

APLICAÇÃO DOS MODELOS DE BIELA-TIRANTE AO  
PROJETO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

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

Aprovada por:

Dirceu de Alencar Velloso  
Prof. Dirceu de Alencar Velloso, Liv. Doc.  
(Presidente)

H. L. Soriano  
Prof. Humberto Lima Soriano, D.Sc.

Yosiaki Nagato  
Prof. Yosiaki Nagato, D.Sc.

Lidia Shehata  
Profa. Lidia C. Domingues Shehata, Ph.D.

Luiz Eloy Vaz  
Prof. Luiz Eloy Vaz, Dok.-Ing.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
NOVEMBRO DE 1992

SANTOS, SERGIO HAMPSHIRE DE CARVALHO

Aplicação dos Modelos de Biela-Tirante ao Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes (Rio de Janeiro), 1992.

xi, 272 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 1992).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Análise Sísmica. I. COPPE/UFRJ. II. Título (Série).



À Angela.

A Bernardo e Paloma.

À minha mãe e à memória de  
meu pai.

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dirceu de Alencar Velloso, cujo apoio e orientação segura, amiga e tranqüila, tornaram possível a elaboração deste trabalho.

Ao Professor Fernando Venâncio Filho, pioneiro da Engenharia Sísmica no Brasil, pelo apoio e orientação ao longo de muitos anos.

Ao Professor Eduardo Christo da Silveira Thomaz, grande incentivador da preparação deste trabalho.

Ao Professor Benjamin Ernani Diaz, pelo estímulo intelectual permanente ao longo de nossa convivência profissional.

Aos Engenheiros Eduardo de Azevedo Chaves e Rodrigo Jorge Flores Coombs, pela inestimável contribuição à nossa formação profissional.

Ao Engenheiro Ronaldo Evaristo da Silva, pela contribuição valiosa nos conceitos teóricos e aplicações numéricas apresentadas neste trabalho.

À COPPE e à Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, pela formação acadêmica.

À Promon Engenharia Ltda., pela formação profissional e apoio material para a elaboração deste trabalho.

A todos professores, colegas e amigos, com quem tivemos a oportunidade de estabelecer uma convivência enriquecedora ao longo de todos esses anos de vida acadêmica e profissional.

RESUMO DA TESE APRESENTADA À COPPE/UFRJ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS (D.Sc.)

**APLICAÇÃO DOS MODELOS DE BIELA-TIRANTE AO PROJETO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES**

**Sergio Hampshire de Carvalho Santos**

Novembro de 1992

**Orientador:** Dirceu de Alencar Velloso

**Programa:** Engenharia Civil

Apresenta-se neste trabalho a aplicação dos modelos de biela-tirante no projeto de elementos bidimensionais de concreto armado em estruturas sísmo-resistentes. É inicialmente revisto o "estado-da-arte" nos métodos de Análise Sísmica de Estruturas. São apresentados os modelos de distribuição das forças sísmicas globais entre os elementos estruturais resistentes aos sismos. Apresentam-se critérios para o dimensionamento e detalhamento dos elementos de concreto armado sob a ação das forças sísmicas. É revista a teoria dos modelos biela-tirante para o projeto de elementos de concreto. Esta teoria é estendida ao projeto dos elementos bidimensionais (lajes e paredes) geralmente responsáveis pela resistência aos esforços sísmicos nas estruturas. Os conceitos teóricos apresentados são ilustrados através de exemplos numéricos destinados a elucidar certos aspectos controversos da prática de projeto e a validar os conceitos propostos através dos resultados numéricos obtidos.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARTIAL  
FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR  
OF SCIENCE (D.Sc.)

**APPLICATION OF THE STRUT-AND-TIE MODELS  
IN THE DESIGN OF SEISMIC-RESISTANT STRUCTURES**

**Sergio Hampshire de Carvalho Santos**

November, 1992

**Chairman:** Dirceu de Alencar Velloso

**Department:** Civil Engineering

The application of the strut-and-tie models in the design of two-dimensional reinforced concrete seismic-resistant structures is presented in this work. Initially, the "state-of-the-art" in the methods of seismic analysis of structures are reviewed. Models for the distribution of global seismic forces among the seismic-resistant structural elements are presented. Criteria for dimensioning and detailing the reinforced concrete elements under the seismic forces are also presented. The strut-and-tie theory for the design of concrete elements is reviewed. This theory is extended for the design of the two-dimensional elements (slabs and walls) usually responsible for resisting the seismic forces in the structures. The theoretical presented concepts are illustrated through numerical examples, destined to elucidate some dubious aspects in the current project practice and to validate the proposed concepts through the obtained numerical results.

## ÍNDICE

	Pág.
<b>CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO</b>	1
<b>CAPÍTULO II – EXCITAÇÕES SÍSMICAS DE PROJETO</b>	7
2.1 – Considerações Gerais	7
2.2 – Noções Básicas de Sismologia	8
2.2.1 – Mecanismos de Geração dos Sismos	8
2.2.2 – Propagação de Ondas Sísmicas em Meios Elásticos	13
2.2.3 – Intensidade e Magnitude dos Sismos	18
2.2.4 – Características Básicas dos Sismos	22
2.2.5 – Correlação dos Parâmetros de Projeto com a Magnitude e a Distância Focal	26
2.2.6 – Sinopse dos Dados Sísmicos no Brasil	28
2.3 – Definição das Excitações Sísmicas de Projeto	31
2.3.1 – Espectros de Resposta dos Sismos	32
2.3.2 – Definição dos Níveis de Intensidade para o Projeto	36
2.3.3 – Definição dos Espectros de Resposta de Projeto	38
2.3.4 – Métodos Simplificados de Análise	47
2.4 – Geração de Acelerogramas Sísmicos Artificiais	53
2.4.1 – Técnicas Numéricas para Geração dos Acelerogramas	55
2.4.2 – Critérios de Aceitação dos Sismos Artificiais	62

	<b>Pág.</b>
<b>CAPÍTULO III – INTERAÇÃO DINÂMICA SOLO–ESTRUTURA</b>	<b>65</b>
3.1 – Considerações Gerais	65
3.2 – Amplificação Sísmica no Solo	66
3.2.1 – Modelos para a Amplificação Sísmica	68
3.2.2 – Soluções Analíticas para a Amplificação Sísmica	70
3.2.3 – Consideração da Não–Linearidade no Solo	79
3.3 – O Método das Três Etapas	84
3.4 – Modelagem para a Interação Cinemática	88
3.5 – Obtenção dos Coeficientes de Impedância	93
3.5.1 – Fundações Superficiais sobre Solo Homogêneo	93
3.5.2 – Fundações em Solos Estratificados Horizontalmente	98
3.5.3 – Fundações sobre Estacas	101
<b>CAPÍTULO IV – MODELOS PARA A ANÁLISE SÍSMICA DAS ESTRUTURAS</b>	<b>105</b>
4.1 – Considerações Gerais	105
4.2 – Modelagem para a Interação Inercial	106
4.3 – Métodos de Resolução do Problema Dinâmico	113
4.3.1 – Análise Modal	113
4.3.2 – Análise Espectral	116
4.3.3 – Análise por Integração Passo–a–Passo	118
4.3.4 – Análise no Domínio da Frequência	124
4.4 – Obtenção dos Espectros de Resposta dos Pisos	126
4.5 – Automatização da Análise Sísmica	129

	<b>Pág.</b>
4.5.1 – Metodologia de Análise Sísmica Considerada	130
4.5.2 – Descrição dos Programas do Sistema	133
4.5.3 – Aplicação Numérica	137
 <b>CAPÍTULO V – MODELOS PARA A DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS SÍSMICAS</b>	 <b>147</b>
5.1 – Considerações Gerais	147
5.2 – Obtenção das Forças Estáticas Equivalentes	148
5.3 – Modelos Tridimensionais em Elementos Finitos	152
5.4 – Modelos em Elementos de Viga	155
5.5 – Exemplo Numérico	157
 <b>CAPÍTULO VI – DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b>	 <b>161</b>
6.1 – Considerações Gerais	161
6.2 – Recomendações de Normas de Projeto	162
6.2.1 – O Código Modelo do CEB	163
6.3 – Modelos de Biela-Tirante	186
6.3.1 – Concepção dos Modelos Resistentes	187
6.3.2 – Verificação da Compressão no Concreto	195
6.3.3 – Dimensionamento e Detalhamento das Armaduras	200
6.4 – Modelos Resistentes para Lajes	201
6.5 – Modelos Resistentes para Paredes	205
6.5.1 – Modelos Básicos de Paredes	205

	<b>Pág.</b>
6.5.2 – Modelos Completos de Paredes	209
6.6 – Considerações Normativas sobre Modelos Biela-Tirante	224
6.7 – Comprovação Experimental da Teoria	226
6.7.1 – Paredes sem Aberturas	227
6.7.2 – Paredes com Aberturas	240
 <b>CAPÍTULO VII – CONCLUSÕES</b>	 247
 <b>BIBLIOGRAFIA</b>	 256

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

Os terremotos têm sido considerados, ao longo dos séculos, como uma das maiores catástrofes naturais. Paradoxalmente, grande parte do efeito destrutivo dos terremotos decorre da ruína das obras construídas pelo próprio Homem. De tempos em tempos, grandes terremotos conduzem ao colapso generalizado as edificações das áreas atingidas, trazendo, além dos enormes prejuízos materiais, a perda de milhares de vidas humanas.

Ao contrário do que já acontece hoje para outros fenômenos naturais, a Ciência tem evoluído muito pouco no que diz respeito à previsão da ocorrência dos grandes terremotos. Assim, a tecnologia do projeto estrutural e da construção civil tem caminhado no sentido de se tentar garantir às edificações que resistam às solicitações decorrentes de eventuais abalos sísmicos com o mesmo grau de confiabilidade previsto para os outros carregamentos de natureza estática ou dinâmica.

Estando o Brasil situado em região de muito baixa sismicidade (no centro de uma placa tectônica), e não havendo registro histórico de sismos de dimensões catastróficas, o interesse da população em geral e dos engenheiros estruturais em particular, no projeto de edificações resistentes a sismos é bastante recente. Esse interesse foi despertado, em grande parte, pelo projeto e construção das primeiras centrais nucleares brasileiras, projetadas obrigatoriamente para resistir a abalos sísmicos. Esse interesse impulsionou também um maior desenvolvimento dos estudos sismológicos no Brasil, envolvendo um maior número de pesquisadores e a instalação de várias estações sismológicas. O interesse público tem sido também atraído pelos

eventos sísmicos que têm se repetido nas regiões Nordeste e Sudeste do país.

No projeto de centrais nucleares e de outras estruturas de grande responsabilidade, como usinas hidrelétricas, fábricas de material tóxico e outras, cujo colapso possa trazer conseqüências sociais sérias, a possibilidade da ocorrência de um evento sísmico significativo deve ser obrigatoriamente considerada, mesmo levando-se em conta a localização do território brasileiro em zona de baixa sismicidade. Desta forma, o investimento na pesquisa sobre análise e projeto de estruturas resistentes a sismos no Brasil é plenamente justificado.

No caso específico das centrais nucleares, as normas de projeto são extremamente rigorosas e exigem a verificação das estruturas para carregamentos não usuais em projetos convencionais. Além dos efeitos dos abalos sísmicos, devem ser considerados os efeitos de explosões acidentais nas proximidades das edificações, da colisão de aeronaves, da queda ou impacto de componentes pesados, de acidentes postulados, como ruptura de tubulações de alta pressão, etc.

As normas internacionais de projeto de centrais nucleares exigem, mesmo para regiões de baixa sismicidade como o Brasil, que seja efetuado um rigoroso levantamento do risco sísmico do local da construção, baseado nos dados qualitativos e quantitativos disponíveis; são também estabelecidos níveis mínimos para as excitações sísmicas de projeto. Esse rigor de norma é baseado na constatação que terremotos significativos já ocorreram em regiões onde, até então, nenhuma atividade sísmica havia sido registrada. Além disso, no caso específico do Brasil, do ponto de vista geológico-tectônico não se pode descartar a hipótese da ocorrência de um sismo de grande magnitude, reconhecendo-se no entanto que a probabilidade de tal evento é bastante pequena.

O processo de licenciamento de novas instalações nucleares tem se tornado cada vez mais problemático nos últimos anos; a opinião pública mundial tem, de uma forma geral, se posicionado contrariamente à instalação de novas centrais nucleares, em consequência dos acidentes ocorridos, por exemplo nas usinas de Three Mile Island e Chernobyl. Constata-se a descrença generalizada quanto às efetivas condições de segurança das usinas em funcionamento. Assim, é de se esperar um rigor crescente das normas de projeto e nos critérios de avaliação dos organismos licenciadores. Deverá ser exigida, no projeto civil, a utilização de ferramentas matemáticas com grau de sofisticação compatível com o nível de segurança requerido e com o "estado-da-arte" disponível nas técnicas de análise, dimensionamento e detalhamento das estruturas.

A exigência básica de licenciamento das centrais nucleares, com respeito à resistência sísmica, é a demonstração da segurança das instalações quanto à possibilidade de um eventual extravasamento de material radioativo para o meio ambiente e da garantia da capacidade do desligamento seguro do reator nuclear, mesmo sob a ação do terremoto mais intenso factível no local da instalação.

Os aspectos acima apresentados, relacionados ao projeto de estruturas sísmo-resistentes, serão abordados com bastante detalhamento e abrangência no presente trabalho. Serão estudados desde os modelos para a análise sísmica das estruturas até os métodos para dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. Observar-se-á como os métodos para a análise sísmica e os métodos de dimensionamento dos elementos individuais de concreto armado têm se desenvolvido de forma notável nos últimos anos, mas como disciplinas independentes, o que tem criado lacunas que deverão ser preenchidas, para que o processo de projeto estrutural forme um todo coerente, compatível e unificado.

No presente trabalho se pretende apresentar uma metodologia e critérios de

projeto que possam preencher as lacunas identificadas no processo acima descrito. Uma das ferramentas fundamentais na metodologia proposta são os modelos biela-tirante aplicados ao dimensionamento dos elementos bi-dimensionais (lajes e paredes), geralmente responsáveis pela resistência aos esforços sísmicos. A estruturação deste trabalho e o conteúdo de cada um de seus capítulos são sucintamente apresentados a seguir.

No Capítulo II são expostos os métodos para a definição das excitações sísmicas de projeto. São resumidos os conceitos de sismologia de interesse para os engenheiros estruturais e os métodos de avaliação do risco sísmico em uma região. São descritas a metodologia de definição das excitações sísmicas por meio dos espectros de resposta de projeto e as técnicas de geração artificial de acelerogramas sísmicos.

No Capítulo III apresentam-se conceitos relativos ao problema de interação dinâmica entre solo e estrutura. Inicialmente desenvolve-se o estudo da amplificação dos movimentos sísmicos em solos estratificados. Apresenta-se o Método das Três Etapas (interação cinemática, obtenção dos coeficientes de impedância e interação inercial), que será considerado como básico na metodologia seguida neste trabalho. Serão descritas técnicas de modelagem para a interação cinemática, com particular ênfase nos métodos de representação das regiões semi-infinitas do solo. Serão apresentados os métodos para a obtenção dos coeficientes de impedância para fundações diretas ou profundas, imersas em solo homogêneo ou estratificado.

No Capítulo IV são discutidos aspectos relativos à modelagem das estruturas para a etapa inercial da análise sísmica. De uma forma sucinta, pode-se definir que a interação inercial consiste em, considerando-se as excitações sísmicas na base da edificação obtidas na interação cinemática, se desenvolver um modelo matemático para a estrutura, suportado nos coeficientes de impedância obtidos na segunda etapa e

efetuar a análise dinâmica deste modelo. Nesta análise são obtidos os esforços internos na estrutura e seus deslocamentos máximos, sob a ação sísmica. O capítulo inclui também um resumo das técnicas numéricas utilizadas na análise das estruturas submetidas a excitações dinâmicas e os métodos para obtenção dos espectros de resposta nos pavimentos, necessários para o projeto de equipamentos e tubulações instalados nos diversos pisos das edificações. É também apresentada a automatização, através de um sistema computacional, das diversas etapas no processo de análise sísmica das estruturas.

No Capítulo V são apresentados os modelos para a análise da distribuição das forças sísmicas globais, obtidas na interação inercial, entre os diversos elementos estruturais considerados como sismo-resistentes. Serão apresentadas duas diferentes possibilidades de modelagem a serem utilizadas de acordo com as características das estruturas: modelos tridimensionais em elementos finitos, adequados a estruturas maciças e de grande rigidez, como as estruturas internas de reatores nucleares e modelos em elementos de viga, adequados a estruturas com sistema sismo-resistente composto essencialmente por elementos bidimensionais (lajes e paredes), como é o caso da maioria das edificações das instalações nucleares.

No Capítulo VI são discutidos os critérios para o dimensionamento e o detalhamento dos elementos de concreto armado, no caso específico de forças decorrentes da excitação sísmica. São apresentadas e discutidas as disposições estabelecidas nas normas de projeto. São analisados os detalhes de projeto recomendados para assegurar o comportamento dútil das peças de concreto armado. No caso dos elementos laminares (lajes e paredes), submetidos a forças sísmicas, são propostas diretrizes para a aplicação dos modelos biela-tirante (SCHLAICH et al. (88)) ao dimensionamento. Os seguintes aspectos são discutidos com particular ênfase: dimensionamento considerando as diversas aberturas usualmente presentes nos

elementos estruturais; caráter alternativo das forças sísmicas, levando à consideração de diferentes modelos resistentes para cada uma das direções de aplicação das cargas. Os conceitos teóricos propostos são ilustrados por meio de diversos exemplos numéricos. São também analisados resultados experimentais disponíveis na literatura, de forma a validar a metodologia de projeto proposta.

No Capítulo VII apresenta-se um resumo final do trabalho e sumarizam-se as conclusões mais relevantes da pesquisa.

## CAPÍTULO II

### EXCITAÇÕES SÍSMICAS DE PROJETO

#### 2.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

O crescente rigor das normas de projeto e dos critérios de avaliação dos organismos licenciadores de instalações nucleares têm obrigado a uma evolução contínua os métodos de análise sísmica das estruturas. A necessidade de se conciliar o atendimento a requisitos cada vez mais rigorosos de segurança, com a manutenção dos custos do empreendimento, condicionados pelo consumo dos materiais de construção, dentro dos limites da viabilidade, tem tornado imperioso o desenvolvimento de técnicas de projeto cada vez mais confiáveis, precisas e econômicas. Um grande esforço de pesquisa tem se direcionado no sentido do desenvolvimento e aperfeiçoamento dos métodos matemáticos de análise e na verificação experimental desses métodos, através do ensaio de peças em laboratório e da instrumentação de instalações em construção ou em funcionamento. Dentre os países que mais têm investido nessa pesquisa, podem ser destacados os Estados Unidos e o Japão.

Dentre os objetivos desse capítulo e dos imediatamente subseqüentes está apresentar o "estado-da-arte" nos métodos de análise sísmica das estruturas. Além da descrição dos métodos mais modernos utilizados na prática de projeto, são oferecidos resultados de pesquisa selecionados, com perspectivas de utilização futura em projeto.

A finalidade desta exposição dos métodos de análise sísmica é a apresentação e a definição dos conceitos fundamentais necessários ao longo do desenvolvimento deste

trabalho. Procurou-se também, deixar registrados um resumo sobre a matéria e a bibliografia pertinente, que poderão vir a ser utilizados para futuras consultas, tendo em vista a carência da literatura técnica brasileira em obras sobre Engenharia Sísmica.

Neste capítulo são revistos os métodos utilizados para a definição das excitações sísmicas de projeto. São resumidos os conceitos básicos de sismologia de interesse para os engenheiros estruturais. São descritos os métodos de avaliação do risco sísmico em uma região, com base nas características geológico-tectônicas e nos registros sísmológicos disponíveis na região. É apresentada a metodologia para a definição das excitações sísmicas através dos espectros de resposta de projeto e são descritas as técnicas de geração numérica de acelerogramas sísmicos artificiais.

## **2.2 – NOÇÕES BÁSICAS DE SISMOLOGIA**

São apresentadas neste item algumas noções básicas de sismologia. Esta exposição se limitará aos aspectos que terão aplicação na Engenharia Sísmica: mecanismos tectônicos de geração dos sismos; análise da propagação das ondas sísmicas em meios elásticos; definição das grandezas de caracterização dos sismos (magnitude e intensidade); características básicas dos sismos e definição dos parâmetros fundamentais de projeto (acelerações, velocidades e deslocamentos máximos no solo) em função da magnitude e distância focal do sismo. Será também fornecida uma breve sinopse das informações sísmológicas disponíveis hoje no Brasil.

### **2.2.1 – Mecanismos de Geração dos Sismos**

O estudo detalhado dos terremotos e de seus mecanismos de geração é um dos objetivos básicos da Sismologia. No entanto, enquanto o interesse desta ciência

engloba os efeitos globais e a longo prazo dos terremotos, incluindo movimentos do solo de amplitude muito pequena, o interesse da Engenharia Sísmica se restringe aos grandes terremotos ("strong-motions"), capazes de causar respostas estruturais sensíveis e danos significativos às edificações.

Segundo BELES et al. (6), quanto ao seu mecanismo de geração, os terremotos podem ser classificados da seguinte forma:

- a) Tectônicos – provocados pelos deslocamentos internos da crosta terrestre;
- b) Vulcânicos – provocados por explosões de gases, expulsão violenta de lava e pelos deslocamentos de terra presentes durante as erupções vulcânicas;
- c) Devidos a desabamentos – provocados pelo desabamento de cavernas existentes em rochas solúveis, como calcáreos;
- d) Artificiais – provocados pela ação humana, como, por exemplo, os originados por explosões acidentais ou explosões nucleares, os induzidos pelo enchimento do reservatório de barragens, etc.;
- e) Outros – decorrentes de movimentos superficiais do terreno (como deslizamentos), provocados pela queda de meteoritos, etc.

Os maiores e mais destrutivos sismos são, em geral, de origem tectônica. A natureza dos mecanismos de geração dos terremotos de origem tectônica é ainda hoje discutida. A teoria mais aceita atualmente credita a origem destes terremotos ao escorregamento das placas tectônicas ao longo das falhas geológicas existentes nos seus contornos, como é explicado a seguir.

Como descrito por ASSUMPÇÃO (3), a Terra é constituída por várias camadas, estratificadas no sentido de sua profundidade. A mais externa dessas camadas, a Litosfera, é formada por rochas rígidas, tem cerca de 100 km de espessura média e cobre toda a superfície da Terra. Sob a Litosfera, as rochas são mais deformáveis. A Litosfera é dividida em várias placas, que se movimentam em relação às camadas inferiores e umas relativamente às outras, com velocidade da ordem de alguns centímetros por ano. São reconhecidas pelos pesquisadores oito placas tectônicas maiores (Pacífica, Norte Americana, Sul Americana, Africana, Euro-Asiática, Chinesa, Índica e Antártica) e mais algumas menores (Cocos, Caribeana, Nazca, Arábica, Filipinas), indicadas na Figura 2.2.1 (4, 48). O movimento relativo entre as placas causa um acúmulo de tensões em suas bordas, que podem ser subitamente liberadas quando o limite de resistência das rochas é superado.

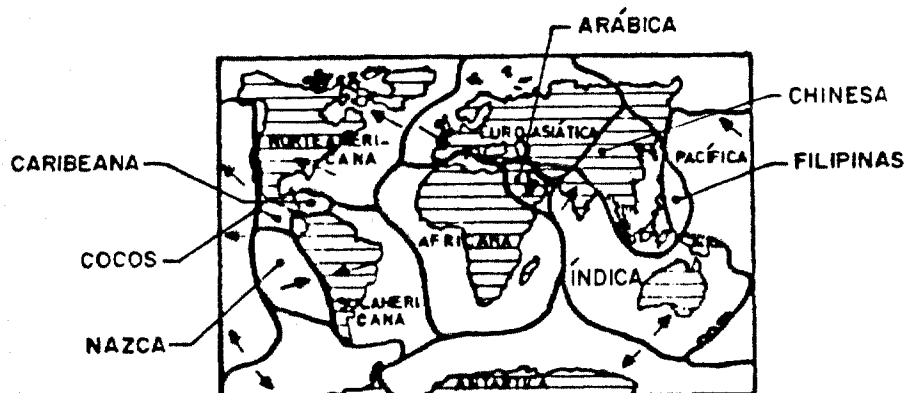


Fig. 2.2.1 – Principais placas tectônicas

A análise da localização dos epicentros dos terremotos mais importantes ocorridos no Século XX, indica que a grande maioria acontece nas bordas das placas tectônicas, formando os chamados "cinturões sísmicos" (ver Figura 2.2.2).

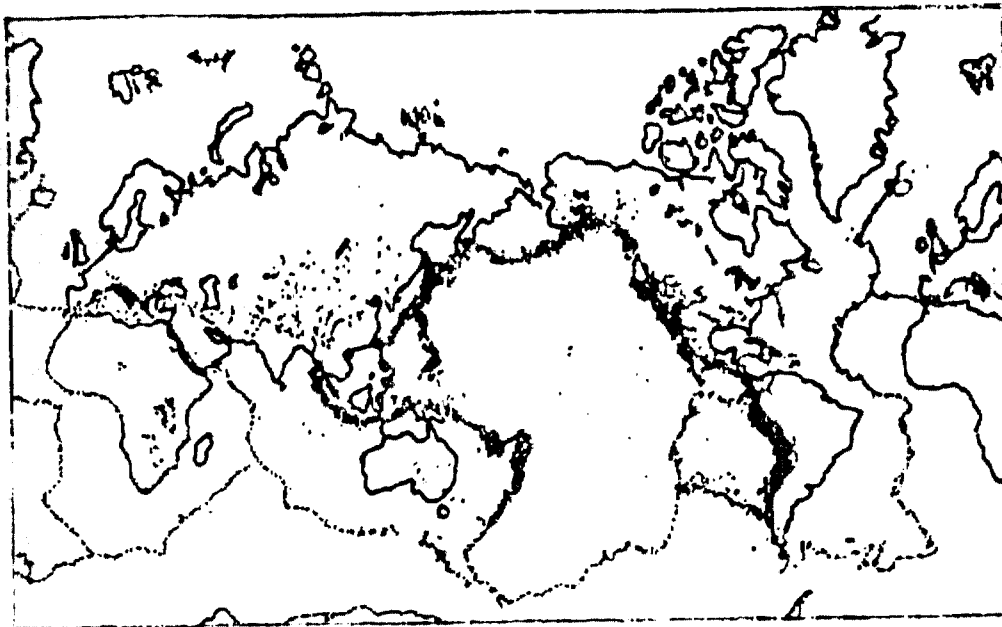


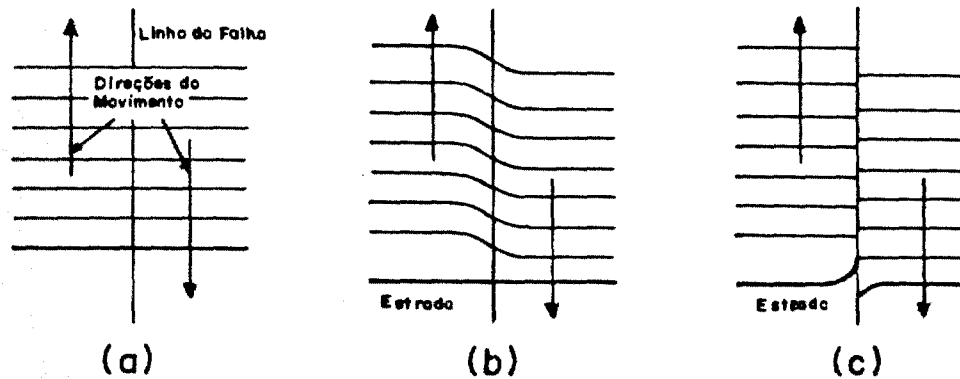
Fig. 2.2.2 – Principais terremotos do Século XX

Em termos de ação destrutiva sobre o homem e suas obras, podem ser indicadas como as faixas sísmicas mais importante o Cinturão Circumpacífico, que contorna todo o Oceano Pacífico, onde ocorre a grande maioria dos terremotos do planeta, e o Cinturão dos Alpes, que se estende desde o Himalaia através do Irã e da Turquia, até o Mediterrâneo, ao sul da Península Ibérica. Informações mais completas da estrutura geológica da Terra, do ponto de vista sísmológico, podem ser encontradas, por exemplo, em OKAMOTO (67).

A teoria mais aceita, hoje, sobre o mecanismo de geração dos terremotos de origem tectônica foi apresentada por REID (74) a partir de seus estudos sobre o terremoto de San Francisco (1906).

O mecanismo sugerido pela teoria de Reid é mostrado na Figura 2.2.3 (14). Em (a) é indicada a situação antes das deformações ao longo da falha, indicada em linha cheia no centro; em (b) é mostrada a situação imediatamente anterior ao

terremoto: as linhas transversais à falha aparecem distorcidas e uma rodovia foi construída após as deformações ao longo da falha; em (c) é ilustrada a situação logo após o terremoto: as linhas transversais voltam a ficar retas e a estrada localmente distorcida. O terremoto decorre, portanto, da relaxação brusca das tensões existentes em um primeiro estado de equilíbrio para um segundo estado de equilíbrio, em que estas tensões desaparecem total ou parcialmente. Se após o terremoto, as deformações continuam na mesma região, elas se apresentam preferencialmente ao longo da falha antiga, que assim "rejuvenece" (11).



- (a) Antes da Deformação  
 (b) Deformado (antes do terremoto)  
 (c) Depois do Terremoto

Fig. 2.2.3 – Esquema da teoria de Reid

Do ponto de vista de avaliação do risco sísmico, as falhas podem ser classificadas como ativas ou inativas. As falhas ativas são aquelas em que há evidência de que um movimento contínuo de distorção está acontecendo. A classificação das falhas como ativas ou inativas é baseada em critérios um tanto

arbitrários: segundo a Agência Internacional de Energia Atômica (IAEA), as falhas que apresentam evidência de movimentos nos últimos 500.000 anos devem ser consideradas como ativas (35).

### 2.2.2 – Propagação de Ondas Sísmicas em Meios Elásticos

Como visto, a origem dos terremotos é a ruptura brusca em um ponto da crosta terrestre, em decorrência do acúmulo de tensões devido aos deslocamentos relativos ao longo de uma falha geológica. O terremoto em si corresponde ao conjunto das ondas sísmicas decorrentes dessa ruptura.

O ponto no interior da Terra onde se origina o terremoto é chamado foco ou hipocentro. A interseção do raio terrestre, passando pelo foco, com a superfície é chamada epicentro (ver Figura 2.2.4). A distância entre um determinado ponto da superfície e o foco é chamada distância focal. Como os terremotos são, em geral, provocados por uma seqüência de rupturas ao longo de falhas, às vezes ao longo de centenas de quilômetros, a representação puntual do foco é bastante simplificada.

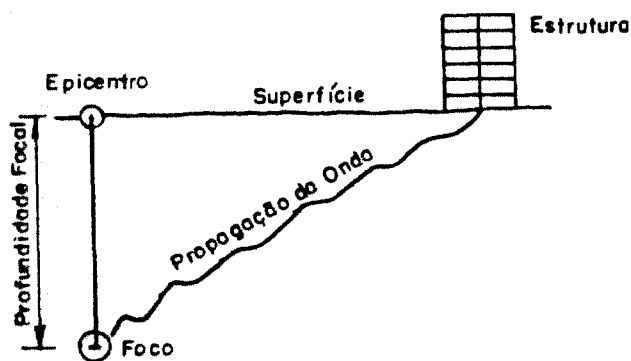


Fig. 2.2.4 – Definição de foco e epicentro

Como descrito por BARBAT (4), as ondas sísmicas podem ser classificadas da

seguinte forma:

- a) ondas mássicas, que se propagam através do interior da Terra;
- b) ondas superficiais, que se propagam na superfície da Terra;
- c) oscilações livres, que ocorrem durante sismos muito fortes e que correspondem a vibrações de toda a Terra.

As ondas mássicas podem ser divididas em ondas de compressão e de cisalhamento. A propagação dessas ondas pode ser estudada, como apresentado por RICHART et al. (75), através das equações diferenciais dinâmicas de movimento em um meio homogêneo e elástico:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w \end{aligned} \quad (2.2.1)$$

onde:

$\rho, E, \nu$  — massa específica, módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson do material;

$u, v, w$  — componentes do vetor de deslocamentos nos três eixos coordenados;

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}; \quad \lambda = \frac{2G\nu}{1-2\nu}$$

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

A primeira solução para as equações de movimento é obtida diferenciando-se parcialmente as três equações (2.2.1) por  $x$ ,  $y$  e  $z$ , respectivamente, e somando-as:

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (2.2.2)$$

ou

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = v_p^2 \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (2.2.3)$$

onde

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

Esta é a equação de propagação de ondas de dilatação volumétrica  $\bar{\epsilon}$  com velocidade  $v_p$  ( $v_p$  - velocidade da onda primária P ou de compressão). A característica desse movimento de ondas é que o deslocamento das partículas do solo se desenvolve segundo os mesmos eixos em que as ondas estão se propagando (da mesma maneira com que as ondas axiais se propagam em uma haste).

A segunda solução é obtida diferenciando-se a segunda equação de movimento em relação a  $z$ , a terceira em relação a  $y$  e subtraindo-se a segunda da terceira:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left( \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G \nabla^2 \left( \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (2.2.4)$$

Expressando-se as rotações em função dos deslocamentos por relações da forma:

$$\partial \bar{w}_x = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \quad (2.2.5)$$

Pode-se reescrever assim a equação (2.2.4):

$$\rho \frac{\partial^2 \bar{w}_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \bar{w}_x \quad (2.2.6)$$

ou

$$\frac{\partial^2 \bar{w}_x}{\partial t^2} = v_s^2 \nabla^2 \bar{w}_x, \quad (2.2.7)$$

onde  $v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$

Procedendo-se de forma análoga, obtém-se:

$$\frac{\partial^2 \bar{w}_y}{\partial t^2} = v_s^2 \nabla^2 \bar{w}_y \quad (2.2.8)$$

$$\frac{\partial^2 \bar{w}_z}{\partial t^2} = v_s^2 \nabla^2 \bar{w}_z \quad (2.2.9)$$

Estas são as equações de propagação de ondas de deformação distorcional  $\bar{w}$  com velocidade  $v_s$  ( $v_s$  - velocidade da onda secundária S ou de cisalhamento). A característica desse movimento de ondas é que o deslocamento das partículas de solo se desenvolve perpendicularmente aos eixos em que as ondas estão se propagando.

A relação entre as velocidades de propagação das ondas primária e secundária depende somente do coeficiente de Poisson:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (2.2.10)$$

Esta relação varia entre  $\sqrt{2}$  e  $\infty$  com a variação entre 0 e 0,5 dos valores possíveis do coeficiente de Poisson.

Conhecendo-se os valores numéricos de  $v_p$  e de  $v_s$ , e a defasagem no tempo dos registros em sismógrafo da chegada das ondas P e S, será possível avaliar a distância entre o local de registro e o foco do sismo.

Quando as ondas sísmicas atingem a superfície do solo, elas se modificam, dando origem às ondas superficiais, das quais as mais importantes são as ondas de Rayleigh e de Love.

As ondas R ou de Rayleigh se caracterizam pelo deslocamento das partículas do solo em trajetórias elípticas dentro do plano vertical que contém o eixo horizontal de propagação.

As ondas Q ou de Love se caracterizam pelo deslocamento das partículas do solo perpendicularmente ao eixo horizontal de propagação, dentro do plano paralelo à

superfície que contém este eixo.

Com as reflexões e refrações das ondas sísmicas nas interfaces entre diferentes camadas de solo ou de rocha e com as reflexões na superfície, os registros sísmicos assumem sua característica típica de extrema irregularidade.

### 2.2.3 – Intensidade e Magnitude dos Sismos

Intensidade e magnitude são diferentes grandezas utilizadas para caracterizar a dimensão de um terremoto. A magnitude é uma grandeza absoluta, relacionada à energia total liberada no sismo; cada terremoto está associado a uma única magnitude. A intensidade é uma grandeza relativa, associada aos efeitos destrutivos do sismo registrados em um determinado local; a intensidade do terremoto varia, portanto, em função do local de sua avaliação.

A magnitude é geralmente quantificada através da escala de Richter (76), sendo definida como o logaritmo decimal da máxima amplitude de deslocamento decorrente do terremoto, medida em micra ( $10^{-6}$  m) no sismógrafo padrão de Wood-Anderson, com fator de amplificação de 2800, corrigida para a distância de 100 km (62). A magnitude pode ser empiricamente associada à energia liberada durante o sismo através da expressão:

$$\log E = 11,8 + 1,5 M \quad (2.2.11)$$

onde:

M – magnitude

E – energia liberada pelo sismo, em erg.

Os grandes terremotos têm magnitude variando entre 8 e 9, ocorrendo em média cerca de uma vez por ano. Avaliou-se matematicamente (6) que a maior magnitude factível seria da ordem de 8,9. Nesta mesma referência (6) pode ser encontrado um histórico bastante completo dos sismos mais destrutivos ocorridos ao longo da História.

As intensidades são quantificadas por meio de escalas, com graus associados qualitativamente aos efeitos locais dos sismos nas pessoas e nas edificações. Desta forma, os valores numéricos das intensidades, medidas por meio destas escalas, são sempre imprecisos e discutíveis, já que dependem das sensações dos observadores e dos efeitos nas edificações, dependentes do tipo e da qualidade das construções no local.

A Agência Internacional de Energia Atômica (IAEA) reconhece três escalas de mensuração da intensidade sísmica (35):

- a) Escala da Japan Meteorological Agency (JMA);
- b) Escala de Medvedev, Sponheuer e Kárník (MSK), versão de 1964;
- c) Escala de Mercalli Modificada, versão de 1956.

Apesar da escala MSK ser a mais precisa e objetiva, a escala de Mercalli Modificada continua sendo a mais utilizada internacionalmente, o que justifica a sua reprodução neste trabalho. Nesta escala, a intensidade dos terremotos é definida, de acordo com os seus efeitos, em uma graduação de I a XII. Um resumo da definição dos graus de intensidade, de acordo com essa escala, é apresentado a seguir (35):

**Grau I:** Não sentido por pessoas. Corresponde aos efeitos marginais e de componentes de período longo de grandes terremotos.

**Grau II:** Sentido por pessoas em repouso, em andares altos ou em locais muito favoráveis para isso.

**Grau III:** Sentido no interior de edificações. Objetos suspensos balançam. Vibração similar ao tráfego de caminhões leves. A duração pode ser estimada. Pode não ser reconhecido como terremoto.

**Grau IV:** Objetos suspensos balançam. Vibração similar ao tráfego de caminhões pesados, ou sensação de impacto similar à de uma bola pesada batendo nas paredes. Carros parados balançam. Janelas, pratos e portas vibram. Vidros estalam. Louças se entrechocam. Na faixa superior do Grau IV, paredes de madeira e pórticos fissuram.

**Grau V:** Sentido nas ruas; a direção pode ser estimada. Pessoas acordam. Líquidos perturbados, alguns derramados. Pequenos objetos instáveis deslocados ou derrubados. Portas oscilam, fecham-se e abrem-se. Venezianas e quadros movem-se. Relógios de pêndulo param, voltam a funcionar e alteram seu ritmo.

**Grau VI:** Sentido por todos. Muitos se assustam e correm para as ruas. As pessoas andam instavelmente. Janelas, pratos e objetos de vidro quebrados. Pequenos objetos, livros, etc. caem das estantes. Quadros caem das paredes. Móveis deslocada ou tombada. Reboco e alvenaria fracos rachados. Pequenos sinos (de igrejas, escolas) tocam. Árvores e arbustos movem-se visivelmente ou farfalham.

**Grau VII:** Difícil manter-se de pé. Notado pelos motoristas. Objetos suspensos

oscilam fortemente. A mobília quebra-se. Danos e rachaduras em alvenaria fraca. Chaminés fracas quebradas ao nível dos telhados. Queda de reboco; tijolos, pedras, telhas, cornijas, parapeitos não contraventados e ornamentos arquitetônicos soltam-se. Algumas rachaduras em alvenaria normal. Ondas em reservatórios e água turva com lama. Pequenos escorregamentos e formação de cavidades em taludes de areia ou pedregulho. Sinos grandes tocam. Canais de irrigação de concreto danificados.

**Gran VIII:** Condução de veículos afetada. Danos e colapso parcial em alvenaria comum. Algum dano em alvenaria sólida e nenhum em alvenaria reforçada. Queda de estuque e de algumas paredes de alvenaria. Torção e queda de chaminés, inclusive de fábricas, monumentos, torres e tanques elevados. Casas em pórtico movem-se em suas fundações, quando não são arrancadas do solo. Painéis de paredes soltam-se e são derrubados. Pilhas de destroços derrubadas. Galhos quebram-se nas árvores. Mudanças na vazão ou temperatura de fontes. Rachaduras em chão úmido ou taludes íngremes.

