo de estacas longas, inersas num solo composto por camadas horizontais. Consideram-se os amortecimentos de histerese e de radiação e, também, a interação estaca-solo-estaca.

3. A influência das propriedades dinâmicas do solo na resposta da estrutura é significativa, e deve ser devidamente considerada no projeto, quando o custo e/ou o grau de segurança da obra a justifiquem.

4. Resultados da análise mostraram que, para uma fundação circular rígida, axissimétrica, com estacas que trabalham, tanto por atrito lateral, quanto por resistência de ponta, submetida a uma solicitação dinâmica, o carregamento nas cabeças das estacas é mais acentuado para estacas da periferia que para as centrais.

5. Pela distribuição dos esforços nas cabeças das estacas, observa-se que, a consideração da interação estaca-solo-estaca, é de real importância.

APÊNDICE "A"

Neste apêndice, são descritos, resumidamente, os fundamentos dos programas utilizados na análise sísmica. Os dados de entrada são detalhadamente descritos na(s) referência(s) mencionada(s) em cada programa.

A.1-ASHSD [20]

Programa de elementos finitos utilizado para calcular estruturas axissimétricas, sujeitas a cargas dinâmicas ou estáticas. A simulação tridimensional é feita através de elementos axissimétricos de casca e/ou sólidos de revolução (toróides triangulares ou quadriláteros). Utiliza-se o princípio de Hamilton para se deduzir a equação do movimento da estrutura discretizada. O princípio de Hamilton estabelece que a variação da energia cinética e potencial mais a variação do trabalho feito pelas forças não conservativas durante qualquer intervalo de tempo Δt , deve ser igual a zero. A equação de movimento é numericamente resolvida pelo programa, através do domínio do tempo, tanto pela integração direta, quanto pela superposição modal. Para o caso da análise sísmica, o programa permite a utilização do método do espectro de resposta, quando não se necessita do histórico da resposta ao longo do tempo.

A.2-DAMP [21]

Na análise dinâmica de uma estrutura pelo método da superposição modal, é necessário obter o fator de amortecimento para cada modo de vibração da estrutura. O programa DAMP calcula o amortecimento modal através do método proposto por ROESSET ET AL [22] (extensão do método proposto por BIGGS), que se baseia na relação entre a energia de deformação dissipada e a energia de deformação máxima armazenada na estrutura para cada modo de vibração. No cálculo da energia de

deformação, é considerada a contribuição de amortecimentos de natureza viscosa e hysterética.

$$\beta_i = \frac{\sum_j (\phi_{ij})^T \left(\beta_j^h + \frac{w_i}{w_j} \beta_j^v \right) [K_j] (\phi_{ij})}{(\phi_i)^T [K] (\phi_i)} \quad (\text{A.2.1})$$

onde

β = Fator de amortecimento em porcentagem do amortecimento crítico.

ϕ = Autovetores (formas modais).

$[K]$ = Matriz de rigidez.

i = i -ésimo modo.

j = j -ésimo elemento.

h = histerese.

v = viscoso.

w_j = Frequência para as quais β_j^v foi determinado.

β_i = Fator de amortecimento modal.

w_i = Frequência correspondente ao i - ésimο modo.

A.3-DYSPIL [15]

A avaliação da impedância de um grupo de estacas é feita, através da teoria apresentada de forma sumária no capítulo 3. O programa DYSPIL foi desenvolvido para implementar o referido cálculo, e detalhes quanto a sua utilização (cartões de entrada), descrição das sub-rotinas, organização estrutural do programa e exemplos são apresentados na referência [15]. O programa foi desenvolvido para computador tipo CDC 6400 e 6500 (Control Data Corporation) e escrito em linguagem FORTRAN IV normal. O programa fornece uma lista dos dados de entrada, seguido do resultado solicitado. Para o cálculo da função de impedância, a rigidez e o amortecimento do sistema estaca-solo são fornecidos no ponto 0 (capítulo 3). Para a resposta (momento fletor, força cortante, etc.) são fornecidos os resultados na cabeça e em cada nó ao longo de cada estaca.

A.4-INTERP [21]

O espectro de resposta é constituído por um conjunto de curvas, uma para cada amortecimento, e necessita ser interpolado para cada valor de amortecimento modal, fornecido pelo programa DAMP. Essa interpolação é efetuada através de fórmulas simples, assumindo-se que o amortecimento varia em escala logarítmica, conforme segue:

$$S = S_i - \frac{S_i - S_{i+1}}{\log \beta_{i+1} - \log \beta_i} (\log \beta - \log \beta_i) \quad (\text{A.4.1})$$

$$\log S = \log S_j + \frac{\log S_{j+1} - \log S_j}{\log T_{j+1} - \log T_j} (\log T - \log T_j) \quad (\text{A.4.2})$$

onde

S = Valor espectral (aceleração, velocidade ou deslocamento)

T = Período

β = Fator de amortecimento

i, j = Índices para os valores das funções S, T, e β .

O programa calcula a aceleração e deslocamento espectrais para cada fator de amortecimento e espectro de resposta fornecido.

A.5-MODAR [22]

No cálculo das formas modais para um modelo matemático constituído por massas concentradas, o programa SAP.IV lista todos os modos para o primeiro nó, todos os modos para o segundo nó e assim sucessivamente, até que se complete a quantidade total de nós presentes no modelo.

Para um modelo dinâmico constituído por mais de uma viga onde os nós são enumerados consecutivamente, pode-se facilitar o estudo do comportamento modal, através da utilização do Programa MODAR, que lista as formas modais pela ordem consecutiva dos modos de vibração. Dessa forma consegue-se visualizar melhor o que acontece na estrutura ou parte dela, no primeiro modo de vibração, segundo modo e assim por diante.

A.6-SAP IV [23]

O programa SAP IV efetua a análise de estruturas submetidas a carregamentos estáticos ou dinâmicos, possibilitando-se discretizar a mesma em oito tipos de elementos diferentes. Resolve-se a equação de equilíbrio nodal, no caso estático $[K] \{u\} = \{R\}$ seguido do cálculo das tensões nos elementos. Para o caso dinâmico $[M] \{\ddot{u}\} + [c] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{R\}$ pode-se optar somente pelo cálculo das frequências; pelo cálculo das frequências seguido de uma análise pelo histograma da resposta; pelo cálculo das frequências seguido de uma análise pelo espectro da resposta ou uma análise do histograma da resposta, através da integração direta. Neste último caso, utiliza-se um método numérico de integração, incondicionalmente estável. No cálculo das frequências (análise modal) podem ser usados dois procedimentos distintos: a técnica da pesquisa da solução por determinantes (determinant search solution), ou a solução por interação do subespaço. Efetua-se a solução por pesquisa de determinante, quando a quantidade de equações nodais que equilibram a estrutura podem ser colocadas em um bloco de memória de alta velocidade, ou seja, quando as matrizes de massa e rigidez têm pequena largura de banda, embora a quantidade de nós seja grande. Obviamente para um sistema de alta ordem e grande largura de banda, o programa seleciona o método da interação do subespaço para o cálculo das frequências modais.

Ao se efetuar a análise pelo método do espectro de resposta, o programa utiliza o processo da raiz quadrada da soma dos quadrados (SQRSS) para avaliar a resposta total da estrutura.

A.7-SECPROP [21]

O programa SECPROP calcula as propriedades geométricas de uma dada seção transversal. A seção transversal deve ser representada por elementos de linha definidos por dois nós extremos referidos a um sistema de coordenadas cartesianas (x,y). A teoria empregada no cálculo das propriedades geométricas é a geometria elementar e alguns conceitos básicos da resistência dos materiais.

O programa fornece a área total da seção transversal, o centro de massa, a área de cisalhamento, momento de inércia à flexão, momentos principais de inércia (relativos ao círculo de MOHR) e momento de inércia à torção, considerando-se o princípio de Saint Venant e a resistência às forças de cisalhamento da seção transversal.

A.8-SHAKE [10]

O Programa SHAKE permite avaliar a influência das condições locais do solo sobre a resposta observada no mesmo, durante a ocorrência de um terremoto. É baseado na teoria da propagação unidimensional da onda (onda de cisalhamento propagando-se verticalmente), levando-se em consideração a não-linearidade do solo através da variação do módulo de cisalhamento e fator de amortecimento com a deformação de cisalhamento. O perfil de solo é representado por camadas horizontais homogêneas e isotrópicas estendendo-se ao infinito. Cada camada é caracterizada pela espessura (h), densidade (ρ), módulo de cisalhamento (G) e fator de amortecimento (β). A onda de cisalhamento é discretizada em valores de acelerações, fornecidas para intervalo de tempo, igualmente espaçados, sendo posteriormente repetidos ciclicamente pelo programa. O programa fornece as tensões e deformações máximas, os valores intermediários e finais de amortecimento, e módulo de cisalhamento no meio da camada. É fornecido, também, o acelerograma resultante no topo de cada camada, quando requerido.

A.9-SPECSUP [21]

O Regulatory Guide 1.92 [24] apresenta métodos para a obtenção do valor máximo de uma determinada resposta de uma estrutura, submetida a um componente de um terremoto pré-definido. Vários métodos são apresentados e são classificados em dois grupos, de acordo com a sua aplicação. O primeiro deverá ser utilizado quando as formas modais não são pouco espaçadas, e o segundo grupo, em caso contrário, ou seja, quando a diferença entre as frequências de dois modos consecutivos não excede a 10% da menor frequência entre os dois modos.