**Gran IX:** Pânico geral. Alvenaria fraca destruída; alvenaria comum fortemente danificada, às vezes com colapso total. Alvenaria sólida seriamente danificada. Danos gerais em fundações. Estruturas em pórtico, quando não arrancadas, deslocadas em suas fundações. Pórticos rachados. Rachaduras significativas no solo. Em áreas de aluvião, areia e lama arrastadas; criam-se minas d'água e crateras na areia.

**Gran X:** A maioria das alvenarias e estruturas em pórtico destruída com suas fundações. Algumas estruturas de madeira bem construídas e pontes destruídas. Danos sérios em barragens, diques e taludes. Grandes deslizamentos de terra. Água lançada nas margens de canais, rios, lagos, etc. e lama lançada horizontalmente em praias e terrenos planos. Trilhos ligeiramente entortados.

**Grau XI:** Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente fora de serviço.

**Grau XII:** Destruição praticamente total. Grandes massas de rocha deslocadas. Linhas de visão e nível distorcidas. Objetos lançados no ar.

#### 2.2.4 – Características Básicas dos Sismos

Os registros instrumentados dos terremotos (gráficos da variação das acelerações, velocidades e deslocamentos no solo em função do tempo) são extremamente irregulares e diferem bastante uns dos outros. No entanto, para que seja possível o projeto anti-sísmico das estruturas, será necessário identificar nessa diversidade certas características comuns, ao menos dentro de um número limitado de grupos de sismos com características similares. Tendo em vista este propósito, NEWMARK et al. (62) classificaram os terremotos em quatro grandes grupos:

- a) Praticamente um choque único, como o sismo registrado em Port Hueneme, em 1957 (Figura 2.2.5). Caracteristicamente, são sismos registrados próximo ao epicentro, em terreno rígido e com foco raso.

Quando essas condições não são atendidas, as múltiplas reflexões e refrações das ondas sísmicas alteram a natureza dos registros. Estes sismos estão associados a magnitudes moderadas (5,4 a 6,2), focos rasos (menos de 30 km) e movimento unidirecional.

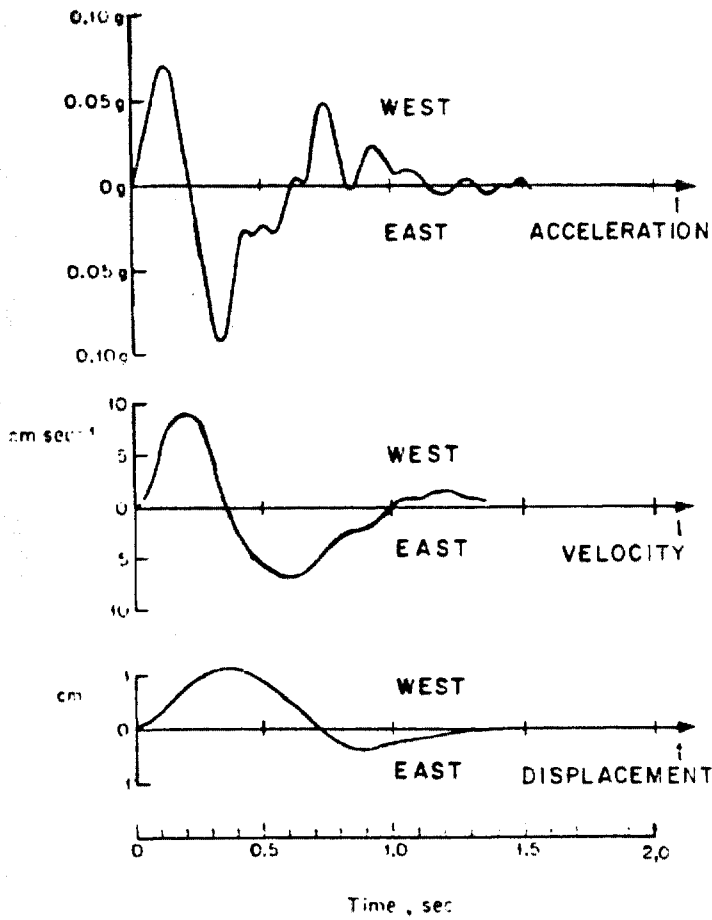


Fig. 2.2.5 – Sismo de Port Hueneme (1957)

- b) Um movimento prolongado no tempo e extremamente irregular, como o sismo ocorrido em El Centro, Califórnia, em 1940 (Figura 2.2.6). Caracteristicamente, são sismos a médias distâncias dos epicentros, registrados em terreno rígido. A maioria dos terremotos observados no Cinturão Circumpacífico pertence a este grupo. Têm em geral a mesma intensidade em todas as direções.

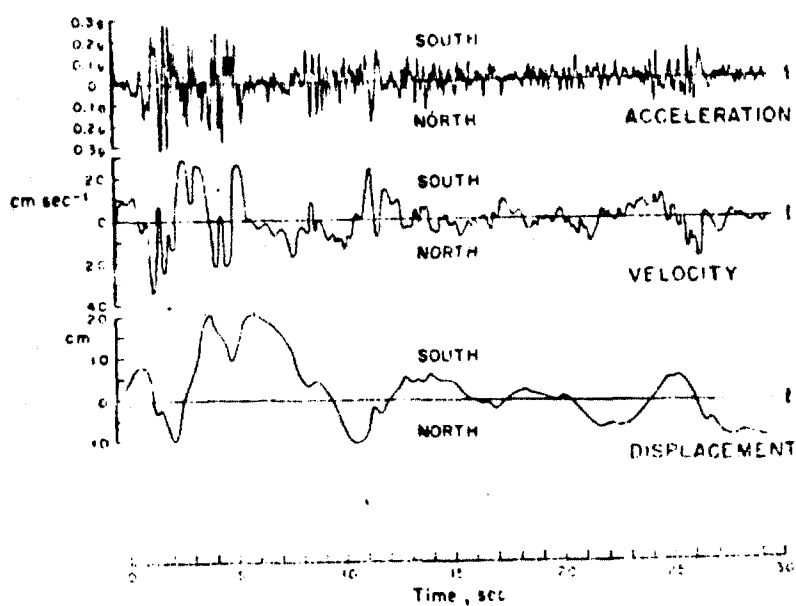


Fig. 2.2.6 – Sismo de El Centro (1940)

- c) Um movimento bastante prolongado no tempo, com período de vibração bem definido, como o ocorrido na Cidade do México (1964), mostrado parcialmente na Figura 2.2.7. Decorrem da filtragem de frequências em camadas de solo compressível, com comportamento no regime elástico, das ondas sísmicas correspondentes aos sismos dos tipos precedentes.
- d) Um movimento caracterizado por deformações permanentes e de grande magnitude no solo, associado a deslizamento, colapso, fraturamento e/ou liquefação do terreno.

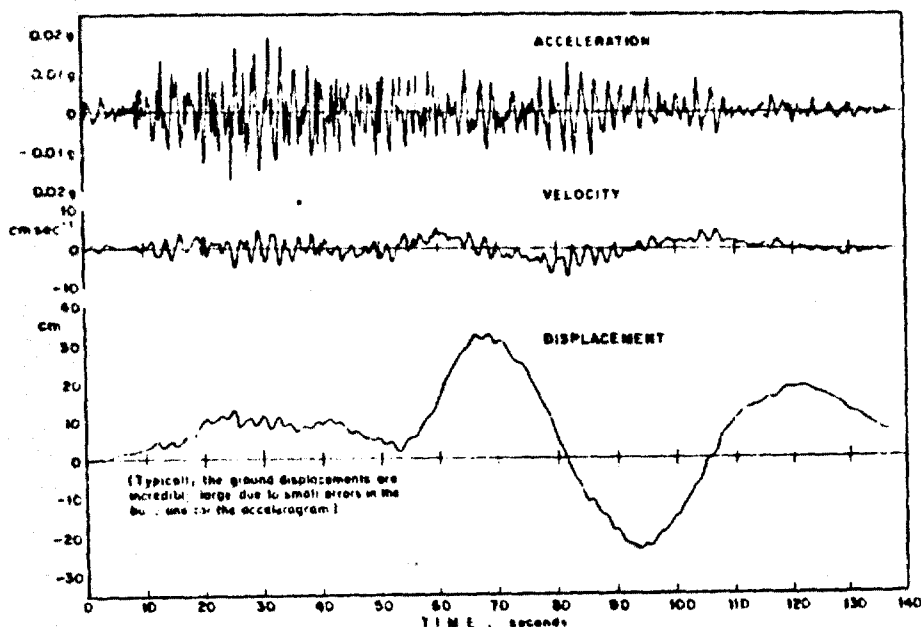


Fig. 2.2.7 – Sismo da Cidade do México (1964)

Para a análise sísmica das estruturas, procura-se simular através de programas de computador acelerogramas similares aos correspondentes aos sismos do segundo grupo; esta simulação é baseada em estudos estatísticos dos registros disponíveis de acelerogramas sísmicos reais. A simulação de terremotos do primeiro grupo é problemática, porque a escassez dos registros disponíveis torna difícil seu tratamento estatístico. Os terremotos do terceiro tipo são simulados, no caso de terrenos compressíveis, através do estudo da amplificação sísmica no solo de terremotos do segundo tipo. Para os terremotos do quarto grupo, não haverá interesse em sua simulação, já que em geral será impraticável projetar-se uma estrutura nas condições de deformação do solo acima descritas; se for identificada a possibilidade de ocorrência de algum dos fenômenos relacionados, será recomendável mudar a localização da edificação projetada.

### 2.2.5 – Correlação dos Parâmetros de Projeto com a Magnitude e a Distância Focal

Como exposto no sub-item anterior, o processo de geração de acelerogramas artificiais procurará reproduzir os terremotos do segundo tipo. No caso de terrenos compressíveis, estes mesmos terremotos serão utilizados, porém submetidos ao processo de amplificação sísmica no solo descrito no item 3.2.

Neste processo de definição das excitações sísmicas de projeto, descrito em detalhe no item 2.3, será necessário o estabelecimento de parâmetros básicos, como a aceleração, a velocidade e o deslocamento máximos no solo e a duração do sismo ( $a$ ,  $v$ ,  $d$ ,  $s$ ), a serem avaliados em função das características geológicas e sismológicas do local da edificação em projeto.

Foram determinadas pelos pesquisadores correlações, baseadas em estudos estatísticos, entre esses parâmetros de projeto e a magnitude e a distância focal de um sismo. Algumas destas correlações apresentadas na literatura, serão a seguir reproduzidas. Deve-se considerar que, como em geral o conjunto dos dados disponíveis pelos geólogos e sismologistas para uma avaliação precisa da magnitude e distância focal críticas a serem esperadas em um local é insuficiente, a definição para projeto dessas grandezas deverá conter um grau adequado de conservadorismo.

A seguinte expressão empírica, proposta por TRIFUNAC et al. (99) com base na análise de 187 acelerogramas sísmicos registrados no Oeste dos Estados Unidos, correlaciona intensidade na escala Mercalli Modificada (I) e aceleração horizontal máxima no solo ( $a$ , em  $\text{cm/s}^2$ ):

$$\log a = 0,014 + 0,9 I \quad (2.2.12)$$

A seguinte expressão, proposta por DONOVAN (23), correlaciona magnitude na escala Richter (M), distância entre o local e o foco do sismo (R, em km) e a aceleração máxima no solo (expressão válida para terrenos com uma camada de pelo menos 6 m de solo sobre a rocha, segundo a Ref. 24):

$$a = \frac{1080 e^{0,5M}}{(R+25)^{1,22}} \quad (2.2.13)$$

As seguintes expressões para a atenuação foram propostas por ESTEVA et al. (26), correlacionando a magnitude na escala Richter, aceleração e velocidade máximas no solo e a distância focal:

$$a = \frac{5600 e^{0,5M}}{(R+40)^2} \quad (2.2.14)$$

$$v = \frac{32 e^M}{(R+25)^{1,7}} \quad (2.2.15)$$

(v – velocidade máxima no solo, em cm/s).

Estas expressões, propostas por Donovan e Esteva são válidas somente para distâncias focais superiores a 15 km; para regiões mais próximas aos epicentros, não se dispõe de dados suficientes para a validação estatística das expressões (24).

Os deslocamentos máximos no solo podem ser avaliados em função das velocidades e acelerações máximas, através da expressão abaixo, proposta por NEWMARK et al. (62):

$$\frac{ad}{v^2} = 1 + \frac{400}{R^{0,6}} \quad (2.2.16)$$

(d – deslocamento máximo no solo, em cm).

Também segundo NEWMARK et al., a duração (s, em segundos) da fase mais intensa do terremoto ("strong-motion") pode ser estimada através da expressão:

$$s = 0,02 e^{0,74M} + 0,3 R \quad (2.2.17)$$

Um valor típico para a duração de sismos intensos do segundo grupo (como definido no sub-item 2.2.4) é de 15 a 30 segundos.

## 2.2.6 – Síntese dos Dados Sísmicos no Brasil

Como pode ser observado na Figura 2.2.1, o Brasil se encontra inteiramente situado no centro da Placa Sul Americana, longe das suas bordas, onde se registra a atividade sísmica mais intensa (ver Figura 2.2.2). Como explicado por ASSUMPÇÃO (3), o acúmulo das tensões tectônicas que pode conduzir a um terremoto é muito mais lento no centro de uma placa que em suas bordas, fazendo com que um sismo de grandes proporções no centro das placas seja muito pouco provável. Mesmo assim, o estágio atual do conhecimento sobre os estados de tensões nas placas tectônicas não permite que se descarte inteiramente a possibilidade da ocorrência de um sismo de grandes proporções no Brasil (3). Sabe-se apenas que a probabilidade da ocorrência de tal evento é bastante pequena. Deve-se lembrar também que vários terremotos notáveis já ocorreram em regiões onde até então nenhuma atividade sísmica havia sido registrada (6).

O sismo de maior magnitude já ocorrido no Brasil teve lugar no Mato Grosso em 1955, tendo apresentado magnitude de 6,6. Este sismo foi registrado em mais de 100 estações sismológicas em todo o mundo e não teve conseqüências destrutivas por ter ocorrido em região desabitada, num raio de algumas centenas de quilômetros em torno do epicentro.

O sismo de maior magnitude ocorrido na região Sudeste, a mais estudada por sua maior densidade populacional e número de estações sismológicas, teve lugar no Estado de São Paulo, com epicentro próximo às localidades de São João da Boa Vista e Pinhal, em 1922, com magnitude de 5,1 (33, 58). Mais recentemente, em 1980, foi registrado no Ceará um dos maiores sismos ocorridos no Nordeste, com magnitude de 5,2. A atenção da opinião pública tem sido atraída pelos eventos sísmicos que têm se repetido nas regiões de João Câmara (RN) e Monsuaba, no município de Angra dos Reis (RJ).

Dentro do contexto sismológico brasileiro, devem ser também considerados os sismos induzidos pelo enchimento de barragens. O maior deles foi registrado em 1974, em Porto Colômbia e Volta Grande (MG/SP), com magnitude de 4,2. Estes sismos ocorrem quando, após o enchimento de reservatórios, as forças tectônicas já acumuladas e próximas ao limite da ruptura, são liberadas pelo "escorregamento" ao longo das falhas, "lubrificadas" pela água.

Com a instalação recente de várias estações sismológicas, é de se esperar para breve que a avaliação do risco sísmico nas várias regiões do Brasil possa ser baseada em informações mais abundantes e precisas.

Com base nos dados coligidos para a região Sudeste, ASSUMPÇÃO (3) avaliou o período de recorrência para diferentes magnitudes sísmicas, nesta região

(ver Figura 2.2.8). Pode-se ler nesta figura, por exemplo, que o período de recorrência para sismos de magnitudes 5, 6 e 7 é da ordem de, respectivamente, 40, 150 e 600 anos, na região Sudeste.

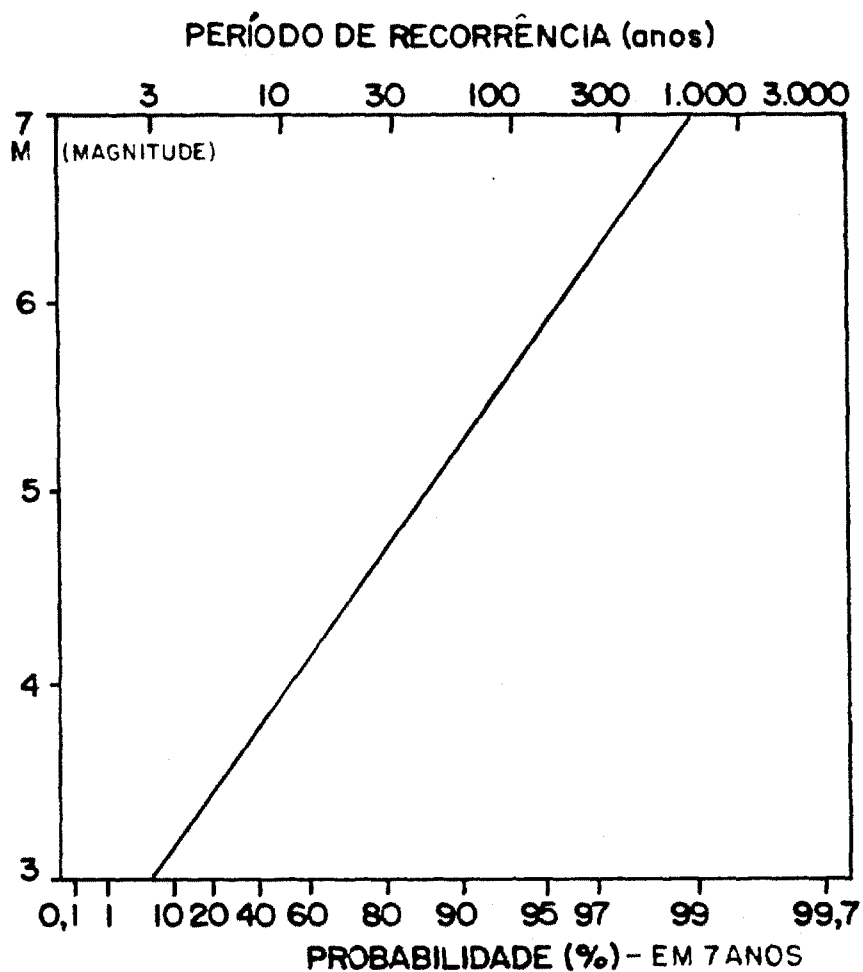


Fig. 2.2.8 - Período de recorrência para sismos na região Sudeste

### 2.3 – DEFINIÇÃO DAS EXCITAÇÕES SÍSMICAS DE PROJETO

A definição das excitações sísmicas para o projeto de uma estrutura é condicionada pelo seu grau de responsabilidade. A análise das normas e regulamentos internacionais indica a existência de diferentes níveis de exigência para a análise sísmica, em função deste grau de responsabilidade:

- a) Para as estruturas de elevado grau de responsabilidade, como é o caso das centrais nucleares, é exigida a avaliação dos efeitos dos sismos através de análise dinâmica completa; as excitações sísmicas de projeto devem ser definidas a partir dos resultados de um extenso e abrangente estudo das características geológicas e sismológicas do local da edificação;
- b) Para as estruturas de menor grau de responsabilidade, como as de edificações residenciais, é permitida a avaliação dos efeitos sísmicos através de métodos aproximados, por exemplo, considerando forças estáticas equivalentes; as excitações sísmicas podem ser definidas através de mapas de risco sísmico de países ou regiões.

No Brasil, com o projeto de suas primeiras centrais nucleares, foram introduzidas as modernas técnicas de análise sísmica das estruturas. Pode-se afirmar que no projeto de nossas instalações nucleares tem sido seguido o "estado-da-arte" internacional. No projeto das estruturas de barragens, onde o fenômeno dos sismos induzidos pelo enchimento dos reservatórios é particularmente importante, têm sido utilizados métodos aproximados (estáticos equivalentes). Não se tem notícia de verificação anti-sísmica para outros tipos de estruturas.

Neste item serão revistos os métodos para a definição das excitações sísmicas para o projeto de centrais nucleares e serão apresentados métodos prescritos por normas de projeto para a análise aproximada de edificações residenciais.

### 2.3.1 – Espectros de Resposta dos Sismos

Em linhas gerais, o objetivo essencial da verificação anti-sísmica das estruturas é manter dentro de limites pré-fixados por norma, a probabilidade de sua ruína, devido aos sismos que possam ocorrer durante sua vida útil. Como mostrado no item 2.2.4, os registros dos sismos têm características bastante irregulares e diferentes entre si. Assim, a metodologia mais adequada para a análise sísmica das estruturas seria a baseada em um enfoque probabilístico. No entanto, o conjunto de dados sísmicos disponíveis em uma determinada região é, em geral, insuficiente para permitir que o projeto possa se desenvolver com base exclusivamente em métodos probabilísticos (ao contrário do que já ocorre, por exemplo, correntemente, no projeto de estruturas "off-shore" sob a ação de forças de onda).

Sendo então as análises sísmicas ainda usualmente efetuadas segundo um enfoque determinístico, procura-se levar em conta a natureza aleatória dos sismos através da definição, para projeto, de excitações "envoltórias" de sismos de diferentes características.

Do ponto de vista do interesse da engenharia, as grandezas mais importantes registradas durante a ocorrência de um sismo são os gráficos das variações no tempo das acelerações, velocidades e deslocamentos do solo. Alguns destes gráficos foram mostrados nas Figuras 2.2.5 a 2.2.7, para sismos de diferentes características. Estes gráficos são registrados em instrumentos denominados sismógrafos; o funcionamento destes aparelhos é descrito, por exemplo, por OKAMOTO (67) e por BUZDUGAN et

al. (10).

A simples inspeção dos gráficos dos acelerogramas sísmicos fornece já informações importantes do ponto de vista de engenharia: duração total, duração da fase mais intensa ("strong motion"), aceleração máxima, frequência predominante, etc. Para a avaliação mais precisa dos efeitos dos sismos nas estruturas devem ser construídos os espectros de resposta, como explicado a seguir.

Seja o oscilador simples mostrado na Figura 2.3.1 (sistema de um grau de liberdade dinâmico, massa-mola-amortecedor). Este sistema dinâmico será submetido a um movimento prescrito de apoio, com aceleração  $\ddot{u}_g(t)$  numericamente igual à do acelerograma sísmico considerado. A grandeza mais importante a ser avaliada neste problema dinâmico é a variação no tempo dos deslocamentos da massa em relação ao apoio:

$$u(t) = u_t(t) - u_g(t) \quad (2.3.1)$$

(deslocamentos relativos ao apoio = deslocamentos totais - deslocamentos prescritos no apoio).

A relevância dos deslocamentos relativos decorre do fato destes, quando multiplicados pelo valor numérico da constante de mola ( $K$ ), fornecerem as grandezas mais importantes para o projeto, que são as forças elásticas no sistema.

A equação diferencial de movimento do sistema de um grau de liberdade dinâmico, submetido ao acelerograma no apoio  $\ddot{u}_g(t)$ , pode ser expressa da seguinte forma (14):

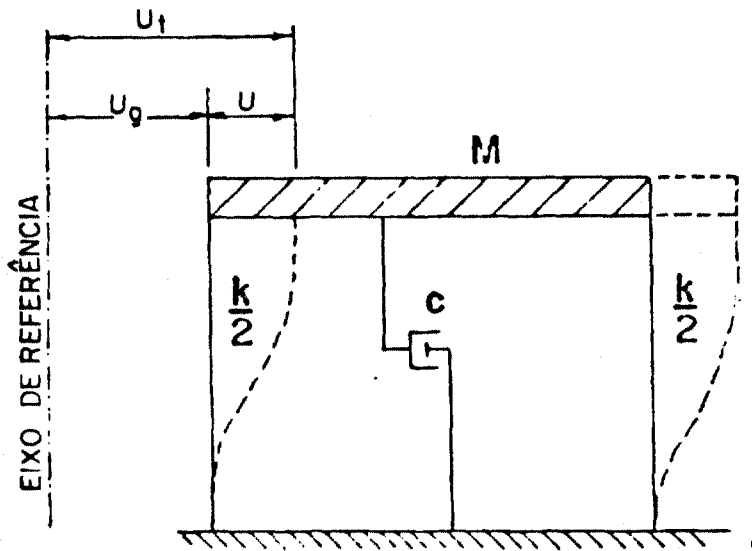


Fig. 2.3.1 – Oscilador de um grau de liberdade

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = -M \ddot{u}_g(t) \quad (2.3.2)$$

( $K$ ,  $C$ ,  $M$  – valores numéricos da constante de mola, da constante de amortecimento viscoso e da massa do sistema;

$$\dot{u} = \frac{du}{dt} \quad \text{e} \quad \ddot{u} = \frac{d^2u}{dt^2}$$

A solução desta equação diferencial pode ser expressa através da integral de Duhamel (14):

$$u(t) = \frac{1}{w} \int_0^t \ddot{u}_g(r) \exp[-\xi w(t-r) \text{sen } w(t-r)] dr \quad (2.3.3)$$

$$w = \sqrt{\frac{K}{M}} \text{ - frequência circular própria do sistema}$$

$$\xi = \frac{C}{2Mw} \text{ - fração de amortecimento crítico do sistema}$$

O valor máximo do deslocamento relativo  $u(t)$  é chamado de deslocamento espectral:

$$S_d = u(t)_{\max} \quad (2.3.4)$$

As grandezas  $S_v$  e  $S_a$ , respectivamente pseudo-velocidade e aceleração espectral, são definidas abaixo, em função do deslocamento espectral e da frequência circular do sistema:

$$S_v = w S_d \quad (2.3.5)$$

$$S_a = w S_v = w^2 S_d \quad (2.3.6)$$

A pseudo-velocidade espectral e a aceleração espectral são aproximações para a velocidade relativa e a aceleração absoluta máximas; o deslocamento espectral corresponde efetivamente ao deslocamento relativo máximo. No caso particular de sistemas não amortecidos ( $C = 0$ ), a aceleração espectral é numericamente igual à aceleração absoluta máxima.

Dada a função  $\ddot{u}_g(t)$ , através das equações (2.3.3) a (2.3.6) são determinados numericamente os valores  $S_d$ ,  $S_v$  e  $S_a$  para vários pares de valores de  $\xi$  e  $w$ . Fixando-se um determinado valor de  $\xi$  é construída uma curva em que, em função de  $f = w/2\pi$  (frequência própria do sistema) ou de  $T = 1/f = 2\pi/w$  (período próprio do sistema), são fornecidos os valores numéricos de  $S_d$ ,  $S_v$  e  $S_a$ ; essas curvas são em geral

plotadas em papel tri-logaritmico, permitindo a leitura simultânea dos três valores espectrais em função de  $f$  ou de  $T$ .

Na Figura 2.3.2 é apresentado o gráfico dos espectros de resposta para o terremoto de El Centro, cujo acelerograma foi já apresentado na Figura 2.2.6. Os deslocamentos espectrais  $S_d$  (em cm) são lidos em uma escala diagonal a  $45^\circ$ ; as pseudo-velocidades espectrais  $S_v$  (em cm/s) são lidas em uma escala vertical; as acelerações espectrais  $S_a$  (em g's - frações da aceleração da gravidade  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) são lidas em uma escala diagonal a  $135^\circ$ . Por exemplo, para  $T = 1 \text{ s}$  e  $\xi = 0,1$  (10%), pode-se ler  $S_d = 8 \text{ cm}$ ,  $S_v = 50 \text{ cm/s}$  e  $S_a = 0,3 \text{ g}$  (aproximadamente).

### 2.3.2 - Definição dos Níveis de Intensidade para o Projeto

As normas e regulamentos de projeto podem exigir a verificação das estruturas para excitações sísmicas de diferentes níveis de intensidade; para cada um desses níveis são definidos critérios de verificação com diferentes graus de rigor, nos estados limites últimos de utilização e de ruptura. MUTO (60) propõe a verificação das estruturas de edifícios para sismos de três níveis de intensidade:

- a) Intensidade I: para sismos moderados, com possibilidade de ocorrência freqüente, a vibração nos edifícios deve ser controlada para ser a menor possível, de forma que a perturbação e o desconforto humano sejam mínimos.
- b) Intensidade II: para sismos mais intensos, mas com possibilidade de ocorrência considerável, as forças sísmicas devem ser resistidas de acordo com os mesmos critérios seguidos para os carregamentos usuais.

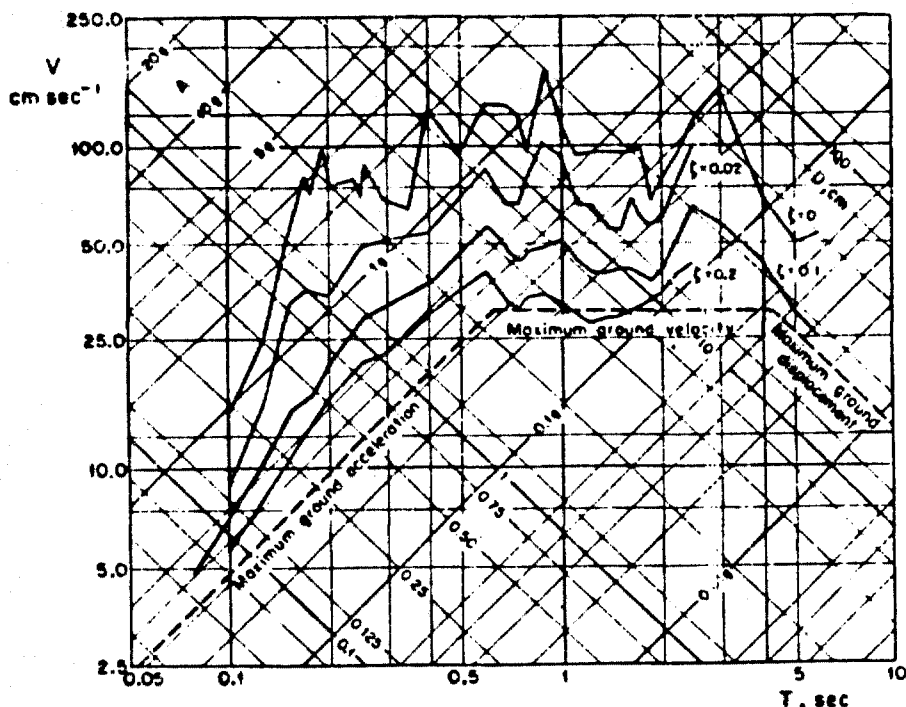


Fig. 2.3.2 - Espectros do sismo de El Centro (1940)

- c) Intensidade III: para o sismo mais intenso concebível para o local da construção, poderão ser admitidas grandes deformações plásticas e alto grau de fissuração nas estruturas, desde que seja garantida a segurança quanto ao colapso da edificação e a preservação das vidas humanas.

Dentro do mesmo espírito, a Agência Internacional de Energia Atômica, IAEA, postula a verificação das estruturas de centrais nucleares (37) para dois níveis de intensidade sísmica:

- a) Intensidade S1, que corresponde ao sismo que se espera que ocorra com razoável grau de probabilidade, uma vez durante a vida operacional da

instalação (da ordem de grandeza de 30 anos).

- b) Intensidade S2, correspondente ao sismo máximo concebível para a região da instalação.

Os sismos de intensidade S1 e S2, na designação da Comissão de Regulamentação Nuclear Americana (USNRC), (103), correspondem, respectivamente, ao Terremoto Básico de Operação (OBE - "Operating Basis Earthquake") e ao Terremoto de Desligamento Seguro (SSE - "Safe Shutdown Earthquake"). Essas designações, OBE e SSE, são as mais correntemente encontradas na literatura técnica.

As normas de projeto exigem que as estruturas resistam ao terremoto OBE sem danos significativos; durante este terremoto as instalações devem prosseguir operando normalmente, sem interrupção. Em decorrência do terremoto SSE, as estruturas podem chegar próximo ao estado limite de ruptura, desde que seja demonstrada a manutenção da capacidade de se desligar seguramente o reator nuclear e que se garanta que não haverá extravazamento de material radioativo para o meio ambiente. Uma das formas de controle pelas normas de projeto das condições acima descritas, é através da definição adequada dos coeficientes de segurança (valores típicos: 1,5 para terremoto OBE e 1,0 para SSE).

### 2.3.3 - Definição dos Espectros de Resposta de Projeto

Para a definição das excitações sísmicas, através dos espectros de resposta de projeto, é necessário que seja desenvolvido um extenso programa de investigações geológicas, sismológicas e geotécnicas no local da instalação. O programa de investigações recomendado pela Agência Internacional de Energia Atômica (IAEA),

para o projeto de centrais nucleares, é descrito em (35). Este programa deverá incluir a revisão de dados disponíveis na literatura e os registrados em estações sismológicas e a realização de investigações de campo e de laboratório. Nestes estudos, dois grupos de aspectos fundamentais serão analisados: aspectos ligados à aceitação do local para a construção de uma central nuclear e aspectos relacionados à definição das excitações sísmicas de projeto.

Para a aceitação de um local como adequado para a edificação de uma instalação nuclear devem ser investigados aspectos como: severidade sísmica da região; proximidade de falhas ativas; presença de rochas solúveis no subsolo; possibilidade da ocorrência durante um sismo de fenômenos como instabilidade de taludes, liquefação, ruptura do solo, etc. O resultado dessa investigação poderá vir a ser a recomendação para a mudança de localização da instalação, se não se puder demonstrar de forma conclusiva a segurança quanto à preservação da capacidade de suporte do terreno.

Para a definição das excitações sísmicas de projeto, os seguintes grupos de informações devem ser coletados:

- a) dados históricos de terremotos ocorridos próximo à região em estudo (em um raio de algumas centenas de quilômetros), incluindo a intensidade sísmica em diversos pontos atingidos pelo terremoto. A partir desses dados procurar-se-á inferir parâmetros como: localização dos epicentros e, se possível, dos hipocentros; intensidade sísmica no epicentro, ou o mais próximo possível deste; mapas iso-sísmicos e magnitude estimada;
- b) dados instrumentados em estações sismológicas próximas à região, a partir dos quais procurar-se-á definir parâmetros como: localização dos epicentros e

hipocentros; horário de início do fenômeno; magnitude; área total atingida; máxima intensidade observada; mapas iso-sísmicos e intensidade observada na região da instalação. Serão de interesse tanto dados registrados em sismos significativos, quanto em microtremores;

- c) características geológicas regionais, como: características litológicas da região, estratigrafia regional, características tectônicas da região (especialmente, presença de falhas geológicas ativas) e características de sub-superfície (especialmente, mapeamento da superfície da rocha de embasamento);
- d) características geológico-geotécnicas do local, como: estratificação local do subsolo, presença local de falhas e seu relacionamento com as falhas regionais, determinação da espessura das camadas de solo e das propriedades mecânicas dos materiais de cada camada, sob condições estáticas e dinâmicas.

Com base nessas informações, as excitações sísmicas de projeto serão definidas, através de métodos probabilísticos, métodos sismo-tectônicos ou métodos combinados, probabilísticos e sismo-tectônicos.

O objetivo dos métodos probabilísticos é estabelecer um nível de movimento sísmico que tenha uma probabilidade aceitavelmente baixa de ser excedido durante a vida útil da instalação. Apesar da aplicação desses métodos ser relativamente simples, eles exigem a disponibilidade de um número de registros sísmicos na área da instalação que, em geral, não pode ser atendida, na maior parte das regiões do mundo.

Os métodos sismos-tectônicos se desenvolvem em duas etapas:

- a) identificação das províncias sismo-tectônicas regionais (áreas geográficas com

estruturas geológicas similares e com o mesmo potencial sísmico), das estruturas tectônicas sísmicamente ativas e seu potencial sísmico máximo;

- b) avaliação dos movimentos do solo de projeto produzidos no local pelos sismos máximos esperados na estrutura sísmica ativa ou borda da província sísmo-tectônica mais próxima. Os sismos máximos esperados podem ser avaliados através de métodos que correlacionam a magnitude e/ou intensidade máximas esperadas com grandezas geológico-sismológicas como dimensões das falhas (comprimento e profundidade), direção e valor numérico dos deslocamentos ao longo das falhas, frequência dos sismos e sua magnitude histórica máxima, etc.

O nível sísmico S1 (OBE) é definido como sendo um movimento sísmico do solo com probabilidade pré-estabelecida de ser excedido; desta forma a IAEA (35) prescreve que para sua definição sejam utilizados métodos probabilísticos ou, pelo menos, métodos combinados probabilísticos e sísmo-tectônicos; no entanto, reconhecendo-se que a aplicação destes métodos exige um conjunto de registros sísmicos nem sempre disponível, é admitido que o nível S1 seja definido através de uma fração (por exemplo, a metade) do nível S2, desde que para o estabelecimento deste último seja seguido rigorosamente o método sísmo-tectônico.

O nível sísmico S2 (SSE) deve ser derivado com base no potencial sísmico máximo associado às estruturas tectônicas e com as províncias sísmo-tectônicas da região em estudo. Esse potencial máximo deve ser avaliado com base nas informações sísmicas e geológicas disponíveis, como acima descrito. Excepcionalmente, em algumas regiões do mundo onde este quadro de informações é incompleto, o potencial sísmico pode ser avaliado com base no terremoto histórico máximo da região, acrescido de um ou dois pontos na escala Mercalli Modificada de intensidades (ver

item 2.2.3).

Com base nas grandezas sismológicas fundamentais, como magnitudes e distâncias focais, nas condições mais desfavoráveis para o local da construção, através das expressões apresentadas no item 2.2.5 são determinados os valores de projeto para as grandezas  $a$ ,  $v$ ,  $d$ ,  $s$  (aceleração, velocidade e deslocamento máximos no solo e duração do sismo). Determinadas estas grandezas, os espectros de resposta de projeto podem ser estabelecidos, por exemplo, através do processo gráfico proposto por NEWMARK et al. (62). Este processo é definido graficamente na Figura 2.3.3.

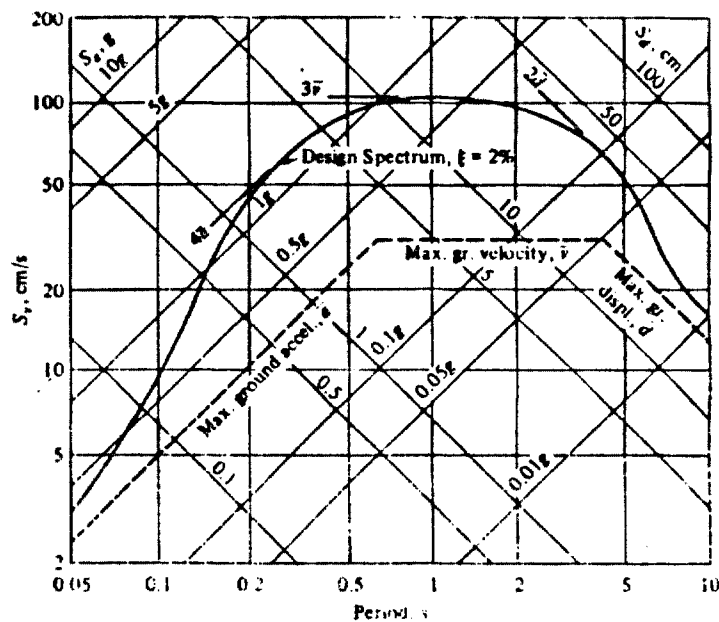


Fig. 2.3.3 - Espectros de resposta pelo método de Newmark

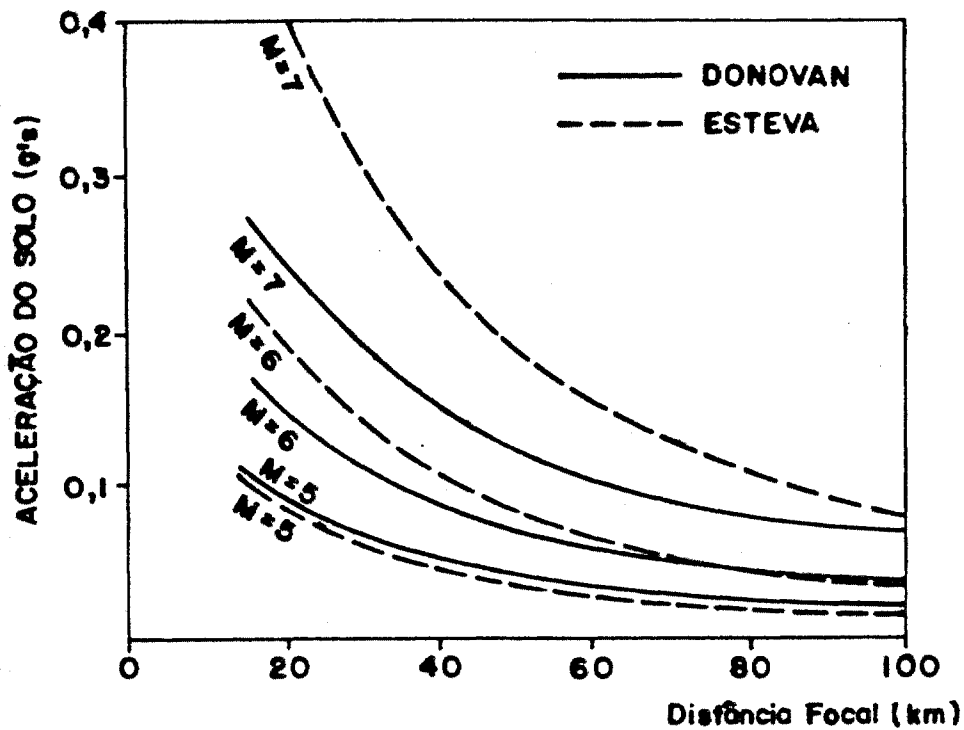


Fig. 2.3.4 – Acelerações máximas no solo em função da magnitude e da distância focal

O processo de Newmark consiste em se traçar o gráfico do espectro de resposta de projeto para sistemas fracamente amortecidos (fração de amortecimento crítico  $\xi = 0,02$ ) em papel tri-logarítmico, em função das grandezas  $\underline{a}$ ,  $\underline{v}$ ,  $\underline{d}$ . Para este traçado, considera-se que as acelerações tendem para  $\underline{a}$  quando a frequência  $\underline{f}$  do sistema tende a  $\infty$ ; os deslocamentos tendem para  $\underline{d}$  quando  $\underline{f}$  tende para 0; os valores máximos das acelerações, velocidades e deslocamentos são tomados iguais a  $4\underline{a}$ ,  $3\underline{v}$  e  $2\underline{d}$ , respectivamente.