Em ambos os grupos é assumido o princípio da superposição estatística independente do tempo. O programa SPECSUP utiliza o 'MÉTODO DOS DEZ POR CENTO' pertencente ao segundo grupo que se reproduz pela fórmula a seguir:

$$R = \left[\sum_{k=1}^N R_k^2 + 2 \sum \left[R_i R_j \right]^{\frac{1}{2}} \quad i \neq j \right] \quad (A.9.1)$$

onde

R = Valor representativo máximo para um dado elemento e um componente de terremoto pré-definido.

R_k = Valor de pico da resposta particular de um elemento para o modo k.

N = Quantidade de modos significativos.

i, j → Representam os modos pouco espaçados já mencionados.

A.10-SPECTRA [21]

O conjunto de curvas que constituem um espectro de resposta são obtidas quando se variam a frequência e o amortecimento de um sistema com um grau de liberdade ($M \ddot{u} + c \dot{u} + Ku = -M \ddot{u}_g$), e para cada

par (amortecimento, frequência), é calculada a resposta máxima (deslocamento, velocidade e aceleração) devido a um movimento pré-estabelecido. No programa SPECTRA essa resposta é calculada através da integral de DUHAMEL, cujo deslocamento é fornecido a seguir:

$$u(t) = \frac{1}{w} \left(\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi w(t-\tau)) \sin w(t-\tau) d\tau \right)_{\max} \quad (\text{A.10.1})$$

onde

w é a frequência natural do sistema.

ξ é o fator de amortecimento em porcentagem do amortecimento crítico.

\ddot{u}_g é o movimento aplicado na base do sistema.

Calculado o deslocamento, a aceleração e a velocidade são obtidas pela multiplicação do deslocamento por w^2 e w , respectivamente.

A.11-STIFF [21, 25]

O programa STIFF calcula os coeficientes de rigidez estático do solo para uma fundação circular rígida. O solo é considerado um meio elástico constituído de camadas horizontais (fig. A.11.1). Para uma dada carga aplicada sobre a fundação, a contribuição da rigidez de cada uma das camadas será proporcional à energia de deformação armazenada na dita camada. Assume ainda que a energia em cada camada será aproximadamente igual àquela de um equivalente semi-espaco elástico homogêneo com o mesmo módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson da referida camada. As fórmulas básicas empregadas no programa, provenientes do semi-espaco elástico são descritas a seguir:

$$\text{Vertical} \quad K_v = \frac{4Gr}{1-\nu} \quad (\text{A.11.1})$$

$$\text{Horizontal} \quad K_h = \frac{8Gr}{2-\nu} \quad (\text{A.11.1.a})$$

$$\text{Rotação} \quad K_{\theta} = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \quad (\text{A.11.1.b})$$

$$\text{Torção} \quad K_{\phi} = \frac{16Gr^3}{3} \quad (\text{A.11.1.c})$$

onde

G = Módulo de cisalhamento.

ν = Coeficiente de Poisson.

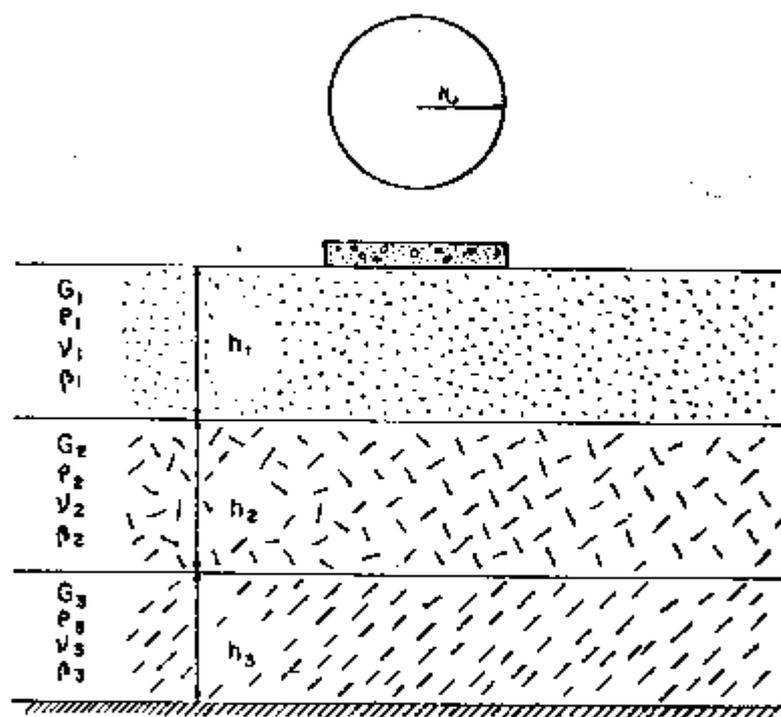


FIGURA A.11.1 Fundação Circular Rígida sobre Solo Estratificado

APÊNDICE "B"

Descrever-se, neste apêndice os resultados intermediários da análise sísmica efetuada para o terremoto de desligamento seguro (SSF), cuja aceleração máxima é de 0,1g (Seção 5.4). O modelo dinâmico e o espectro de resposta no nível da fundação (-5 m) são discutidos nas seções B.1 e B.2. Nas seções B.3 a B.5 são apresentados os resultados obtidos do cálculo da frequência fundamental do sistema solo-estrutura, função de impedância e formas modais do prédio do reator. O fator de amortecimento modal e a interpolação do espectro de resposta no nível da fundação são discutidos nas seções B.6 e B.7, respectivamente, e na última seção, são apresentadas as respostas globais no nível da fundação para terremotos nas direções horizontais e verticais.

B.1 Modelo Dinâmico

O modelo dinâmico apresentado na figura 5.2.1 foi construído através de informações obtidas, basicamente, de desenhos de plantas e cortes do prédio do reator. Utilizou-se, nesta fase, o programa SEC-PROP (Apêndice A) para levantamento das propriedades geométricas referentes aos elementos e pontos nodais do modelo. Tais propriedades são exibidas nas tabelas B.1.1 a B.1.6 para o edifício de blindagem, contenção e aço, estruturas internas e partes comuns.

EL- MENTO	ÁREA (m ²)			EXCENTRICIDADE (m)			MOMENTO DE INÉRCIA (m ⁴)		
	A	A ₂	A ₃	e ₂	e ₃	I ₂	I ₃	I _p	
1	112,72	56,36	56,36	-	-	7303	7303	14612	
2	112,72	56,36	56,36	-	-	20013	20013	40026	
3	112,72	56,36	56,36	-	-	30483	30483	60966	
4	112,72	56,36	56,36	-	-	39002	39002	78003	
5	112,72	56,36	56,36	-	-	44841	44841	89682	
6	233,63	124,28	121,22	0,52	- 0,50	68069	138385	141430	
7	233,63	124,28	121,22	0,52	- 0,50	68089	138385	141430	
8	212,16	190,50	110,92	- 0,07	- 0,29	62187	100058	108689	
9	185,59	103,65	89,77	0,00	- 1,60	60415	104584	103356	
10	212,62	106,31	106,31	-	-	85474	85474	170949	
11	280,99	150,01	149,39	0,15	- 0,01	104270	110566	136277	

TABELA B.1.1 Propriedades Geométricas dos Elementos de Viga do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Edifício de Blindagem

ELEMENTO	ÁREA (m ²)			EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO DE INÉRCIA (m ⁴)			
	A	A ₂	A ₃	e ₂	e ₃	I ₂	I ₃	I _p	I _p
12	5,28	2,64	2,64	-	-	147,44	147,44	299,88	299,88
13	5,28	2,64	2,64	-	-	657,23	657,23	1314,46	1314,46
14	5,28	2,64	2,64	-	-	1153,88	1153,88	2307,76	2307,76
15	5,28	2,64	2,64	-	-	1543,00	1543,00	3087,19	3087,19
16	5,28	2,64	2,64	-	-	1826,38	1826,38	3652,76	3652,76
17	5,28	2,64	2,64	-	-	1995,26	1995,26	3990,52	3990,52
18	5,28	2,64	2,64	-	-	2068,13	2068,13	4136,26	4136,26
19	5,28	2,64	2,64	-	-	2050,81	2050,11	4101,62	4101,62
20	5,28	2,64	2,64	-	-	1929,62	1929,62	3859,23	3859,23
21	5,28	2,64	2,64	-	-	1730,92	1730,92	3461,84	3461,84
22	5,28	2,64	2,64	-	-	1309,19	1309,19	2618,39	2618,39

TABELA B.1.1.2 Propriedades Geométricas dos Elementos de Viga do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Contenção de Aço

ELEMENTO	ÁREA (m ²)			EXCENTRICIDADE (m)		MOMENTO DE INÉRCIA (m ⁴)		
	A	A ₂	A ₃	e ₂	e ₃	I _z	I _y	I _p
23	110,55	58,79	58,79	-	-	23552,5	23589,4	33204,0
24	104,04	62,62	50,03	3,57	0,00	25877,4	11848,4	23141,7
25	238,88	156,84	120,04	2,11	- 0,85	51426,4	21296,2	52505,2
26	436,25	237,60	176,90	0,44	- 0,14	58703,0	64856,7	66758,4
27	322,27	140,85	168,05	- 0,05	0,19	40602,0	45170,2	48782,6
28	322,27	140,85	168,05	- 0,05	0,19	40602,0	45170,2	48782,6
29	442,34	222,77	196,40	0,00	0,49	53677,0	55226,3	59653,2
30	763,96	381,48	407,64	0,10	0,12	185411,0	180650,8	233853,2
31	970,11	505,89	524,63	0,16	- 0,19	189174,5	201887,3	253823,5
32	951,66	481,90	484,11	0,36	0,50	167710,0	179019,0	243900,0