As normas de projeto (35, 103) admitem a construção dos espectros de projeto em função do parâmetro  $\underline{a}$ , a ser avaliado em função da sismicidade do local da instalação. Nas Figuras 2.3.5 e 2.3.6 são reproduzidos os espectros de projeto padronizados para sismos horizontais e verticais, preconizados pela IAEA (35). Estes espectros estão normalizados para uma aceleração máxima no solo igual a 1,0 g

( $9,81 \text{ m/s}^2$ ); para valores diferentes da aceleração máxima no solo, as grandezas espectrais são derivadas por proporcionalidade direta.

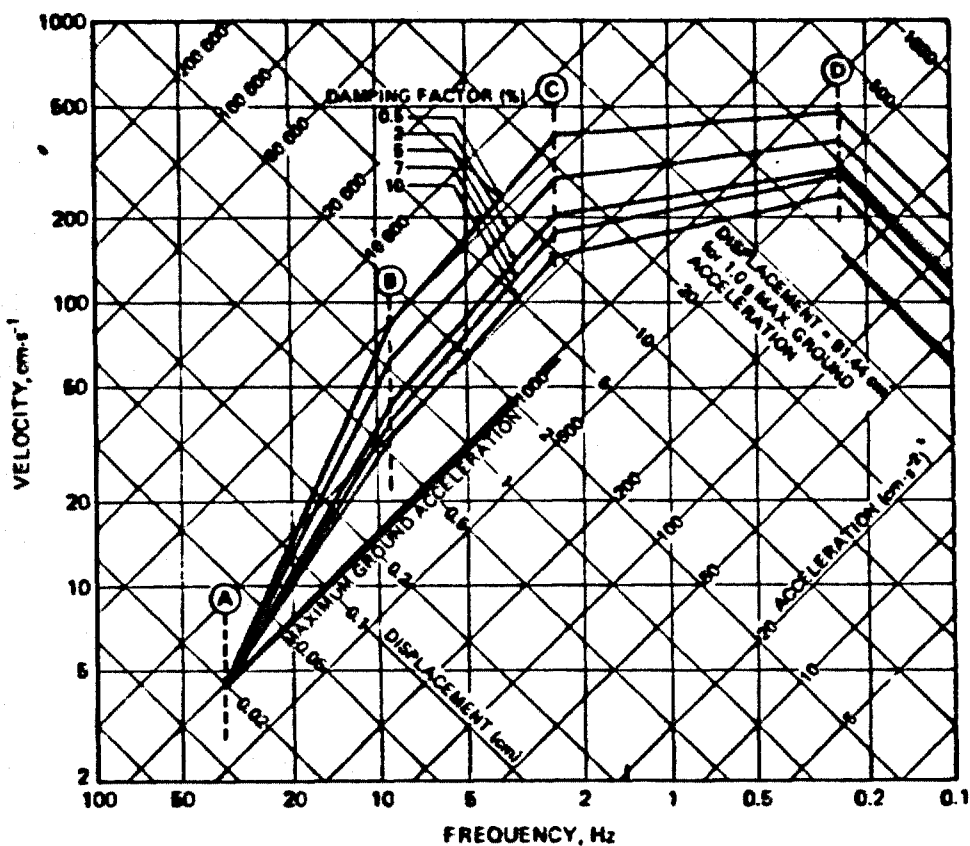


Fig. 2.3.5 – Espectros de projeto horizontais padronizados

As Tabelas 2.3.1 e 2.3.2 reproduzem os valores numéricos das velocidades espectrais definidos nos espectros da IAEA (35) para sismos horizontais e verticais. Deve-se notar que nessas tabelas, para valores intermediários de frequência e de amortecimento, deve-se proceder a uma interpolação bi-logarítmica. Os espectros de resposta padronizados são estabelecidos pelos organismos licenciadores a partir da análise estatística e pela envoltória de sismos de diferentes características.

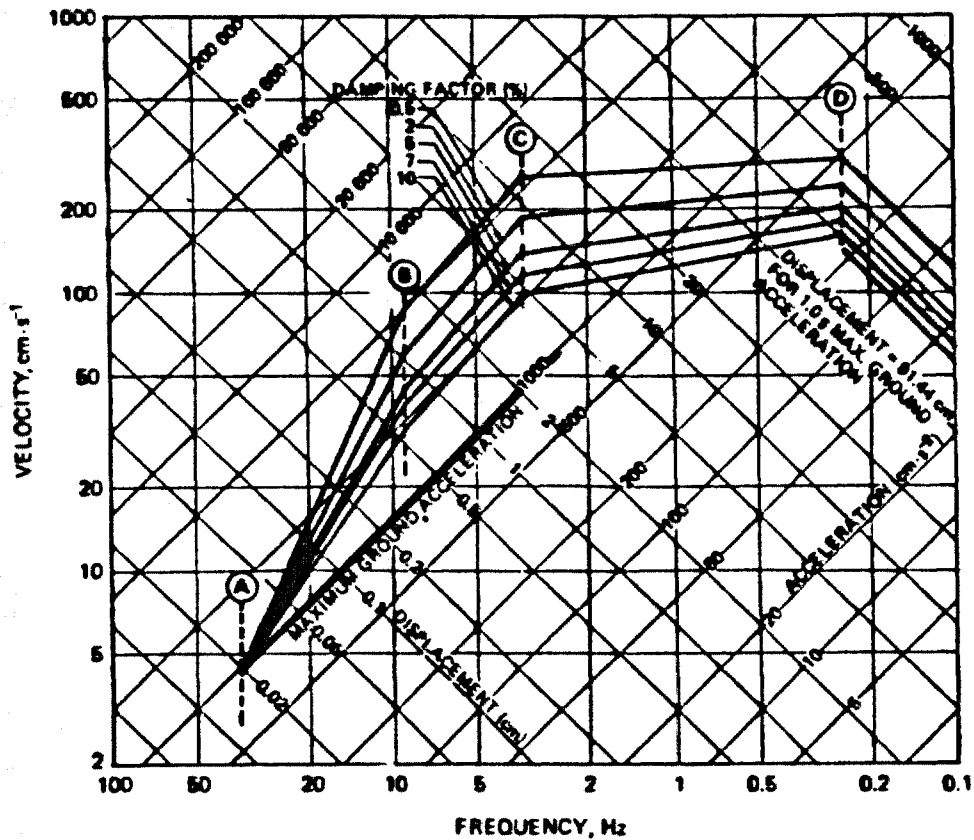


Fig. 2.3.6 - Espectros de projeto verticais padronizados

Freqüência	0,01Hz	0,25Hz	2,5Hz	9,0Hz	33Hz	1000Hz
Amortecimento						
0,5%	0,184	4,596	3,716	0,860	0,047	0,0016
2,0%	0,144	3,591	2,654	0,614	0,047	0,0016
5,0%	0,118	2,944	1,955	0,453	0,047	0,0016
7,0%	0,108	2,700	1,699	0,394	0,047	0,0016
10,0%	0,098	2,442	1,424	0,330	0,047	0,0016

Tabela 2.3.1 - Espectro de velocidades para sismo horizontal (unidade: m/s - normalizado para 1,0 g)

Frequência Amortecimento	0,01Hz	0,25Hz	3,5Hz	9,0Hz	33Hz	1000Hz
0,5%	0,122	3,059	2,529	0,860	0,047	0,0016
2,0%	0,096	2,399	1,807	0,614	0,047	0,0016
5,0%	0,079	1,968	1,329	0,453	0,047	0,0016
7,0%	0,072	1,795	1,155	0,394	0,047	0,0016
10,0%	0,065	1,623	0,968	0,330	0,047	0,0016

**Tabela 2.3.2** – Espectro de velocidades para sismo vertical (unidade: m/s – normalizado para 1,0 g)

Para o projeto das instalações nucleares no Brasil, tem sido utilizados espectros de projeto padronizados, ajustados para acelerações máximas no solo de 0,1 g (SSE) e 0,05 g (OBE).

Como visto no sub-item 2.2.6, o período de recorrência na região Sudeste para um sismo de magnitude 7 é da ordem de 600 anos e para o de magnitude 5 é da ordem de 40 anos. De acordo com a definição de sismos SSE e OBE, fornecida no item 2.3.2, pode-se associá-los, em uma análise aproximada, às magnitudes 7 e 5 respectivamente.

As acelerações máximas no solo podem ser avaliadas em função das magnitudes e das distâncias focais através das expressões de DONOVAN (2.2.13) ou de ESTEVA (2.2.14). Estas expressões são representadas graficamente na Figura 2.3.4, para as magnitudes 5, 6 e 7.

Analisando-se esta figura, pode-se concluir que a aceleração de 0,1 g para SSE será adequada para distâncias focais superiores a cerca de 80 km e a de 0,05 g para OBE, adequada para distâncias focais maiores que 40 km. Note-se que estes são os níveis mínimos para as acelerações de projeto estabelecidos por normas internacionais (por exemplo, 15).

### 2.3.4 – Métodos Simplificados de Análise

As normas de projeto internacionais de estruturas correntes, como as de edificações residenciais, permitem a verificação da segurança quanto aos sismos, através de métodos simplificados. Estes métodos consistem, em geral, na determinação de forças estáticas horizontais, equivalentes ao efeito dos sismos nas estruturas, definidas em função de parâmetros como: sismicidade local, período ou frequência própria da estrutura, tipo de fundação e do terreno, nível de ductilidade da estrutura, importância da edificação, etc.

DOWRICK (24) apresenta um levantamento em 67 países sujeitos a terremotos, indicando que em cerca de 30 deles existem normas anti-sísmicas; apresenta também breves comentários sobre cada uma destas normas (situação de 1977). BELES (6) apresenta um levantamento de códigos anti-sísmicos de 28 países, com uma análise completa de cada um deles (situação de 1975), BARBAT (4) apresenta uma análise comparativa de normas anti-sísmicas de 12 países, concluindo que o código norte-americano UBC (38) é o único que considera todos os parâmetros citados no parágrafo anterior, considerados como relevantes na avaliação das forças sísmicas.

Como exemplo de norma anti-sísmica moderna, pode ser também citado o Código Modelo do OEB (18) de 1985. De acordo com esta norma, a força sísmica

horizontal total a ser aplicada a uma estrutura é determinada através de uma fração do peso total da edificação; esta fração é expressa através das ordenadas em um espectro de resposta de projeto. Essas ordenadas espectrais são obtidas em função do período próprio da estrutura ( $R_a(T)$ ), tomando-se o menor dos valores fornecidos nas duas expressões abaixo:

$$a) \quad R_a(T) = \gamma \cdot I \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{1}{K} \quad (2.3.7)$$

$$b) \quad R_a(T) = I \cdot A \cdot S \cdot \alpha \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^\beta \cdot \frac{1}{K} \quad (2.3.8)$$

O significado de cada um dos termos é fornecido abaixo e um exemplo de obtenção de espectros de projeto é apresentado na Figura 2.3.7.

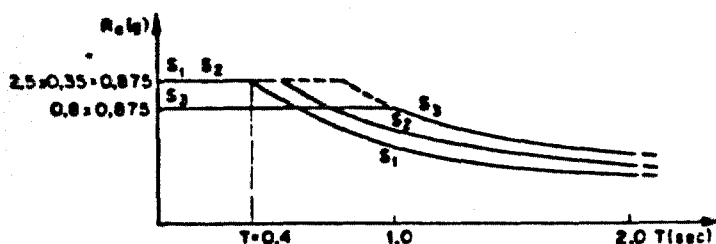


Fig. 2.3.7 – Espectros de projeto típicos segundo o CEB

I – Fator de importância da estrutura:

I = 1,4 – para estruturas Classe I

I = 1,0 – para estruturas Classe II

Estruturas Classe I: prédios que devem permanecer operacionais e resistir com pequenos danos a um terremoto severo. Por exemplo: hospitais, quartéis de bombeiros

e da polícia, instalações de geração e transmissão de energia elétrica, escolas, auditórios, etc.

Estruturas Classe II: prédios não definidos como de Classe I.

- A — aceleração horizontal máxima, avaliada na superfície do solo (em g's).
- $\alpha$  — fator de amplificação espectral, relação entre a aceleração espectral máxima e a aceleração do solo. Pode-se adotar  $\alpha = 2,5$ , na falta de dados específicos para a região da edificação.
- $\beta$  — fator de redução espectral com o período. Pode-se tomar  $\beta = 2/3$  na falta de dados específicos para a região.
- S — fator dependente da rigidez do solo

S = 1,0 — para solos de perfil tipo S1

S = 1,2 — para solos de perfil tipo S2

S = 1,5 — para solos de perfil tipo S3

Solos de perfil tipo S1: rochas (com velocidade de onda de cisalhamento superior a 800 m/s); solos rígidos, com espessura de camada inferior a 60 m e constituídos por depósitos estáveis de areia, pedregulho ou argila rija sobrejacente à rocha.

Solos de perfil tipo S2: depósitos profundos de material estável como areia, pedregulho ou argila rija, com espessura de camada superior a 60 m, sobrejacentes à rocha.

Solos de perfil tipo S3: depósitos de areia e argila de rigidez pequena a média, caracterizados por mais de 10 metros de camada de argila intercalada ou não com camadas de material não coesivo.

O fator  $\gamma$  é tomado igual a 0,8 para solos de perfil tipo S3, se  $A \geq 0,3 g$  e igual a 1,0 nos demais casos.

$T_2$  é o período de transição entre as duas expressões das ordenadas espectrais. Pode-se adotar  $T_2 = 0,4 s$ , na falta de dados específicos para a região da edificação.

K é um fator de comportamento, dependente do nível de ductilidade da estrutura, capacidade de dissipação de energia por deformação plástica dos materiais, depois de ultrapassados seus limites elásticos. O fator K é definido em função do tipo de sistema estrutural projetado para resistir às forças sísmicas (em pórticos ou em paredes) e do nível de ductilidade da estrutura (níveis I, II e III):

Nível I: corresponde a um detalhamento praticamente usual da estrutura, a menos de alguns detalhes de projeto explicitados na norma.

Nível II: corresponde a um detalhamento que permita à estrutura responder no domínio não-linear, sob a ação de cargas repetidas alternadas, sem risco de ruptura prematura do tipo frágil.

Nível III: corresponde a um detalhamento especial, que permita a alguns elementos estruturais selecionados manter a estabilidade sob condições de grandes deformações plásticas e grande dissipação de energia.

Os níveis de ductilidade I, II e III correspondem a requisitos de projeto com crescente nível de exigência, para garantir o comportamento dútil das estruturas. Estes requisitos são definidos através de detalhes e recomendações de projeto explicitados pela norma.

– Valores numéricos para o fator K:

Para sistemas estruturais em pórtico:

Nível I:  $K = 2$

Nível II:  $K = 3,5$

Nível III:  $K = 5$

Para sistemas estruturais em paredes ou mistos:

Nível I:  $K = 2$

Nível II:  $K = 3$

Nível III:  $K = 4$

Na Figura 2.3.7 são apresentados os espectros de projeto para solos de perfil S1, S2 e S3, sendo considerados os parâmetros:

$I = 1,0$ ;  $A = 0,35$  g;  $\alpha = 2,5$ ;  $\beta = 2/3$ ;  $T_2 = 0,4$  s e  $K = 1$ .

As forças sísmicas a serem aplicadas a cada um dos pisos da edificação são assim expressas:

$$F_i = R_a(T) \cdot \gamma_i \cdot W_i \quad (2.3.9)$$

$R_a(T)$  — ordenadas espectrais, obtidas como acima descrito, iguais aos menores valores entre os calculados com as expressões (2.3.7) e (2.3.8).

$W_i$  — peso total do piso  $i$

$\gamma_i$  — fator de distribuição, proporcional à altura  $h_i$  do piso em relação à base da edificação:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (2.3.10)$$

Neste processo de avaliação das forças sísmicas, é essencial uma estimativa adequada do parâmetro  $A$  = aceleração horizontal máxima do solo. Este parâmetro pode ser avaliado através de mapas nacionais ou regionais de acelerações máximas esperadas do solo. A título de exemplo, é apresentado na Figura 2.3.8, reproduzido de (48), o mapa de zoneamento sísmico do Canadá. São definidas quatro zonas (Zona 0 a Zona 3), com acelerações máximas (com período de recorrência de 100 anos) compreendidas entre os intervalos:

Zona 0 —  $A < 0,01 \text{ g}$

Zona 1 —  $0,01 \text{ g} < A < 0,03 \text{ g}$

Zona 2 —  $0,03 \text{ g} < A < 0,06 \text{ g}$

Zona 3 —  $A > 0,06 \text{ g}$

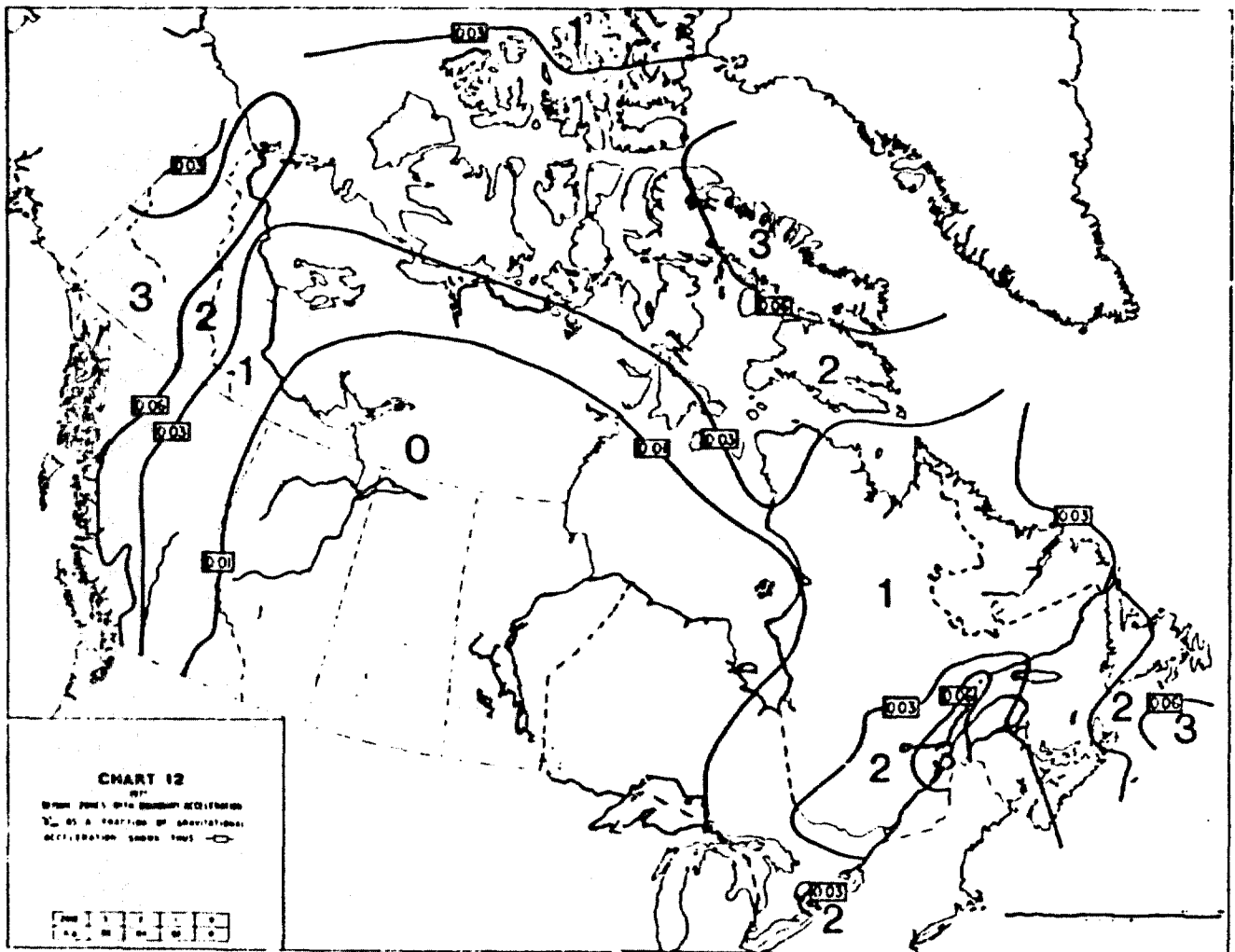


Fig. 2.3.8 – Zoneamento sísmico do Canadá

## 2.4 – GERAÇÃO DE ACELEROGRAMAS SÍSMICOS ARTIFICIAIS

Os métodos de análise sísmica das estruturas têm evoluído no sentido de uma sofisticação crescente. O método mais simples de análise corresponde à aplicação de

COMISSÃO NACIONAL DE ENERGIA NUCLEAR/SP - IPEN

forças horizontais estáticas equivalentes ao efeito sísmico, obtidas como frações dos pesos das edificações. Como visto no sub-item 2.3.4, essa metodologia evoluiu até o estágio da consideração de uma série de fatores que influenciam na obtenção das forças sísmicas.

A evolução dos métodos de análise sísmica conduziu à análise por aplicação direta dos espectros de resposta de projeto (análise espectral). Este tipo de análise, muito utilizada no projeto de estruturas de usinas nucleares, fornece em função das frequências próprias das estruturas e dos níveis de amortecimento estipulados, uma avaliação dos deslocamentos, acelerações e esforços internos máximos destas estruturas sob a ação sísmica.

Com o reconhecimento das simplificações envolvidas na análise espectral e com o desenvolvimento dos modelos para consideração dos efeitos de interação solo-estrutura (nos modelos matemáticos mais modernos, os modos de vibração, no sentido clássico, deixam de existir), a evolução das técnicas de análise sísmica das estruturas tem se direcionado no sentido da utilização crescente dos métodos de integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo ou da frequência. Os efeitos sísmicos de projeto são considerados nestes métodos através de acelerogramas impostos nas bases dos modelos estruturais.

A princípio foram utilizados, nestas análises com os métodos de integração direta, registros de acelerogramas sísmicos reais. Alguns programas de computador oferecem, como opção, a análise sísmica com aplicação automática na base da estrutura de um sismo real; o programa STARDYNE (19), por exemplo, permite a análise sísmica considerando o acelerograma do terremoto de El Centro, 1940 (apresentado na Figura 2.2.6).

Como os espectros de resposta de sismos reais são bastante irregulares e diferentes entre si, reconheceu-se que os acelerogramas a serem considerados no projeto deveriam cobrir de forma mais uniforme e em uma faixa mais larga de freqüências, os espectros de resposta de projeto, de forma a garantir o conservadorismo da análise.

Por estas razões, a tendência atual é utilizar nas análises sísmicas, acelerogramas artificiais, com características semelhantes às dos sismos reais, mas matematicamente definidos de forma a atender aos requisitos de projeto prescritos. Estes acelerogramas serão gerados por programas de computador, como descrito a seguir.

#### 2.4.1 – Técnicas Numéricas para Geração dos Acelerogramas

As primeiras técnicas numéricas de geração de acelerogramas artificiais procuraram partir de registros sísmicos reais, alterando-os de forma a atingir uma melhor adequação aos espectros de projeto. Dentro dessa linha, foi proposta por TSAI (100) uma técnica numérica, que consiste em se introduzir progressivamente a um acelerograma sísmico real, dois tipos de alteração:

- a) para os valores espectrais inferiores aos estipulados nos espectros de projeto, é introduzida uma correção através da adição de componentes harmônicas de aceleração, com freqüências iguais àquelas cujo valor espectral se deseja aumentar. A amplitude e o ângulo de fase dessas componentes harmônicas são adequadamente selecionados de forma a se obter o acréscimo requerido;
- b) para os valores espectrais superiores aos definidos nos espectros de projeto, é introduzida uma correção através da "filtragem" do acelerograma nas

freqüências cujo valor espectral se pretende reduzir. O processo de "filtragem" consiste na aplicação do acelerograma como movimento de apoio em um sistema de dois graus de liberdade e na determinação da resposta em um dos pontos desse sistema. As características dinâmicas desse sistema (massas, constantes de rigidez e de amortecimento) são adequadamente definidas para proporcionar a redução requerida.

Partindo do conceito básico que qualquer função periódica pode ser expandida em uma série harmônica, foram desenvolvidos métodos que procuram reproduzir os acelerogramas sísmicos através da superposição de várias componentes harmônicas, dentro da faixa de freqüências típica dos sismos reais. Dentro desta linha, LEVY e WILKINSON (47) propuseram a geração dos acelerogramas artificiais através da expressão:

$$\ddot{u}_g(t) = F(t) \sum_{i=1}^N (-1)^i A_i \text{sen}(2\pi f_i t + \phi_i) \quad (2.4.1)$$

onde:

- $F(t)$  — função envelope que tem como objetivo conferir um caráter não estacionário ao acelerograma, representando as fases características dos sismos reais (de crescimento desde a situação de repouso, de intensidade máxima constante e de decaimento até o retorno à situação de repouso);
- $A_i$  — amplitude de cada termo da série harmônica, parâmetro fundamental a ser determinado através de um processo iterativo;
- $f_i$  — cada uma das  $N$  freqüências consideradas na série harmônica, escolhidas

de acordo com critérios definidos a seguir;

$\phi_i$  — ângulos de fase, gerados de forma aleatória entre 0 e  $2\pi$ , de forma a garantir o caráter aleatório do processo de geração.

Como será visto a seguir, o processo iterativo de ajuste terá como alvo uma das curvas dos espectros de resposta de projeto, correspondente a uma fração de amortecimento crítico pré-estabelecida,  $\xi$ . Para a seleção das frequências  $f_i$ , Levy e Wilkinson estabeleceram um critério para o espaçamento máximo  $\Delta f$  entre frequências adjacentes, em função de  $\xi$ . Este espaçamento máximo deverá ser igual a:

$$\frac{\Delta f}{f_i} < 2\xi \quad (2.4.2)$$

Desta forma é garantida uma cobertura uniforme do espectro de resposta de projeto, para a fração de amortecimento crítico  $\xi$ . Para uma faixa típica de variação de frequências entre 1 a 30 Hz, e para um amortecimento de 2%, devem ser consideradas pelo menos 86 frequências na série harmônica, de acordo com o critério definido acima.

O método consiste essencialmente na determinação iterativa das amplitudes  $A_i$ , a partir de valores pré-arbitrados. As amplitudes vão sendo multiplicadas em cada iteração, para cada frequência  $f_i$ , por um fator igual à relação entre a aceleração espectral requerida nesta frequência e a aceleração obtida na iteração anterior. O processo deve ser repetido até a convergência para o espectro de projeto, dentro de tolerâncias pré-estabelecidas.

Outras formulações partem da relação existente entre as amplitudes de uma série harmônica e a função de densidade espectral ("Power Spectral Density

Function"),  $G(w)$ , definida como se segue. Seja uma função periódica  $x(t)$ , expressa através de uma série harmônica:

$$x(t) = \sum_{i=1}^N A_i \text{sen}(w_i t + \phi_i) \quad (2.4.3)$$

Sendo as freqüências circulares  $w_i$  igualmente espaçadas em intervalos  $\Delta w$ , as ordenadas da função  $G(w_i)$  são expressas por:

$$G(w_i) = A_i^2 / 2\Delta w \quad (2.4.4)$$

Quando  $\Delta w$  tende para 0, a função de densidade espectral assume uma variação contínua,  $G(w)$ , como mostrado na Figura 2.4.1. Uma definição formal da função de densidade espectral é fornecida, por exemplo, em (14).

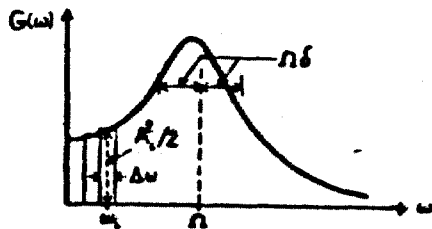


Fig. 2.4.1 – Definição da função de densidade espectral

SHINOZUKA e TAN (95) fornecem a seguinte expressão para os acelerogramas artificiais, em função de  $G(w)$ :

$$\ddot{u}_g(t) = F(t) \sum_{i=1}^N \sqrt{2 G(w_i) \cdot \Delta w} \text{sen}(w_i t + \phi_i) \quad (2.4.5)$$

$F(t)$  e  $\phi_i$  têm o mesmo significado definido para a equação (2.4.1). As frequências  $w_i$  são igualmente espaçadas:

$$w_i = i \Delta w \quad (2.4.6)$$

Nesta formulação, a função de densidade espectral deve ser pré-definida. Uma expressão bastante utilizada é a de KANAI-TAJIMI (48):

$$G(w) = \frac{[1 + 4\xi_g^2(w/w_g)^2] G_0}{[1 - (w/w_g)^2]^2 + 4\xi_g^2(w/w_g)^2} \quad (2.4.7)$$

Esta expressão corresponde à filtragem da função de densidade espectral constante ("white noise",  $G(w) = G_0$ ) por um sistema de um grau de liberdade dinâmico, com frequência circular própria  $w_g$  e fração de amortecimento crítico  $\xi_g$ . Valores de  $w_g = 4\pi$  e  $\xi_g = 0,6$  são considerados como representativos para solos firmes.  $G_0$  deve ser definido em função da sismicidade local. A frequência  $w_g = 4\pi$  ( $f_g = 2$  Hz) corresponde ao valor de pico da função de densidade espectral (frequência mais significativa ou preponderante). Este valor corresponde ao valor de pico indicado por RAVARA (73), que também indica a faixa de 1 a 16 Hz como a de frequências sísmicas mais significativas.

VENÂNCIO et al. (107) estudaram a relação entre sismos artificiais gerados para cobrir um espectro de projeto e os gerados diretamente a partir da função de densidade espectral. Foram gerados 30 sismos artificiais atendendo ao espectro de projeto da IAEA (Tabela 2.3.1) para o amortecimento de 7%. Foi utilizada uma função envelope  $F(t)$  trapezoidal, definindo a duração total do sismo em 15 s, com o período de crescimento entre 0 e 2,5 s e o período de retorno ao repouso de 10 a 15 s. Para cada acelerograma foram consideradas contribuições de 100 frequências,

igualmente espaçadas entre 0 e 25 Hz ( $\Delta f = 0,25$  Hz). Foi considerada a aceleração máxima do solo de 0,1 g (1 m/s<sup>2</sup>).

A média e o desvio padrão das amplitudes  $A_i$ , associadas a cada frequência  $f_i$ , obtidos nos 30 acelerogramas gerados, são reproduzidos na Figura 2.4.2. Uma função de densidade espectral  $G(f_i)$  é derivada dos valores numéricos das amplitudes médias  $\bar{A}_i$ :

$$G(f_i) = \bar{A}_i^2 / 2\Delta f \quad (\Delta f = 0,25 \text{ Hz}) \quad (2.4.8)$$

As seguintes características estatísticas (14) são derivadas numericamente da função  $G(f)$ :

"Momentos" de ordem zero e segunda de  $G(f)$ :

$$M_0 = \int_0^{\infty} G(f) df = 0,1728 \text{ m}^2/\text{s}^4$$

$$M_2 = \int_0^{\infty} G(f) f^2 df = 3,6074 \text{ m}^2/\text{s}^6$$

Desvio padrão das acelerações e frequência média:

$$\sigma = \sqrt{M_0} = 0,4157 \text{ m/s}^2$$

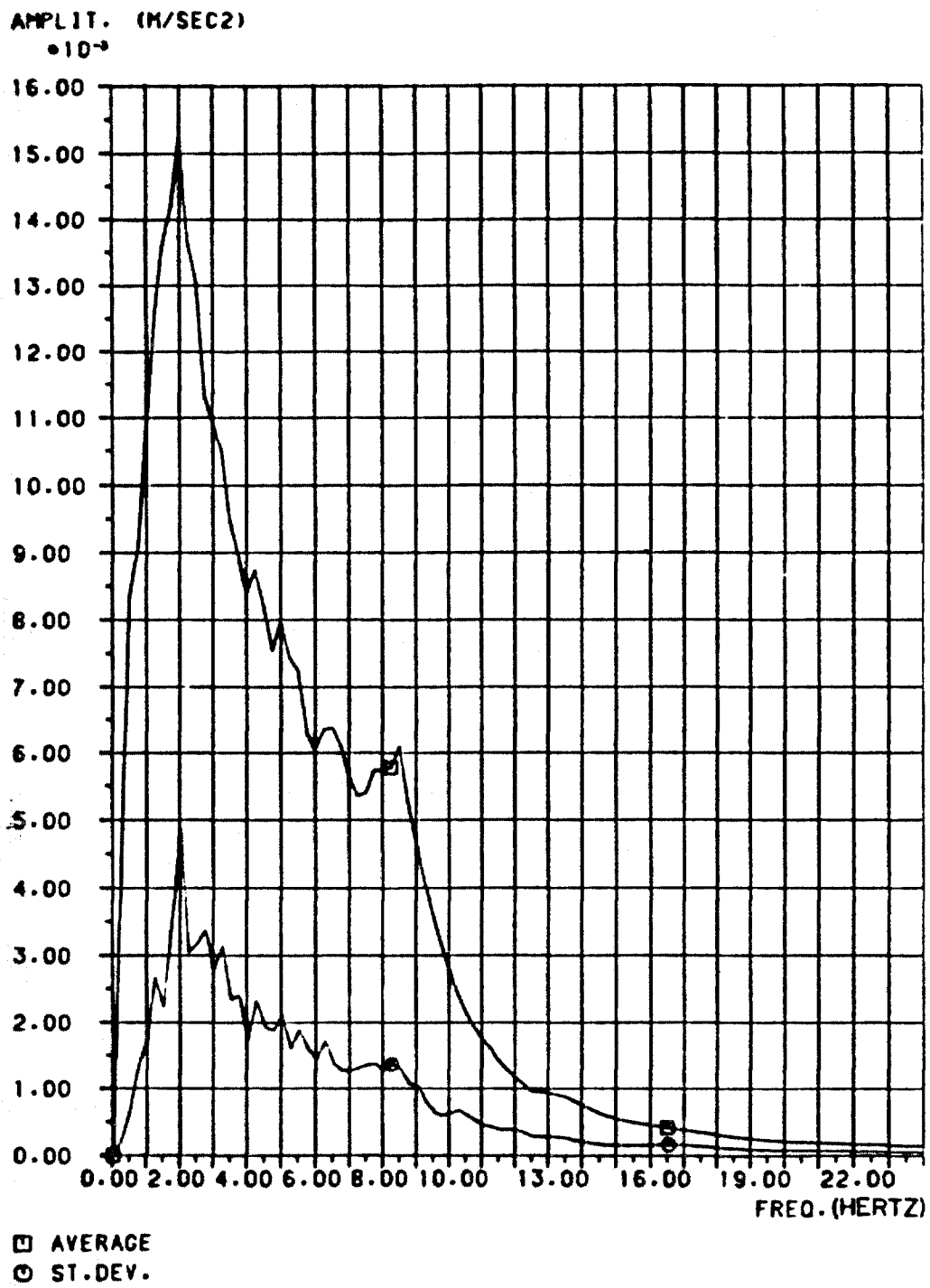


Fig. 2.4.2 – Média e desvio padrão das amplitudes sísmicas

$$f_0 = \sqrt{M_2/M_0} = 4,57 \text{ Hz}$$

Número de máximos e mínimos relativos nos 15 s de duração estipulada:

$$2f_0T = 2 \times 4,57 \times 15 = 137$$

Aceleração máxima esperada para  $2f_0T = 137$  (Cartwright e Davenport):

$$\ddot{u}_g(t)_{\max} = \bar{\eta} \sigma = 3,1 \times 0,4157 = 1,29 \text{ m/s}^2$$

Este valor é compatível com a aceleração máxima do solo estipulada ( $1 \text{ m/s}^2$ ), mostrando a coerência entre as duas formulações.

#### 2.4.2 – Critérios de Aceitação dos Sismos Artificiais

São a seguir reproduzidos os critérios de aceitação para os sismos de projeto gerados artificialmente, estabelecidos pela USNRC (105), Comissão de Regulamentação Nuclear Norte-Americana. De acordo com estes critérios, é estabelecido um número mínimo de freqüências para as quais se deve verificar se o espectro de resposta correspondente ao sismo artificial está realmente cobrindo o espectro de resposta de projeto.

O afastamento máximo (intervalo) entre as freqüências para as quais é exigida a verificação, é variável em várias faixas de freqüências, conforme definido na Tabela 2.4.1 (transcrita de (105)).

Faixas de Frequências (Hz)	Intervalo Máximo (Hz)
0,2 - 3,0	0,1
3,0 - 3,6	0,15
3,6 - 5,0	0,2
5,0 - 8,0	0,25
8,0 - 15,0	0,5
15,0 - 18,0	1,0
18,0 - 22,0	2,0
22,0 - 34,0	3,0

**Tabela 2.4.1 - Intervalos máximos entre frequências para verificação dos espectros**

O número máximo de frequências com acelerações espectrais abaixo das estipuladas nos espectros de projeto é de 5; nesses pontos as acelerações espectrais devem ser, no mínimo, 90% das acelerações dos espectros de projeto.

Outra condição importante a ser observada nos acelerogramas sísmicos artificiais é de resultarem em velocidades e deslocamentos nulos ao final de sua atuação; estas grandezas tendem a divergir ao longo do período de atuação do acelerograma. Essa condição poderá ser atendida através da introdução de uma correção ("base line correction"), que consiste em se adicionar ao acelerograma um polinômio de 3º. grau, com coeficientes adequadamente escolhidos de forma a anular velocidades e deslocamentos nos extremos do período de atuação do acelerograma (40).

Algumas críticas podem ser colocadas à aplicação dos acelerogramas artificiais, gerados de acordo com as formulações descritas, nas análises sísmicas. Uma delas é que, em virtude da condição imposta aos sísmos artificiais, de cobrirem

continuamente os espectros de projeto, estes possuirão um conteúdo de freqüências muito mais amplo do que o de quaisquer sismos reais (59). Isso conduz a um excesso de conservadorismo, particularmente relevante no caso de análises não lineares.

Outro ponto discutível diz respeito à geração aleatória dos ângulos de fase  $\phi_i$ . Foi demonstrado (ver MATSUKAWA et al., 55) que existe, nos sismos reais, uma correlação bem definida entre ângulos de fase de termos consecutivos da série harmônica, fenômeno que não é representado em uma geração puramente aleatória dos ângulos de fase.

Mais recentemente, tem sido discutida a questão de que, mesmo o acelerograma artificial cobrindo adequadamente os espectros de resposta de projeto, ele pode possuir conteúdo de energia insuficiente na faixa de freqüências de interesse (53). Sendo este conteúdo de energia diretamente associado à função de densidade espectral do acelerograma, existe uma tendência para que as normas exijam a cobertura, além dos espectros de resposta de projeto, também de uma função de densidade espectral de projeto.