TABELA B.1.3 Propriedades Geométricas dos Elementos de Viga do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Estruturas Internas e Partes Comuns

NÓ	COORDENADAS (m)			M (utm)	MOMENTO DE INERCIA DE MASSA (utm.m ²)		
	X	Y	Z		M I _{xx}	M I _{yy}	M I _{zz}
1	0,00	0,00	58,05	64,63	2120	2120	4239
3	0,00	0,00	53,55	129,27	15975	15975	31950
5	0,00	0,00	49,05	129,27	29441	29441	58882
7	0,00	0,00	44,55	129,27	40290	40290	80580
9	0,00	0,00	40,05	129,27	48521	48521	97042
13	11,54	2,10	35,55	186,11	69437	112994	182432
16	11,54	2,10	30,80	244,94	87452	174566	262019
19	15,37	0,06	26,05	312,15	68291	130756	199047
22	13,45	0,90	22,95	324,46	57668	100776	158443
25	0,00	0,00	18,65	211,41	73945	98145	172090
28	- 0,21	- 0,45	13,90	221,20	91581	92758	184339
31*	0,07	- 0,01	11,15	126,50	50739	51916	102655
				2208,48	635460	828258	1553718

* Parcela devida à contenção de concreto

TABELA B.1.4 Coordenadas e Momento de Inércia dos Nós do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Edifício de Blindagem

Nº	COORDENADAS (m)			M (utm)	MOMENTO DE INÉRCIA DE MASSA (utm.m ²)		
	X	Y	Z		M I _{xx}	M I _{yy}	M I _{zz}
2	0,00	0,00	56,15	5,56	100,75	100,75	200,75
4	0,00	0,00	53,55	15,10	1219,09	1219,09	2438,18
6	0,00	0,00	49,05	19,02	3292,92	3292,92	6585,84
8	0,00	0,00	44,55	19,02	4888,79	4888,79	9777,57
10	0,00	0,00	40,05	19,02	6099,59	6099,59	12199,18
14	0,00	0,00	35,55	17,96	7704,87	7704,37	15409,74
17	0,00	0,00	30,80	16,67	7805,08	7805,08	15610,15
20	0,00	0,00	26,05	18,17	5877,33	5877,33	11754,66
23	0,00	0,00	22,95	19,02	5890,04	5890,04	11780,08
26	0,00	0,00	18,65	17,00	6603,77	6603,77	13207,53
29	0,00	0,00	13,90	15,84	4711,11	4711,11	9422,21
31*	0,07	- 0,01	11,15	7,92	1506,56	1506,56	3013,11
				190,30	55699,90	55699,90	111399,75

* Parcela devida à contenção de aço

TABELA B.1.5 Coordenadas e Momento de Inércia dos Nós do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Contenção de Aço

NÓ	COORDENADAS (m)			M (utm)	MOMENTO DE INÉRCIA DE MASSA (utm.m ²)		
	X	Y	Z		M Ixx	M Iyy	M Izz
11	0,02	0,00	42,15	99,5	20384,0	20409,9	40793,8
15	9,02	0,00	36,65	257,8	40212,8	29595,1	64634,7
18	5,96	- 0,84	51,15	436,2	95387,9	38705,3	114719,3
21	- 1,05	0,61	26,05	778,5	95558,2	106183,0	201477,4
24	- 2,85	0,04	21,35	590,1	77620,7	91658,0	168802,6
27	- 2,85	0,04	17,15	849,6	117626,8	112924,7	229720,6
30	- 0,12	- 0,70	14,45	807,5	69791,5	74764,5	137303,7
31	0,07	- 0,01	11,15	967,6	201444,3	213960,2	413986,5
32	0,69	- 0,21	6,85	1229,3	239157,3	251806,9	490528,3
33	0,37	- 0,39	3,35	1305,7	209494,9	236548,6	450179,1
34	1,74	0,00	- 2,96	4205,8	988769,7	1080771,6	2036288,8
				11527,6	2155448,1	2257327,8	4348434,8

TABELA B.1.1.6 Coordenadas e Momento de Inércia dos Nós do Modelo Dinâmico do Prédio do Reator - Estruturas Internas e Partes Comuns

B.2 Espectro de Resposta NA FUNDAÇÃO

B.2.1 Movimento Horizontal

A partir do espectro de resposta de projeto referente ao leito da rocha sã, gerou-se um acelerograma artificial com duração de 15 segundos e aceleração horizontal máxima de 0,11213g (g = aceleração da gravidade), conforme seção 5.4. O acelerograma foi amplificado através das camadas horizontais de solo pelo programa SHAKE, tendo-se por base três valores distintos de módulo de cisalhamento (inferior, médio e superior) conforme descrito na seção 5.3. Para cada sítio (inferior, médio e superior) foram consideradas três situações distintas para amplificação do movimento horizontal (fig. B.2.1.1).

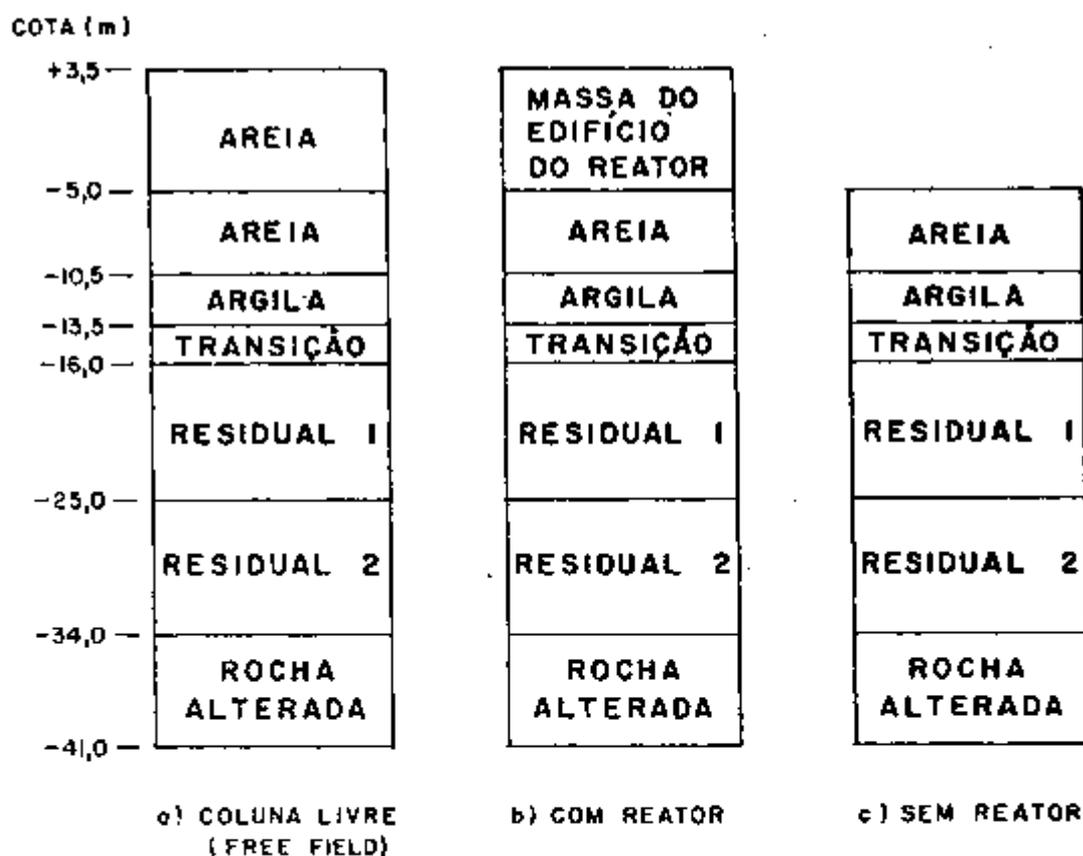


FIGURA B.2.1.1 Modelo de Solo Usado no Programa Shake

Inicialmente considerando-se somente os efeitos das camadas de solo (fig. B.2.1.1.a) amplificando-se o movimento até a cota + 3,50 m (FREE FIELD). Efetuou-se, também, a amplificação até a cota + 3,50 m através de um perfil de solo (fig. B.2.1.1.b) considerando-se a massa do prédio do reator aplicada na cota - 5 m. Finalmente, efetuou-se a amplificação, através de uma coluna curta (fig. B.2.1.1.c) até a cota - 5 m sem considerar o prédio do reator. As curvas de módulo de cisalhamento e fator de amortecimento, apresentadas na seção 5.3 (figs. 5.3.2 e 5.3.3) foram utilizadas nos dois primeiros casos (coluna livre e coluna com reator), sendo que os parâmetros na coluna curta foram obtidos da média aritmética dos resultados dos dois casos já mencionados. Esses resultados são apresentados na tabela B.2.1.1 para os sítios inferior, médio e superior.

C A M A D A S	G(tf/m ²)			β (%)		
	Coluna Livre	Com Reator	Sem Reator	Coluna Livre	Com Reator	Sem Reator
Areia	925	654	790	25,4	27,2	26,3
Argila	1382	1294	1338	17,8	18,2	18,0
Transição	36687	36545	36618	2,3	2,7	2,5
Residual 1	30281	29959	30120	3,9	4,7	4,3
Residual 2	108077	108077	108077	2,0	2,0	2,0
Rocha Alterada	215935	215935	215935	2,0	2,0	2,0

(a) Sítio inferior

C A M A D A S	G(tf/m ²)			β (%)		
	Coluna Livre	Com Reator	Sem Reator	Coluna Livre	Com Reator	Sem Reator
Areia	1992	1601	1797	23,0	25,6	24,3
Argila	1865	1514	1689	17,1	18,6	17,8
Transição	46803	45075	45939	1,8	3,0	2,4
Residual 1	45460	43712	44586	2,5	4,0	3,2
Residual 2	135043	135043	135043	2,0	2,0	2,0
Rocha Alterada	269935	269935	269935	2,0	2,0	2,0

(b) Sítio médio

C A M A D A S	G(tf/m ²)			β (%)		
	Coluna Livre	Com Reator	Sem Reator	Coluna Livre	Com Reator	Sem Reator
Areia	3384	2666	3027	21,6	24,6	23,1
Argila	2217	1826	2021	17,2	18,6	17,9
Transição	55928	54312	55123	1,9	2,9	2,4
Residual 1	59551	58901	59226	2,3	3,3	2,8
Residual 2	162072	162072	162072	2,0	2,0	2,0
Rocha Alterada	323920	323920	323920	2,0	2,0	2,0

(c) Sítio Superior

TABELA B.2.1.1 Propriedades do Solo para o Terremoto Horizontal - SSE

Para cada coluna, o programa SHAKE fornece na interface de cada camada a aceleração resultante da amplificação, através da camada do solo. Os valores obtidos para cada caso são apresentados na figura B.2.1.2. Pode-se observar a influência do valor do módulo de cisalhamento, no movimento do solo, ao se comparar as acelerações obtidas no caso da coluna livre para os diferentes sítios (inferior, médio e superior). Quando se considerou o prédio do reator, a aceleração horizontal no nível da fundação se reduziu sensivelmente, em relação à coluna livre, porém, os seus valores são bastantes próximos entre si para os três sítios considerados. Para cada caso de amplificação, foi gerado, através do programa SPECTRA (apêndice A), um espectro de resposta no nível da fundação (-5 m). A envoltória desses espectros foi estabelecida como o espectro de resposta no nível da fundação e utilizada na análise dinâmica, pelo método do espectro de resposta, realizado através do SAP IV. Os valores obtidos para o referido espectro (cota - 5 m) são apresentados na tabela B.2.1.2 e são plotados na figura 6.1.

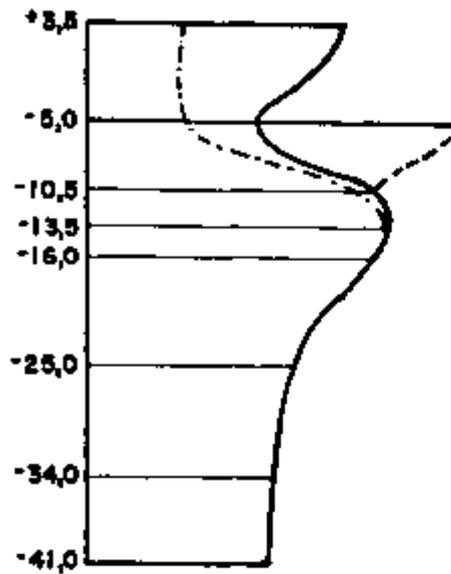
$f(H_2)$ \ $\beta(\%)$	1,0	2,0	5,0	7,0	10,0	15,0	20,0	25,0
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,5	0,932	0,792	0,592	0,513	0,450	0,362	0,293	0,257
5,0	0,776	0,652	0,481	0,421	0,373	0,299	0,234	0,205
8,0	0,776	0,652	0,481	0,421	0,373	0,299	0,234	0,205
10,0	0,603	0,506	0,378	0,322	0,284	0,252	0,209	0,194
12,0	0,473	0,394	0,290	0,250	0,225	0,211	0,198	0,189
15,0	0,387	0,310	0,243	0,216	0,202	0,191	0,185	0,182
20,0	0,297	0,241	0,203	0,191	0,187	0,184	0,180	0,180
33,0	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180

TABELA B.2.1.2 Espectro de Resposta na Fundação

($a_{\text{máx}} = 0,18g$) Terremoto Horizontal - SSE

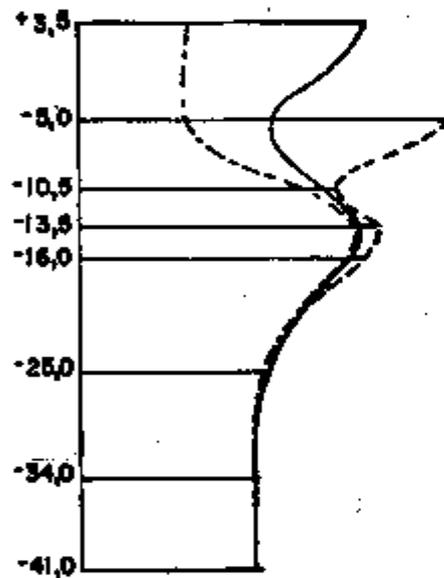
CAMADAS	ACELERAÇÃO (g)		
	FREE FIELD	COM REATOR	SEM REATOR
	0,16615	0,05725	
AREIA	0,10643	0,06725	0,23498
AREIA	0,18280	0,18922	0,18462
ARGILA	0,19277	0,19161	0,18998
TRANSIÇÃO	0,18615	0,18569	0,18366
RESIDUAL 1	0,13102	0,12994	0,13141
RESIDUAL 2	0,11889	0,11739	0,11729
ROCHA ALTERADA	0,11213	0,11213	0,11213

a) SITIO INFERIOR



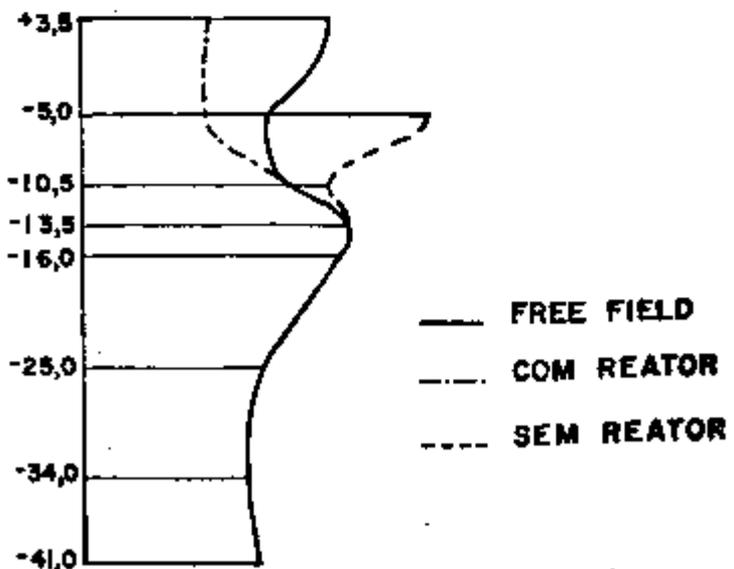
CAMADAS	ACELERAÇÃO (g)		
	FREE FIELD	COM REATOR	SEM REATOR
	0,18171	0,06773	
AREIA	0,12225	0,06773	0,23531
AREIA	0,15265	0,14491	0,18467
ARGILA	0,18173	0,17588	0,18712
TRANSIÇÃO	0,17719	0,17149	0,18235
RESIDUAL 1	0,11920	0,11848	0,12038
RESIDUAL 2	0,11183	0,11803	0,11382
ROCHA ALTERADA	0,11213	0,11213	0,11213

b) SITIO MÉDIO



CAMADAS	ACELERAÇÃO (g)		
	FREE FIELD	COM REATOR	SEM REATOR
	0,15826	0,07993	
AREIA	0,12589	0,07993	0,22318
AREIA	0,13058	0,28662	0,18948
ARGILA	0,16922	0,16882	0,16331
TRANSIÇÃO	0,16464	0,16539	0,16601
RESIDUAL 1	0,11823	0,11519	0,11738
RESIDUAL 2	0,10404	0,10876	0,10287
ROCHA ALTERADA	0,11213	0,11213	0,11213

c) SITIO SUPERIOR

FIGURA B.2.1.2 Aceleração nas Camadas de Solo para 0
Terremoto Horizontal

B.2.2 Movimento Vertical

O movimento vertical foi obtido a partir do acelerograma horizontal no nível da rocha sã, multiplicado pelo fator 2/3 [4] resultando numa aceleração máxima para aquele nível de 0,07513g. A amplificação do movimento (sítio inferior, médio e superior) foi efetuado através do programa SHAKE, utilizando-se a coluna curta (figura B.2.1.1.c), cujas propriedades do solo foram ponderadas para se considerar a presença das estacas.