Tem sido desenvolvidas, também recentemente, técnicas de geração de acelerogramas sísmicos que cubram simultaneamente espectros de projeto para vários valores de fração de amortecimento crítico (ver, por exemplo, (98)).

## CAPÍTULO III

### INTERAÇÃO DINÂMICA SOLO-ESTRUTURA

#### 3.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo deste capítulo é apresentar os métodos de análise dos problemas de interação dinâmica solo-estrutura. Dentro de uma definição bastante ampla deste conceito, serão estudados todos os problemas existentes a partir da definição das excitações sísmicas de projeto, tratada no capítulo anterior, passando pela amplificação dessas excitações nas camadas de solo, pela modificação que a presença das estruturas introduz nos deslocamentos sísmicos amplificados, até a modelagem condensada das regiões semi-infinitas de solo, necessárias na análise dinâmica final da estrutura.

São inicialmente revistas, neste capítulo, soluções numéricas e analíticas para o problema da amplificação das excitações sísmicas, em solos estratificados horizontalmente. É apresentado o Método das Três Etapas (interação cinemática, obtenção dos coeficientes de impedância e interação inercial), que permite desacoplar a análise sísmica em uma fase em que o solo é modelado de forma mais detalhada e a estrutura de forma grosseira, e em outra fase, em que se pode modelar a estrutura dentro do nível de detalhamento requerido e o solo é representado por coeficientes de impedância obtidos em etapa intermediária. São descritas as técnicas de modelagem para a interação cinemática, com particular ênfase nos modelos matemáticos disponíveis para a representação das regiões semi-infinitas de solo. São apresentados os métodos disponíveis para a obtenção dos coeficientes de impedância para fundações diretas ou profundas, parcialmente enterradas ou não, para solos homogêneos, estratificados horizontalmente ou para casos ainda mais gerais. São descritos

programas de computador que automatizam a análise da interação cinemática e a obtenção dos coeficientes de impedância.

### 3.2 - AMPLIFICAÇÃO SÍSMICA NO SOLO

Como visto no sub-item 2.2.2, as ondas sísmicas que se propagam desde o interior da Terra, ao atravessarem as camadas superficiais menos rígidas se modificam, em decorrência das múltiplas reflexões e refrações nas interfaces entre camadas de solo e de rocha e entre diferentes camadas de solo. Desta forma, pode-se explicar a diversidade entre os efeitos sentidos e os acelerogramas registrados em regiões próximas, durante a ocorrência de um mesmo sismo, em decorrência das diversas condições de subsolo em cada região.

Desta forma, a primeira fase do projeto anti-sísmico de uma estrutura deverá consistir na análise da influência das condições geotécnicas locais nas excitações sísmicas de projeto, através do estudo de amplificação sísmica no solo. Nesta análise procurar-se-á quantificar a amplificação das excitações sísmicas desde a superfície da rocha sã ou alterada, subjacente às camadas mais compressíveis de solo, até a superfície do terreno.

Em uma grande parte das situações encontradas na prática de projeto, é possível idealizar-se o terreno de fundação, com boa aproximação, através de uma série de camadas horizontais superpostas, estendendo-se horizontalmente ao infinito em todas as direções. Assim, será possível realizar-se a análise da amplificação sísmica através do estudo de uma coluna de solo isolada ("free-field"), sem a presença da estrutura. As propriedades mecânicas desta coluna de solo serão estabelecidas a partir dos perfis geotécnicos levantados para o local da construção.

Um esquema bastante geral, de uma situação idealizada utilizada na definição dos pontos de aplicação das excitações sísmicas de projeto, é apresentado na Figura 3.2.1. A principal dificuldade encontrada nos estudos de amplificação sísmica é que os registros sísmicos são, em geral, medidos na superfície do solo; é necessário, no entanto, por uma questão de consistência e conservadorismo, que as excitações sísmicas de projeto sejam definidas em um ponto da rocha, à exceção de algumas situações particulares explicitadas a seguir. Este problema é estudado por CHOKSHI et al. (13), que analisaram a evolução dos critérios prescritos pela Comissão de Regulamentação Nuclear Norte-Americana (USNRC) com respeito à localização do ponto de aplicação das excitações sísmicas de projeto.

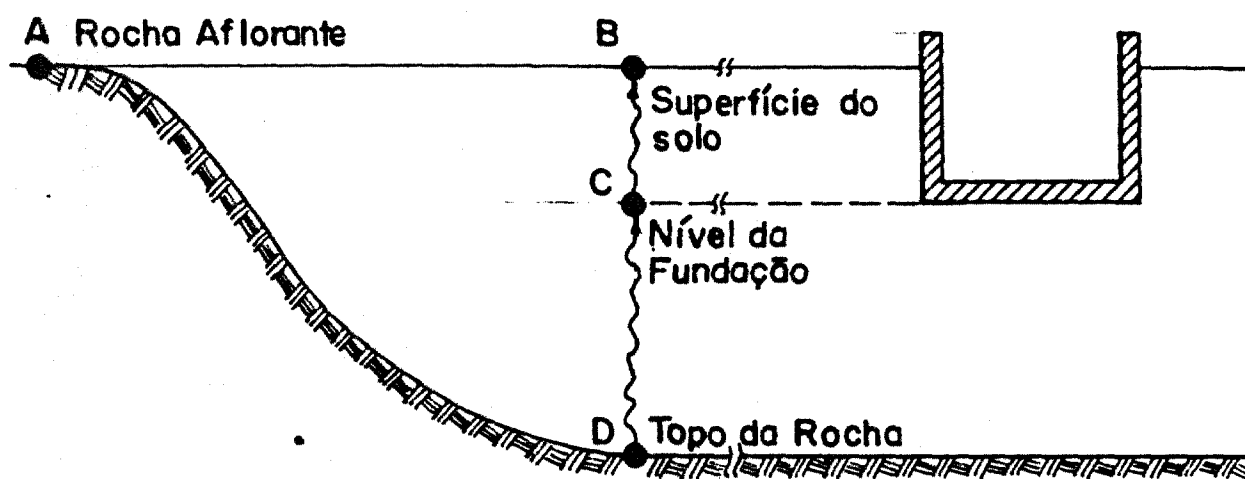


Fig.3.2.1 – Esquema da amplificação no solo

A posição da USNRC em 1975 era de prescrever a aplicação das excitações de projeto na superfície do solo (ponto B da Figura 3.2.1). Deste ponto dever-se-ia efetuar a "deconvolução" (amplificação inversa) até o topo da rocha (ponto D) para posterior utilização na análise de interação solo-estrutura; era exigido, adicionalmente, que no nível da fundação da estrutura (ponto C), os valores das

acelerações espectrais fossem de, no mínimo, 60% dos valores das acelerações correspondentes nos espectros de projeto (no ponto B), para todas as frequências.

A posição da USNRC foi revista em 1977, tendo sido considerado que o critério anterior conduzia a "vales" pronunciados e pouco realísticos nos níveis da fundação e da rocha (pontos C e D), nas frequências próprias da coluna de solo. Segundo esta nova posição, as excitações de projeto deveriam ser aplicadas no "free-field", ao nível da fundação (ponto C).

A mais recente posição da USNRC, divulgada em 1987, reflete o avanço dos estudos teóricos dos últimos anos e a busca de critérios que conciliem o conservadorismo necessário para o projeto, com a consistência com o problema físico real. Segundo esta nova posição, as excitações sísmicas de projeto devem ser, em geral, definidas na superfície da rocha aflorante ("outcropping rock"), real ou hipotética, no local (ponto A). Deste ponto deve ser efetuada a deconvolução até o ponto D, para posterior análise do "free-field". É permitida a adoção de uma hipótese menos conservadora, considerando-se as excitações de projeto diretamente na superfície do solo (ponto B), se forem atendidas as condições: registros sísmicos no local em quantidade suficiente; subsolo relativamente homogêneo, com variação suave das propriedades mecânicas com a profundidade; forma do espectro de resposta de projeto compatível com o perfil geotécnico de projeto.

### 3.2.1 – Modelos para a Amplificação Sísmica

Para o estudo da amplificação sísmica no solo, é usual admitir-se a hipótese simplificadora de que as ondas sísmicas estão se propagando em um único plano, com eixo de propagação vertical. É analisada a amplificação das ondas sísmicas de compressão (terremoto vertical) e de cisalhamento (terremoto horizontal).

O modelo clássico para a análise da amplificação das ondas sísmicas de cisalhamento é o modelo de vigas de cortante ("shear beams") proposto por SEED e IDRIS (92). Neste modelo (esquemático na Figura 3.2.2) é estudada uma coluna de solo, com área  $A$  arbitrária, discretizada em  $n$  camadas, de espessura  $h_i$ . A massa do solo é concentrada nos nós da viga e a rigidez  $k_i$  das hastes é determinada em função do módulo de deformação transversal  $G_i$  de cada camada ( $k_i = G_i A/h_i$ ). A coluna é considerada como engastada na base (na rocha). Impondo-se à base do modelo o acelerograma sísmico de projeto, pode-se obter como resposta o acelerograma amplificado na superfície do solo.

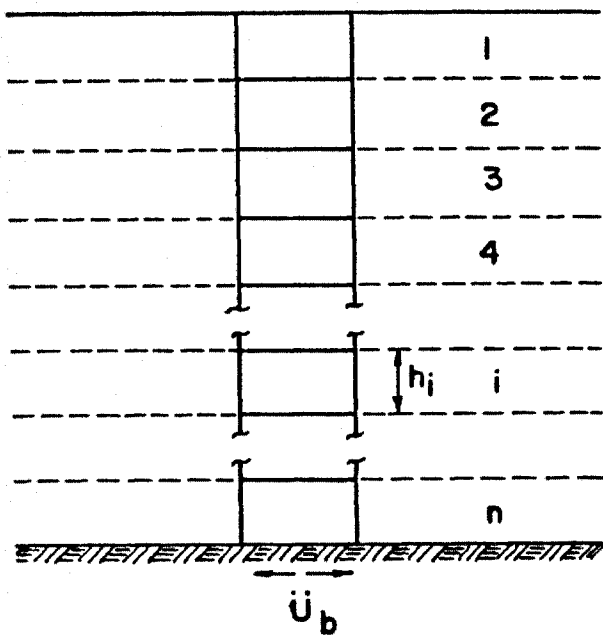


Fig. 3.2.2 - Modelo de vigas de cortante

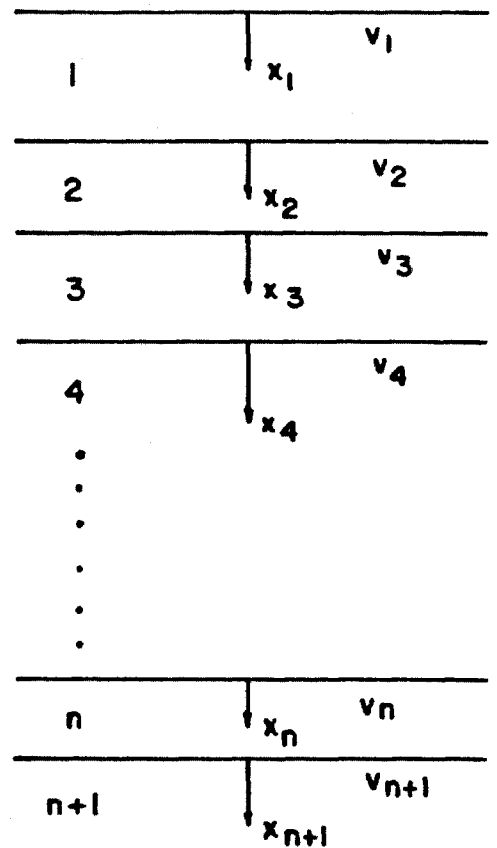


Fig. 3.2.3 - Sistemas de eixos da coluna de solo

A amplificação sísmica no solo pode também ser analisada através de uma formulação matemática mais elaborada, utilizando-se as soluções exatas para a propagação unidimensional de ondas, a serem apresentadas no próximo sub-item. Esta formulação encontra-se implementada no programa SHAKE (89), de larga aplicação na prática de projeto. Outro programa que oferece solução para o problema da amplificação sísmica é o FLUSH (52), com formulação baseada no método dos elementos finitos.

Um aspecto bastante importante no estudo da amplificação no solo é que é usual exigir-se, apenas nesta etapa da análise sísmica, a consideração dos efeitos da não-linearidade física do solo. Nesta etapa são obtidas, em geral através de um processo iterativo, propriedades mecânicas para o solo, compatíveis com os níveis de deformação específica determinados em cada elevação horizontal no terreno. Admitem-se como representativas para o restante da análise sísmica, a ser efetuada em regime elástico linear, as propriedades iteradas obtidas nesta fase. Detalhes deste procedimento são descritos no sub-item 3.2.3.

### 3.2.2 – Soluções Analíticas para a Amplificação Sísmica

As soluções analíticas para a propagação de ondas de compressão e de cisalhamento em meio homogêneo e elástico foram derivadas no sub-item 2.2.2. A equação de propagação unidimensional de ondas de cisalhamento pode ser obtida a partir da segunda das equações (2.2.1), abaixo reproduzida:

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (3.2.1)$$

Será estudada a propagação unidimensional, no eixo  $x$ , de ondas de

cisalhamento no plano  $x$ - $y$ , o que leva a:

$$u = w = 0$$

$$v = v(x, t)$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

$$\nabla^2 v = \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}$$

$$\therefore \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (3.2.2)$$

Essa equação expressa a propagação unidimensional de ondas de cisalhamento em sistemas não amortecidos, sendo o amortecimento interno do solo introduzido posteriormente.

Para o caso mais geral de solo estratificado em camadas horizontais, podem ser utilizadas as soluções de F. ANAI (42), reproduzidas a seguir na forma em que foram apresentadas por ROËSSET (77, 78). Será estudada a situação esquematizada na Figura 3.2.3: um terreno composto por  $n$  camadas horizontais assentes em um semi-espaço (camada  $n + 1$ ), sendo os materiais homogêneos e elásticos. Nesta figura é também definido um sistema local de eixos ( $x_i$ ) para cada camada.

Nas soluções que serão apresentadas, supõe-se que todos os pontos do solo estarão vibrando em uma mesma frequência circular  $\Omega$ . Estas soluções podem ser estendidas para casos mais gerais, considerando-se que uma função qualquer no tempo pode ser sempre expressa através de uma série harmônica. As soluções apresentadas para a frequência  $\Omega$  serão expressas na forma complexa:

$$v = v(x, t) = v(x) \cdot e^{i\Omega t} \quad (3.2.3)$$

$$(i = \sqrt{-1})$$

Substituindo-se em (3.2.2), obtém-se:

$$G \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\rho \Omega^2 v \quad (3.2.4)$$

A solução para  $v(x)$  será da forma:

$$v(x) = A e^{ipx} + B e^{-ipx} \quad (3.2.5)$$

$$\text{onde } p^2 = \frac{\rho \Omega^2}{G}$$

A solução para a camada  $j$  será da forma:

$$v_j(x_j, t) = A_j e^{i(p_j x_j + \Omega t)} + B_j e^{-i(p_j x_j - \Omega t)} \quad (3.2.6)$$

O primeiro termo desta solução corresponde às ondas de cisalhamento, propagando-se de baixo para cima e o segundo às ondas refletidas propagando-se de cima para baixo. As tensões de cisalhamento nos planos horizontais são assim expressas:

$$\tau(x, t) = G \frac{\partial}{\partial x} v(x, t) \quad (3.2.7)$$

Em cada camada  $j$ , as tensões de cisalhamento serão:

$$\tau_j(x_j, t) = G_j i p_j (A_j e^{i(p_j x_j + \Omega t)} - B_j e^{-i(p_j x_j - \Omega t)}) \quad (3.2.8)$$

As constantes  $A_j$  e  $B_j$  são determinadas por compatibilidade de tensões e deslocamentos nas interfaces entre camadas.

Na face superior da primeira camada as tensões de cisalhamento são nulas:

$$\tau_1(0, t) = 0 \therefore G_1 i p_1 (A_1 - B_1) e^{i\Omega t} = 0 \quad (3.2.9)$$

$$\therefore A_1 = B_1$$

(As amplitudes das ondas incidente e refletida na primeira camada são iguais).

A compatibilidade entre deslocamentos e tensões nas interfaces das camadas  $j$  e  $j + 1$  permite escrever as seguintes relações:

$$v_j(h_j, t) = v_{j+1}(0, t)$$

$$\therefore A_j e^{i p_j h_j} + B_j e^{-i p_j h_j} = A_{j+1} + B_{j+1} \quad (3.2.10)$$

$$\tau_j(h_j, t) = \tau_{j+1}(0, t)$$

$$\therefore G_j p_j (A_j e^{i p_j h_j} - B_j e^{-i p_j h_j}) = G_{j+1} p_{j+1} (A_{j+1} - B_{j+1}) \quad (3.2.11)$$

Somando-se e subtraindo-se as duas relações acima são estabelecidas as relações de recorrência:

$$2A_{j+1} = A_j(1 + \mu_j) e^{i p_j h_j} + B_j(1 - \mu_j) e^{-i p_j h_j} \quad (3.2.12)$$

$$2B_{j+1} = A_j(1-\mu_j) e^{ip_j h_j} + B_j(1+\mu_j) e^{-ip_j h_j} \quad (3.2.13)$$

onde,

$$\mu_j = \frac{P_j G_j}{P_{j+1} G_{j+1}} \quad (3.2.14)$$

No caso do semi-espaço (camada  $n + 1$ ) ser considerado como rígido, tem-se  $\mu_n = 0$ .

Os valores das constantes  $A_j$  e  $B_j$  podem ser expressos em função de  $A_1 = B_1$  por substituição sucessiva nas relações (3.2.12) e (3.2.13), a partir da camada superior, o que conduz à solução requerida para o problema da amplificação.

O amortecimento interno (do tipo hysterético) das camadas de solo, pode ser considerado substituindo-se os módulos de deformação transversal  $G_j$  pelos módulos de deformação transversal complexos  $G_j^*$  nas expressões (3.2.12) e (3.2.14):

$$G_j^* = G_j(1 + 2\beta_j i) \quad (3.2.15)$$

onde,  $\beta_j$  - fração de amortecimento crítico na camada  $j$

$$i = \sqrt{-1}$$

Como proposto por ROESSET (78), podem ser estabelecidas três diferentes definições para as funções de amplificação, correlacionando amplitudes de deslocamentos (e acelerações) na superfície do solo e na rocha.

A função  $AF_1(\Omega)$  correlaciona as amplitudes dos deslocamentos nos pontos B e D da Figura 3.2.1 (superfície livre do solo e interface solo-rocha, respectivamente):

$$AF_1(\Omega) = \frac{|A_1 + B_1|}{|A_{n+1} + B_{n+1}|} \quad (3.2.16)$$

Esta função independe das propriedades da rocha, sendo chamada "função de amplificação de rocha rígida", por corresponder à condição limite de rocha infinitamente rígida na segunda definição de função de amplificação,  $AF_2(\Omega)$ , apresentada a seguir.

A função  $AF_2(\Omega)$  correlaciona as amplitudes das ondas incidentes na superfície do solo e na rocha; essa amplitude na rocha é a que ocorreria se não existissem sobre ela as camadas de solo.

$$AF_2(\Omega) = \frac{|A_1|}{|A_{n+1}|} \quad (3.2.17)$$

Esta segunda função depende das propriedades da rocha, sendo chamada "função de amplificação de rocha elástica". Esta função fornece sempre valores de amplificação menores do que os da primeira função, por considerar a dissipação de energia por ondas que se propagam de cima para baixo na rocha.

Uma terceira função  $AF_3(\Omega)$  correlaciona as amplitudes dos deslocamentos nos pontos B e A da Figura 3.2.1 (superfície livre do solo e rocha aflorante). Para todos os efeitos práticos, os valores numéricos da função  $AF_3$  podem ser confundidos com os da função  $AF_2$ .

No caso particular em que haja apenas uma camada de solo sobre rocha elástica, para sistemas não amortecidos os valores das funções de amplificação serão:

$$AF_1(\Omega) = \frac{1}{|\cos ph|} \quad (3.2.18)$$

$$AF_2(\Omega) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 ph + \mu^2 \text{sen}^2 ph}} \quad (3.2.19)$$

Note-se na expressão (3.2.19), que o caso particular da rocha rígida ( $\mu = 0$ ) conduz à igualdade entre  $AF_1(\Omega)$  e  $AF_2(\Omega)$ .

A título de ilustração, apresentam-se nas Figuras 3.2.4 e 3.2.5 gráficos das funções de amplificação para o caso de uma camada de solo uniforme sobre rocha rígida e elástica ( $\mu = 0,149$ ), respectivamente. Considerou-se uma relação  $h/V_s = 0,133$  s; são apresentadas curvas para vários valores de fração de amortecimento crítico ( $\beta$ ).

As funções de amplificação serão utilizadas para a obtenção do acelerograma na superfície do solo a partir de um acelerograma aplicado na interface solo-rocha, através do seguinte procedimento (89):

- a) Determina-se numericamente a transformada de Fourier do acelerograma fornecido;
- b) Multiplica-se esta função transformada pela função de amplificação, para cada um dos valores numéricos em que o acelerograma é discretizado no domínio da frequência;

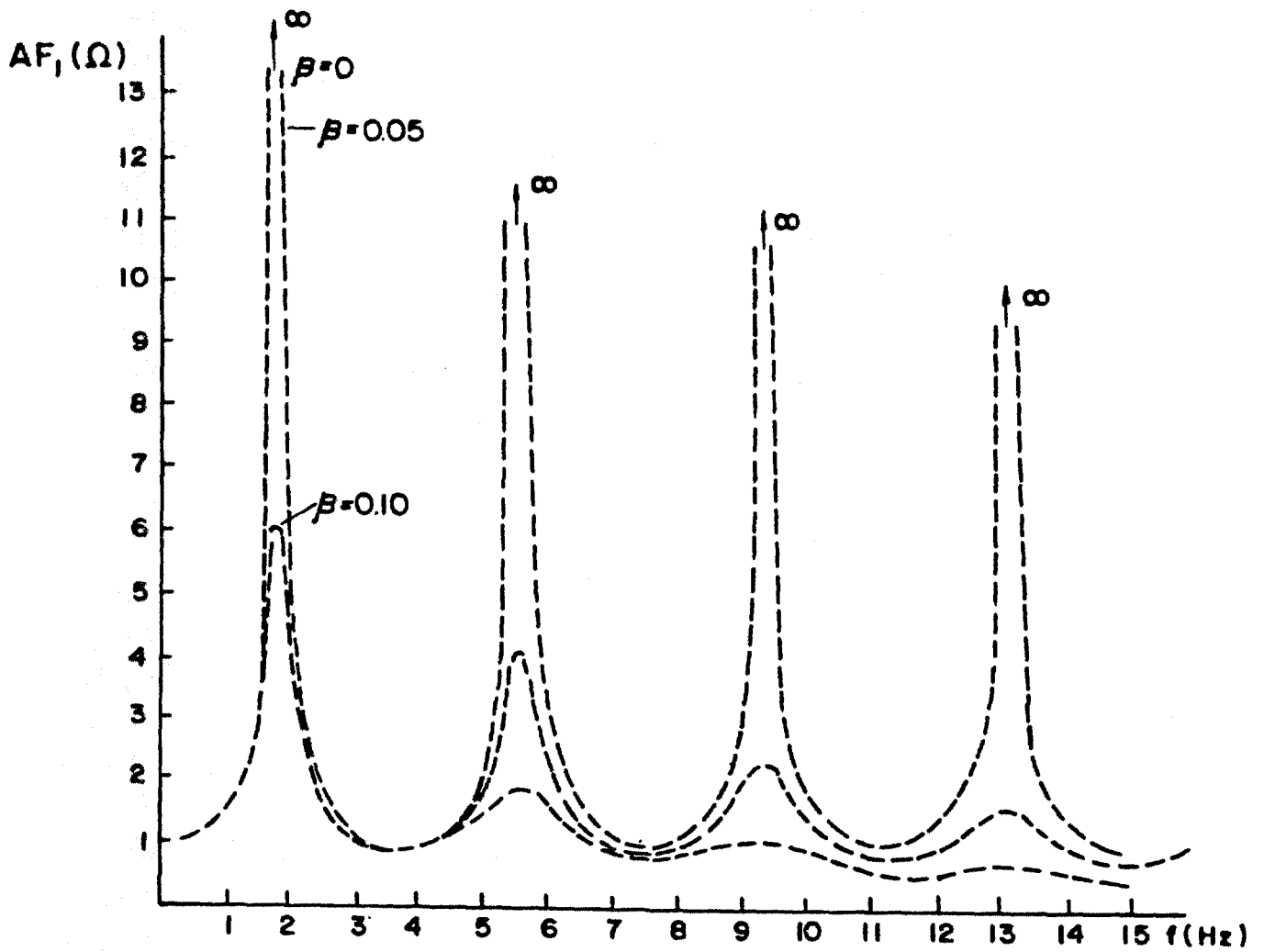


Fig. 3.2.4 - Função de amplificação de rocha rígida

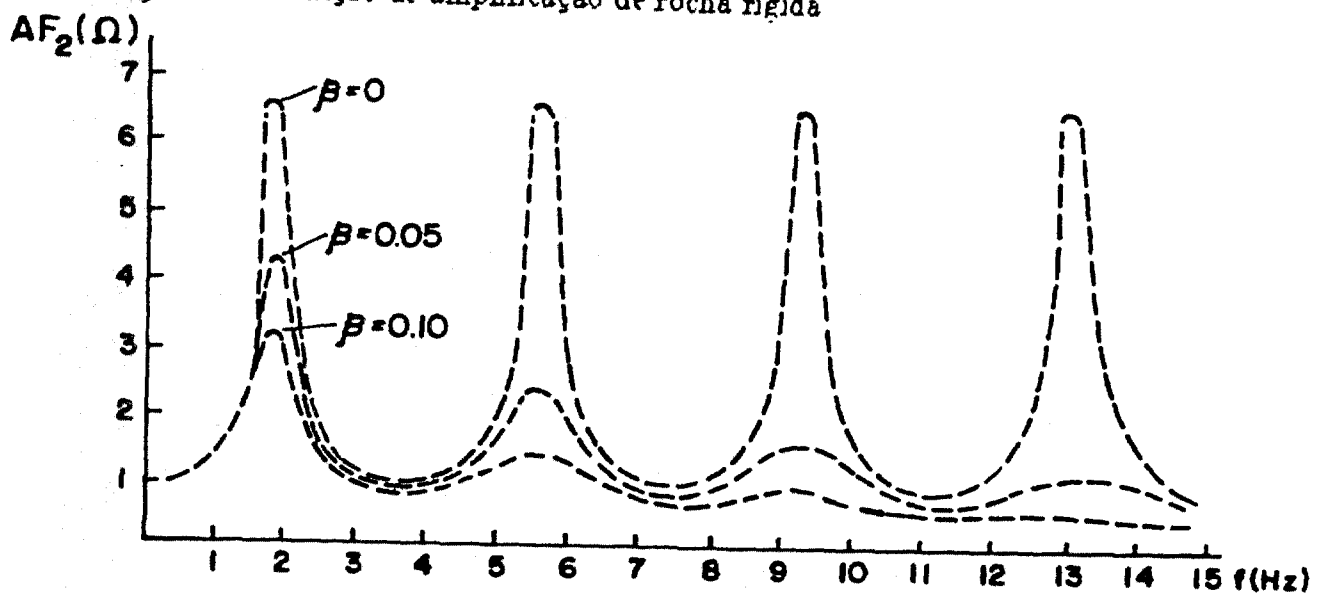


Fig. 3.2.5 - Função de amplificação de rocha elástica

- c) Determina-se a transformada inversa de Fourier deste produto, obtendo-se o acelerograma amplificado na superfície, novamente no domínio do tempo.

As soluções para propagação unidimensional de ondas de compressão podem ser derivadas através de procedimento inteiramente análogo ao empregado na dedução das equações de amplificação de ondas de cisalhamento. Considere-se a primeira das equações (2.2.1):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (3.2.20)$$

Para o estudo da propagação de ondas de compressão, será necessária apenas a análise em um único eixo vertical X, ou seja:

$$v = w = 0$$

$$u = u(x, t)$$

$$\therefore \bar{\epsilon} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

$$\therefore \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (3.2.21)$$

Note-se que esta equação é idêntica à (3.2.2), substituindo-se v por u e G por  $\lambda + 2G$ . Conclui-se que, efetuadas estas substituições, todas as expressões apresentadas para a amplificação de ondas de cisalhamento são estendidas para as ondas de compressão.

### 3.2.3 – Consideração da Não-Linearidade no Solo

Durante a ocorrência de um sismo, desenvolvem-se grandes deformações específicas no solo, bastante mais elevadas do que as registradas sob cargas estáticas. Sob estas condições, o comportamento do solo exhibe características não-lineares marcantes; o módulo de deformação transversal  $G$  decresce e a fração de amortecimento crítico  $\beta$  cresce, com o aumento no nível de deformação específica distorsional no solo.

Assim, os resultados da análise sísmica de uma estrutura serão decisivamente condicionados pelas características do subsolo do local. Para a perfeita caracterização das condições geológicas e geotécnicas do subsolo, no caso de estruturas da responsabilidade de uma central nuclear, deverá ser desenvolvido um extenso e abrangente programa de ensaios de laboratório e de investigações de campo.

O seguinte quadro mínimo de informações para a análise sísmica de uma estrutura, deverá ser definido, com base nos resultados dos ensaios de campo e de laboratório:

- a) Perfil de solo de projeto para a estrutura a ser analisada, em geral idealizado em camadas horizontais, com espessura constante, constituídas de materiais com características aproximadamente uniformes; neste perfil de solo deverão ser definidos os valores extremos (máximo e mínimo) da elevação do nível d'água a serem considerados no projeto;
- b) Para cada um dos tipos de material de subsolo, valores de projeto para a massa específica ( $\rho$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), módulo de deformação

transversal ( $G$ ) e fração de amortecimento crítico ( $\beta$ ), sendo que as duas últimas grandezas deverão ser estabelecidas em função da amplitude da deformação distorsional específica ( $\gamma$ ).

Valores típicos a serem esperados para as propriedades dinâmicas dos solos são indicados a seguir.

A massa específica ( $\rho$ ) varia tipicamente (8), para solos não coesivos, entre 1,4 e 2,2 Mg/m<sup>3</sup> (correspondendo à variação entre areias fofas e compactas) e para solos coesivos, entre 1,6 e 2,2 Mg/m<sup>3</sup> (entre argilas moles e duras). O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) varia tipicamente (54) entre 0,25 e 0,35 (solos não coesivos) e entre 0,35 e 0,45 (solos coesivos), sendo crescente com o grau de saturação do solo.

Fórmulas empíricas foram propostas por RICHART et al. (75) para a avaliação do módulo de deformação transversal ( $G$ ) em solos não coesivos; estas expressões são reproduzidas abaixo, na forma em que foram apresentadas por FILLIAT (27) em unidades do Sistema Internacional.

— Para areias com grãos arredondados ( $0,35 \leq e \leq 0,85$ ):

$$G = 218 \sigma_M^{1/2} (2,17 - e)^2 / (1 + e) \quad (\text{MPa}) \quad (3.2.22)$$

— Para areias com grãos angulosos ( $0,60 \leq e \leq 1,30$ ):

$$G = 102 \sigma_M^{1/2} (2,97 - e)^2 / (1 + e) \quad (\text{MPa}) \quad (3.2.23)$$

A expressão (3.2.23) tem sido também utilizada para a avaliação do módulo de deformação transversal em argilas normalmente adensadas.

Nestas expressões tem-se:

$e$  - índice de vazios (volume de vazios/volume de sólidos)

$\sigma_M = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$  - tensão octaédrica (média das três tensões principais atuantes em cada ponto do solo).

As expressões (3.2.22) e (3.2.23) são representadas graficamente na Figura 3.2.6, por curvas em linhas cheias e tracejadas, respectivamente. Na figura, as abscissas representam os valores de  $e$  (índice de vazios), sendo os valores de  $G$  fornecidos nas ordenadas, por meio das várias curvas associadas aos diversos níveis de tensão octaédrica  $\sigma_M$ .

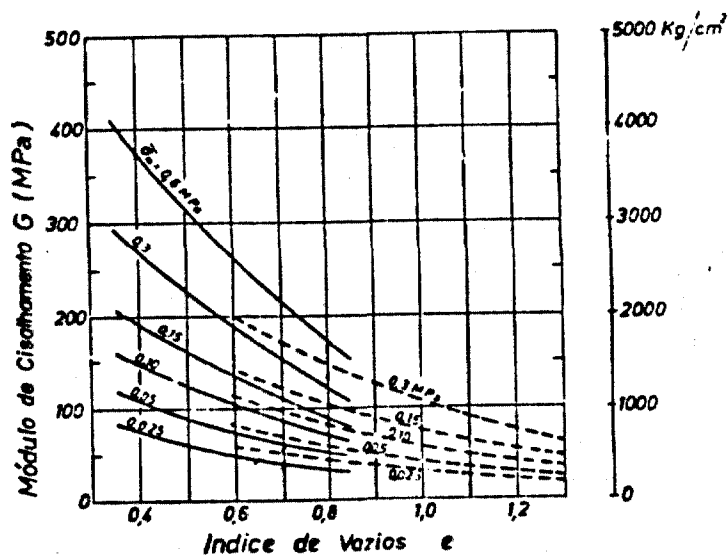


Fig. 3.2.6 - Avaliação do módulo de deformação transversal ( $G$ )

Os valores dos módulos de deformação transversal do solo ( $G$ ), fornecidos pelas expressões de Richart, correspondem a um nível de deformação distorsional específica até o qual se pode considerar que o comportamento do solo esteja ainda em regime elástico-linear (convencionalmente, com  $\gamma \leq 10^{-4}\%$ ). Acima deste nível de deformação, os efeitos de não-linearidade no solo começam a se manifestar de forma

mais sensível, pela "degradação" (redução no valor numérico) de  $G$  e aumento na fração de amortecimento crítico.

Curvas típicas para redução de  $G$  com relação ao valor definido para a deformação específica convencional de  $\gamma = 10^{-4}\%$ , são reproduzidas de (93) na Figura 3.2.7, para areias e argilas.

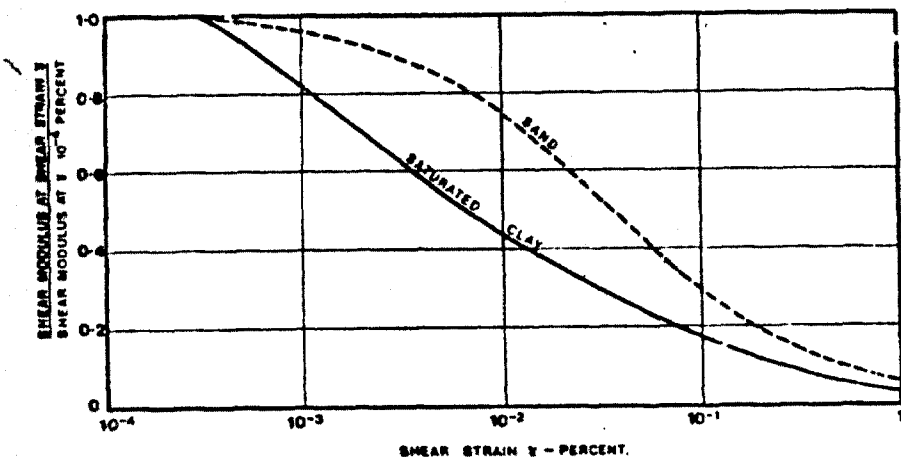


Fig. 3.2.7 - Redução de  $G$  com a deformação distorsional

Como pode ser depreendido da Figura 3.2.8, reproduzida de (93), as frações de amortecimento crítico do solo ( $\beta$ ) são também altamente dependentes do nível das deformações distorsionais específicas, tanto para areias como para argilas.

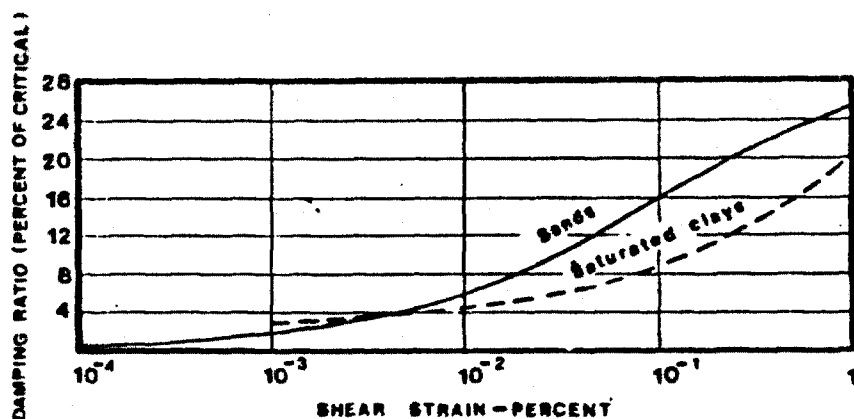


Fig. 3.2.8 - Amortecimento em função da deformação distorsional

Em geral, os parâmetros mais difíceis de se avaliar em uma análise sísmica são os módulos de deformação longitudinal ( $E$ ) e transversal ( $G$ ) das camadas de solo, em função dos dados geológicos e geotécnicos disponíveis. Por esta razão, é em geral requerido pelas normas e critérios de projeto, que se proceda a uma variação paramétrica da rigidez do solo, em torno de seus valores "médios" (mais prováveis). Serão então requeridas análises completas para as condições de rigidez máxima, média e mínima, para que seja verificada a influência na resposta sísmica das estruturas, desta variação nas propriedades dinâmicas do solo (ver estudo de SANTOS et al. (86)).

Uma análise sísmica não-linear completa exige uma avaliação passo-a-passo da deformação distorsional em cada ponto do solo, para a compatibilização, em cada instante, entre  $\gamma$ ,  $G$  e  $\beta$ . Uma análise deste tipo demanda, ainda hoje, um esforço computacional bastante elevado. Por este motivo têm sido admitidas análises não-lineares aproximadas através de uma seqüência iterativa de análises lineares. Nestas análises, os valores de  $G$  e de  $\beta$  vão sendo progressivamente ajustados com os níveis de deformações específicas "médias" em cada ponto do solo. Estes níveis médios podem ser definidos através de uma fração arbitrária dos valores máximos das deformações distorsionais, registrados em todo o domínio de integração. Programas como o SHAKE e o FLUSH fornecem opção para análise não-linear aproximada, através de uma seqüência iterativa de análises lineares, seguindo o procedimento acima descrito.

É usualmente aceito pelos critérios de projeto que os efeitos da não-linearidade do solo sejam somente considerados nesta etapa de análise de amplificação. É admitido, então, que as demais etapas da análise sísmica sejam realizadas em regime elástico-linear, utilizando-se em cada camada de solo as

propriedades finais iteradas, já compatibilizadas, na análise de amplificação, com o nível médio das deformações específicas. Esta simplificação é justificada por KAUSEL (45) com a argumentação resumida a seguir. Na análise de amplificação, na ausência da estrutura, é registrado um nível primário de deformações específicas no solo. Com a introdução da estrutura no solo é observado um nível secundário de deformações específicas, adicional ao primário. O nível primário é, em geral, o mais relevante para o comportamento não-linear do solo; o nível secundário será importante para a análise de efeitos localizados, como plastificação no solo em regiões próximas à estrutura; nos casos correntes, os efeitos secundários têm pouca influência nas respostas globais das estruturas.

Com base nos resultados obtidos nesta etapa de análise de amplificação dinâmica, deve ser investigada a possibilidade da ocorrência da liquefação no solo (22, 39, 68, 91). Esse fenômeno é particularmente suscetível de ocorrer no caso de areias finas fofas submersas.

### 3.3 – O MÉTODO DAS TRÊS ETAPAS

Após o estudo da amplificação sísmica no solo, pode-se passar para a análise dinâmica das estruturas sob a ação das excitações sísmicas de projeto. Embora em alguns casos seja recomendável, ou mesmo obrigatória, a realização da análise sísmica diretamente em uma única etapa, com modelagem simultânea da estrutura e do solo, é muitas vezes possível o desacoplamento destes dois sub-sistemas, efetuando-se a análise em etapas. Será aqui descrito o mais correntemente empregado processo de desacoplamento, o "método das três etapas" ("three step method"), na forma em que foi apresentado por KAUSEL et al. (46). O método é representado esquematicamente na Figura 3.3.1.