No caso do movimento vertical, o parâmetro que caracteriza o solo é o módulo de elasticidade volumétrico:

$$E_v = \frac{2G(1-\nu)}{(1-2\nu)} \quad (\text{B.2.2.1})$$

G é o módulo de cisalhamento obtido do estudo do movimento horizontal e ν é o coeficiente de Poisson. A ponderação foi efetuada, baseando-se na proporção entre a área total de estacas (247 m²) e a área de solo (2620 m²). A tabela B.2.2.1 fornece os valores obtidos para o módulo de elasticidade volumétrico, fator de amortecimento e densidade ponderados para os três sítios.

C A M A D A	Cof. de Poisson	E ^v (tf/m ²)		β (%)		γ (tf/m ³)	
		S o l o	Pond.	S o l o	Pond.	S o l o	Pond.
Areia	0,418	5184	259320	26,3	24,6	1,95	2,00
Argila	0,493	95359	341708	18,0	17,1	1,68	1,75
Transição	0,354	159397	400269	2,5	2,9	2,10	2,13
Residual 1	0,359	134704	377690	4,3	4,5	2,05	2,10
Residual 2	0,341	470768	657187	2,0	2,4	2,05	2,10
Rocha Alterada	0,431	1752018	1855784	2,0	2,4	2,40	2,40

(a) Sítio inferior

C A M A D A	Coef. de Poisson	E^V (tf/m ²)		β (%)	
		Solo	Ponderado	Solo	Ponderado
Areia	0,418	12753	270389	24,3	22,8
Argila	0,493	122354	370577	17,8	16,9
Transição	0,354	203256	444497	2,4	2,8
Residual 1	0,359	252670	443959	3,2	3,5
Residual 2	0,341	559527	770448	2,0	2,4
Rocha Alterada	0,431	2225900	2292790	2,0	2,4

(b) Sítio Médio

C A M A D A	Coef. de Poisson	E^V (tf/m ²)		β (%)	
		Solo	Ponderado	Solo	Ponderado
Areia	0,418	21138	273924	23,1	21,7
Argila	0,493	144072	386241	17,9	17,0
Transição	0,354	239960	473866	2,4	2,8
Residual 1	0,359	261674	494812	2,8	3,2
Residual 2	0,341	661029	858474	2,0	2,4
Rocha Alterada	0,431	2628267	2656130	2,0	2,4

(c) Sítio Superior

TABELA B.2.2.1 Propriedades do Sistema Estaca-Solo para o Terremoto Vertical - SSE

As acelerações nas diversas camadas são mostradas na figura B.2.2.1 para os sítios inferior, médio e superior.

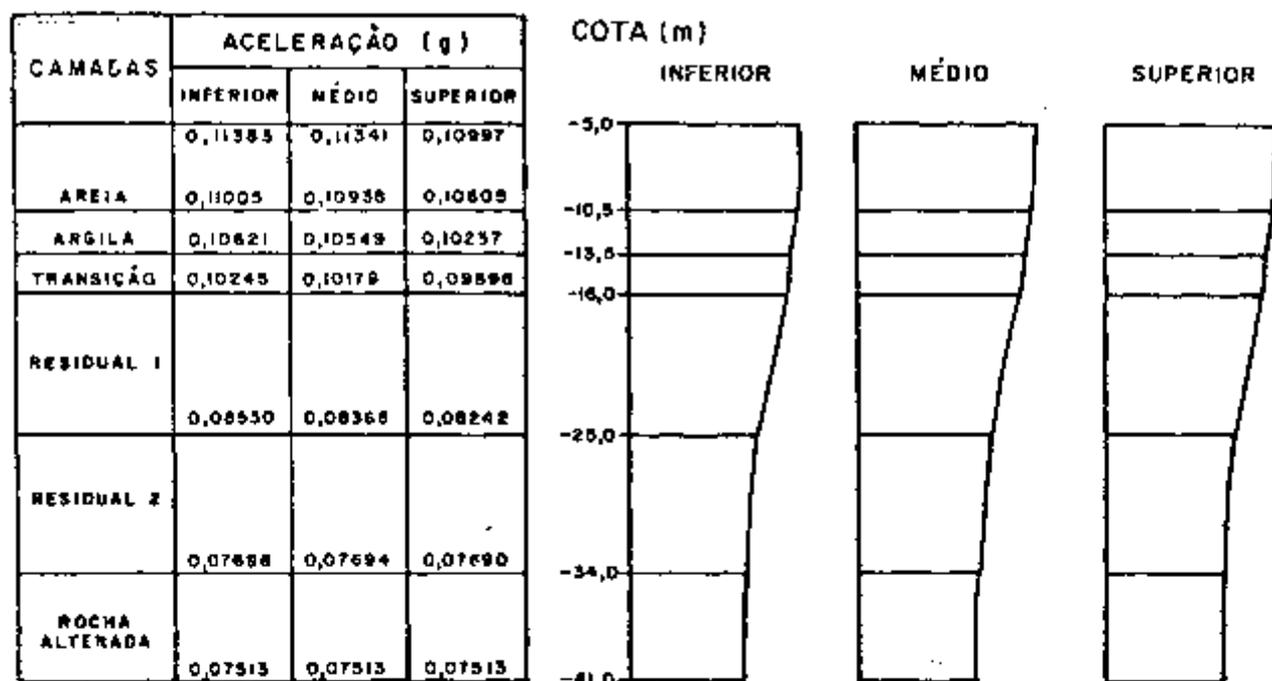


FIGURA B.2.2.1 Aceleração nas Camadas de Solo para o Terremoto Vertical

A obtenção do espectro de resposta foi análogo ao movimento horizontal, e a aceleração adotada no nível da fundação foi de 0,12g. A tabela B.2.2.2 mostra os valores de aceleração obtidos para o espectro de resposta no nível da fundação (-5 m), os quais foram plotados na figura 6.2

$f(H_2)$ \ $\beta(\%)$	1,0	2,0	5,0	7,0	10,0	15,0	20,0	25,0
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
2,0	0,497	0,422	0,316	0,274	0,240	0,193	0,156	0,137
8,0	0,517	0,434	0,320	0,281	0,248	0,199	0,156	0,137
15,0	0,517	0,434	0,320	0,281	0,248	0,199	0,156	0,137
20,0	0,198	0,161	0,136	0,127	0,125	0,122	0,120	0,120
33,0	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120

TABELA B.2.2.2 Espectro de Resposta na fundação ($a_{\max} = 0,12g$)
Terremoto Vertical - SSE

B.3 Cálculo da Frequência Fundamental

A frequência fundamental foi estimada com base na rigidez es-
tática do conjunto solo-estaca (K) através da fórmula apresentada a
seguir:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{B.3.1})$$

onde M é a massa do prédio do Reator. O cálculo da rigidez do con-
junto solo-estaca foi separado em duas partes. Calculou-se, inici-
almente, a rigidez devida ao solo e adicionou-se a rigidez das esta-
cas, calculada através da teoria das vigas. O cálculo da rigidez devi-
do ao solo foi efetuado, utilizando-se os programas ASHSD e STIFF (a-
pêndice A) e as propriedades do solo obtidas na seção B.2. A figura
B.3.1 mostra a malha de elementos finitos, usada no programa ASHSD e
na tabela B.3.1 são apresentados os resultados obtidos para os sítios
inferior e superior.

Observa-se que a contribuição das estacas na rigidez horizon-
tal do sistema estaca-solo é praticamente nula para o caso do sítio
superior. As maiores contribuições são observadas para a direção ver-
tical e rotação.

Massa e Mom. de Inércia

Translação: $1,40 \cdot 10^4$ utm
 Rotação XX: $8,90 \cdot 10^6$ utm.m²
 YY: $9,20 \cdot 10^6$ utm.m²
 Torção ZZ: $6,00 \cdot 10^6$ utm.m²

	H O R I Z O N T A L		V E R T I C A L		R O T A Ç Ã O		T O R Ç Ã O	
	K (tf/m)	f (Hz)	K (tf/m)	f (Hz)	K (tfm/rad)	f (Hz)	K (tfm/rad)	f (Hz)
SÍTIO INFERIOR								
Estacas (1)	$1,89 \cdot 10^4$	0,18	$2,06 \cdot 10^7$	6,11	$6,73 \cdot 10^9$	4,30	$1,26 \cdot 10^8$	0,23
Solo-STIFF (2)	$4,13 \cdot 10^5$	0,86	$1,24 \cdot 10^6$	1,50	$3,40 \cdot 10^8$	0,97	$2,10 \cdot 10^8$	0,94
Solo-ASHSD (3)	$4,86 \cdot 10^5$	0,94	$2,48 \cdot 10^6$	2,12	$5,88 \cdot 10^8$	1,27		
ESTACA+SOLO								
(1) + (2)	$4,32 \cdot 10^5$	0,88	$2,18 \cdot 10^7$	6,28	$7,07 \cdot 10^9$	4,41	$2,23 \cdot 10^8$	0,97
(1) + (3)	$5,05 \cdot 10^5$	0,96	$2,31 \cdot 10^7$	6,46	$7,32 \cdot 10^9$	4,49		
SÍTIO SUPERIOR								
Solo-STIFF (2)	$1,32 \cdot 10^6$	1,55	$3,80 \cdot 10^6$	2,62	$1,07 \cdot 10^9$	1,72	$6,70 \cdot 10^8$	1,68
Solo-ASHSD (3)	$1,37 \cdot 10^6$	1,57	$8,08 \cdot 10^6$	3,82	$1,86 \cdot 10^9$	2,26		
(1) + (2)	$1,34 \cdot 10^6$	1,56	$2,44 \cdot 10^7$	6,64	$7,80 \cdot 10^9$	4,63	$6,83 \cdot 10^8$	1,70
(1) + (3)	$1,39 \cdot 10^6$	1,59	$2,87 \cdot 10^7$	7,21	$8,59 \cdot 10^9$	4,86		