As três etapas do processo de Kausel são:

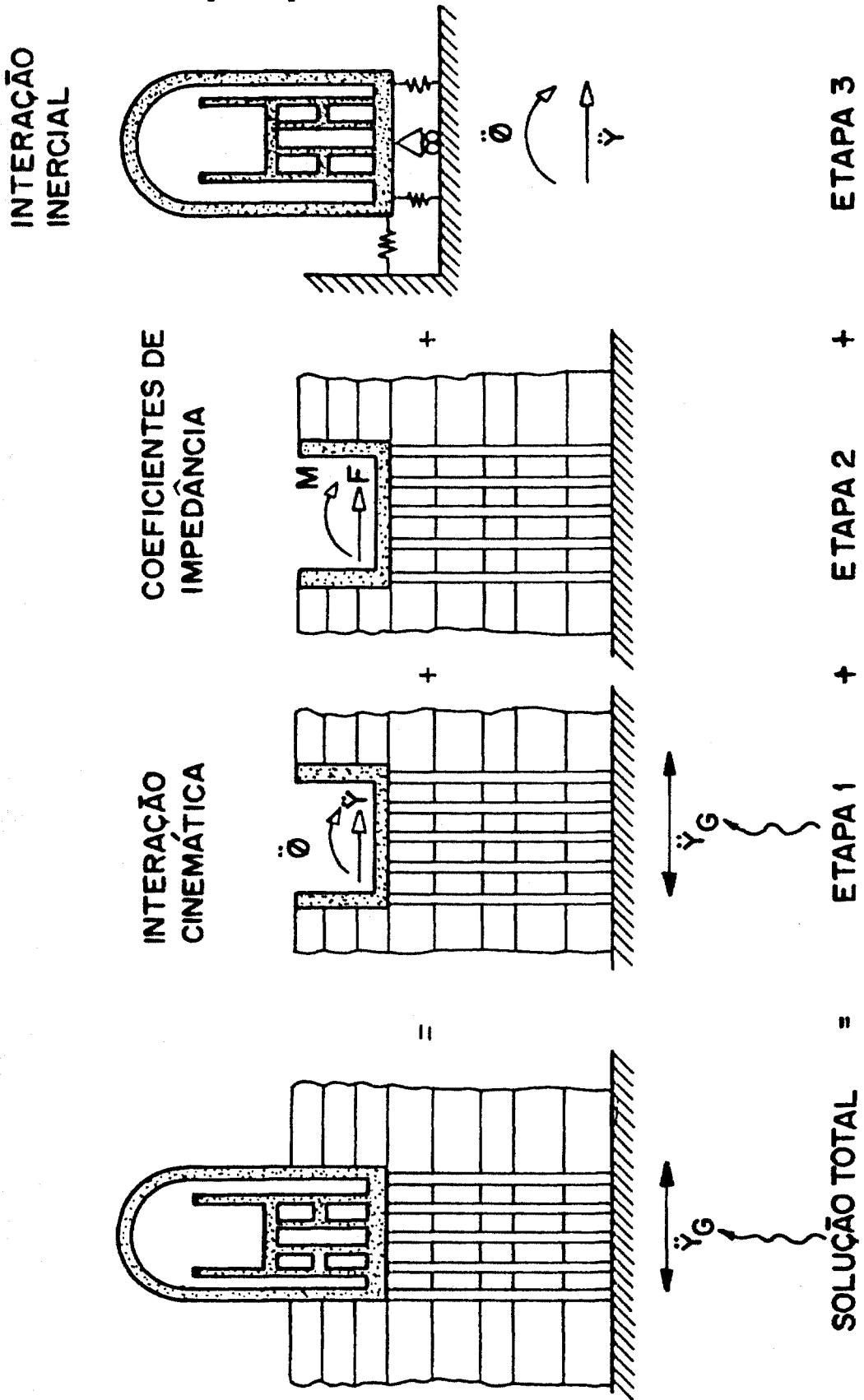


Fig.. 3.3.1 - O método das três etapas

- a) Interação cinemática – nesta etapa é analisado um modelo em que o solo é representado de forma completa e a estrutura somente através de sua rigidez, sob a ação das excitações sísmicas de projeto;
- b) Obtenção dos coeficientes de impedância – nesta etapa são determinados os coeficientes de rigidez e de amortecimento que representarão o solo na terceira etapa;
- c) Interação inercial – na etapa final, é analisado um modelo completo da estrutura, suportado nos coeficientes de impedância que representam o solo, sob a ação das acelerações na base da estrutura obtidas na interação cinemática.

A equivalência da solução em três etapas com a solução completa pode ser demonstrada pelo "teorema da superposição", exposto por Kausel em (46), e reproduzido a seguir.

O sistema de equações diferenciais de movimento, de um sistema estrutural de vários graus de liberdade dinâmicos, sob a ação de deslocamentos prescritos de apoio, pode ser escrito na forma matricial apresentada abaixo (ver o desenvolvimento desta expressão no item 4.2):

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = \{0\} \quad (3.3.1)$$

$[M]$ ,  $[C]$  e  $[K]$  são, respectivamente, as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do sistema.  $\{\ddot{U}\}$ ,  $\{\dot{Y}\}$  e  $\{Y\}$  são, respectivamente, os vetores de acelerações absolutas, velocidades relativas e deslocamentos relativos a um sistema fixo de eixos.

Observe-se que:

$$\{\ddot{U}\} = \{\ddot{Y}\} + \{\ddot{U}_g\} \quad (3.3.2)$$

onde  $\{\ddot{U}_g\}$  é o vetor das "acelerações prescritas" (diferença entre  $\{\ddot{U}\}$  e  $\{\ddot{Y}\}$ ).

Numa primeira etapa é excluída a massa da estrutura:

$$[M_1] \{\ddot{Y}_1\} + [C] \{\dot{Y}_1\} + [K] \{Y_1\} = -[M_1] \{\ddot{U}_g\} \quad (3.3.3)$$

$[M_1]$  é a matriz de massa do sistema, excluída a contribuição dos termos associados à estrutura.  $\{Y_1\}$  é o vetor dos deslocamentos relativos, correspondentes à solução da interação cinemática.

Sendo  $\{\ddot{U}_1\} = \{\ddot{Y}_1\} + \{\ddot{U}_g\}$  o vetor das acelerações absolutas, obtido na interação cinemática, o sistema de equações diferenciais de movimento correspondente à interação inercial pode ser escrito na forma:

$$[M] \{\ddot{Y}_2\} + [C] \{\dot{Y}_2\} + [K] \{Y_2\} = -[M_2] \{\ddot{U}_1\} \quad (3.3.4)$$

$[M_2]$  é a matriz de massa que contém exclusivamente os termos correspondentes à estrutura.  $\{Y_2\}$  é o vetor dos deslocamentos relativos correspondentes à solução da interação inercial. A solução requerida, ou seja, os deslocamentos relativos totais, serão:

$$\{Y\} = \{Y_1\} + \{Y_2\} \quad (3.3.5)$$

A equivalência entre a equação (3.3.1) e a superposição das equações (3.3.3) e

(3.3.4) pode ser verificada somando-se essas duas últimas expressões:

$$[M_1] (\{\ddot{Y}_1\} + \{\ddot{U}_g\}) + [M_2] \{\ddot{U}_1\} + [M] \{\ddot{Y}_2\} + \\ + [C] (\{\dot{Y}_1\} + \{\dot{Y}_2\}) + [K] (\{Y_1\} + \{Y_2\}) = \{0\}$$

Como  $\{\ddot{Y}_1\} + \{\ddot{U}_g\} = \{\ddot{U}_1\}$ ,  $[M_1] + [M_2] = [M]$  e

$$\{Y_1\} + \{Y_2\} = \{Y\}:$$

$$[M] (\{\ddot{U}_1\} + \{\ddot{Y}_2\}) + [C] \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = \{0\}$$

Como  $\{\ddot{U}_1\} = \{\ddot{Y}_1\} + \{\ddot{U}_g\}$ ,  $\{\ddot{U}_1\} + \{\ddot{Y}_2\} = \{\ddot{Y}\} + \{\ddot{U}_g\} = \{\ddot{U}\}$ , sendo então reproduzida a equação (3.3.1).

SANTOS (80) demonstra a equivalência entre o método das três etapas proposto por Kausel e o processo de desacoplamento apresentado de forma ligeiramente diversa por CLOUGH (14).

### 3.4 - MODELAGEM PARA A INTERAÇÃO CINEMÁTICA

O processo de divisão da análise sísmica em etapas será particularmente vantajoso quando se puder considerar a laje de fundação da estrutura em análise como infinitamente rígida. Nestes casos, será possível, na interação cinemática, utilizar-se um modelo em que o solo seja representado de forma detalhada e a estrutura somente através da rigidez de sua laje de fundação; na interação inercial a estrutura poderá ser modelada dentro do grau de refinamento desejado, sendo o solo representado pelos coeficientes de impedância. Assim, quando as lajes de fundação das estruturas

puderem ser consideradas como rígidas, a divisão da análise em etapas pode conduzir a uma economia significativa em custos computacionais, com relação a uma análise direta em uma única etapa.

Em uma solução de modelagem matemática tipicamente encontrada na análise sísmica de estruturas nucleares, na interação cinemática o solo é representado através de um modelo bi-dimensional em elementos finitos do estado plano e na interação inercial a estrutura é representada por um modelo tri-dimensional com elementos de pórtico espacial.

Da mesma forma como foi considerado para a análise da amplificação sísmica no solo, é admitida a simplificação de supor-se as excitações sísmicas compostas exclusivamente por ondas de compressão e de cisalhamento, propagando-se verticalmente. Note-se que, no problema físico real, são registrados outros tipos de ondas, como as ondas superficiais de Rayleigh e de Love e também que as frentes de onda atingem o local da estrutura com os mais variados ângulos de incidência. A simplificação admitida é justificada por SEED e LYSMER (94), que a consideram suficientemente precisa para fins de aplicação em engenharia, razoavelmente concordante com os registros obtidos em sismógrafos e, em geral, conservadora.

A finalidade essencial da interação cinemática, com relação aos resultados já obtidos na análise de amplificação sísmica no solo, é a avaliação das modificações introduzidas pela presença da estrutura nos deslocamentos da coluna livre de solo ("free-field"). Estas modificações são particularmente significativas no caso das estruturas maciças e rígidas, geralmente parcialmente enterradas, encontradas nas usinas nucleares.

Nos modelos matemáticos geralmente empregados na interação cinemática, o

solo é representado por meio de uma malha de elementos finitos. O principal problema encontrado nesta modelagem é a representação das regiões semi-infinitas de solo, fora da região central de influência da estrutura. No caso desta representação por elementos finitos, as malhas devem ser estendidas até uma distância das estruturas tal que a introdução das condições de contorno não influa de forma significativa nos resultados a serem obtidos. Em uma análise dinâmica, este problema é muito mais importante do que para a correspondente análise estática, devido ao efeito de possível reflexão de ondas elásticas nas fronteiras do modelo.

A fim de solucionar esta dificuldade, foram desenvolvidos elementos especiais para a representação de regiões elásticas semi-infinitas ("transmitting boundaries"). WAAS (108) desenvolveu "transmitting boundaries" para o estado plano de deformações; estes elementos podem representar faixas horizontais semi-infinitas de solo e ser acoplados a uma região central modelada com elementos finitos, dentro de um mesmo nível matemático de aproximação. KAUSEL (44) desenvolveu "transmitting boundaries" para problemas axissimétricos.

Com o advento destes elementos especiais de contorno, tornou-se possível a realização de análises dinâmicas bastante precisas, com a utilização de modelos representando apenas as estruturas e o solo em sua vizinhança através de malhas usuais de elementos finitos, ligadas em suas fronteiras aos "transmitting boundaries". Deve-se observar que as matrizes de rigidez desses elementos de contorno são, em geral, fortemente dependentes da frequência de excitação, o que obriga à realização da análise dinâmica no domínio da frequência.

O programa FLUSH (52), que dispõe de "transmitting boundaries" do estado plano, tem sido largamente utilizado para a realização de interações cinemáticas e, também para análises sísmicas de estruturas em uma única etapa. Este programa

permite uma simulação dos efeitos tridimensionais em uma análise sísmica, utilizando-se, como descrito a seguir, um modelo em apenas duas dimensões. Um modelo típico de análise com o programa FLUSH é mostrado esquematicamente na Figura 3.4.1.



Fig. 3.4.1 – Modelo típico de análise com o FLUSH

Neste modelo, a região central é representada por elementos finitos bidimensionais e por elementos de viga. Nas fronteiras laterais do modelo são dispostos os "transmitting boundaries". Nas faces laterais dos elementos finitos da região central, são aplicados amortecedores viscosos ("viscous boundaries") para dissipação de ondas de cisalhamento, de forma a simular os efeitos tridimensionais da análise. Supõe-se o modelo suportado, em sua face horizontal inferior, em rocha rígida ("bedrock"); as excitações sísmicas consideradas, os acelerogramas de projeto, são aplicadas neste contorno rígido. As respostas do modelo são obtidas por análises no domínio da frequência. Os efeitos do comportamento não-linear do solo, devidos às grandes deformações distorsionais decorrentes das excitações sísmicas, podem ser considerados através de análises não-lineares aproximadas por uma seqüência iterativa de análises lineares; nestas análises procede-se a um ajuste iterativo das propriedades do solo (rigidez e amortecimento), até uma compatibilização final com os níveis de deformação distorsional registrados em cada elemento do modelo.

Mais modernamente, têm sido desenvolvidos novos modelos matemáticos em elementos de contorno, que possibilitam a resolução de problemas de interação dinâmica solo-estrutura com a consideração exclusivamente dos graus de liberdade nas interfaces entre fundação e solo. A simplificação de se considerar o solo constituído por camadas horizontais é usualmente admitida neste tipo de formulação. O problema fundamental a ser então resolvido é o da determinação das funções de Green, que irão correlacionar forças e deslocamentos entre pontos do semi-espaço estratificado. Com estas funções será possível a montagem das matrizes de impedância (englobando a rigidez e o amortecimento do solo), condensadas nas interfaces fundação-solo. Os fundamentos desta metodologia podem ser encontrados, por exemplo, em WOLF (112, 113). Programas comerciais desenvolvidos com base neste tipo de formulação encontram-se já disponíveis, como o CLASSI (2) e o SASSI

(51).

### 3.5 – OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE IMPEDÂNCIA

Como visto no item anterior, nos casos mais gerais dos problemas de interação dinâmica solo-estrutura é necessário instituir uma matriz de impedância, correlacionando forças e deslocamentos entre pontos das interfaces fundação-solo. No entanto, em muitos casos encontrados na prática de projeto, é justificável a adoção da hipótese simplificadora de se considerar a laje de fundação da estrutura analisada como infinitamente rígida. Nestes casos, o número de graus de liberdade envolvidos se reduz a seis (três translações e três rotações de corpo rígido, com relação aos três eixos coordenados); torna-se necessária então a determinação de uma matriz de impedância (6 x 6), correlacionando forças e deslocamentos entre estes seis graus de liberdade. Nos casos mais gerais, a matriz de impedância é obtida em função da frequência.

Para possibilitar a obtenção dos coeficientes de impedância nos casos mais correntemente encontrados na prática, foram propostas pelos pesquisadores soluções aproximadas, com base em hipóteses simplificadoras. Algumas destas soluções são reproduzidas a seguir, para os casos particulares de fundações superficiais em solo homogêneo ou estratificado horizontalmente e de fundações sobre estacas.

#### 3.5.1 – Fundações Superficiais sobre Solo Homogêneo

O problema clássico de obtenção de funções de impedância é o caso de uma fundação rígida, assente na superfície de um semi-espaço homogêneo, isotrópico e elástico-linear, sob a ação de um carregamento harmônico simples. Um histórico da evolução das soluções deste problema e das hipóteses simplificadoras envolvidas é

apresentado por CARVALHO (12).

A Figura 3.5.1 esquematiza a situação típica a ser analisada: uma fundação rígida, de massa  $m$ , assente sobre solo homogêneo, submetida (para fins de esquematização, sem perda de generalidade), a uma força harmônica vertical. Nesta figura  $G$ ,  $\rho$  e  $\nu$  são, respectivamente, o módulo de deformação transversal, a massa específica e o coeficiente de Poisson do solo.

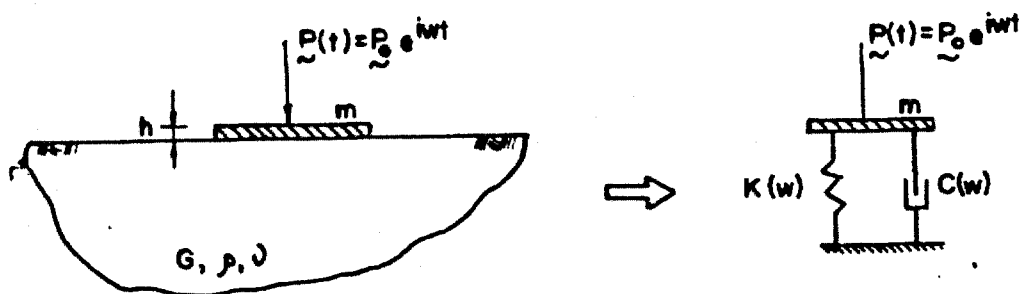


Fig. 3.5.1 – Fundação superficial sobre solo homogêneo

Como indicado esquematicamente na figura, a análise do problema real é matematicamente equivalente, no caso particular da fundação rígida, à de um modelo em que o solo é substituído por molas e amortecedores (coeficientes de impedância), aplicados aos seis graus de liberdade da fundação. Assim, a solução é encontrada pela determinação, em função das propriedades do solo e da frequência das forças excitantes, dos coeficientes de rigidez e de amortecimento do solo,  $K(w)$  e  $C(w)$ . Esses coeficientes estão qualitativamente associados, respectivamente, à rigidez "estática" do solo e à sua capacidade de dissipação de energia por radiação das ondas elásticas.

No caso particular de fundações superficiais sobre solo homogêneo, foi constatado pelos pesquisadores que é possível a obtenção de soluções com bom grau de aproximação, empregando-se coeficientes de impedância independentes da

freqüência. Através de seu "modelo análogo", LYSMER e RICHART (50) propuseram coeficientes independentes da freqüência para vibrações verticais; este modelo foi generalizado para os demais graus de liberdade por outros pesquisadores. Um resumo destes coeficientes é apresentado por RICHART et al. (75), sendo reproduzido na Tabela 3.5.1 (para fundações circulares e retangulares).

Graus de Liberdade	Coeficientes de Rigidez		Fração de Massa	Fração de Amortecimen Crítico
	Fundação Circular	Fundação Retangular		
Vertical	$\frac{4Gr}{1-\nu}$	$\frac{G}{1-\nu} \beta_x \sqrt{ab}$	$B_x = \frac{1-\nu}{4} \frac{M}{\rho r^3}$	$\frac{0,425}{\sqrt{B_x}}$
Horizontal	$\frac{32(1-\nu)Gr}{7-8\nu}$	$2(1+\nu)G\beta_x \sqrt{ab}$	$B_x = \frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{M}{\rho r^3}$	$\frac{0,288}{\sqrt{B_x}}$
Rotacional	$\frac{8Gr^2}{3(1-\nu)}$	$\frac{G}{1-\nu} \beta_\psi a^2 b$	$B_\psi = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_\psi}{\rho r^5}$	$\frac{0,15}{(1+B_\psi)\sqrt{B_\psi}}$
Torsional	$\frac{16Gr^2}{3}$	$\frac{1+\nu}{4} G\beta_x(a^2+b^2)\sqrt{ab}$	$B_\theta = \frac{I_\theta}{\rho r^5}$	$\frac{0,50}{1+2B_\theta}$

Tabela 3.5.1 – Coeficientes de impedância segundo Richart

Esta tabela fornece, para cada grau de liberdade da fundação, os valores das constantes de rigidez e das frações de amortecimento crítico expressas em função de parâmetros adimensionais B (frações de massa); esses parâmetros B expressam relações entre a massa translacional M, os momentos de massa rotacional  $I_\psi$  e

torsional  $I_\theta$ , o raio  $r$  da fundação e a massa específica  $\rho$  do solo.

Para a determinação dos coeficientes de rigidez de fundações retangulares, são utilizados os parâmetros  $\beta$ . Estes parâmetros são fornecidos na Figura 3.5.2, reproduzida de (75), em função da relação entre as dimensões  $a$  e  $b$  da placa de fundação.

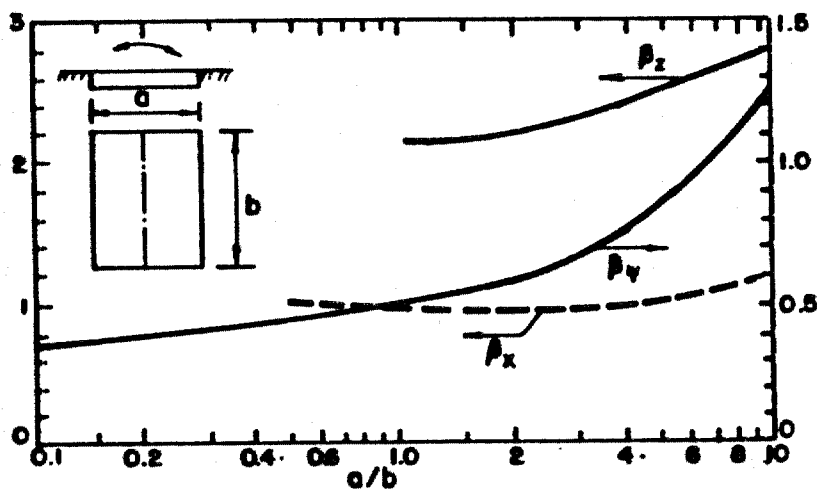


Fig. 3.5.2 – Parâmetros  $\beta$  para fundações retangulares

Para a determinação das frações de massa  $B$  para fundações retangulares, podem ser utilizadas as fórmulas para fundações circulares, adotando-se os "raios equivalentes" abaixo, que reproduzem, respectivamente, a área e os momentos de inércia à flexão e à torção das fundações retangulares:

$$\text{Translações:} \quad r = \sqrt{ab/\pi} \quad (3.5.1)$$

$$\text{Rotações:} \quad r = \sqrt[4]{a^2b/3\pi} \quad (3.5.2)$$

$$\text{Torsão: } r = \sqrt[4]{ab(a^2+b^2)/6\pi} \quad (3.5.3)$$

Considerando que os parâmetros indicados por Richart procuram cobrir uma ampla faixa de freqüências, incluindo as altas freqüências encontradas no projeto de fundações de máquinas, NEWMARK e ROSENBLUETH (62) propuseram um outro conjunto de coeficientes, mais adequados para o caso das análises sísmicas. Sendo a faixa de freqüências de interesse, neste caso, mais estreita e em torno de valores mais baixos, os parâmetros propostos por Newmark e Rosenblueth procuram garantir maior precisão nesta faixa; é introduzida uma terceira variável, uma massa adicional de solo, a ser adicionada à da fundação. Estes parâmetros são reproduzidos na Tabela 3.5.2. Note-se, nesta tabela, que os valores dos coeficientes de amortecimento são expressos em função dos respectivos valores K dos coeficientes de rigidez.

Graus de Liberdade	Coefficiente de Rigidez	Amortecedor	Massa Adicional
Vertical	$\frac{4Gr}{1-\nu}$	$1,79\sqrt{K\rho r^3}$	$1,5\rho r^3$
Horizontal	$18,2Gr \frac{(1-\nu^2)}{(2-\nu)^2}$	$1,08\sqrt{K\rho r^3}$	$0,28\rho r^3$
Rotacional	$2,7 Gr^3$	$0,29\sqrt{K\rho r^5}$	$0,49\rho r^5$
Torsional	$5,3 Gr^3$	$0,49\sqrt{K\rho r^5}$	$0,70\rho r^5$

Tabela 3.5.2 – Coeficientes de impedância segundo Newmark

Uma comparação entre resultados numéricos obtidos com os dois grupos de coeficientes de impedância foi apresentada por SANTOS (80); concluiu-se que, para uma carga vertical harmônica aplicada, os resultados são bastante próximos, sendo os obtidos com os parâmetros de Newmark ligeiramente mais conservadores.

### 3.5.2 – Fundações em Solos Estratificados Horizontalmente

A situação típica a ser analisada é esquematizada na Figura 3.5.3: uma fundação rígida, de massa  $m$ , assente sobre um solo estratificado em camadas horizontais, submetida à ação de uma força harmônica vertical. Nesta figura  $G_i$ ,  $\rho_i$ ,  $\nu_i$  e  $h_i$  são, respectivamente, o módulo de deformação transversal, a massa específica, o coeficiente de Poisson e a espessura de cada camada de solo. Os materiais de cada camada são considerados como homogêneos, isotrópicos e elástico-lineares, sendo a última camada ( $n-1$ ), assente sobre um semi-espaço homogêneo, com propriedades  $G_n$ ,  $\rho_n$  e  $\nu_n$ .

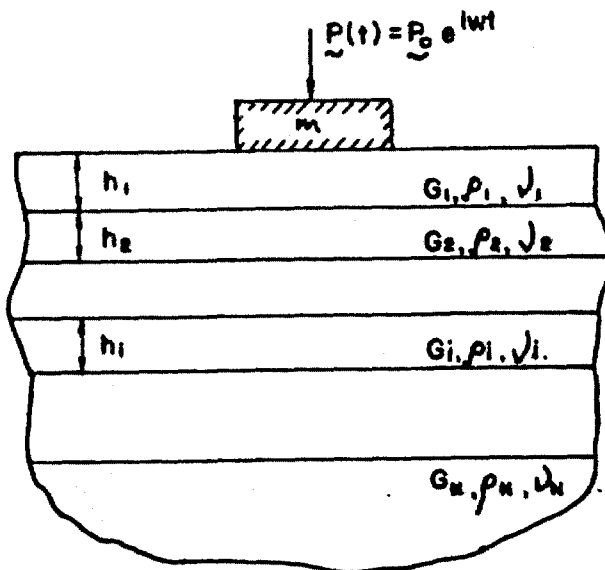


Fig. 3.5.3 – Fundação superficial sobre solo estratificado

Soluções numéricas para este problema, para o caso de uma fundação circular, foram obtidas por LUCO (49), para um número qualquer de camadas horizontais. Para a obtenção destas soluções, foram impostas condições de continuidade de tensões e de deslocamentos nas interfaces entre camadas. As condições impostas ao problema conduzem à sua solução através de equações integrais de Fredholm, desacopladas nos graus de liberdade vertical, horizontal e rotacional. As soluções dessas equações podem ser obtidas numericamente, transformando-as em um sistema de equações algébricas, em que as incógnitas são os valores numéricos da função do integrando em pontos do domínio de integração. Técnicas numéricas para a solução deste problema são descritas por MELO Jr. (57).

Sendo as soluções obtidas por Luco específicas para fundações circulares, para a sua aplicação na análise de fundações retangulares, deverão ser definidos "raios equivalentes" para cada um dos graus de liberdade considerados. Adota-se como critério para definição desses raios equivalentes, a reprodução com fundações circulares equivalentes, dos coeficientes de rigidez das fundações retangulares reais. As fórmulas abaixo para os raios equivalentes são obtidas, por igualdade na Tabela 3.5.1 dos coeficientes de rigidez das fundações circulares e retangulares:

$$\text{Vertical:} \quad r = \frac{1}{4} \beta_x \sqrt{ab} \quad (3.5.4)$$

$$\text{Horizontal:} \quad r = \frac{1}{16} (7-8\nu) \frac{(1+\nu)}{(1-\nu)} \beta_x \sqrt{ab} \quad (3.5.5)$$

$$\text{Rotacional:} \quad r = \left( \frac{3}{8} \beta_\psi a^2 b \right)^{1/3} \quad (3.5.6)$$

Com relação às soluções obtidas com a formulação de Luco, as seguintes

observações devem ser acrescentadas: não são fornecidos parâmetros para o grau de liberdade torsional, que poderão ser avaliados utilizando-se as fórmulas de semi-espaço homogêneo, com a adoção de propriedades "médias" para o solo; os coeficientes de impedância obtidos são, em geral, fortemente dependentes da frequência de excitação, obrigando a uma análise no domínio da frequência.

Outra situação bastante freqüente na prática é a de enterramento parcial da estrutura, em que o acréscimo nos valores numéricos dos coeficientes de rigidez e de amortecimento da fundação, decorrentes da presença do solo lateralmente à edificação deve ser considerado. Uma formulação muito utilizada para a avaliação desse efeito é apresentada por NOVAK (64). Por essa formulação são determinados, em função das propriedades do solo lateral e da frequência de excitação, acréscimos nos valores dos coeficientes de impedância, com relação aos obtidos para a fundação sem a presença do solo lateral. Observe-se que a formulação de Novak se baseia em uma hipótese bastante simplificadora, que é a de se supor o solo constituído por discos de espessura infinitesimal, estendendo-se horizontalmente até o infinito, cada um deles independente dos demais.

Uma formulação aproximada bastante atrativa vem sendo desenvolvida por GAZETAS e colaboradores (28, 30, 31, 32, 34). Esta formulação é baseada em resultados obtidos em estudos paramétricos realizados com modelos em elementos de contorno. São estabelecidas fórmulas simples, definidas considerando-se uma faixa pré-estabelecida de tolerância para a precisão dos resultados.

Para fundações de estruturas de grande responsabilidade, onde seja exigido um nível de precisão mais elevado, podem ser utilizadas formulações matemáticas mais sofisticadas, como as apresentadas por WOLF (112, 113).

### 3.5.3 – Fundações sobre Estacas

A situação típica a ser analisada é esquematizada na Figura 3.5.4: uma fundação rígida superficial, de massa  $m$ , assente sobre estacas verticais imersas em um solo estratificado horizontalmente, sob a ação de uma força harmônica vertical.

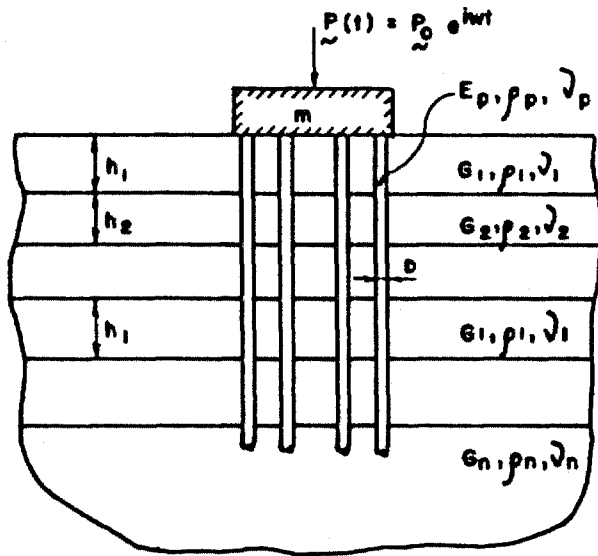


Fig. 3.5.4 – Fundação sobre estacas

Inicialmente, devem ser determinados os coeficientes de impedância condensados no topo de cada uma das estacas. No caso da fundação poder ser considerada como rígida, pode-se proceder em seguida, por meio de relações geométricas, à obtenção dos coeficientes de impedância condensados no centro de rigidez do conjunto do estaqueamento. Nos casos mais gerais, é obtida uma matriz de dimensão  $6 \times 6$  de coeficientes de impedância, funções da frequência de excitação, correlacionando forças e momentos com deslocamentos e rotações nos vários graus de liberdade translacionais e rotacionais, do bloco rígido de coroamento das estacas.

Coefficientes de rigidez estática para estacas verticais imersas em solo homogêneo são fornecidos por POULOS e DAVIS (72). Coeficientes de impedância para estacas verticais imersas em solos estratificados horizontalmente podem ser obtidos através da formulação desenvolvida por NOVAK (63).

A formulação de Novak corresponde a uma generalização da hipótese de Winkler para o caso dinâmico, em que a reação do solo passa a ser expressa não somente em função dos deslocamentos dos pontos da estaca, mas também em função de suas velocidades. Supondo-se o estaqueamento submetido a forças variando harmonicamente, com frequência circular de vibração  $w$ , os deslocamentos horizontais  $u$  e verticais  $v$  em um plano vertical são assim expressos, na forma complexa:

$$u(t) = u_0 e^{iwt} \quad v(t) = v_0 e^{iwt} \quad (3.5.7)$$

( $u_0$  e  $v_0$  são números complexos, amplitudes dos deslocamentos horizontais e verticais).

As componentes da reação do solo nas direções horizontal e vertical são expressas na forma:

$$P_u = G(Su_1 + i Su_2) u_0 e^{iwt} \quad (3.5.8)$$

$$P_v = G(Sw_1 + i Sw_2) v_0 e^{iwt} \quad (3.5.9)$$

( $G$  - módulo de deformação transversal do solo no ponto considerado;  $i = \sqrt{-1}$ ).

Os parâmetros  $S$  são fornecidos por Novak em função da frequência de

excitação. Na determinação desses parâmetros são consideradas as mesmas hipóteses simplificadoras para a modelagem do solo descritas no sub-item anterior para as fundações parcialmente enterradas (discos independentes de espessura infinitesimal, estendendo-se ao infinito). Para a obtenção dos coeficientes de impedância condensados, são empregados modelos em viga sobre suporte elástico generalizados, com as reações do solo expressas através das equações (3.5.8) e (3.5.9). Este procedimento encontra-se automatizado no programa PILAY (65).

Apesar dos parâmetros  $S$  de Novak serem dependentes da frequência de excitação, resultados com bom grau de aproximação podem ser obtidos com parâmetros constantes, como mostrado por COOMBS e COSTA REIS (20). Sendo as reações do solo expressas através de números complexos, suas partes reais podem ser reproduzidas por coeficientes de rigidez distribuídos, por unidade de comprimento, ao longo da altura das estacas, com valores numéricos, nas direções horizontal e vertical respectivamente iguais a:

$$k_u = 4G \quad k_v = 2,5 G \quad (3.5.10)$$

As parcelas imaginárias da reação do solo podem ser admitidas como aproximadamente proporcionais às velocidades dos pontos das estacas, sendo reproduzidas por amortecedores combinados de dissipação de ondas de compressão e de cisalhamento (20):

$$d_u = 4 r \sqrt{\rho G} \sqrt{(3-4\nu)/(1-2\nu)} \quad d_v = 2\pi r \sqrt{\rho G} \quad (3.5.11)$$

( $r$  — raio da estaca;  $\rho$  — massa específica do solo).

A redução nos valores numéricos dos coeficientes de impedância condensados

do estaqueamento, pelo efeito de grupo, deve ser adequadamente considerada nas análises; este efeito é de particular relevância no caso de estaqueamentos densos e/ou com estacas pouco espaçadas, quando a interação entre estacas através do solo é mais significativa. POULOS e DAVIS (72) apresentam soluções para a consideração do efeito de grupo em estaqueamentos submetidos à ação de cargas estáticas. Estas soluções têm sido extrapoladas, na prática de projeto, para o caso de estaqueamentos submetidos a cargas dinâmicas. Note-se que a metodologia de Poulos é bastante simplificada e pode conduzir a resultados distorcidos, no caso, por exemplo, de estaqueamentos muito densos.

Nos casos de fundações de estruturas de maior grau de responsabilidade, onde seja exigido um nível de precisão mais elevado, incluindo uma avaliação mais correta dos efeitos de grupo, devem ser utilizadas metodologias mais sofisticadas; KAUSEL (44) por exemplo, modela as estacas com elementos finitos toroidais axi-simétricos acoplados a "transmitting boundaries"; WOLF et al. (114), apresentam uma modelagem para estaqueamentos baseada na formulação indireta do método dos elementos de contorno.

## CAPÍTULO IV

### MODELOS PARA A ANÁLISE SÍSMICA DAS ESTRUTURAS

#### 4.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo deste capítulo é apresentar as técnicas para a modelagem das estruturas, para a sua análise sísmica. Serão estudados os problemas existentes a partir da obtenção dos resultados da interação cinemática, os históricos das acelerações nas bases das estruturas, até a resolução final da interação inercial, com a obtenção dos esforços internos e deslocamentos sísmicos globais.

Serão inicialmente descritos, neste capítulo, os tipos de modelagem matemática disponíveis para as análises sísmicas: em elementos finitos, em elementos de contorno, ou em elementos de barras. É discutido com particular ênfase, o problema do nível de sofisticação adequado para a modelagem das estruturas neste tipo de análise. Dentro dos tipos de modelagem descritos, são apresentados com maior detalhe os baseados no Método dos Elementos Finitos.

São a seguir apresentadas as técnicas numéricas de resolução do problema dinâmico: análise modal, análise espectral e métodos de integração no domínio do tempo e no domínio da frequência; vantagens e desvantagens de cada uma dessas técnicas, em termos de eficiência computacional e precisão são discutidas.

Técnicas de obtenção dos espectros de resposta nos diversos pavimentos de uma edificação, a partir dos resultados da interação inercial, são também apresentadas. Estes espectros serão necessários para o projeto dos equipamentos e tubulações a serem instalados nos diversos pavimentos da edificação.

O capítulo se conclui com a descrição de um sistema computacional que automatiza, de forma completa, todas as etapas envolvidas no processo de análise sísmica de uma estrutura.

#### 4.2 – MODELAGEM PARA A INTERAÇÃO INERCIAL

A interação inercial consiste na análise dinâmica do modelo matemático de uma estrutura, suportado nos coeficientes de impedância determinados na segunda fase do Método das Três Etapas, sob a ação dos acelerações em sua base, determinadas na interação cinemática.

O problema crucial a ser enfrentado na modelagem para a interação inercial é o do nível de sofisticação a ser empregado nos modelos, o que se refletirá nos tipos de elementos a serem usados (elementos finitos, elementos de pórtico, etc.) e no número de graus de liberdade a ser considerado. Pela necessidade de se manter os custos computacionais dentro dos limites da viabilidade, os modelos empregados nas análises sísmicas são, em geral, menos detalhados, considerando muito menos graus de liberdade, que os utilizados nas análises estáticas das mesmas estruturas. Essa simplificação nos modelos deverá ser justificada, em cada caso, para que seja preservada a compatibilidade de todo o projeto.

A seguinte argumentação poderá, no caso das estruturas mais comumente encontradas na prática, ser empregada para justificar a utilização de modelos simplificados nas análises sísmicas:

- as excitações sísmicas apresentam componentes, no domínio da frequência, em uma faixa bem definida (predominantemente entre 1 e 30 Hz). Nesta faixa de

freqüências, são excitados, em geral, alguns dos primeiros modos de vibração das estruturas; os modelos estruturais deverão possuir grau de refinamento suficiente para representar adequadamente os modos de vibração excitados;

- na definição das excitações sísmicas de projeto está sempre envolvido um grau de incerteza muito maior do que para as cargas estáticas;
- as forças inerciais despertadas pelas excitações sísmicas geralmente podem ser consideradas como distribuídas muito mais uniformemente nas estruturas do que as cargas estáticas. Assim, as forças inerciais podem ser representadas com o mesmo grau de precisão que as forças estáticas, com um número menor de graus de liberdade.

Os modelos para a análise sísmica das estruturas podem ser derivados de modelos pré-existentes, mais refinados, desenvolvidos para a análise estática das mesmas estruturas. Técnicas específicas para este fim são descritas por WOLF (112): grupamento de massas seguido de condensação estática, síntese modal de subestruturas, etc. No entanto, na prática de projeto, a técnica mais comumente utilizada consiste em se estabelecer os modelos para as análises sísmicas diretamente a partir das características geométricas das estruturas. Largamente utilizados na prática de projeto, são os modelos em viga ("stick models"), especialmente adequados no caso das estruturas tipo caixa ("box-type structures"), muito rígidas, correntemente encontradas nas centrais nucleares.

Nestes modelos em viga, a rigidez das paredes consideradas como sismo-resistentes, existentes entre duas elevações consecutivas, é condensada em uma única haste; todas as massas translacionais e rotacionais associadas a um pavimento são condensadas em um único nó (centro de massa do pavimento); os coeficientes de

impedância são aplicados ao nó da estrutura localizado no centro geométrico da face inferior da laje de fundação. Exemplos deste tipo de modelo serão posteriormente apresentados neste trabalho.

As simplificações envolvidas na aplicação dos modelos em viga deverão ser avaliadas para o caso específico de cada estrutura analisada, com respeito à correta representação dos parâmetros dinâmicos fundamentais (frequências próprias, modos de vibração, etc.). Um parâmetro importante a ser avaliado é a rigidez a ser considerada para cada elemento estrutural sismo-resistente (essencialmente, lajes e paredes); essa rigidez deverá corresponder à efetiva capacidade desses elementos em resistir às forças absorvidas por cada um deles, quando de seu dimensionamento; assim, a redução na rigidez das paredes e lajes, decorrente da presença das aberturas geralmente nelas existentes, deve ser adequadamente avaliada. A hipótese usualmente admitida, de diafragma rígido para as lajes de um pavimento, deve ser adotada somente após análise criteriosa.

Representações mais detalhadas das estruturas podem ser desenvolvidas através dos modelos em elementos finitos. Transcende aos objetivos deste trabalho a discussão dos fundamentos teóricos e detalhes da aplicação do Método dos Elementos Finitos; esses assuntos são pormenorizadamente apresentados, por exemplo, por BATHE (5), ZIENKIEWICS (115), NOOR e PILKEY (66) e KARDESTUNCER (43). Dentre os autores clássicos da Dinâmica Estrutural, podem ser citados, entre outros, CLOUGH e PENZIEN (14), BIGGS (7), MEIROVITCH (56), WARBURTON (109) e PAZ (71). Os fundamentos do Método dos Elementos de Contorno foram apresentados por BREBBIA (9).

De forma a possibilitar referências posteriores ao longo deste trabalho, serão a seguir apresentadas as equações de equilíbrio do Método dos Elementos Finitos para

estruturas submetidas a forças dinâmicas, com particular ênfase para o caso das forças decorrentes de excitações sísmicas.

No Método dos Elementos Finitos, o domínio espacial de integração das equações de equilíbrio dinâmico é sub-dividido em um número finito de regiões; o contorno geométrico dessas regiões é definido a partir de um número finito de pontos no domínio de integração (pontos nodais). Na formulação baseada nos deslocamentos do método, a que mais comumente se encontra implementada nos programas comerciais de computador, o campo de deslocamentos no interior de cada um dos elementos finitos é definido em função dos deslocamentos dos pontos nodais, através de funções de interpolação pré-definidas. Matricialmente:

$$\{q\} = [a] \{u\} \quad (4.2.1)$$

onde:

- $\{q\}$  — vetor dos deslocamentos em um ponto do domínio de integração, expresso em função de suas coordenadas geométricas  $x, y, z$ ;
- $[a]$  — matriz contendo as funções de interpolação, também expressa em função das coordenadas geométricas;
- $\{u\}$  — vetor contendo deslocamentos dos pontos nodais, nos sistemas locais.

A partir da hipótese básica enunciada (deslocamentos no meio contínuo expressos, por interpolação, em função dos valores dessas grandezas nos pontos nodais), é possível se transformar as equações diferenciais parciais do meio contínuo em um sistema de equações diferenciais (5):

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = \{F\} \quad (4.2.2)$$

$[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  são, respectivamente, as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do sistema estrutural.  $\{\ddot{U}\}$ ,  $\{\dot{U}\}$ ,  $\{U\}$  são, respectivamente, os vetores das acelerações, das velocidades e dos deslocamentos dos pontos nodais no sistema global de coordenadas.  $\{F\}$  é o vetor das forças equivalentes nodais. Note-se que todas as grandezas vetoriais são variáveis no tempo.

A matriz de rigidez  $[k]$  de cada um dos elementos finitos é obtida através da expressão:

$$[k] = \int_V [a']^T [E] [a'] dV \quad (4.2.3)$$

onde:

$[a']$  - matriz que transforma os deslocamentos nodais em deformações específicas:

$$\{\epsilon\} = [a'] \{u\} \quad (4.2.4)$$

A matriz  $[a']$  é obtida a partir da matriz  $[a]$  por derivações parciais adequadas com relação às coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .

$[E]$  - matriz que transforma deformações específicas em tensões:

$$\{\sigma\} = [E] \{\epsilon\} \quad (4.2.5)$$

As matrizes de massa consistentes (coerentes com a formulação matemática do método) são obtidas empregando-se as mesmas funções de interpolação utilizadas na derivação das matrizes de rigidez. Estas matrizes são obtidas, para cada um dos elementos finitos, através da expressão:

$$[m] = \int_V [a]^T \rho [a] dV \quad (4.2.6)$$

onde  $\rho$  é a massa específica do material, em cada elemento.

Não se dispõe, em geral, de informações para a montagem direta das matrizes de amortecimento, como feito para as matrizes de rigidez e de massa. A consideração do amortecimento dependerá do método de resolução do problema dinâmico a ser adotado, aspecto a ser discutido no item 4.3 deste trabalho.

O vetor de forças equivalentes nodais é obtido, para cada elemento, através da expressão:

$$\{f\} = \int_V [a] \{f_v\} dV \quad (4.2.7)$$

onde  $\{f_v\}$  é o vetor de forças aplicadas, segundo os três eixos coordenados, em cada ponto do domínio de integração.

Para a instituição do sistema de equações diferenciais (4.2.2), de equilíbrio dinâmico do sistema, as matrizes  $[M]$ ,  $[C]$  e  $[K]$  e o vetor  $\{F\}$  globais são construídos por superposição das matrizes  $[m]$ ,  $[c]$ ,  $[k]$  e dos vetores  $\{f\}$  locais, correspondentes a todos os elementos do sistema, relativamente aos graus de liberdade comuns a esses elementos.

No caso específico de excitações sísmicas, não existem forças diretamente aplicadas à estrutura, mas sim, acelerações impostas aos apoios. O sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico é escrito na forma:

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = \{0\} \quad (4.2.8)$$

onde  $\{\ddot{U}\}$ ,  $\{\dot{Y}\}$  e  $\{Y\}$  são, respectivamente, os vetores de acelerações absolutas, velocidades relativas e deslocamentos relativos a um sistema fixo de eixos, dos graus de liberdade do sistema estrutural. Note-se que:

$$\{\ddot{U}\} = \{\ddot{Y}\} + \{\ddot{U}_g\} \quad (4.2.9)$$

Nesta equação vetorial  $\{\ddot{U}_g\}$  é o vetor de "acelerações prescritas" ao sistema, iguais à diferença entre as acelerações absolutas e relativas em cada grau de liberdade. A equação (4.2.8) pode ser colocada na forma da equação (4.2.2):

$$[M] \{\ddot{Y}\} + [C] \{\dot{Y}\} + [K] \{Y\} = \{F_{eq}\} \quad (4.2.10)$$

Neste sistema de equações diferenciais a solução é obtida em termos dos deslocamentos relativos  $\{Y\}$ ; o vetor de forças equivalentes nodais é expresso por:

$$\{F_{eq}\} = -[M] \{\ddot{U}_g\} \quad (4.2.11)$$

Deve-se notar que as equações do Método dos Elementos Finitos aqui apresentadas, são igualmente aplicáveis no caso dos modelos em viga descritos no início deste sub-item.

### 4.3 - MÉTODOS DE RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO

Com o aperfeiçoamento dos métodos numéricos de resolução do problema dinâmico, explorando o aumento na capacidade e velocidade dos computadores, tem se tornado cada vez mais viável a resolução dos problemas de análise dinâmica de grandes modelos estruturais. Têm sido utilizados métodos de resolução do problema dinâmico no domínio do tempo (por análise modal e por integração direta passo-a-passo) e no domínio da frequência, que serão a seguir sucintamente descritos. De interesse específico em análise sísmica, as soluções aproximadas obtidas através da Análise Espectral, serão também abordadas.

#### 4.3.1 - Análise Modal

O método de análise por superposição modal é particularmente vantajoso quando as respostas às forças dinâmicas podem ser obtidas, dentro do grau de aproximação requerido, considerando-se apenas alguns dos primeiros modos de vibração da estrutura analisada. Neste método, o sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico (4.2.2), pode ser desacoplado em um conjunto de equações diferenciais independentes, para cada uma das frequências próprias da estrutura. Para que seja possível esse desacoplamento, é suficiente que a matriz de amortecimento  $[C]$  possa ser expressa através de um somatório do tipo (14):

$$[C] = [M] \sum_b a_b ([M]^{-1} [K])^b \quad (4.3.1)$$

Normalmente, são consideradas apenas as parcelas correspondentes a  $b = 0$  e  $b = 1$ . Neste caso, tem-se:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad (4.3.2)$$

Sendo atendida esta condição, para cada frequência natural qualquer  $n$ , corresponde uma equação diferencial análoga à de um sistema de um grau de liberdade dinâmico:

$$\ddot{X}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{X}_n + \omega_n^2 X_n = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (4.3.3)$$

onde:

$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$ ,  $P_n(t) = \{\phi_n\}^T \{F(t)\}$ , e  $X_n(t)$ , são, respectivamente, a massa, a força e a coordenada generalizadas associadas ao modo de vibração  $n$ .

$\{\phi_n\}$  e  $\omega_n$  são o vetor de formas modais e a frequência circular correspondentes ao modo  $n$ .

$\{F(t)\}$  é o vetor de forças aplicadas aos vários graus de liberdade do sistema.

Para cada frequência própria  $n$ , a fração de amortecimento crítico  $\xi_n$  é expressa em função dos parâmetros  $a_0$  e  $a_1$  através da relação:

$$\xi_n = \frac{1}{2} \left( \frac{a_0}{\omega_n} + a_1 \omega_n \right) \quad (4.3.4)$$

As equações desacopladas (4.3.3) podem ser resolvidas, por exemplo, através da integral de Duhamel:

$$X_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_n} \int_0^t P_n(\tau) e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen } \omega_n (t-\tau) d\tau \quad (4.3.5)$$

As respostas finais em coordenadas geométricas são obtidas por superposição das respostas correspondentes a cada um dos modos de vibração:

$$\{U(t)\} = \{\phi_1\} X_1(t) + \{\phi_2\} X_2(t) + \dots + \{\phi_n\} X_n(t) \quad (4.3.6)$$

Em um número muito grande de situações encontradas na prática é possível a obtenção de soluções com excelente grau de aproximação, considerando-se a contribuição de apenas alguns dos primeiros modos de vibração da estrutura.

Em geral, não é possível se explicitar a matriz de amortecimento  $[C]$ , diretamente a partir das características físicas e geométricas das estruturas. No método modal é usual avaliar-se diretamente a fração de amortecimento crítico  $\xi_n$  associada a cada frequência própria  $n$ , para aplicação nas equações (4.3.3). Esse amortecimento deve ser avaliado em função do tipo do material da estrutura e das características do carregamento dinâmico; é função da energia dissipada nos vários ciclos de deformação inelástica usualmente registrados durante a aplicação das cargas dinâmicas (amortecimento do tipo histerético). No caso da estrutura ser composta por vários materiais, possuindo diversos valores de amortecimento, um valor médio para essa grandeza deve ser avaliado para cada modo de vibração. É muito utilizado o critério de avaliação do amortecimento modal composto proposto por ROËSSET et al. (79). De acordo com este critério, é calculada uma média ponderada dos amortecimentos correspondentes a cada material, sendo os pesos de ponderação as energias de deformação desenvolvidas em cada material, no modo de vibração analisado. Este critério encontra-se automatizado em programas comerciais de análise dinâmica, como o STARDYNE (19). Formulações matematicamente mais elaboradas, usando como base para desacoplamento vetores de Ritz ou considerando a contribuição "estática" dos modos superiores, têm sido recentemente desenvolvidas pelos pesquisadores.

### 4.3.2 – Análise Espectral

O método de Análise Sísmica Espectral se constitui, essencialmente, numa simplificação da análise por superposição modal, em que apenas as respostas máximas ( $X_n(t)_{max}$  na equação 4.3.3) são avaliadas para cada um dos modos de vibração. Os tempos, no domínio de integração, em que esses máximos ocorrem, são perdidos, e critérios pré-arbitrados para superposição dos máximos devem ser utilizados.

As respostas máximas são avaliadas diretamente a partir dos espectros de acelerações de projeto  $S_a(w, \xi)$ , definidos em função das frequências circulares  $w$  e das frações de amortecimento crítico  $\xi$ .

Neste método, os vetores de forças elásticas, que expressam as forças "estáticas" a serem aplicadas a cada grau de liberdade, no modo de vibração considerado, são expressos por:

$$\{f\}_n = [M] \{\phi\}_n \frac{L_n}{M_n} S_a(w_n, \xi_n) \quad (4.3.7)$$

onde:  $M_n = \{\phi\}_n^T [M] \{\phi\}_n$ ,  $L_n = \{\phi\}_n^T [M] \{r\}$  são, respectivamente, a massa generalizada e o fator de participação modal

$S_a$  – aceleração espectral, obtida para cada modo de vibração, nos espectros de resposta, em função de  $w_n$  e  $\xi_n$ .

$\{r\}$  – vetor contendo os deslocamentos provocados em cada grau de liberdade da estrutura, por um deslocamento unitário de apoio na direção considerada da excitação sísmica.

Os vetores dos deslocamentos máximos relativos à base são expressos por:

$$\{Y\}_n = \{\phi\}_n \frac{L_n}{M_n \omega_n^2} S_a(\omega_n, \xi_n) \quad (4.3.8)$$

Observe-se que os valores das forças elásticas e deslocamentos relativos máximos determinados com as fórmulas acima, para cada modo de vibração, são valores corretos dentro do mesmo nível de precisão dos outros métodos de análise. Não se obtém, no entanto, informações sobre o histórico da variação destas grandezas no tempo, nem sequer sobre o instante do tempo em que ocorrem os valores máximos. Assim, devem ser adotados critérios pré-definidos para a combinação dos máximos correspondentes a cada modo de vibração.

Usualmente, os deslocamentos e forças internas máximos obtidos na estrutura, para cada modo de vibração, são combinados pela regra do SRSS ("square root of the sum of the squares"):

$$|E_f| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + E_m^2} \quad (4.3.9)$$

De acordo com este critério, uma avaliação do valor representativo de um efeito elástico genérico  $E_f$  é obtida pela raiz quadrada da soma dos quadrados dos valores máximos destes efeitos em cada modo de vibração. O somatório é computado de 1 a  $m$ , sendo  $m$  (menor ou igual ao número total de modos de vibração da estrutura) o modo de ordem mais alta com participação significativa nas respostas.

Este critério não pode ser utilizado de forma indiscriminada em todos os casos da prática; constatou-se que, em certas situações em que existam frequências próprias com valores numéricos muito próximos, resultados contra a segurança podem

ser encontrados.

Segundo o Regulatory Guide 1.92 da USNRC (102), duas frequências próprias consecutivas de uma estrutura são consideradas como muito próximas quando diferem entre si de um valor não superior a 10% da menor delas. No caso de existirem frequências muito próximas, este regulamento apresenta três diferentes métodos aceitáveis para a combinação das respostas modais. No mais simples desses métodos ("ten percent method"), a equação (4.3.9) é reescrita na forma:

$$|E_f| = \sqrt{\sum_{k=1}^M E_k^2 + 2 \sum E_i E_j} \quad (4.3.10)$$

onde o segundo somatório é computado para  $i \neq j$  quando:

$$\frac{w_j - w_i}{w_i} \leq 0,1 \text{ com } 1 \leq i \leq j \leq M$$

#### 4.3.3 – Análise por Integração Passo-a-Passo

Ainda dentro dos processos de integração dos sistemas de equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, os métodos de análise por integração passo-a-passo se apresentam como alternativa ao método de superposição modal. Nestes métodos de análise, o intervalo de integração no tempo do sistema de equações diferenciais é subdividido em um número finito de sub-intervalos. A aproximação básica admitida é que o equilíbrio dinâmico é satisfeito apenas nos extremos destes sub-intervalos; entre estes pontos a variação das grandezas dinâmicas é aproximada através de funções de interpolação pré-definidas.

Os algoritmos numéricos empregados nos métodos de integração

passo-a-passo no domínio do tempo podem ser considerados, genericamente, como casos particulares ou extensões do método de Newmark, explicitado abaixo em sua forma mais geral:

$$u(t)_{i+1} = u(t)_i + \dot{u}(t)_i \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}(t)_i + \beta \ddot{u}(t)_{i+1} \right] \Delta t^2 \quad (4.3.11)$$

$$\dot{u}(t)_{i+1} = \dot{u}(t)_i + [(1-\gamma) \ddot{u}(t)_i + \gamma \ddot{u}(t)_{i+1}] \Delta t \quad (4.3.12)$$

Nestas expressões  $u(t)$ ,  $\dot{u}(t)$  e  $\ddot{u}(t)$  representam a variação no tempo do deslocamento, velocidade e aceleração de um grau de liberdade genérico em um sistema estrutural. Os instantes de tempo  $(t)_i$  e  $(t)_{i+1}$  correspondem aos extremos de um sub-intervalo genérico no domínio de integração no tempo, com duração  $\Delta t$ , ou seja:

$$(t)_{i+1} = (t)_i + \Delta t \quad (4.3.13)$$

A cada par de valores  $\beta$  e  $\gamma$  corresponde um método numérico específico de integração do sistema de equações diferenciais de movimento; estes métodos se diferenciam, essencialmente, no que diz respeito às hipóteses aproximadas consideradas para a variação das acelerações em cada sub-intervalo no tempo.

Considerando-se  $\gamma = \beta = 0$  tem-se o método de Euler, em que as acelerações são consideradas como constantes em cada sub-intervalo e iguais ao seu valor em  $(t)_i$ . Considerando-se  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/4$  tem-se o método de Newmark clássico, em que as acelerações são também consideradas como constantes nos sub-intervalos e com valor numérico igual à média das acelerações em  $(t)_i$  e  $(t)_{i+1}$ . O par de valores  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/6$  corresponde ao método das acelerações lineares, em que uma variação linear das acelerações é considerada, entre seus valores numéricos em  $(t)_i$  e

$(t)_{i+1}$

A consideração do par de valores  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 0$  conduz ao Método das Diferenças Centrais, que corresponde a uma expansão em séries de Taylor dos deslocamentos, desprezando-se os termos de ordem superior à segunda. Os deslocamentos são expressos por uma função quadrática determinada a partir dos seus valores em  $(t)_{i-1}$ ,  $(t)_i$  e  $(t)_{i+1}$ . Velocidades e acelerações são obtidas pela primeira e segunda derivadas desta função quadrática. Todos os três últimos métodos descritos são bastante utilizados na prática, sendo mais ou menos vantajosos dependendo do tipo do problema a ser analisado, como discutido a seguir.

A solução numérica do sistema de equações diferenciais é obtida passo-a-passo, utilizando-se na análise do equilíbrio dinâmico em cada sub-intervalo os resultados obtidos no sub-intervalo anterior. Para isso são instituídas as equações incrementais de equilíbrio dinâmico entre os instantes de tempo  $(t)_i$  e  $(t)_{i+1}$ , a partir da equação (4.2.2):

$$[M] \{\Delta \ddot{U}\} + [C] \{\Delta \dot{U}\} + [K] \{\Delta U\} = \{\Delta F(t)\} \quad (4.3.14)$$

onde:

$$\{\Delta \ddot{U}\} = \{\ddot{U}(t)_{i+1}\} - \{\ddot{U}(t)_i\}$$

$$\{\Delta \dot{U}\} = \{\dot{U}(t)_{i+1}\} - \{\dot{U}(t)_i\} \quad (4.3.15)$$

$$\{\Delta U\} = \{U(t)_{i+1}\} - \{U(t)_i\}$$

$$\{\Delta F(t)\} = \{F(t)_{i+1}\} - \{F(t)_i\}$$

As expressões (4.3.11) e (4.3.12) podem ser substituídas nas relações (4.3.15), sendo então os incrementos nos deslocamentos e velocidades expressos em função dos incrementos de acelerações. As expressões resultantes são fornecidas abaixo (para o caso particular de  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/6$ ):

$$\Delta U = \dot{U}(t)_i \Delta t + \ddot{U}(t)_i \cdot \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{U} \cdot \frac{\Delta t^2}{6} \quad (4.3.16)$$

$$\Delta \dot{U} = \ddot{U}(t)_i + \Delta \ddot{U} \cdot \frac{\Delta t}{2} \quad (4.3.17)$$

Essas equações podem ser re-estruturadas de forma a expressarem os incrementos de velocidade e aceleração em função dos incrementos de deslocamento:

$$\Delta \dot{U} = \frac{3}{\Delta t} (\Delta U - \dot{U}(t)_i \Delta t - \ddot{U}(t)_i \frac{\Delta t^2}{6}) \quad (4.3.18)$$

$$\Delta \ddot{U} = \frac{3}{\Delta t^2} (2\Delta U - 2\dot{U}(t)_i \Delta t - \ddot{U}(t)_i \Delta t^2) \quad (4.3.19)$$

As equações (4.3.18) e (4.3.19) podem ser introduzidas no sistema (4.3.14), passando as incógnitas a ser unicamente os incrementos de deslocamentos, que serão determinados em função dos incrementos nas forças aplicadas.

Uma extensão bastante empregada da formulação geral de Newmark é o método  $\theta$  de Wilson, que consiste na aplicação do método das acelerações lineares ( $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/6$ ), em cada sub-intervalo do tempo, para um sub-intervalo expandido  $\Delta \tau = \theta \cdot \Delta t$  (ou seja, entre  $(t)_i$  e  $(t)_i + \Delta \tau$ ). O incremento da aceleração no tempo  $(t)_{i+1}$ , para aplicação no passo seguinte do processo, é obtido por interpolação:

$$\{\Delta \ddot{U}\} = \{\ddot{U}(t)_{i+1}\} - \{\ddot{U}(t)_i\} = \frac{1}{\theta} \{\ddot{U}(t + \Delta \tau)_i - \ddot{U}(t)_i\} \quad (4.3.20)$$

No caso dos métodos por integração passo-a-passo, o tratamento do amortecimento será diferente do considerado no método de análise por superposição modal.

Para a solução do sistema de equações incrementais (4.3.14) será necessária a montagem explícita da matriz de amortecimento [C]. Em geral, não se dispõe de informações para a montagem direta desta matriz; é possível somente uma avaliação das frações de amortecimento crítico para cada tipo de material, em função das características dos carregamentos. As matrizes [C] podem ser montadas por combinações lineares das matrizes de massa e de rigidez, segundo a expressão (4.3.2), aqui reproduzida:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad (4.3.21)$$

A partir dessa definição, a fração de amortecimento crítico efetivamente considerada no problema é expressa pela equação (4.3.4), repetida abaixo:

$$\xi = \frac{1}{2} \left( \frac{a_0}{w} + a_1 w \right) \quad (4.3.22)$$

Note-se que os coeficientes  $a_0$  e  $a_1$ , para a montagem de [C] podem ser obtidos fazendo com que o amortecimento da estrutura seja reproduzido exatamente, em duas frequências  $w_1$  e  $w_2$ , que definem a faixa de interesse no problema analisado, o que dá origem a um sistema de duas equações, com incógnitas  $a_0$  e  $a_1$ .

Os métodos de integração passo-a-passo são os únicos que permitem uma análise consistente quando os efeitos de não-linearidade no comportamento estrutural são significativos. Nestes métodos, é possível em cada passo avaliar-se os níveis de deformações específicas em cada elemento do modelo estrutural, para, em função dessas grandezas, ajustar as respectivas propriedades de rigidez e de amortecimento para o passo seguinte. Em outros métodos (análise modal e análise no domínio da frequência), os efeitos da não-linearidade podem ser considerados apenas de forma aproximada, através de uma seqüência de análises lineares, em que a rigidez e o amortecimento dos elementos estruturais vão sendo progressivamente ajustados, de acordo com os níveis de deformação médios registrados em cada iteração.

Aspectos essenciais a serem considerados nos métodos de integração passo-a-passo são a estabilidade e a convergência para as soluções exatas, com o aumento no número de subdivisões do domínio de integração no tempo. Dentro da forma geral do método de Newmark, pode-se demonstrar que para  $\gamma = 1/2$  e  $\beta \leq 1/4$  (métodos de Newmark clássico e das diferenças centrais), os algoritmos são sempre incondicionalmente estáveis (14). Da mesma forma, o método  $\theta$  de Wilson é incondicionalmente estável para  $\theta > 1,37$ . O método das acelerações lineares é condicionalmente estável, dependendo do sub-intervalo  $\Delta t$  escolhido, do domínio de integração. Na definição do sub-intervalo  $\Delta t$ , deve-se considerar que devem ser reproduzidas com precisão as frequências próprias da estrutura que colaborem na resposta, assim como as funções das excitações externas consideradas. Recomenda-se que o sub-intervalo  $\Delta t$  seja, no máximo, igual a  $1/8$  do menor período próprio da estrutura que participe de forma significativa na resposta. Nos casos em que a escolha do sub-intervalo  $\Delta t$  possa deixar margem a dúvidas, a convergência das soluções poderá vir a ser demonstrada através de uma análise adicional, com redução em  $\Delta t$ . Comparações entre métodos implícitos e explícitos de integração são apresentadas em (5).

Sendo o esforço computacional envolvido nas análises passo-a-passo diretamente proporcional ao número de sub-divisões do intervalo de integração, a escolha judiciosa do sub-intervalo  $\Delta t$  é de primordial importância. Deve ser buscado um compromisso entre a precisão dos resultados a serem obtidos e os custos da análise. Sendo o método de superposição modal mais adequado nos casos em que as respostas podem ser bem representadas usando-se apenas alguns dos primeiros modos de vibração das estruturas, os métodos de integração passo-a-passo serão particularmente eficientes para cargas de curta duração, em que se possa adotar um sub-intervalo  $\Delta t$  pequeno, e/ou para carregamentos que excitem os modos superiores (por exemplo, cargas concentradas de impacto aplicadas na estrutura).

#### 4.3.4 - Análise no Domínio da Freqüência

No método de análise dinâmica no domínio da freqüência, as forças dinâmicas são decompostas em uma série harmônica, através de uma transformação de Fourier; o problema dinâmico é resolvido separadamente para cada um dos termos da série; a solução no domínio do tempo é obtida por superposição das respostas obtidas para cada harmônico.

O método de análise no domínio da freqüência é o único que permite uma representação matematicamente exata do amortecimento interno dos materiais (amortecimento histerético). Pelo "princípio da correspondência" (112), as soluções com amortecimento podem ser obtidas considerando-se, na instituição das matrizes de rigidez dos elementos estruturais, os módulos de deformação complexos:

$$E^* = E(1 + 2 \xi i) \quad (4.3.23)$$

$$G^* = G(1 + 2 \xi i) \quad (4.3.24)$$

$E$ ,  $G$  são os módulos de deformação longitudinal e transversal dos materiais, respectivamente;  $\xi$  é a fração de amortecimento crítico e  $i = \sqrt{-1}$ . As matrizes de rigidez montadas com os módulos de deformação complexos, incluirão simultaneamente as características de rigidez e de amortecimento dos materiais.

O sistema de equações diferenciais de movimento (4.2.10) é reescrito abaixo, considerando-se que a matriz de rigidez foi já montada com os módulos de deformação complexos:

$$[M] \{\ddot{Y}(t)\} + [K] \{Y(t)\} = -[M] \{\ddot{U}_g(t)\} \quad (4.3.25)$$

O vetor  $\{Y(t)\}$  é o de deslocamentos relativos e o vetor  $\{\ddot{U}_g(t)\}$  é o das acelerações impostas aos apoios.

A transformada de Fourier  $F(w)$  de uma função  $f(t)$  é obtida através da expressão:

$$F(w) = \int_0^{\infty} f(t) \cdot e^{-iwt} dt \quad (4.3.26)$$

(com  $f(t) = 0$  para  $t \leq 0$ ).

A transformada inversa de Fourier é obtida através da expressão:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(w) e^{iwt} dw \quad (4.3.27)$$

A transformada de Fourier é aplicada nos dois lados da expressão (4.3.25):

$$[M] \{\ddot{\bar{Y}}(w)\} + [K] \{\bar{Y}(w)\} = - [M] \{\ddot{\bar{U}}_g(w)\} \quad (4.3.28)$$

$\{\bar{Y}(w)\}$  e  $\{\ddot{\bar{U}}_g(w)\}$  são respectivamente as transformadas de Fourier dos vetores  $\{Y(t)\}$  e  $\{\ddot{U}_g(t)\}$ .

Pode-se demonstrar que:

$$\{\ddot{\bar{Y}}(w)\} = -w^2 \{\bar{Y}(w)\} \quad (4.3.29)$$

Para cada frequência  $w$  deverá ser resolvido um sistema de equações similar ao do problema estático:

$$([K] - w^2[M]) \{\bar{Y}(w)\} = - [M] \{\ddot{\bar{U}}_g(w)\} \quad (4.3.30)$$

Conhecidos os valores de  $\{\bar{Y}(w)\}$  para os vários valores de  $w$ , o retorno ao domínio do tempo é obtido através da transformada inversa de Fourier.

Com o advento da transformada rápida de Fourier (FFT - "Fast Fourier Transform"), (14), o método de análise no domínio da frequência tornou-se competitivo. Por sua eficiência, este método vem sendo adotado em programas de análise sísmica de utilização corrente, como o SHAKE (89) e o FLUSH (52).

#### 4.4 - OBTENÇÃO DOS ESPECTROS DE RESPOSTA DOS PISOS

Para o projeto anti-sísmico dos equipamentos e tubulações a serem instalados nos diversos pavimentos de uma edificação, é necessária a obtenção dos espectros de

resposta nos vários pisos do prédio, a partir dos resultados da análise sísmica global.

Os espectros de resposta dos pisos podem ser obtidos a partir da solução do sistema de equações diferenciais de movimento (4.2.10), o vetor de deslocamentos relativos  $\{Y(t)\}$ . As acelerações relativas  $\{\ddot{Y}(t)\}$  são obtidas por dupla derivação em relação ao tempo. Para a determinação dos espectros de resposta, são utilizadas as acelerações absolutas nos nós da estrutura (equação (4.2.9), abaixo reproduzida):

$$\{\ddot{U}(t)\} = \{\ddot{Y}(t)\} + \{\ddot{U}_g(t)\} \quad (4.4.1)$$

Para a determinação dos espectros de resposta em um determinado piso de uma estrutura, é necessário o cálculo dos espectros em alguns pontos notáveis do piso; a envoltória dos espectros nestes pontos poderá ser considerada como o espectro final de projeto para o piso. No caso de um piso de planta retangular, os espectros para a envoltória deverão ser calculados ao menos nos quatro cantos do pavimento. Os espectros são, em geral, determinados para as duas direções horizontais e para a vertical em todos os pavimentos e demais pontos de interesse do edifício.

Tendo em vista as incertezas sempre presentes na avaliação das propriedades mecânicas das estruturas e dos solos e as aproximações envolvidas na modelagem estrutural para a análise sísmica, que conduzem a incertezas na avaliação das freqüências próprias, as normas e regulamentos de projeto exigem que os espectros de resposta sejam "alargados" e "suavizados". Na Figura 4.4.1 estão reproduzidas graficamente as correções propostas pela Comissão de Regulamentação Nuclear Norte-Americana (USNRC), em seu Regulatory Guide 1.122 (104). A "suavização" consiste na eliminação dos pequenos picos e vales localizados, decorrentes do processo numérico de solução, a serem cobertos por linhas mais regulares. O "alargamento" consiste na translação dos espectros, para ambos os lados, em torno das freqüências

próprias mais significativas, de um valor igual a  $\pm \Delta f_j$ . A forma de avaliação mais simples para  $\Delta f_j$  admitida pelo Regulatory Guide 1.122 é tomá-lo igual a  $0,15 f_j$ , onde  $f_j$  é a frequência própria onde está sendo efetuado o alargamento.

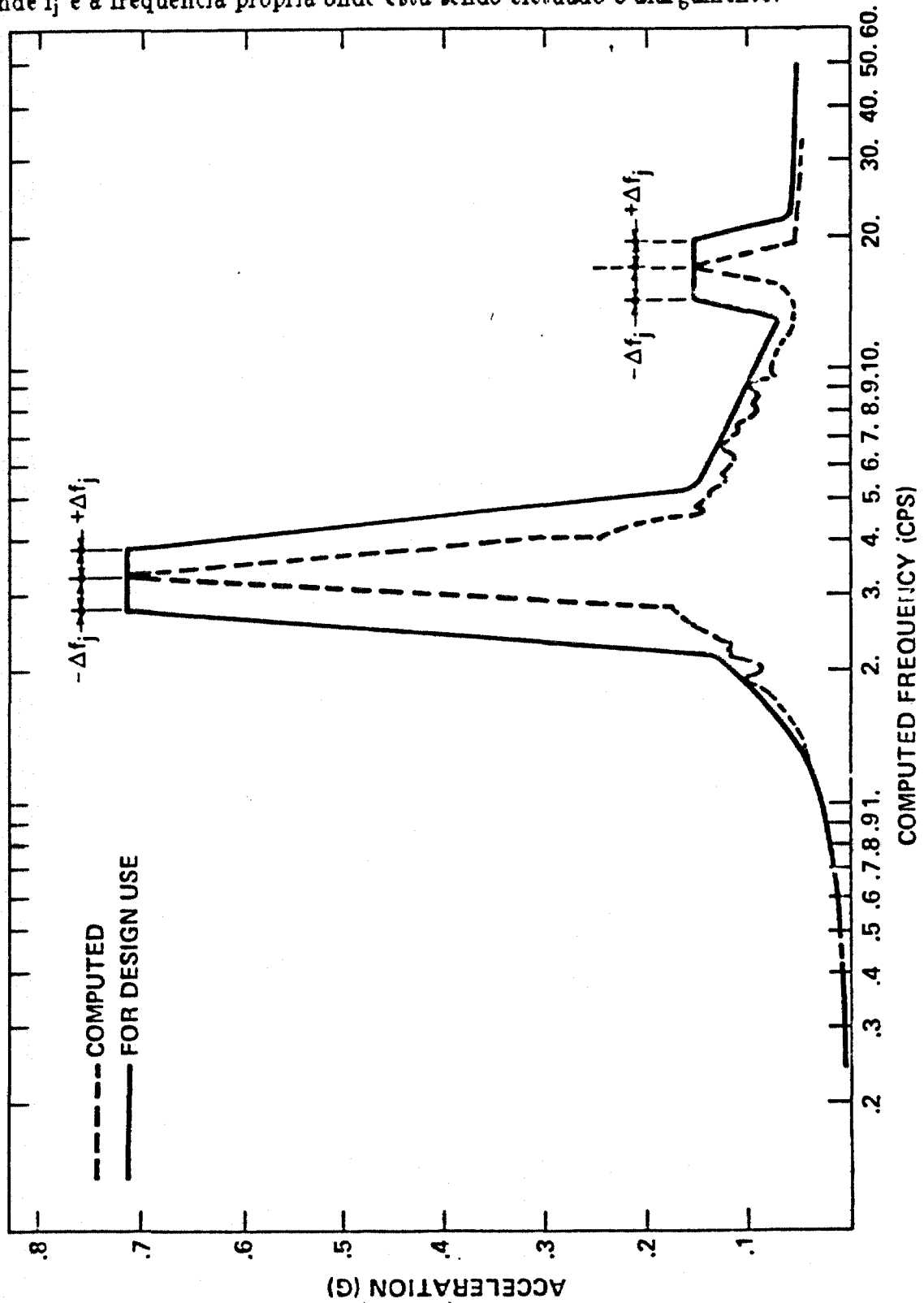


Fig. 4.4.1 - Alargamento e suavização dos espectros

Os espectros de resposta de projeto obtidos através dos procedimentos acima descritos são utilizados no projeto anti-sísmico dos equipamentos e tubulações a serem instalados nos pisos. A maior parte destes componentes possui massa insignificante relativamente aos pisos em que estão fixados. Nestes casos, a interação entre o componente e a estrutura pode ser desprezada; os espectros de resposta do piso poderão ser então diretamente empregados como excitação na base do componente. O método espectral pode ser utilizado, neste caso, na verificação anti-sísmica.

O método clássico acima descrito para a obtenção dos espectros de resposta dos pisos pode ser criticado por serem os espectros obtidos altamente dependentes dos acelerogramas aplicados às bases das estruturas. Tendo as excitações sísmicas caráter essencialmente randômico, para garantir o conservadorismo dos resultados, a análise completa deveria ser repetida para vários acelerogramas aplicados nas bases, o que é na prática inviabilizado pelo alto custo computacional envolvido. Outras metodologias têm sido propostas para a solução desta dificuldade, como a de SINGH (96). Nestas formulações, procura-se obter os espectros nos pisos diretamente a partir dos espectros de projeto na base e de funções de transferência, através de expressões da análise estocástica.

#### **4.5 – AUTOMATIZAÇÃO DA ANÁLISE SÍSMICA**

Como visto nos itens anteriores, técnicas cada vez mais refinadas têm sido utilizadas na análise dinâmica das estruturas submetidas à ação de excitações sísmicas. A complexidade deste tipo de análise decorre em parte das características das funções de excitação sísmica (discretizadas em alguns milhares de pontos) e em parte da dificuldade da modelagem das regiões semi-infinitas de solo subjacentes às

estruturas e dos efeitos de interação dinâmica solo—estrutura.

Para a realização das diversas etapas da análise sísmica de uma estrutura, dentro do grau de precisão e de sofisticação exigido pelas normas de projeto e pelos organismos licenciadores, é necessária a utilização de vários programas de computador. A grande quantidade de dados a ser manipulada, a necessidade da articulação entre os vários programas e da geração de saídas gráficas, exigem a criação de programas pré e pós—processadores de dados e um controle eficiente de todo o processo.

Apresenta—se resumidamente, neste item, um sistema computacional desenvolvido para realizar de forma automatizada, as diversas etapas da análise sísmica de estruturas assentes sobre fundação direta. Uma descrição mais completa deste sistema foi apresentada por SANTOS et al. (85). O sistema engloba programas comerciais como o SHAKE (89), FLUSH (52) e SAP IV (25), articulados com programas desenvolvidos especificamente para integrarem—no.

#### **4.5.1 — Metodologia de Análise Sísmica Considerada**

Descrevem—se a seguir os procedimentos para a análise sísmica automatizados no sistema computacional desenvolvido. Estes procedimentos podem ser considerados como o "estado—da—arte" em termos de aplicação na prática de projeto. Embora a metodologia descrita seja específica para a análise sísmica de estruturas com fundação direta, será indicado de que forma será possível estender a formulação para casos mais gerais.

A primeira etapa da análise sísmica consistirá na definição das excitações sísmicas de projeto. As excitações de projeto são em geral definidas em termos de

espectros padronizados, como os da USNRC (103). Os espectros a serem utilizados para o projeto, no local da estrutura, podem ser definidos por proporcionalidade com os espectros padronizados, devendo ser os fatores de proporcionalidade definidos em função das condições geológicas e sismológicas locais.

Para a análise sísmica pelo método espectral, que é um método aproximado, a definição das excitações sísmicas pelos espectros de projeto é suficiente. É em geral exigida pelos regulamentos de projeto e organismos licenciadores, a análise por métodos mais precisos, como a análise por integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo ou no domínio da frequência; será então necessária a geração de acelerogramas artificiais que reproduzam os espectros de projeto. Os acelerogramas gerados artificialmente deverão reter as características básicas de acelerogramas de eventos sísmicos reais, tais como tempo total de duração, duração das fases de crescimento, de estacionariedade e de caimento das amplitudes das acelerações, conteúdo de frequências, etc. Os critérios de aceitação dos sismos gerados artificialmente, exigidos pela USNRC (105) deverão ser atendidos.

As excitações sísmicas de projeto são em geral definidas na rocha subjacente às camadas de solo mais compressíveis do local da edificação. É necessária, então, a avaliação da amplificação sísmica no solo, sem a presença da estrutura. Esta etapa consiste, fundamentalmente, na análise dinâmica de uma coluna isolada de solo ("free-field"), sendo aplicadas as excitações sísmicas de projeto à base da coluna e determinadas as acelerações na superfície do solo. São geralmente considerados, somente nesta etapa, os efeitos da não-linearidade do comportamento do solo. As etapas subseqüentes da análise sísmica são desenvolvidas considerando-se as propriedades elásticas para o solo compatíveis com as deformações específicas médias registradas em cada camada, neste estudo de amplificação. Podem ser utilizados, nesta análise, modelos discretos em elementos finitos (através, por exemplo, do

programa FLUSH (52)) ou modelos baseados na propagação uni-dimensional de ondas de cisalhamento (usando, por exemplo, o programa SHAKE (89)).

A análise sísmica poderá ser efetuada através de modelos que representem simultaneamente o solo e a estrutura, ou alternativamente, desacoplando-se os dois subsistemas através do Método das Três Etapas ("Three Step Method", (46)). As três etapas são: interação cinemática, determinação dos coeficientes de impedância e interação inercial. Os resultados finais da análise são obtidos por superposição dos valores obtidos nas interações cinemática e inercial.

A interação cinemática consiste na determinação dos deslocamentos da laje de fundação da estrutura, considerada sem massa, sob a ação das excitações sísmicas de projeto. O programa FLUSH tem sido bastante utilizado nesta etapa. A laje de fundação é, em geral, considerada como rígida.