TABELA B.3.1 Cálculo da Frequência Fundamental

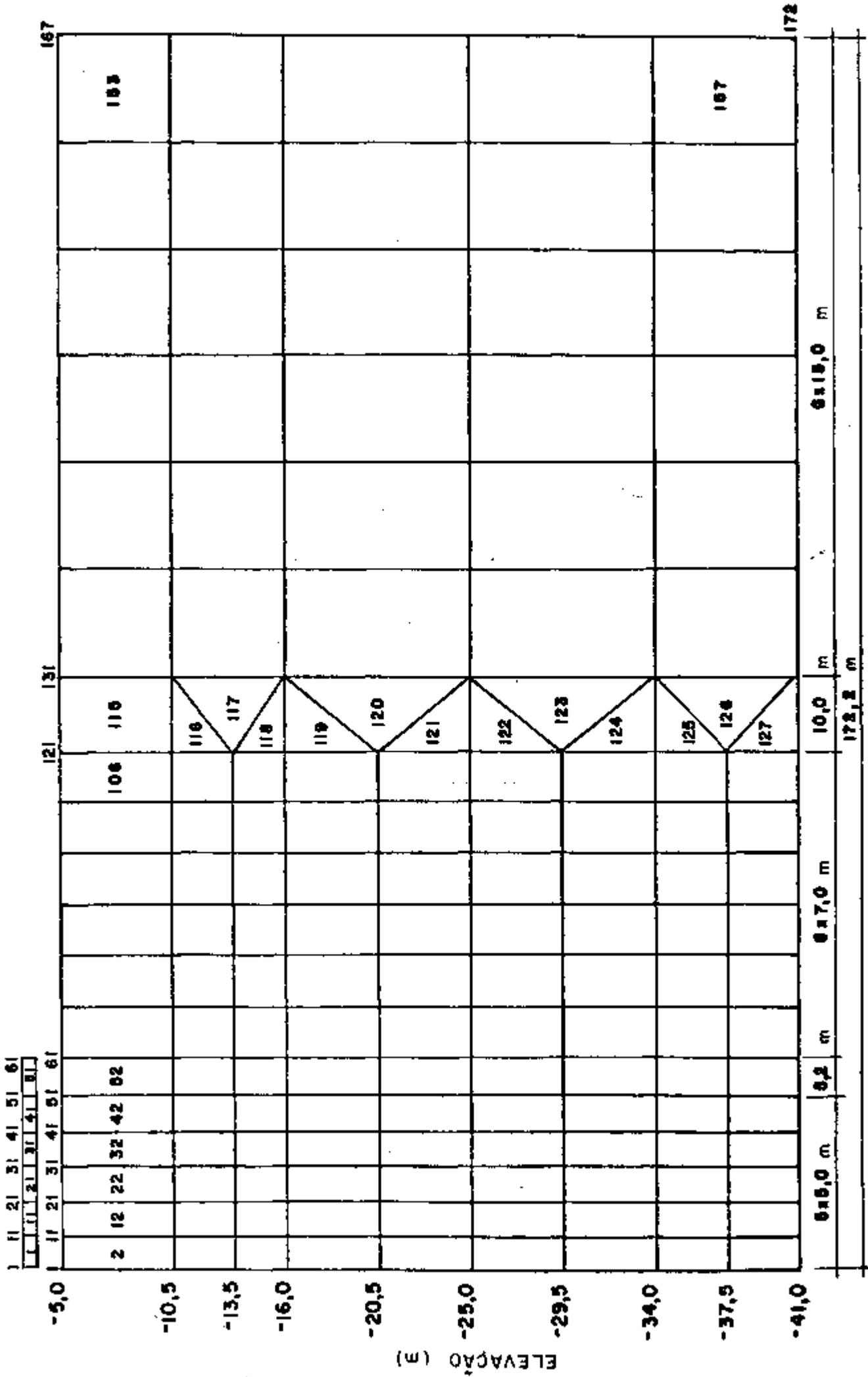


FIGURA B.3.1 Malha de Elementos Finitos Usado no Programa ASMSD, para o Cálculo da Rigidez do Solo

B.4 Cálculo da Impedância

A impedância do conjunto estaca-solo foi calculada, usando-se as propriedades de solo da seção B.2 e a distribuição de estacas, mostrada na figura 5.1.1.b. O cálculo, nessa fase, é efetuado para a frequência fundamental estimada do conjunto estaca-solo que foi obtido, conforme a seção B.3. Devido às limitações de custo e memória de computador, foram efetuados rearranjos na distribuição das estacas criando-se estacas fictícias que agrupam uma ou mais estacas (fig.B.4.1). Os dados da estaca fictícia (coordenadas, área, momento de inércia, etc.) foram obtidos, fazendo-se as seguintes considerações: i) a área da estaca fictícia é a soma da área das estacas individuais; ii) o momento de inércia da estaca fictícia é a soma dos momentos de inércia das estacas individuais. As coordenadas da estaca fictícia são obtidas das condições impostas sobre o momento de inércia (momento de inércia de translação - STEINER).

Os resultados obtidos são apresentados na tabela B.4.1. Observando-se os resultados obtidos nesta seção, nota-se que eles são ligeiramente diferentes daqueles apresentados na tabela B.3.1 para o caso do sítio superior (30% para o caso da rigidez vertical).

D I R E Ç Ã O	SÍTIO INFERIOR		SÍTIO SUPERIOR	
	Rigidez	Amortecimento	Rigidez	Amortecimento
X/Y	$9,78 \cdot 10^5$	$9,24 \cdot 10^3$	$1,39 \cdot 10^6$	$1,06 \cdot 10^4$
Z	$3,77 \cdot 10^7$	$1,70 \cdot 10^5$	$4,10 \cdot 10^7$	$1,13 \cdot 10^5$
XX	$8,07 \cdot 10^9$	$3,76 \cdot 10^7$	$8,84 \cdot 10^9$	$2,51 \cdot 10^7$
YY	$8,88 \cdot 10^9$	$4,11 \cdot 10^7$	$9,71 \cdot 10^9$	$2,91 \cdot 10^7$
ZZ	$4,38 \cdot 10^9$	$4,06 \cdot 10^6$	$6,98 \cdot 10^8$	$5,30 \cdot 10^6$

TABELA B.4.1 Impedância do Sistema Estaca-Solo

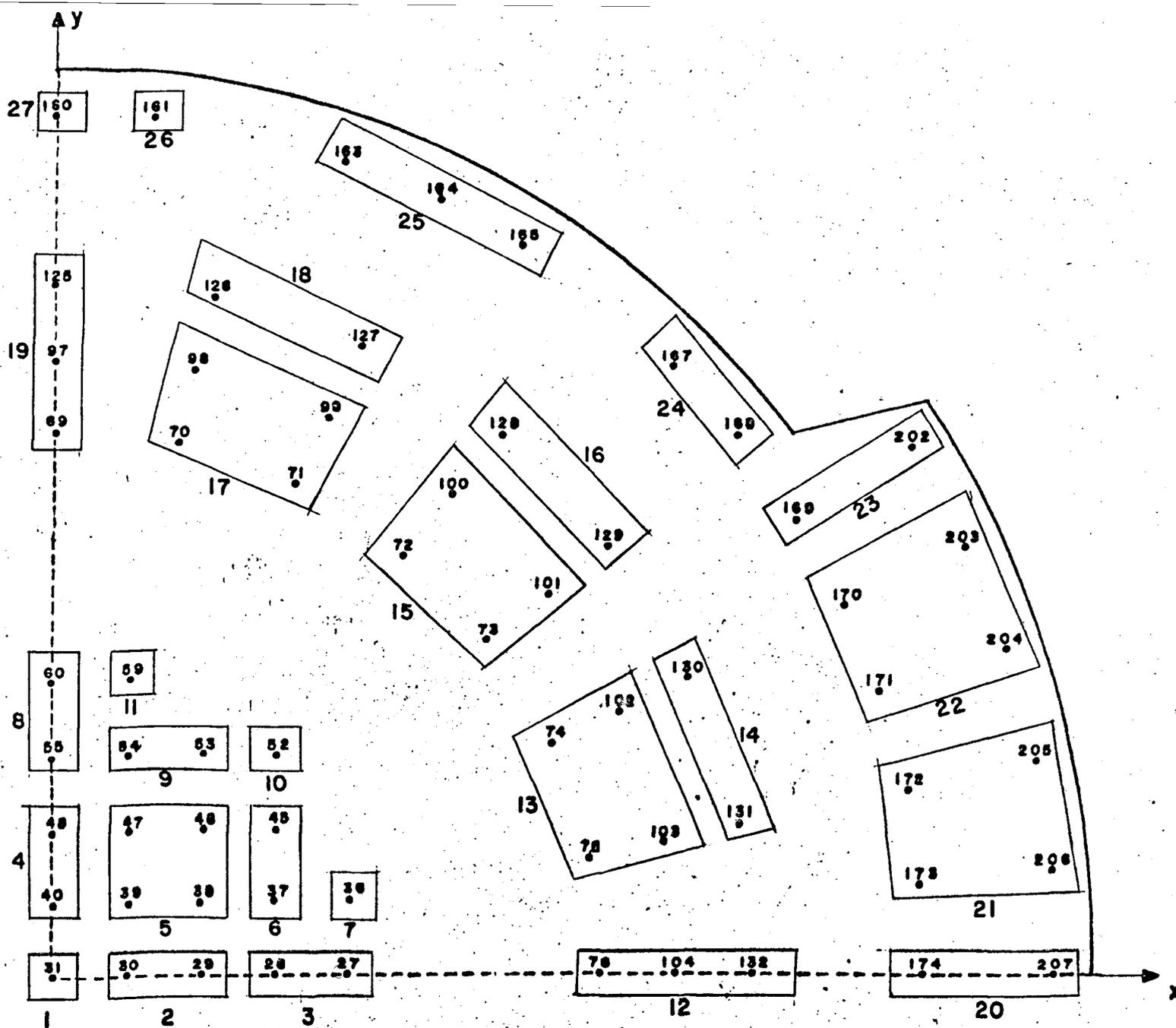


FIGURA B.4.1 Planta das Estacas Fictícias utilizadas no Cálculo da Função de Impedância