A segunda etapa do método consiste na determinação dos coeficientes de rigidez e de amortecimento (genericamente, coeficientes de impedância) da fundação com relação ao solo. Estes coeficientes são em geral obtidos em função da frequência de excitação. Para o caso particular de fundações diretas sobre solo homogêneo, podem ser utilizados os conjuntos de parâmetros condensados aproximados, independentes da frequência, propostos por RICHART et al. (75) ou por NEWMARK e ROSENBLUETH (62). Parâmetros condensados para o caso de fundações diretas assentes em solo estratificado horizontalmente podem ser obtidos com a formulação de LUCO (49). O enterramento parcial da fundação pode ser considerado de forma aproximada, através da formulação de NOVAK (64). Para fundações profundas, as soluções aproximadas de NOVAK (63) podem ser utilizadas.

A interação inercial consiste na determinação das respostas da estrutura,

suportada nos coeficientes de impedância determinados na segunda etapa, submetida aos deslocamentos cinemáticos na base determinados na interação cinemática. Nesta etapa, as estruturas devem ser idealizadas através de modelos tridimensionais em elementos finitos e/ou elementos de barras; podem ser utilizados programas comerciais usuais de análise dinâmica de estruturas.

No caso de estruturas leves e com fundações pouco rígidas, superficiais, sobre solo resistente, pode-se efetuar a análise sísmica em uma única etapa; as excitações sísmicas a serem consideradas são os deslocamentos na superfície do solo ("free-field") obtidos na análise de amplificação, a serem aplicados nas bases das estruturas. A interação com estruturas vizinhas (interação estrutura-solo-estrutura) pode em geral ser desprezada, desde que seja demonstrado o conservadorismo desta hipótese.

Os resultados finais da análise sísmica são esforços internos e deslocamentos máximos, a serem considerados no dimensionamento dos elementos estruturais.

Para a análise sísmica local dos equipamentos elétricos e mecânicos e tubulações, fixados em cada elevação da estrutura, devem ser determinados os espectros de resposta dos pisos ("floor response spectra"). Os espectros dos pisos devem ser obtidos através da envoltória dos espectros obtidos em pontos notáveis de cada elevação. Os espectros devem ser suavizados e alargados ("smoothened and broadened") de acordo com as prescrições da USNRC (104).

#### **4.5.2 – Descrição dos Programas do Sistema**

A Figura 4.5.1 sintetiza a organização e a articulação dos programas que compõem o sistema computacional. Apresenta-se a seguir uma breve descrição de

cada um desses programas e sua função no sistema. Observe-se que à exceção dos programas comerciais FLUSH, SHAKE e SAP IV, todos os demais foram desenvolvidos especificamente para integrarem o sistema.

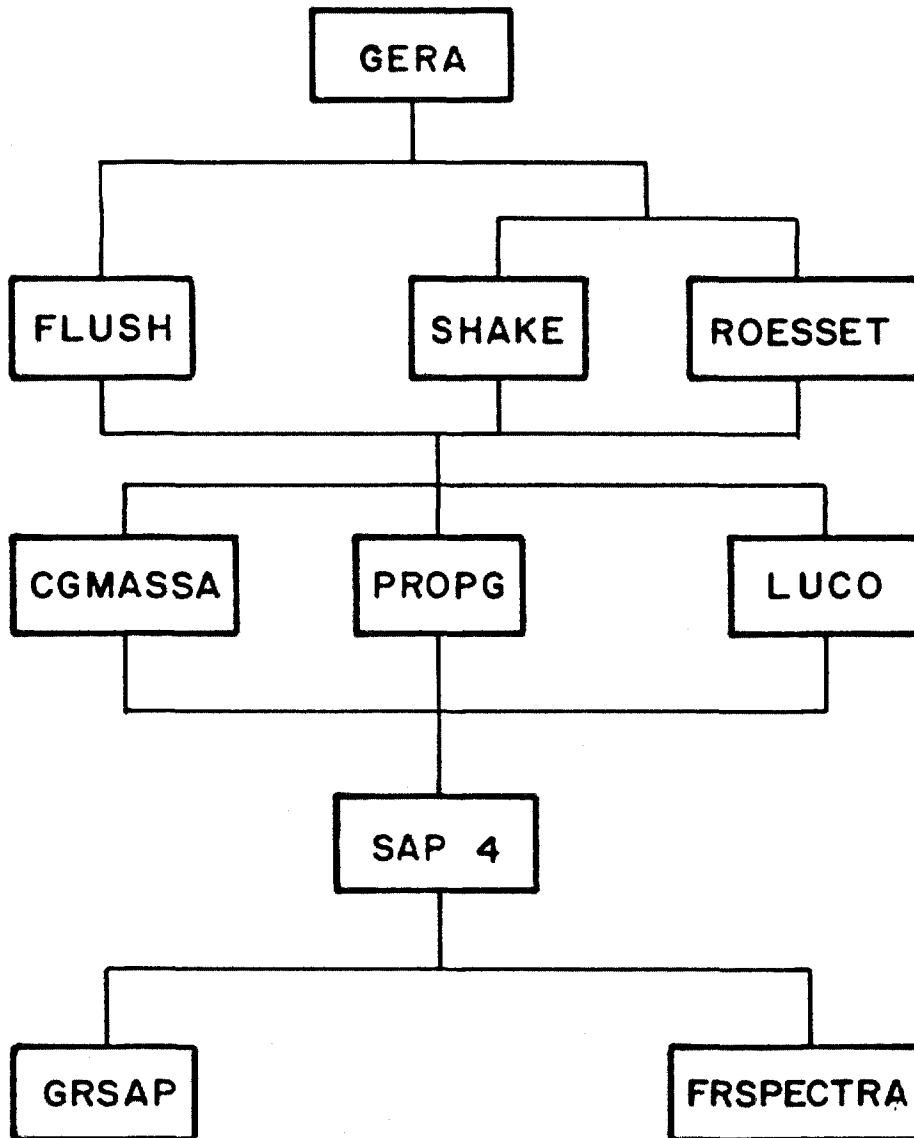


Fig. 4.5.1 – Programas do sistema computacional

- a) Programa GERA (41) – este programa permite a geração automática de acelerogramas artificiais compatíveis com um dado espectro de resposta de projeto. O ajuste dos espectros de resposta obtidos, correspondentes aos acelerogramas gerados, com os espectros de projeto é iterativo, de acordo com o processo de LEVY e WILKINSON (47). O programa corrige automaticamente os acelerogramas obtidos, de forma a atender aos requisitos de aceitação da USNRC (105) e efetua também automaticamente a "base line correction" (correção para que os deslocamentos e velocidades associados ao acelerograma, atendam às condições de repouso no início e no final de seu período de duração);
- b) Programa FLUSH (52) – este programa possibilita uma análise tridimensional aproximada em um problema de interação dinâmica solo-estrutura. O solo e a estrutura podem ser representados por um modelo plano de elementos finitos e de barras. Regiões semi-infinitas de solo são representadas por meio de elementos de contorno. A excitação sísmica é introduzida mediante um histórico de acelerações aplicado à base do modelo. O problema dinâmico é resolvido no domínio da frequência. Os efeitos de não-linearidade no solo são considerados por meio de um método linear equivalente;
- c) Programa SHAKE (89) – este programa possibilita a análise da amplificação dinâmica no solo, com base nas equações de propagação unidimensional de ondas de cisalhamento. A excitação sísmica é expressa mediante um histórico de acelerações na base fornecido ao programa. O problema dinâmico é resolvido no domínio da frequência, sendo os efeitos de não-linearidade no solo considerados por meio de um método linear equivalente;

- d) Programa ROESSET – este programa permite a obtenção das funções de transferência para o estudo da amplificação dinâmica no solo, com base nas equações de propagação unidimensional de ondas de cisalhamento. Essas funções de transferência traduzem a resposta na superfície do solo a uma excitação harmônica na base da coluna de solo;
- e) Programa CGMASSA – este programa permite a determinação automática do centro de massa, da massa total e dos momentos de inércia de massa, em relação aos eixos principais, de um conjunto de massas concentradas e distribuídas definidas com relação a um sistema de eixos qualquer. Esses resultados são utilizados nos modelos em viga para a análise sísmica ("lumped mass beam models");
- f) Programa PROPG – este programa possibilita a determinação automática do centro de rigidez, da área total e dos momentos de inércia, em relação aos eixos principais, a partir da configuração geométrica de um conjunto de paredes compostas por retângulos. Esses resultados são utilizados na definição das características geométricas condensadas dos modelos em viga para a análise sísmica;
- g) Programa LUCO – este programa permite a obtenção das funções de impedância para fundações circulares superficiais, assentes sobre solo estratificado. O programa é baseado na formulação teórica desenvolvida por LUCO (49);
- h) Programa SAP IV (25) – programa comercial para a análise estática e dinâmica de sistemas estruturais tridimensionais no regime elástico linear. Para a análise dinâmica, o programa permite as opções: extração das

freqüências próprias e modos de vibração, análise espectral e análise para excitação forçada com variação arbitrária no tempo (forças aplicadas ou acelerações impostas aos apoios), pelo processo modal ou por integração direta no domínio do tempo;

- i) Programa GRSAP – programa pós-processador do SAP IV, que permite a representação gráfica automática dos resultados de interesse selecionados pelo usuário: modos de vibração, deslocamentos e esforços internos máximos na estrutura, a partir dos resultados impressos pelo SAP IV;
- j) Programa FRSPECTRA – programa pós-processador do SAP IV, que permite a determinação automática dos espectros de resposta dos pisos a partir dos deslocamentos e rotações determinados por este programa. Os espectros finais dos pisos são obtidos mediante uma série de envoltórias, nas várias condições de rigidez do solo e nos diversos pontos notáveis do piso, selecionados pelo usuário; os espectros são determinados para as várias elevações da estrutura e para as três direções translacionais. O programa permite saída gráfica por "plotter".

Os programas GERA, ROESSET, CGMASSA, PROPG, LUCO, GRSAP e FRSPECTRA tem opções de entrada de dados seguindo uma seqüência ordenada de telas, permitindo uma comunicação interativa com o usuário, através de mapas de opções. Saídas gráficas podem ser obtidas em "plotter".

#### 4.5.3 – Aplicação Numérica

A aplicação do sistema computacional desenvolvido é exemplificada através da análise sísmica de uma estrutura típica em uma instalação nuclear. O edifício

analisado tem dimensões em planta da ordem de 16 m x 30 m e cerca de 30 m de altura. A estrutura é bastante rígida, sendo a sua massa total da ordem de 9000 Mg. O prédio está assente em uma placa de fundação com espessura de 1 m, suportada em solo bastante resistente (com módulo de deformação transversal da ordem de  $G = 4$  GPa). Entre a placa de fundação e o solo é disposta uma membrana elástica de impermeabilização, o que reduz a rigidez do sistema estrutura-solo.

Os espectros de resposta para o projeto são definidos em função dos espectros padronizados da USNRC (103), para acelerações máximas no solo de  $1 \text{ m/s}^2$  para terremoto SSE e  $0,5 \text{ m/s}^2$  para terremoto OBE. Para a análise do modelo tridimensional, que representará o edifício, são gerados dois terremotos horizontais e um vertical, estatisticamente independentes entre si. Adota-se 15 s para a duração do sismo, discretizando-se a curva aceleração-tempo em 1500 pontos. A Figura 4.5.2 apresenta o acelerograma correspondente a um dos terremotos artificiais horizontais gerados. Na Figura 4.5.3 é apresentada a comparação entre o espectro de projeto para o terremoto SSE horizontal e o espectro de resposta obtido com o acelerograma da Figura 4.5.2.

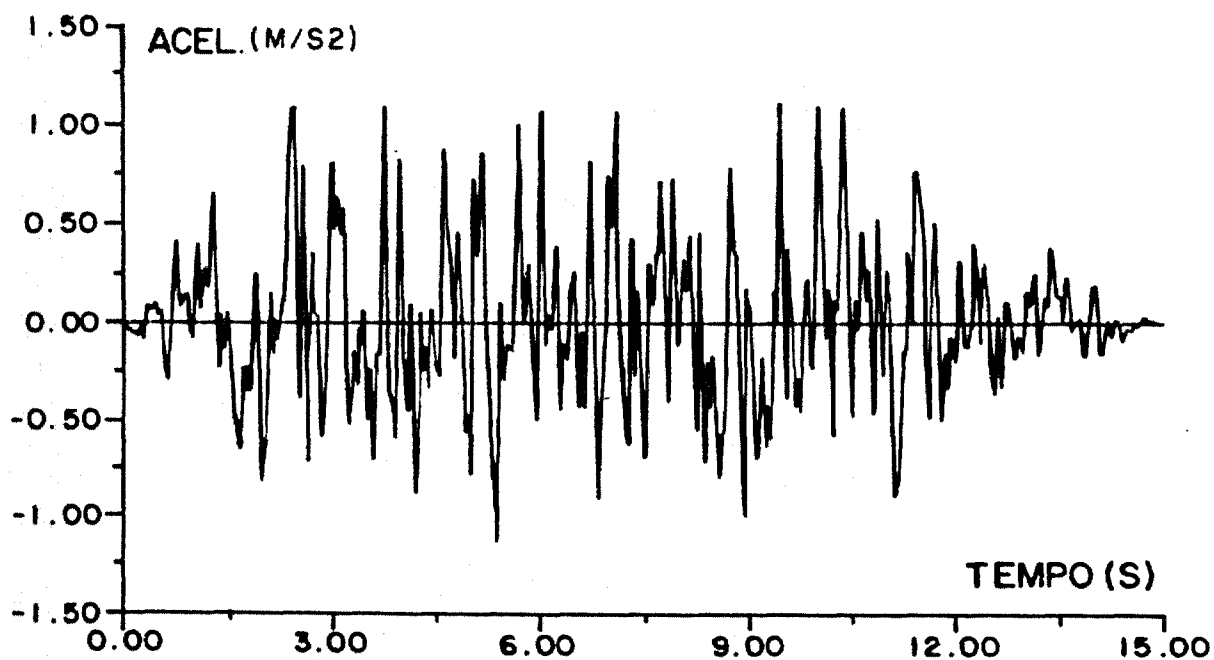


Fig. 4.5.2 - Acelerograma artificial - SSE horizontal

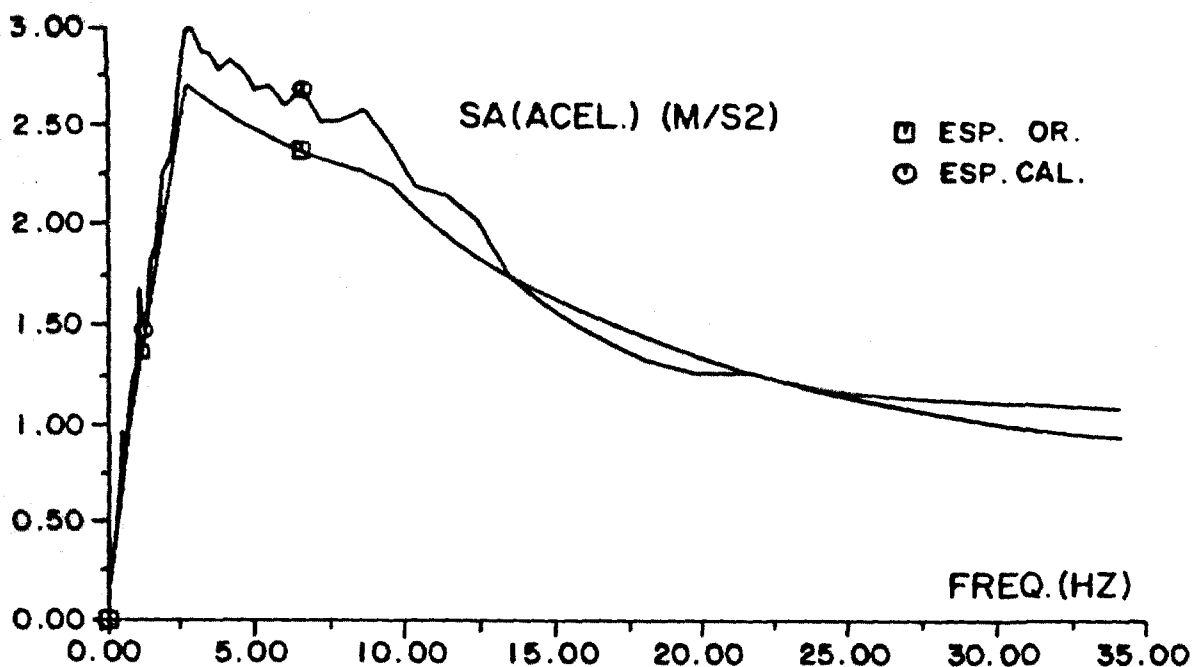


Fig. 4.5.3 - Comparação entre espectros—calculado e de projeto

O estudo da amplificação dinâmica no solo é feito com os programas SHAKE e ROESSET. Devido à grande rigidez do solo, a amplificação é muito pequena na faixa de interesse para as excitações sísmicas (0–33 Hz) como indica a função de transferência apresentada na Figura 4.5.4.

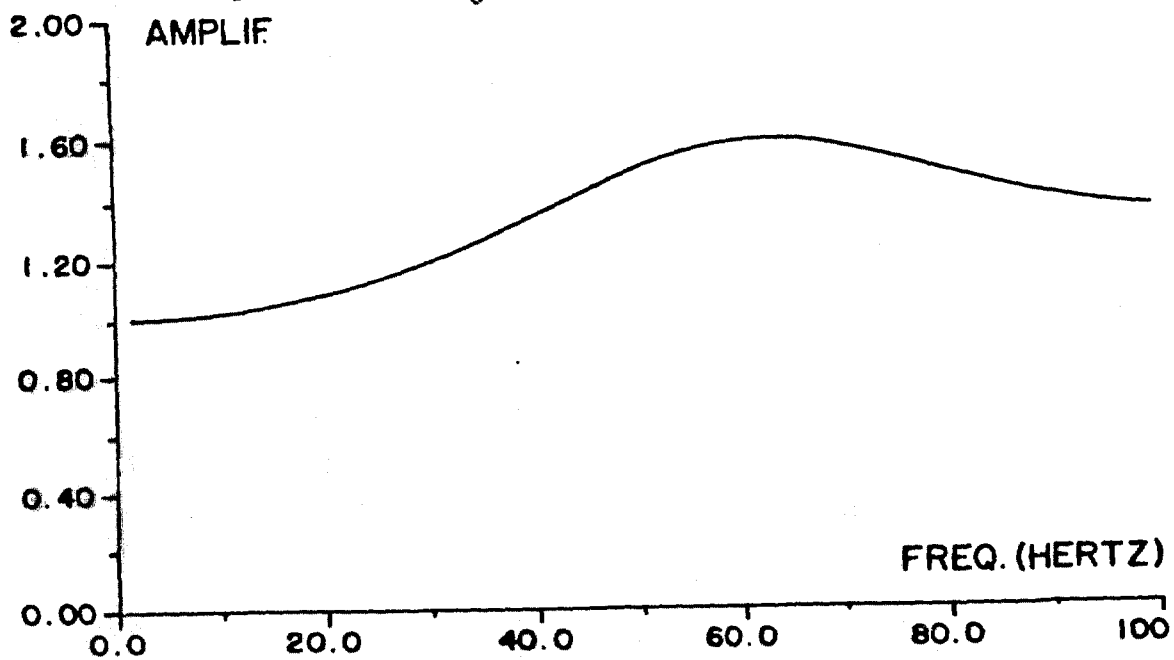


Fig. 4.5.4 - Função de transferência - Programa ROESSET

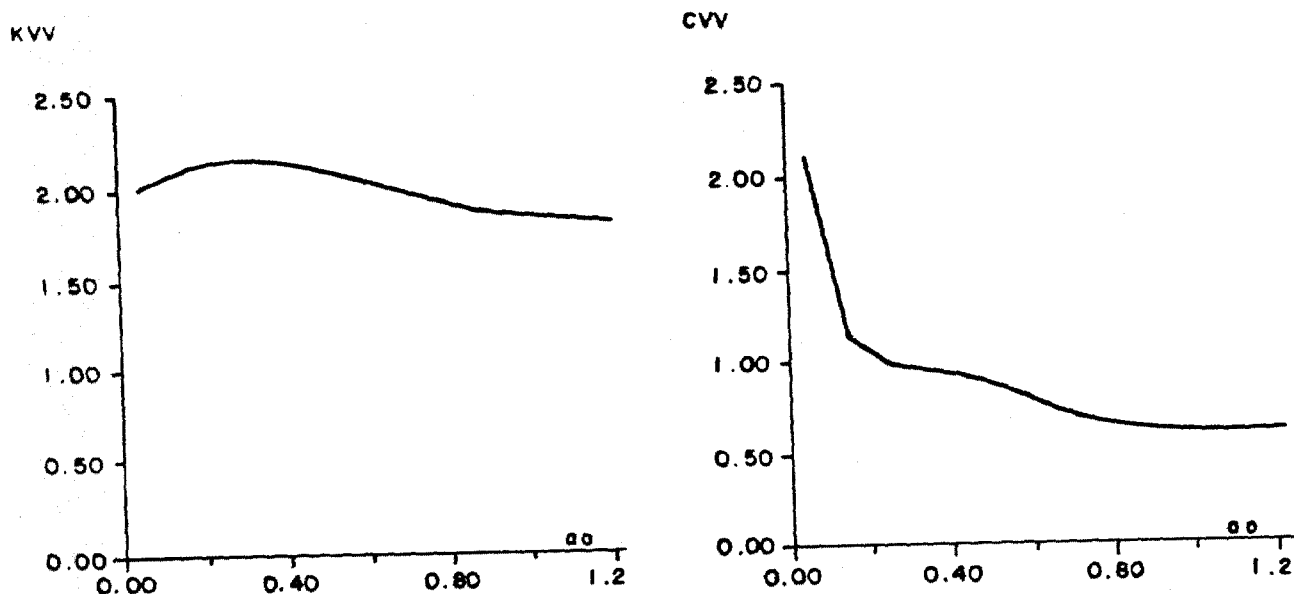


Fig. 4.5.5 – Funções de impedância – Programa LUCO

O modelo matemático para a estrutura analisada é esquematizado na Figura 4.5.6. O modelo desenvolvido é em viga com massas discretizadas nos nós ("lumped mass beam model"). Neste modelo, as características de rigidez correspondentes ao conjunto de paredes existentes entre dois níveis consecutivos são condensadas em uma única haste vertical. As excentricidades entre centros de rigidez em elevações distintas são adequadamente consideradas. As massas de cada piso são condensadas em um único nó; os nós 4, 7 e 10 são centros de massa de suas respectivas elevações. Note-se que acima do nó 8, a estrutura apresenta dupla simetria. Ao nó 1 (centro geométrico do fundo da laje de fundação) são aplicados os coeficientes de impedância.

A determinação dos coeficientes de impedância da fundação da estrutura é efetuada pelo programa LUCO. Na Figura 4.5.5 são apresentados os coeficientes de rigidez e de amortecimento, obtidos para a direção vertical, em função da frequência

de excitação, todas essas grandezas expressas sob a forma de parâmetros adimensionais.

As propriedades de rigidez e de massa da estrutura são determinadas pelos programas PROPG e CGMASSA. A análise dinâmica é efetuada pelo programa SAP IV para os terremotos SSE e OBE. É desenvolvida uma análise paramétrica, considerando-se valores extremos (máximo e mínimo) e mais provável para o módulo de deformação transversal do solo (condições GMAX, GMIN e GMED, respectivamente). As análises são feitas por integração direta no domínio do tempo.

Nas Figuras 4.5.7, 4.5.8 e 4.5.9, apresentam-se alguns dos resultados de interesse obtidos pelo programa SAP IV, expressos de forma gráfica através do programa GRSAP. Na Figura 4.5.7 é apresentado um dos modos de vibração da estrutura (6º. modo), selecionado por apresentar componentes segundo os três eixos coordenados. Na Figura 4.5.8 são apresentados os deslocamentos translacionais máximos da estrutura sob a ação do terremoto SSE. Na Figura 4.5.9 são apresentados gráficos de alguns dos esforços internos máximos (esforços normais, forças cortantes na direção Y e momentos fletores em torno do eixo X), também para terremoto SSE.

Na Figura 4.5.10 são apresentados os espectros de resposta de piso, para a direção vertical, numa elevação intermediária do edifício, obtidos com o programa FRSPCTRA. Note-se que as diversas curvas apresentadas correspondem aos diversos valores de amortecimento para os quais os espectros são construídos.

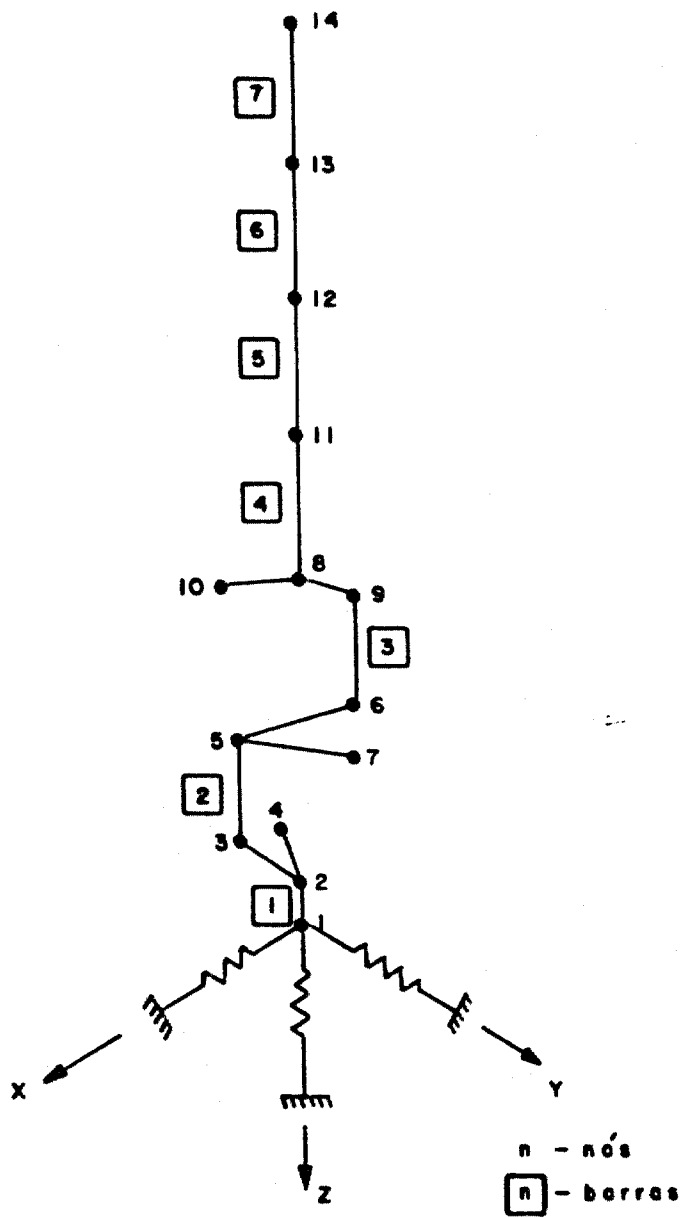


Fig. 4.5.6 - Modelo da estrutura analisada

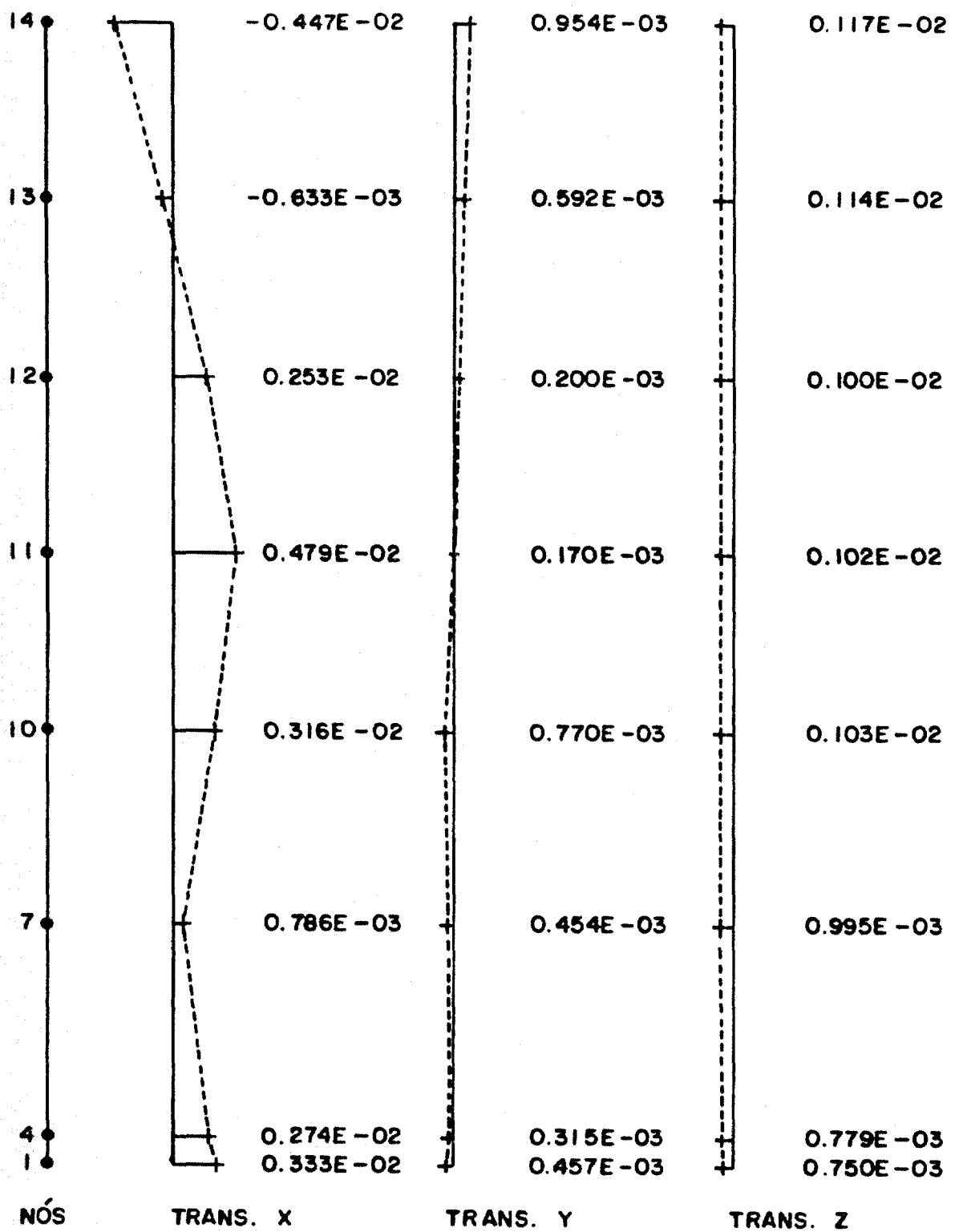


Fig. 4.5.7 - 6º. modo de vibração da estrutura

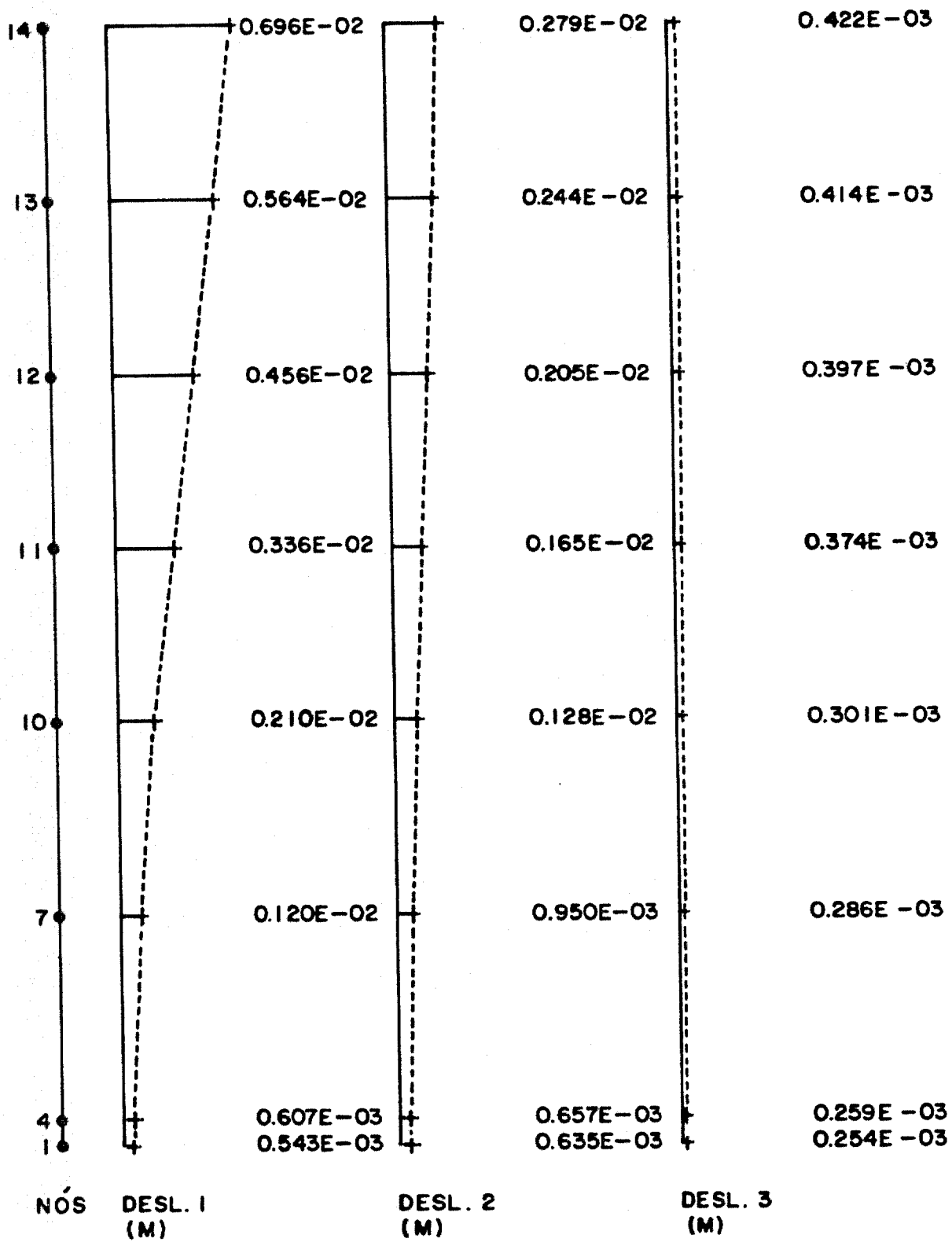


Fig. 4.5.8 - Deslocamentos máximos para terremoto SSE

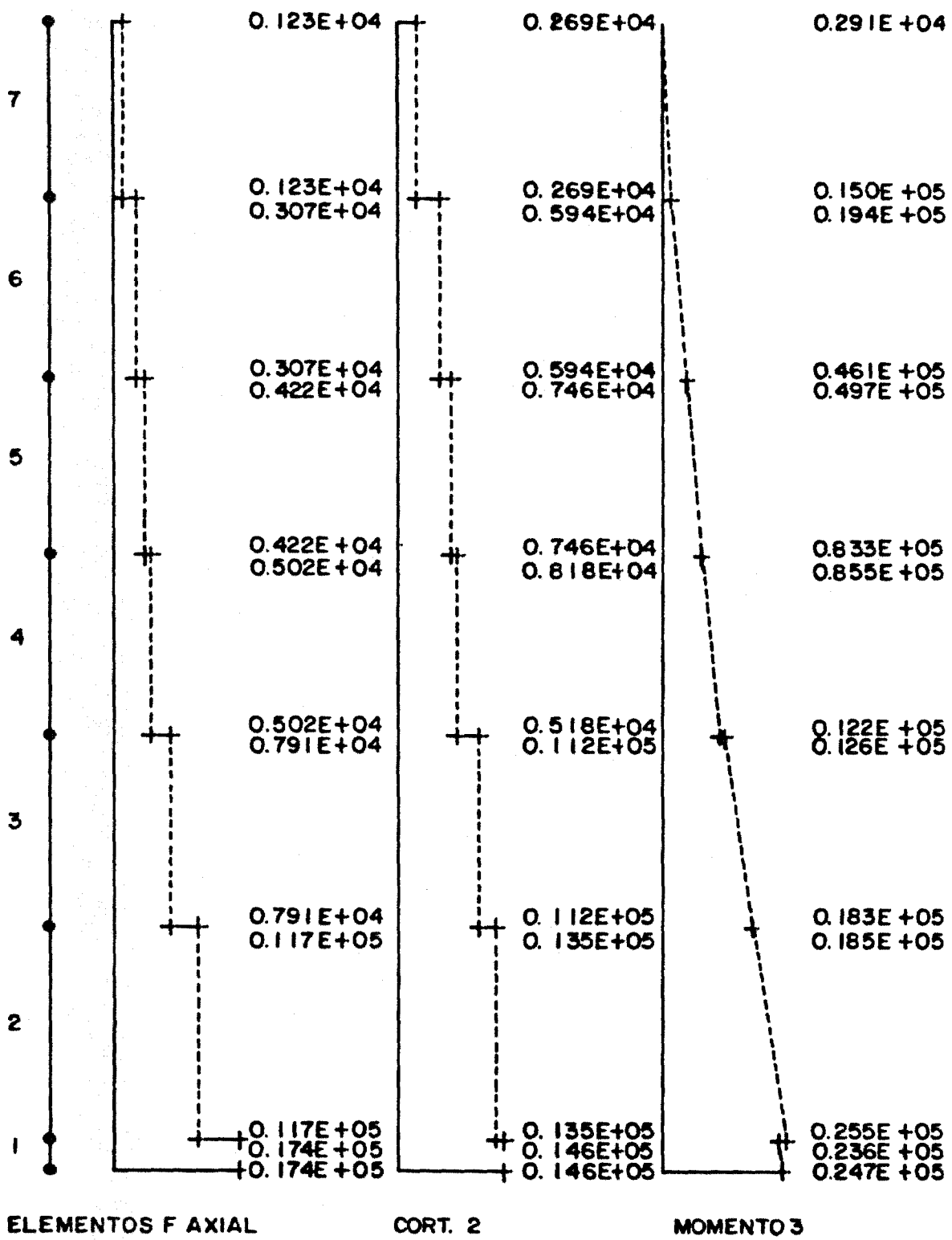


Fig. 4.5.9 - Esforços máximos para terremoto SSE

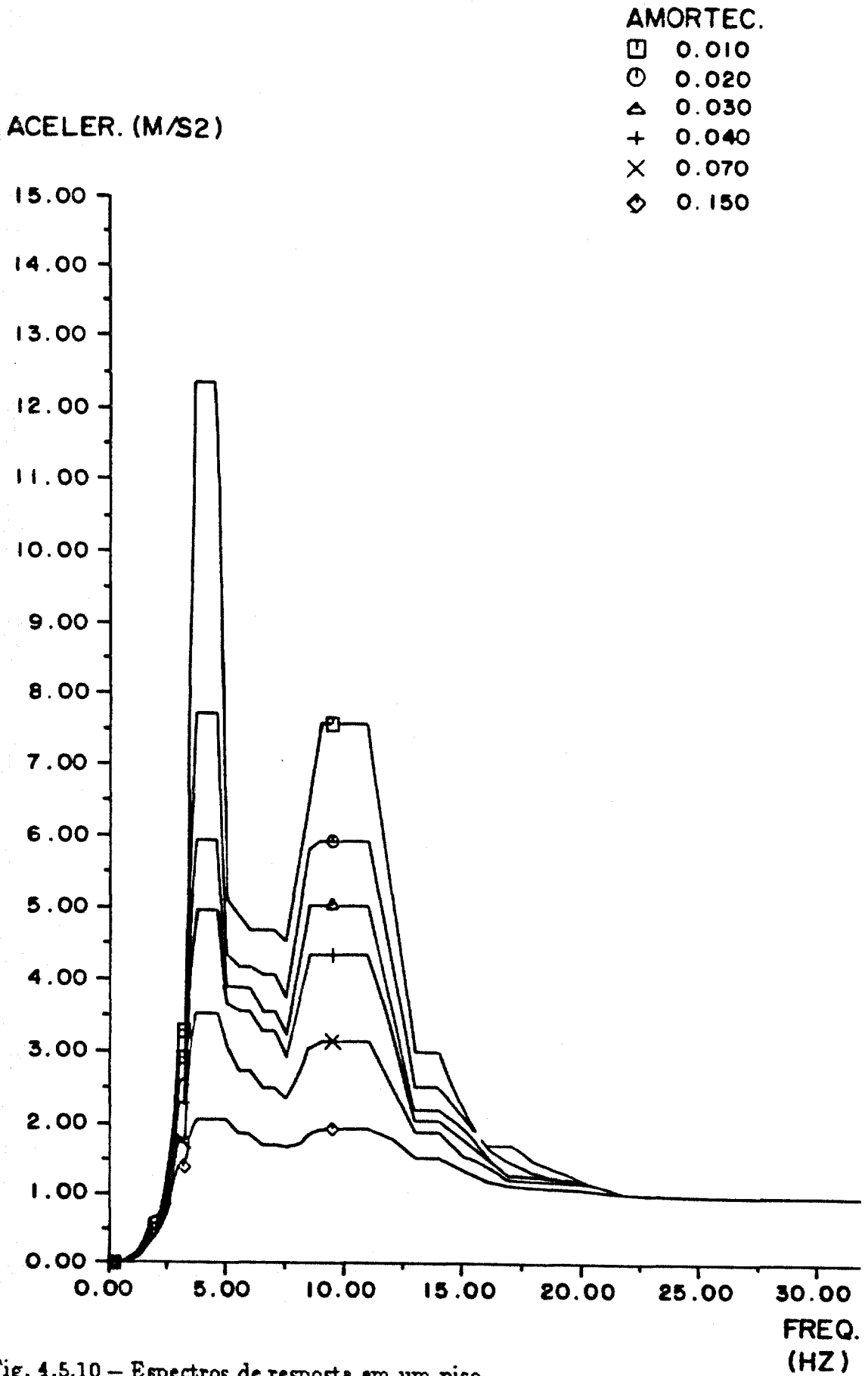


Fig. 4.5.10 – Espectros de resposta em um piso

## CAPÍTULO V

### MODELOS PARA A DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS SÍSMICAS

#### 5.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo deste capítulo é apresentar as técnicas para o desenvolvimento dos modelos para a distribuição das forças sísmicas nas estruturas. Nesta etapa de projeto, as forças sísmicas globais, obtidas na interação inercial, são distribuídas entre os diversos elementos estruturais que compõem os sistemas sismo-resistentes das edificações. A partir deste estudo de distribuição, são obtidos os esforços internos nos elementos estruturais sismo-resistentes, necessários para o seu posterior dimensionamento.