B.5 Cálculo das Formas Modais

Obtida a impedância do sistema estaca-solo, procede-se o cálculo das formas modais (autovalores e autovetores). No presente estudo, elas foram obtidas através do programa SAP IV (apêndice A), usando-se o modelo dinâmico apresentado na figura 5.2.1, ao qual se adicionou a impedância da fundação às matrizes de rigidez e amortecimento, conforme a equação 3.16 do Capítulo 3. Tendo em vista que estruturas civis têm frequência fundamental da ordem de 2 a 6 Hz, e equipamentos mecânicos da ordem de 25-33Hz, a frequência de corte foi estabelecida em 33 Hz. Dos modos de vibração obtidos os dez primeiros autovalores são apresentados nas tabelas B.5.1 e B.5.2 que exibem, também, o fator de participação da resposta modal na resposta total da estrutura.

MODO DE VIBRAÇÃO	FREQUÊNCIA MODAL (Hz)	F A T O R D E P A R T I C I P A Ç Ã O		
		X	Y	Z
1	1,31	- 0,309 E 0	- 0,117 E+3	0,481 E-2
2	1,32	0,117 E 3	- 0,321 E 0	- 0,171 E-1
3	1,34	- 0,324 E 0	- 0,416 E 1	0,403 E-3
4	3,30	0,916 E-3	0,104 E 1	- 0,141 E 0
5	4,70	- 0,395 E-1	0,541 E-1	0,493 E 1
6	5,35	0,512 E 1	0,119 E 1	0,123 E 1
7	5,40	0,939 E 0	- 0,637 E 1	0,114 E-1
8	7,89	0,361 E-1	0,736 E-2	- 0,117 E 3
9	8,40	0,156 E-2	- 0,149 E-1	- 0,280 E 1
10	9,57	- 0,140 E-3	0,243 E-1	- 0,150 E-1

TABELA B.5.1 Autovalores e Fator de Participação - Sítio Inferior

MODO DE VIBRAÇÃO	FREQUÊNCIA MODAL (Hz)	FATOR DE PARTICIPAÇÃO		
		X	Y	Z
1	1,54	- 0,464 E 0	- 0,117 E 3	0,715 E-2
2	1,56	- 0,117 E 3	0,467 E 0	0,260 E-1
3	1,69	0,198 E 0	0,433 E 0	- 0,369 E-3
4	3,30	- 0,108 E-2	- 0,148 E 1	0,140 E 0
5	4,70	0,434 E-1	- 0,621 E-1	- 0,475 E 1
6	5,57	0,710 E 1	0,163 E 1	0,139 E 1
7	5,62	0,138 E 1	- 0,821 E 1	0,298 E 1
8	8,19	- 0,573 E-1	- 0,102 E-1	0,117 E+3
9	8,40	- 0,461 E-2	0,214 E-1	0,730 E 1
10	9,57	- 0,254 E-3	0,341 E-1	- 0,190 E-1

TABELA B.5.2 Autovalores e Fator de Participação - Sítio Superior

De acordo com o já mencionado no Capítulo 4, obtêm-se nessa fase de cálculo a frequência fundamental do sistema solo-estrutura que pode ser observado nas tabelas B.5.1 e B.5.2. Para o caso do Sítio Superior, a frequência fundamental na direção Y é 1,54 Hz, na direção X 1,56 Hz e na direção Z 8,19 Hz (frequência que exibe o maior fator de participação).

B.6 Amortecimento Modal

O amortecimento modal foi calculado através do programa DAMP (apêndice A), usando-se as formas modais obtidas na etapa B.5 e amortecimento viscoso associado à frequência circular fundamental (ω) apresentada na tabela B.6.1.

D I R E Ç Ã O	SÍTIO INFERIOR		SÍTIO SUPERIOR	
	$\beta(\%)$	$W(\text{rad/s})$	$\beta(\%)$	$W(\text{rad/s})$
X/Y	3,9	8,36	3,8	9,36
Z	11,7	51,89	7,5	54,12
XX	7,0	30,11	4,5	31,23
YY	7,2	31,07	4,9	32,49
ZZ	4,0	8,62	4,1	10,88

TABELA B.6.1 Amortecimento Viscoso e Frequência Circular Correspondente.

O amortecimento viscoso foi calculado, usando-se a fórmula descrita a seguir:

$$\beta = \frac{C}{C_c} = \frac{C}{2 \sqrt{KM}} \quad (\text{B.6.1})$$

β é o amortecimento viscoso em porcentagem do amortecimento crítico, K e C são a rigidez e o amortecimento do sistema estaca-solo e M é a massa da estrutura. A massa é fornecida na tabela B.3.1, a rigidez e amortecimento foram calculados na seção B.4. A frequência circular fundamental é calculada segundo a expressão $W = \sqrt{\frac{K}{M}}$ onde K e M são conhecidos. O amortecimento de histerese adotado foi de 5%. Na tabela B.6.2 são apresentados os amortecimentos modais para os 10 primeiros modos de vibração.

MODO DE VIBRAÇÃO	AMORTECIMENTO MODAL (%)	
	SÍTIO INFERIOR	SÍTIO SUPERIOR
1	7,15	7,10
2	7,39	7,23
3	4,38	4,38
4	4,40	4,39
5	8,93	8,17
6	7,29	7,18
7	5,89	5,74
8	7,10	6,72
9	7,20	7,19
10	7,42	7,27

TABELA B.6.2 Amortecimento Modal

B.7 Interpolação do Espectro de Resposta

O Espectro de Resposta no nível da fundação, apresentado na seção B.2 deve ser interpolado para as frequências e amortecimentos modais descritos nas seções B.5 e B.6. Essa interpolação foi efetuada através do programa INTERP (apêndice A) e os resultados são apresentados na tabela B.7.1 para os sítios inferior e superior.

MODO DE VIBRAÇÃO	ACELER. HORIZ. (g)		ACELER. VERT. (g)	
	Sítio Inferior	Sítio Superior	Sítio Inferior	Sítio Superior
1	0,181	0,181	0,121	0,121
2	0,181	0,181	0,121	0,121
3	0,186	0,186	0,124	0,124
4	0,186	0,186	0,124	0,124
5	0,182	0,182	0,122	0,122
6	0,183	0,183	0,122	0,122
7	0,186	0,186	0,124	0,124
8	0,190	0,185	0,123	0,123
9	0,189	0,190	0,126	0,126
10	0,189	0,190	0,126	0,126

TABELA B.7.1 Acelerações Espectrais Interpoladas

B.8 Respostas Globais

De posse da impedância da fundação, formas e amortecimentos modais e as correspondentes acelerações espectrais, efetuou-se um cálculo pelo método do espectro da resposta, usando-se o programa SAP IV. Tendo em vista que o SAP IV utiliza o método da raiz quadrada da soma dos quadrados para efetuar a superposição modal, e resultados mais conservativos podem ser obtidos pelo método dos dez por cento para modos pouco espaçados, usou-se o programa SPECSUP (Apêndice A) simultaneamente com o SAP IV.

Esse procedimento permite a análise pelo método do espectro de resposta com superposição das respostas modais pelo processo dos dez por cento. Nas tabelas B.8.1 e B.8.2 são apresentadas as respostas globais no nó 34 do modelo dinâmico apresentado na seção 5.2 para os sítios inferior e superior, respectivamente. O programa SAP IV fornece essa mesma quantidade de informações para cada ponto de massa do modelo dinâmico. Observa-se que algumas respostas são desprezíveis quando comparadas com outras. Por exemplo, o deslocamento na direção x produzido por um terremoto na direção y ou z pode ser desprezado quando comparado com o produzido pelo terremoto na direção x . No capítulo 6, são apresentadas e discutidas as respostas relevantes na fundação e no topo do prédio do reator.

R E S P O S T A	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
DESLOCAMENTO (m), ROTAÇÃO (rad)						
X	3,434 10 ⁻²	1,916 10 ⁻⁴	6,659 10 ⁻⁷	1,787 10 ⁻⁶	5,367 10 ⁻⁵	8,632 10 ⁻⁶
Y	1,919 10 ⁻⁶	3,417 10 ⁻²	1,750 10 ⁻⁷	7,597 10 ⁻⁵	2,145 10 ⁻⁶	1,220 10 ⁻⁴
Z	1,914 10 ⁻⁵	4,105 10 ⁻⁶	7,003 10 ⁻⁴	1,985 10 ⁻⁷	1,178 10 ⁻⁶	2,153 10 ⁻⁸
ACELERAÇÃO (m/s ²)						
X	2,356	4,521 10 ⁻²	1,353 10 ⁻³	1,978 10 ⁻³	6,489 10 ⁻³	6,050 10 ⁻⁴
Y	5,386 10 ⁻²	2,304	1,122 10 ⁻³	8,627 10 ⁻³	2,418 10 ⁻³	8,424 10 ⁻³
Z	3,874 10 ⁻²	2,916 10 ⁻²	1,725	6,555 10 ⁻⁴	3,808 10 ⁻³	4,768 10 ⁻⁴
FORÇA (t.f.), MOMENTO (t.f.m)						
X	3,359 10 ⁴	1,874 10 ²	2,510 10 ¹	1,442 10 ⁴	4,766 10 ⁵	3,781 10 ³
Y	1,877 10 ²	3,342 10 ⁴	6,597	6,131 10 ⁵	1,905 10 ⁴	5,344 10 ⁴
Z	1,872 10 ¹	4,015	2,640 10 ⁴	1,602 10 ³	1,046 10 ⁴	9,430

DIREÇÃO DO TERREMOTO

TABELA B.8.1 Resposta no Nó 34 do Modelo Dinâmico para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE)
- SÍTIO INFERIOR

RESPOSTA	X	Y	Z	XX	YY	ZZ
DESLOCAMENTO (m), ROTAÇÃO (rad)						
X	2,871 10 ⁻²	2,349 10 ⁻⁴	1,069 10 ⁻⁶	2,527 10 ⁻⁶	6,279 10 ⁻⁵	3,928 10 ⁻⁶
Y	2,352 10 ⁻⁴	2,849 10 ⁻²	2,752 10 ⁻⁷	8,064 10 ⁻⁵	2,828 10 ⁻⁶	1,485 10 ⁻⁹
Z	2,258 10 ⁻⁵	5,106 10 ⁻⁶	7,556 10 ⁻⁴	2,527 10 ⁻⁷	1,338 10 ⁻⁶	2,351 10 ⁻⁸
ACELERAÇÃO (m/s ²)						
X	2,754	7,244 10 ⁻²	2,287 10 ⁻³	3,018 10 ⁻³	9,904 10 ⁻⁴	4,247 10 ⁻⁴
Y	8,072 10 ⁻²	2,691	1,553 10 ⁻³	1,187 10 ⁻²	3,435 10 ⁻³	1,565 10 ⁻³
Z	4,869 10 ⁻²	3,083 10 ⁻²	2,004	7,091 10 ⁻⁴	4,359 10 ⁻³	4,790 10 ⁻⁴
FORÇA (tf), MOMENTO (tf.m)						
X	3,991 10 ⁴	3,265 10 ²	4,382 10 ¹	2,234 10 ⁴	6,097 10 ⁵	2,742 10 ³
Y	3,269 10 ²	3,960 10 ⁴	1,128	7,129 10 ⁵	2,746 10 ⁴	1,036 10 ⁴
Z	3,139 10 ¹	7,097	3,098 10 ⁴	2,057 10 ³	1,299 10 ⁴	1,641 10 ¹

DIREÇÃO DO TERREMOTO

TABELA B.8.2 Resposta no N° 34 do Modelo Dinâmico para o Terremoto de Desligamento Seguro (SSE)

- SÍTIO SUPERIOR

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [¹] USNRC, Seismic design classification - REGULATORY GUIDE, 1.29.
Rev. 3, September 1978.
- [²] NUCLEAR SAFETY STANDARDS COMMISSION (KTA). Design of Nuclear
Power Plants against seismic events; Part 1 - basic principles
- KTA 2201.1, June 1975.
- [³] Code of FEDERAL REGULATIONS, TITLE 10, PART 100, Appendix A,
Rev. January 1, 1977.
- [⁴] KOISHI, N; KLAUTAU, S.D. & NAKAYA, N. Análise Sísmica de Angra
I - Edifícios do reator e de segurança. COMISSÃO NACIONAL DE
ENERGIA NUCLEAR - Departamento de Reatores - Relatório DR/GEC-
-001-77, abril 1977
- [⁵] BARROS, F.C.P.; KAKUBO, M.; WOLF, J.P. & VON ARX, G.A. Nuclear
Power Plant Angra 2 reactor building - Seismic Analysis of
Pile Foundation. Comissão Nacional de Energia Nuclear, April
1981.
- [⁶] HADJIAN, A.H.; NIEHOFF, D. & GUSS, I. Simplified Soil Structure
Interaction Analysis with Strain Dependent Soil Properties.
Nuclear Engineering and Design 31 (1974) 218-233.
- [⁷] WOLF, J.P. & VON ARX, G.A. Impedance Function of a Group of
Vertical Piles. Conference on Structural Analysis, Design and
Construction in Nuclear Power Plants. Porto Alegre, Brazil.
April 18-20. 1978.

- [8] AD HOC GROUP ON SOIL STRUCTURE INTERACTION. Analysis for Soil Structure Interaction Effects for Nuclear Power Plants. Structural Division of ASCE, May 1979.
- [9] KAUSEL, E & ROESSET, J.M. Soil Structure Interaction Problems for Nuclear Containments Structure. ASCE Power Division Specialty Conference August 12 to 14 1974. Denver, Colorado.
- [10] SCHNABEL, B; LYSMER, J.T. & SEED, H.B. SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. Report EERC 72-12, University of California, Berkely, California, december (1972).
- [11] TAJEMI, H., 1969, Dynamic Analysis of a Structure Embedded in an elastic stratum. Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering, Chile.
- [12] LEE, T.H. & WESLEY, D.A. Soil Structure Interaction of Nuclear Reactor Structures Considering Through-Soil Coupling Between Adjacent Structures. Nuclear Engineering and Design 24 (1973) 374-387.
- [13] WHITMAN, R.V. (1973) Discussion Presented at First ASCE Specialty Conference on Structural Design in Nuclear Plant Facilities, Chicago, December.
- [14] KAUSEL, E.; WHITMAN, R.V.; MORRAY, J.P. & ELSABEE, F. The Spring Method for Embedded Foundation. Nuclear Engineering and Design 48 (1978) 377-392.

- [15] WOLF J.P. & VON ARX, G.A. - DYSPIL - A Computer Program for Calculation of the Dynamic Stiffness of a Pile Foundation. EWE - CNEN - Rio de Janeiro, Brazil, 1978
- [16] GRUNDBAUIINSTITUT - LANDESGEWERBEANSTALT BAYERN, Angra Nuclear Power Plant Unit II + III - Subsurface Investigation - Main Report. FURNAS - Centrais Elétricas S.A., November 1976.
- [17] WESTON GEOPHYSICAL RESEARCH, INC. Seismicity Analysis and Response Spectra - Proposed Nuclear Power Plant - Prepared for Centrais Elétricas de Furnas S.A. - 1972
- [18] USNRC, Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants - REGULATORY GUIDE 1.60, October 1973.
- [19] USNRC, Damping Values for Seismic Design of Nuclear Power Plant - REGULATORY GUIDE 1.61, 1973.
- [20] GHOSH, S. & WILSON, E. Dynamic Stress Analysis of Axissimetric Structures Under Arbitrary Loading. Report EERC 69-10, University of California, Berkeley, California, September 1969.
- [21] Electrowatt Engineering Services, LTD. Playland User's Manual for Adult Children Playing with Computers, Zürich - Switzerland, May 1977.
- [22] ROESSET, J.M.; WHITMAN, R.V. & DOBRY, R. Modal Analysis for Structure with foundation Interaction - Journal of the Structural Division ASCE, 1973.
- [23] BATHIE, K.J.; WILSON, E.L. & PETERSON, F.E. SAP IV - A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems - June 1973.

- [24] USNRC, Combining Modal Response and Spatial Components in Seismic Response Analysis. REGULATORY GUIDE 1.92, Rev. 1, February 1976.
- [25] CHRISTIANO, P.P.; RIZZO, P.C. & JARECKI, S.J. Compliance of Layered Elastic Systems. Proceedings Instr. Civil Engineers, Part 2, 1974. 57, Dec. 673-683.
- [26] KRAFTWERK UNJON, Preliminary Safety Report Nuclear Power Plant - Angra II & III, June 1976.
- [27] CLOUGH, R.W. & PENZIEN, J. Dynamic of Structures. Mc GRAW-HILL, 1975.
- [28] NEWMARK, N.M. & ROSEMBLUETH, E. Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Inc. 1971.
- [29] FILHO, F.V. Análise Dinâmica e Sísmica e Critérios de Segurança no Projeto de Estruturas de Centrais Nucleares. III CURSO SOBRE CENTRAIS NUCLEARES PWR - INSTITUTO DE ENERGIA ATÔMICA, Nov. 1977.
- [30] TRIFUNAC, M.D. & BRADY, A.G. On the Correlation of Seismic Intensity Scales with the Peaks of Recorded Strong Ground Motion. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 65, Nº 1, pp. 139 - 162. February 1975.