É inicialmente descrita a técnica de definição de forças estáticas equivalentes que reproduzam, de forma conservadora, as envoltórias das forças sísmicas globais. São, depois, discutidas duas diferentes possibilidades de desenvolvimento dos modelos de distribuição, a serem utilizadas de acordo com as características das estruturas analisadas: modelos tridimensionais em elementos finitos ou modelos em elementos de viga. Modelos em elementos finitos são adequados no caso de estruturas maciças e de grande rigidez, como as estruturas internas de reatores nucleares; os modelos simplificados em viga podem ser utilizados nas estruturas com sistema sismo-resistente composto por elementos bidimensionais (lajes e vigas), o que é o caso da maioria das edificações das instalações nucleares.

O capítulo se conclui com a apresentação de um exemplo numérico, extraído da prática de projeto, e que ilustra os conceitos expostos.

## 5.2 – OBTENÇÃO DAS FORÇAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Os resultados mais relevantes obtidos na interação sísmica inercial são os diagramas de forças cortantes, forças normais, momentos fletores e momentos de torção, totais na estrutura, distribuídos ao longo de sua altura. Esses diagramas correspondem a envoltórias, ou seja, a valores máximos dos esforços internos da análise sísmica, registrados no decorrer do intervalo total de integração.

Como, em geral, os esforços internos máximos não ocorrem simultaneamente para todos os pontos da estrutura e para todos os tipos de esforços, o problema de obtenção das forças estáticas equivalentes, que reproduzam as envoltórias, não é fechado. Dever-se-á buscar uma solução aproximada, que cubra de forma conservadora as envoltórias e com a qual a consistência da análise de distribuição com a análise sísmica seja preservada.

As hipóteses básicas relativas à definição das forças estáticas equivalentes são estabelecidas a seguir. Estará sendo considerado o caso corrente de estruturas em andares, com um certo grau de regularidade e simetria.

Supõe-se que os esforços normais, atuantes ao longo da altura da estrutura, sejam decorrentes exclusivamente da ação do terremoto vertical. Assim, será possível reproduzir os diagramas de esforços normais, aplicando-se às massas concentradas correspondentes a cada elevação, uma aceleração vertical adequadamente escolhida. Em muitos casos encontrados na prática, quando a estrutura é suficientemente rígida na vertical, as acelerações verticais variam pouco ao longo da altura do prédio. Se for adotado para esta grandeza um valor conservador, constante na altura, os efeitos do terremoto vertical podem ser considerados através de uma fração das cargas permanentes. Os efeitos do terremoto vertical deverão ser considerados como aditivos

(de cima para baixo) ou subtrativos (de baixo para cima) com relação às cargas permanentes, conforme for mais desfavorável, caso a caso, no dimensionamento dos elementos estruturais. Assim, como descrito acima, os esforços normais sísmicos são tratados independentemente dos demais esforços, sendo excluídos do estudo da distribuição sísmica.

Na exposição desenvolvida a seguir, suporemos que o modelo matemático da estrutura seja desenvolvido com relação a dois eixos horizontais X e Y, sendo o terceiro eixo Z, vertical, como é o caso do modelo da Figura 4.5.6. Sendo mantida a suposição de que a estrutura possua um certo grau de regularidade e simetria, os eixos X e Y são posicionados de forma que a maior dimensão em planta da maioria das paredes sismo-resistentes, seja paralela a um desses eixos. Nestes casos, em que as distâncias dos eixos de rigidez aos centros de massa dos pisos sejam pequenas (prédios com pequena excentricidade à torção), as forças que surgem nas paredes paralelas ao eixo X, decorrentes dos terremotos horizontais aplicados nesta direção, são bastante superiores às decorrentes dos terremotos na direção Y. Reciprocamente, nas paredes paralelas ao eixo Y, preponderam os esforços decorrentes dos terremotos nesta direção. Com base no exposto, para a determinação das forças estáticas equivalentes aos efeitos dos terremotos horizontais, será suposto o desacoplamento nas duas direções: os terremotos na direção X provocam esforços cortantes no eixo X e momentos fletores em torno do eixo Y; os terremotos na direção Y provocam esforços cortantes no eixo Y e momentos fletores em torno do eixo X; supõe-se que os momentos torsores sejam decorrentes das próprias pequenas excentricidades dos centros de massa com relação aos eixos de rigidez.

Os diagramas de momentos fletores sísmicos globais costumam apresentar pequenas discontinuidades em cada elevação, decorrentes dos efeitos das acelerações rotacionais sobre as massas rotacionais; se estas discontinuidades forem desprezadas,

os diagramas de forças cortantes e momentos fletores poderão ser reproduzidos apenas com as forças horizontais aplicadas a cada piso.

A Figura 5.2.1 ilustra uma situação típica de obtenção das forças estáticas equivalentes em um dos dois planos verticais principais de uma estrutura. As curvas em linha tracejada representam os esforços internos obtidos na análise sísmica; as curvas em linha cheia representam os esforços internos decorrentes da aplicação das forças horizontais estáticas equivalentes. Observe-se que os esforços internos foram reproduzidos conservadoramente, mas com mais precisão para os momentos fletores do que para os esforços cortantes, pelas razões expostas a seguir.

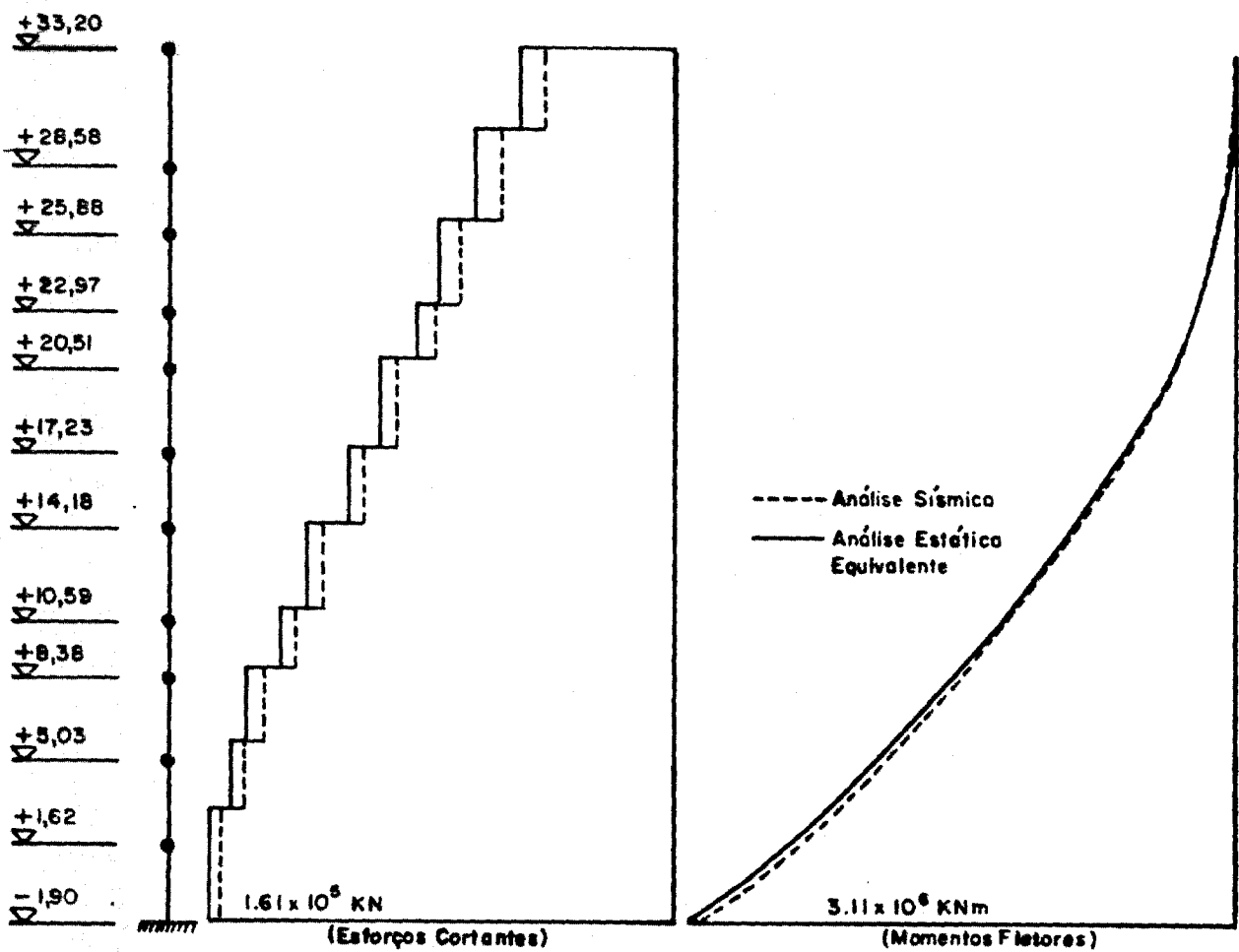


Fig. 5.2.1 - Obtenção das forças estáticas equivalentes

Muitas estruturas encontradas nas instalações nucleares são bastante rígidas, com primeira frequência da ordem de 5 Hz. Nestes casos, a parcela correspondente ao primeiro modo de vibração nos esforços internos é fortemente preponderante, com relação à dos demais modos. Como pode ser visto pela equação (4.3.7), as forças elásticas (como chamaremos as forças que reproduzem um determinado modo de vibração) correspondentes ao primeiro modo devem ser aplicadas todas no mesmo sentido (a forma modal dos deslocamentos,  $\{\phi\}$ , possui todos os seus elementos com o mesmo sinal). Assim, a reprodução dos esforços internos sísmicos com forças estáticas equivalentes é imediata.

Os modos de vibração superiores ao primeiro (em um dos dois planos verticais), apresentam elementos no vetor de formas modais com sinais opostos; assim, as forças elásticas correspondentes a esses modos se apresentam nos dois sentidos; com a superposição de vários modos, a simulação com forças estáticas fica dificultada. Observe-se que, atuando as forças elásticas com sinais diferentes ao longo das estruturas (como é o caso típico dos segundos modos de vibração das hastes em balanço), a contribuição dos modos superiores para os momentos fletores globais será muito mais significativa do que para os esforços cortantes.

Reconhecendo a preponderância do primeiro modo de vibração nos esforços sísmicos globais, métodos simplificados de análise sísmica, consagrados em normas como o Código Modelo do CEB (18), propõem uma distribuição da força horizontal sísmica total seguindo uma variação linear de acelerações, partindo de zero na base (ver Eq. 2.3.10). O método aproximado proposto pelo UBC (38), utiliza o mesmo critério recomendado pelo CEB, mas para considerar a participação dos modos superiores, prescreve que uma parcela  $F_t$  da força total  $V$  seja aplicada diretamente no topo da estrutura, sendo o restante da força horizontal distribuído de acordo com equação análoga à (2.3.10).  $F_t$  é expressa por:

$$F_t = 0,07 TV \quad (5.2.1)$$

$T$  – período próprio mais alto da estrutura;  $F_t$  não precisa exceder  $0,25 V$  e pode ser tomado igual a zero se  $T \leq 0,7$  s.

O critério proposto a seguir poderá ser aplicado na maioria das estruturas encontradas na prática. Assim, o projeto das lajes será desenvolvido conservadoramente, como explicado posteriormente. A força horizontal mínima a ser aplicada a cada elevação deve ser igual à aceleração horizontal máxima, no nível e no sentido considerados, vezes a massa total correspondente à elevação. Dessa forma, em geral, consegue-se uma boa aproximação para as forças cortantes, ficando no entanto o diagrama de momentos fletores correspondente, abaixo da envoltória dos momentos obtidos na análise sísmica. O diagrama de momentos fletores pode ser corrigido, dentro do grau de aproximação desejado, através da aplicação de uma força horizontal adicional, adequadamente escolhida, no topo da estrutura.

Como mostrado na situação típica ilustrada na Figura 5.2.1, com a aplicação da força adicional no topo da estrutura, a análise estática equivalente fornece uma boa aproximação para os momentos fletores e uma reprodução conservadora para os esforços cortantes.

### 5.3 – MODELOS TRIDIMENSIONAIS EM ELEMENTOS FINITOS

Em alguns tipos de estruturas, maciças e de grande rigidez, é necessária a utilização de grandes modelos tridimensionais em elementos finitos na análise da distribuição das forças sísmicas globais. Desta forma, é possível considerar de forma realística o acoplamento entre os diversos elementos que compõem as estruturas e

efetuar de forma automatizada a combinação com os carregamentos de natureza estática e o dimensionamento das peças de concreto armado.

DIAZ et al. (21) apresentam os modelos utilizados no projeto estrutural do Edifício do Reator da Unidade 2 da Usina Nuclear de Angra dos Reis.

A Figura 5.3.1 mostra o arranjo geral do Edifício do Reator, sendo indicadas as três subestruturas principais do prédio: a casca de contenção externa, a calota esférica e as estruturas internas. As Figuras 5.3.2 a 5.3.4 mostram, respectivamente, os modelos em elementos finitos utilizados na análise de cada uma dessas três subestruturas. Esses modelos são constituídos por elementos de viga, de placa, de casca, etc. e possuem, cada um, um grande número de graus de liberdade, da ordem de vários milhares. O refinamento dos modelos é limitado pela viabilidade econômica da análise computacional.

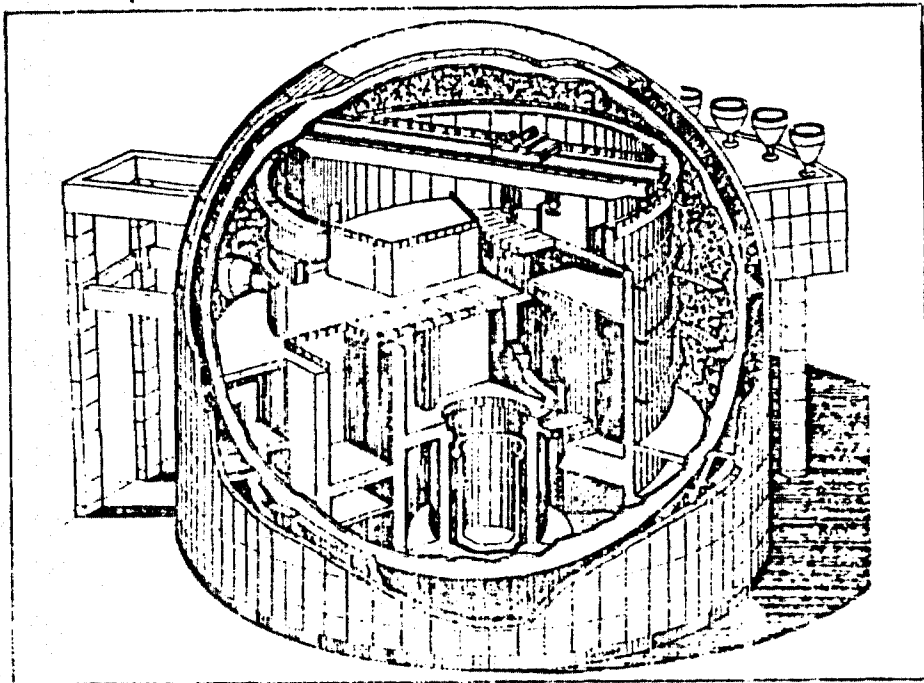


Fig. 5.3.1 – Arranjo geral do Edifício do Reator

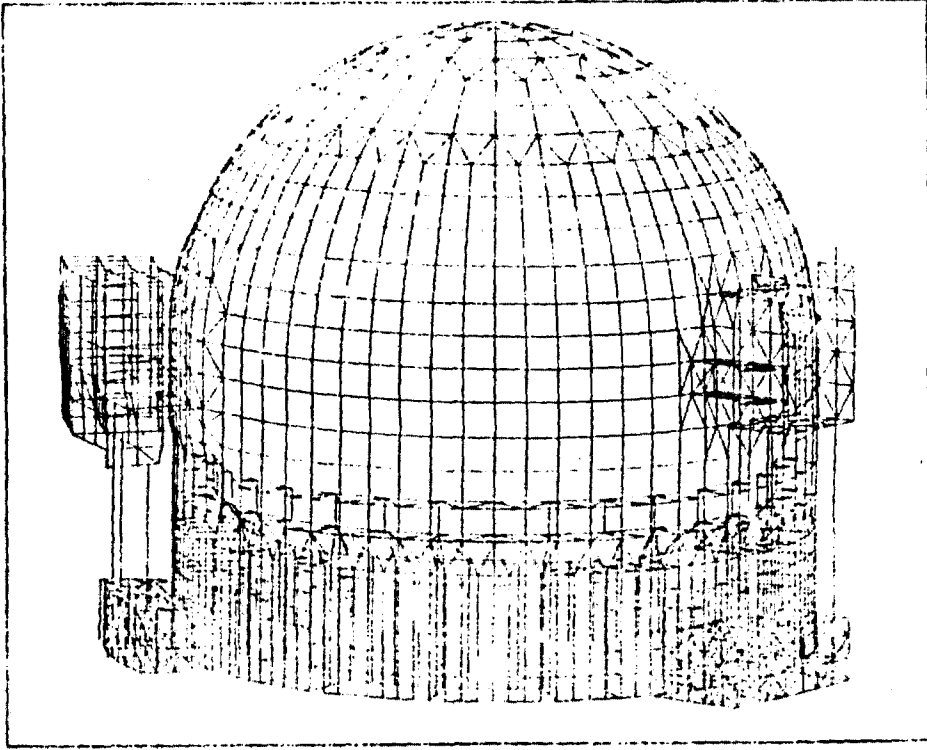


Fig. 5.3.2 – Modelo da casca de contenção externa

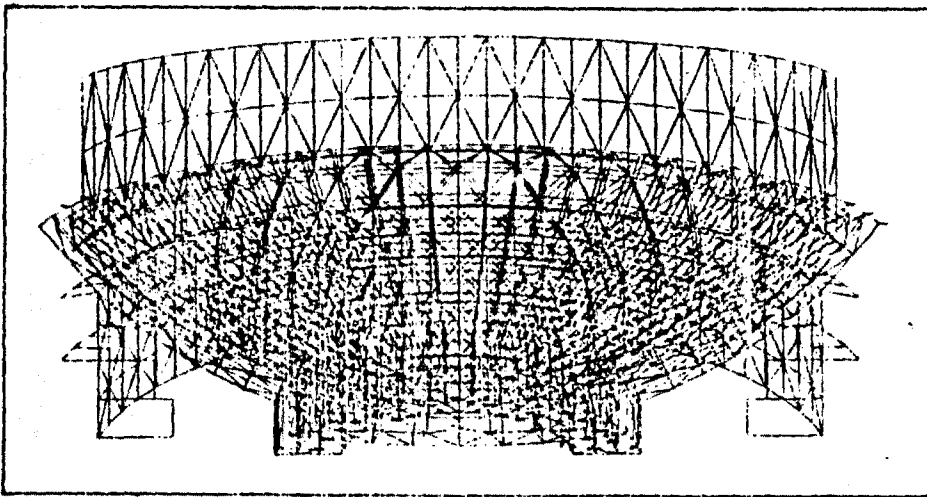


Fig. 5.3.3 – Modelo da calota esférica

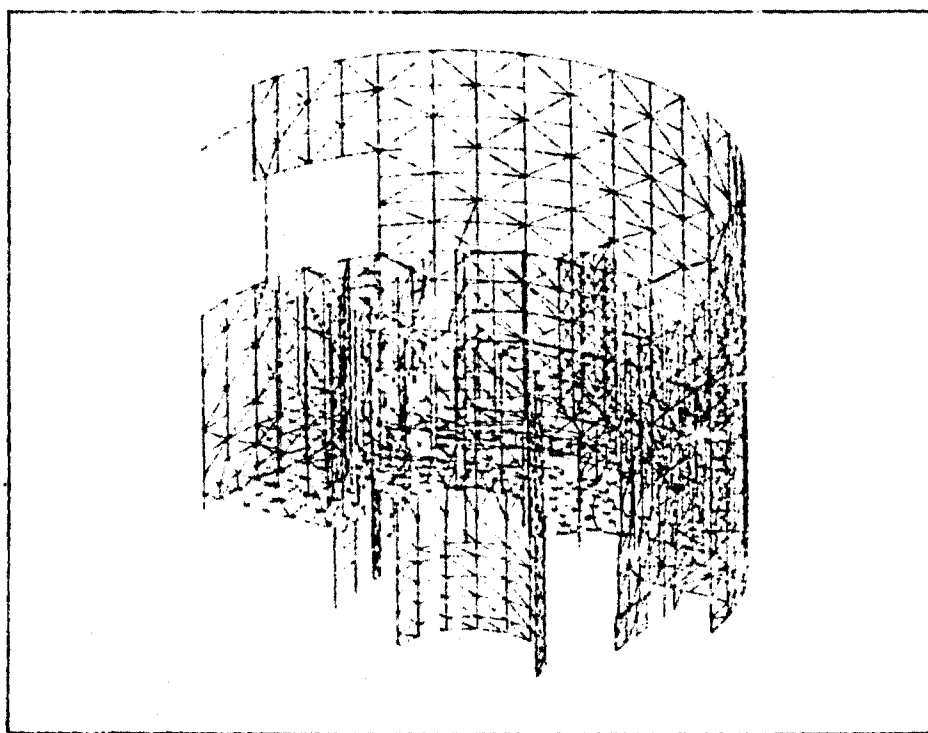


Fig. 5.3.4 – Modelo das estruturas internas

Com a possibilidade do dimensionamento automático para os vários carregamentos e com o acoplamento entre os diversos elementos que compõem as estruturas, adequadamente representados nos modelos, foi obtida uma sensível economia no consumo previsto para o aço das armações.

#### 5.4 – MODELOS EM ELEMENTOS DE VIGA

Para várias das estruturas encontradas em instalações nucleares, é possível se desenvolver a análise de distribuição com modelos mais simples do que os acima descritos.

As forças sísmicas globais são obtidas com modelos semelhantes ao

esquematizado na Figura 4.5.6. Neste tipo de modelo, como descrito no item 4.5.3, as características de rigidez correspondentes às paredes entre dois níveis consecutivos são condensadas em uma única haste vertical. As massas de cada piso são condensadas em um único nó, o centro de massa do piso.

A finalidade da análise com os modelos de distribuição é a determinação das forças sísmicas resistidas por cada um dos elementos que compõem a estrutura. Assim, cada um desses elementos deve ser individualmente representado nos modelos. As paredes sismo-resistentes são representadas por hastes de eixo vertical, dispostas da base ao topo das paredes; as hastes são consideradas como engastadas na laje de fundação, suposta como infinitamente rígida. As hastes deverão possuir pontos nodais definidos em cada uma das elevações do edifício. Estes pontos nodais serão interconectados, em cada elevação, por elementos que representarão a rigidez das lajes.

As lajes de cada elevação de um edifício formam, em geral, um conjunto que possui grande rigidez como diafragma, em seu próprio plano horizontal. Assim, a modelagem mais adequada para as lajes, nos modelos de distribuição, será por meio de ligações de diafragma nos planos horizontais ("constraints"), com liberação dos demais graus de liberdade da elevação; as translações horizontais e as rotações em torno de um eixo vertical, de todos os pontos do piso, são expressas em função dos deslocamentos e rotações do ponto do piso considerado como independente (nó "master"); este ponto poderá, por facilidade, ser o próprio centro de massa do piso. As translações verticais podem ser restringidas, já que não se pretende estudar a distribuição das forças sísmicas verticais.

Sendo os nós independentes em cada elevação, definidos nas posições dos centros de massa, a esses nós poderão ser aplicadas as forças estáticas equivalentes,

nas duas direções horizontais. Os resultados finais da análise de distribuição serão os diagramas de esforços cortantes e de momentos fletores, ao longo da altura de cada parede. Esses esforços internos de natureza sísmica deverão ser combinados com os esforços de caráter estático, para o posterior dimensionamento das paredes.

Os diagramas de esforços internos nas lajes devem ser determinados através da análise de sistemas auto-equilibrados, em que as forças sísmicas inerciais despertadas nas lajes (numericamente, as forças estáticas equivalentes aplicadas em cada elevação) se equilibram com as forças absorvidas por cada parede (numericamente iguais à diferença entre os esforços cortantes nas paredes, abaixo e acima da elevação considerada). Este processo deverá ser elucidado através do exemplo numérico apresentado no próximo sub-item.

Deve ser observado que a adoção da hipótese de diafragma rígido para as lajes de uma elevação deve ser precedida por análise cuidadosa. Devido à freqüente presença nas lajes de numerosas aberturas, a rigidez como diafragma das lajes, fica muitas vezes comprometida. Nestes casos, a rigidez das lajes poderá ser representada através de elementos de viga; em outros casos, as lajes poderão ser divididas em regiões rígidas, que poderão ser interligadas ou não por elementos de viga.

## 5.5 - EXEMPLO NUMÉRICO

De forma a ilustrar os conceitos teóricos formulados, apresenta-se um exemplo numérico simples, de uma estrutura idealizada, esquematizada na Figura 5.5.1 (81).

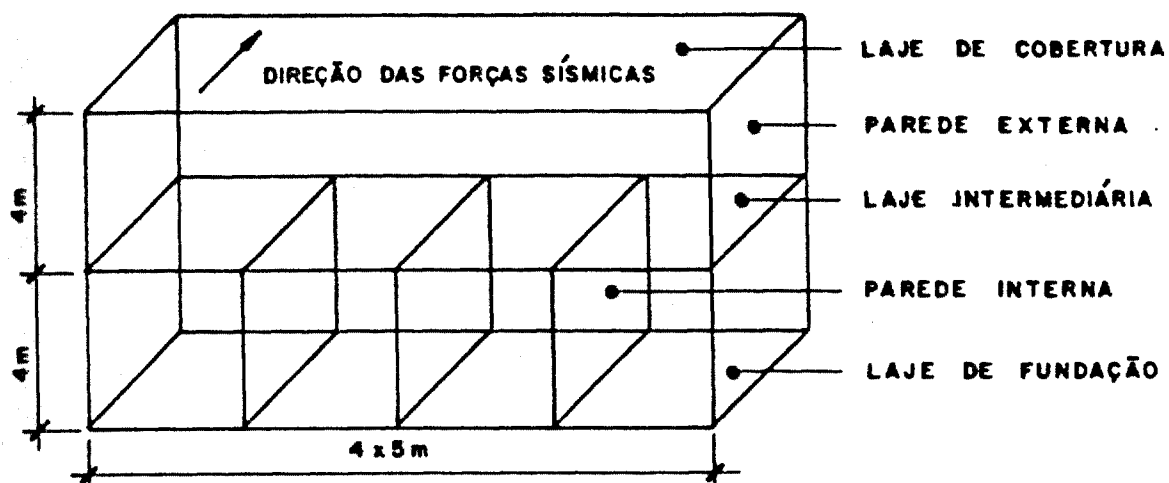


Fig. 5.5.1 – Esquema da estrutura analisada

A análise de distribuição sísmica nesta estrutura é estudada na sua direção de menor inércia (direção transversal). São considerados apenas três níveis para as lajes da edificação: a laje de fundação, uma laje intermediária e a laje de cobertura. Supõe-se que as lajes possuam rigidez suficiente para interconectar as paredes como diafragmas rígidos.

Considera-se que a estrutura possua cinco paredes sismo-resistentes no sentido transversal, sendo as duas externas existentes entre a laje de fundação e a cobertura, e as três internas existentes entre a laje de fundação e a laje intermediária. Supõe-se que as paredes possuam, todas, as mesmas características geométricas (mesma rigidez).

O modelo condensado em vigas, utilizado na análise dinâmica, é esquematizado na Figura 5.5.2. As massas da estrutura são concentradas nos nós do modelo e a rigidez do conjunto de paredes entre elevações consecutivas é condensada nos elementos de viga do modelo.



Fig. 5.5.2 - Modelo Condensado

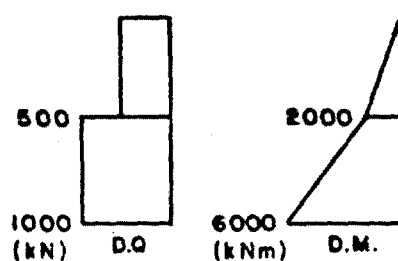


Fig. 5.5.3 - Esforços globais

Os resultados de maior interesse da análise sísmica são apresentados na Figura 5.5.3: os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores na estrutura, devidos à ação sísmica, em sua direção transversal. Estes esforços são reproduzidos por forças estáticas equivalentes de 500 kN, aplicadas à laje de cobertura e à laje intermediária.

Como indicado na Figura 5.5.1, o comprimento total considerado para o prédio é de 20 m. Assim, supondo-se que as forças sísmicas inerciais atuem uniformemente distribuídas nas lajes, às forças totais de 500 kN, aplicadas por piso, corresponderão forças linearmente distribuídas, ao longo da extensão total das lajes, de 25 kN/m.

Como considerou-se que as lajes são rígidas na direção transversal, elas irão redistribuir as forças cortantes totais, em cada elevação, entre as paredes, proporcionalmente às suas inércias. No caso presente, em que as paredes são consideradas como igualmente rígidas, verifica-se, em cada elevação, uma redistribuição por igual entre elas, dos esforços cortantes totais. Desta forma são obtidos os diagramas de esforços internos nas paredes, mostrados respectivamente nas Figuras 5.5.4 e 5.5.5 para uma das paredes externas e para uma das internas.

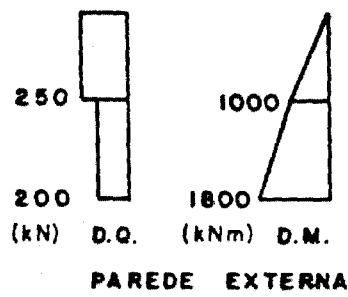


Fig. 5.5.4 – Esforços na parede externa

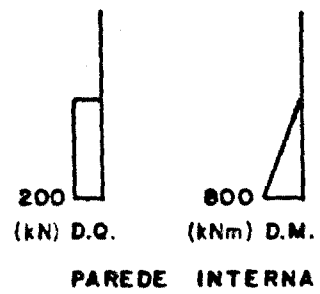


Fig. 5.5.5 – Esforços na parede de interna

Os diagramas de esforços internos nas lajes são obtidos analisando-as como sistemas auto-equilibrados, em que as forças de inércia despertadas nas lajes se equilibram com as diferenças entre os esforços cortantes nas paredes, abaixo e acima da elevação analisada. Nas Figuras 5.5.6 e 5.5.7 são apresentados os diagramas de momentos fletores nas lajes de cobertura e intermediária, respectivamente. Observem-se as características totalmente distintas, destes dois diagramas de momentos fletores, decorrentes das diferentes formas de absorção das forças cortantes pelas paredes, nas duas elevações.

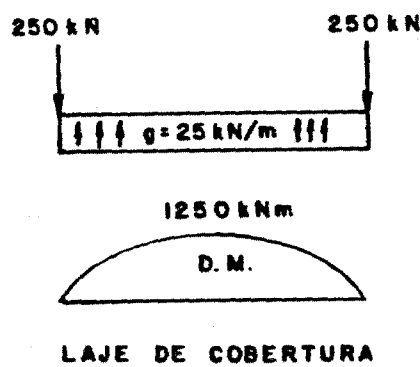


Fig. 5.5.6 – Momentos na laje de cobertura

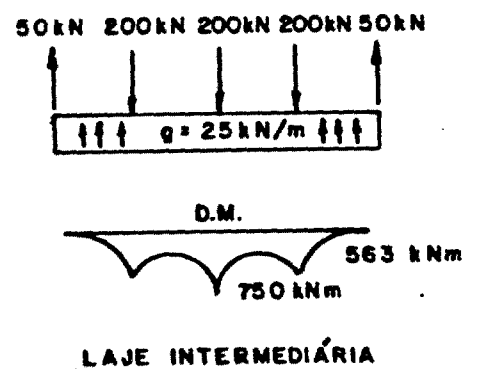


Fig. 5.5.7 – Momentos na laje intermediária

## CAPÍTULO VI

### DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

#### 6.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tendo sido discutidas, nos capítulos precedentes, as técnicas para a análise sísmica das estruturas, e para a distribuição das forças globais obtidas, entre os diversos elementos estruturais sísmo-resistentes, serão apresentados neste capítulo, critérios para o dimensionamento e o detalhamento destes elementos estruturais. Serão enfatizados aspectos específicos relacionados com o projeto das peças de concreto armado submetidas às forças decorrentes das excitações sísmicas.

Discutem-se inicialmente aspectos das normas internacionais de projeto quanto ao dimensionamento de vigas, colunas, paredes e outros elementos, quanto à flexão, cisalhamento, torção, etc. É ressaltada a importância conferida pelas normas aos detalhes de concreto armado recomendados para assegurar o comportamento dútil das peças, sob a ação das solicitações sísmicas.

Tendo em vista a dificuldade da aplicação direta dos critérios de norma ao dimensionamento dos elementos laminares (lajes e paredes) sísmo-resistentes, muitas vezes enfraquecidos por várias aberturas, é apresentada, em seguida, a aplicação dos modelos biela-tirante a este dimensionamento.

A utilização da metodologia proposta é ilustrada por meio de diversos exemplos numéricos. São também analisados resultados experimentais disponíveis na literatura, à luz dos conceitos teóricos expostos. Desta forma, julga-se que é fornecida

uma base experimental adequada para a aplicação dos modelos biela-tirante ao projeto dos elementos laminares de concreto armado sob a ação das forças sísmicas.

## 6.2 - RECOMENDAÇÕES DE NORMAS DE PROJETO

Ainda não existem normas brasileiras para o projeto anti-sísmico, a serem aplicadas, a princípio, em estruturas de instalações nucleares. É, portanto, necessária, neste tipo de projeto, a adoção de normas e regulamentos estrangeiros; dentre estes, devemos destacar, como os mais conceituados, os da escola americana e os da escola alemã. É indispensável que no início de um projeto com exigências anti-sísmicas, na fase de definição dos critérios de projeto, sejam criteriosamente selecionadas as normas a serem obedecidas, de forma a se constituírem em um conjunto coerente e não contraditório.

As normas de projeto podem apresentar graus de severidade diversos, tendo em vista diferentes níveis de segurança a serem atingidos pelas edificações respectivamente compreendidas em seu escopo de aplicação. Como exemplo, citamos três regulamentos bastante conceituados, listados abaixo em ordem crescente de grau de severidade:

- a) Código Modelo do CEB (18), aplicável ao projeto anti-sísmico de prédios com estruturas de concreto, para utilização ordinária e cuja eventual ruptura não acarretará impacto catastrófico social (excluídas, portanto, de seu escopo, instalações químicas de risco e nucleares);
- b) Documento Técnico IAEA-TECDOC-348 (36), da Agência Internacional de Energia Atômica, aplicável ao projeto de estruturas de instalações nucleares com inventário radioativo reduzido, como reatores de pesquisa de baixa

potência;

- c) Código de Projeto ACI-349 (1), do American Concrete Institute, aplicável a estruturas de instalações nucleares de potência, destinadas à geração comercial de energia elétrica.

Escolheu-se o Código Modelo do CEB para análise de várias recomendações de projeto julgadas adequadas para ilustrar a metodologia básica de dimensionamento e detalhamento das peças de concreto armado submetidas a forças sísmicas.

### 6.2.1 – O Código Modelo do CEB

Alguns comentários sobre o Código Modelo do CEB (18) foram já desenvolvidos no item 2.3.4, com respeito aos métodos simplificados de análise sísmica propostos por este Código. Como comentado neste item, o Código se aplica a prédios de concreto armado ou protendido destinados a utilização ordinária (não associados a alto risco social). Os sistemas estruturais sismo-resistentes devem ser compostos por pórticos espaciais, paredes ou ser mistos. Alguns itens do Código são comentados a seguir (os números dos itens são indicados entre parênteses).

#### – Níveis de ductilidade (CEB 3.3)

Diferentes níveis de ductilidade (Níveis I, II, III), podem ser especificados para as estruturas, correspondendo a requisitos de detalhamento com grau crescente de exigência, relativamente à garantia de comportamento dútil das estruturas. Quanto maior o nível de ductilidade conferido a uma estrutura, menor poderá ser o valor das forças sísmicas a ser considerado no projeto.

— Métodos de análise sísmica (CEB 4.2)

O Código admite dois métodos de avaliação dos efeitos sísmicos nas estruturas compreendidas em seu campo de aplicação: análise estática equivalente (para estruturas "regulares") e análise espectral (para estruturas "irregulares"). Métodos mais sofisticados, com a utilização de acelerogramas reais ou gerados artificialmente, podem ser também utilizados, desde que seja demonstrada a compatibilidade com o espectro de projeto definido no Código.

A análise estática equivalente pode ser aplicada a estruturas "regulares" (como definido a seguir), com altura inferior a 80 m e primeira frequência própria superior a 0,5 Hz.

Para que a estrutura possa ser considerada como "regular", o Código exige que uma série de condições seja satisfeita, algumas das quais abaixo comentadas.

- a) o prédio deve possuir configuração em planta aproximadamente simétrica, relativamente a duas direções ortogonais, segundo as quais os elementos sísmo-resistentes estão dispostos. No caso de existirem áreas reentrantes, estas não deverão ter dimensões maiores que 25% da dimensão externa correspondente do prédio;
- b) em cada elevação, a distância entre os centros de massa e de rigidez não deve exceder 15% do "raio de resiliência" (raiz da relação entre rigidez à torção e rigidez translacional) na elevação considerada;
- c) as propriedades de massa e de rigidez devem ser aproximadamente uniformes ao longo da altura do prédio (a variação na rigidez, entre dois níveis

consecutivos é limitada a 50%);

- d) nas estruturas em pórtico, a relação entre a força cortante de projeto e a força cortante resistente, nos pisos, não deve diferir de mais de 20%, entre pisos consecutivos;
- e) no caso de redução progressiva de uma dimensão em planta da estrutura, ao longo de sua altura, esta redução está limitada a 10% da dimensão correspondente, por piso. Esta limitação pode ser ignorada na região do prédio situada abaixo de 15% de sua altura total.

Comenta-se na norma que a regularidade do prédio, em planta e em elevação, é sempre uma característica desejável, já que conduz a um comportamento anti-sísmico mais eficiente, econômico e previsível.

#### — Aplicação das forças sísmicas (CEB 4.2.2)

As forças sísmicas estáticas equivalentes a serem consideradas são as definidas nas equações (2.3.7) a (2.3.10). As forças devem ser aplicadas nas direções mais críticas para a estrutura. No caso do prédio apresentar um eixo de simetria, as forças devem ser aplicadas segundo este eixo e na sua direção ortogonal. Devem ser aplicadas forças na direção vertical, no caso de balanços e de vigas protendidas.

#### — Modelo matemático para a análise (CEB 4.2.3, 4.2.5)

As forças sísmicas devem ser aplicadas a um modelo matemático que represente, de forma adequada, o efetivo comportamento estrutural sob a ação sísmica.

No caso de estruturas em que os requisitos de regularidade não forem satisfeitos, a análise sísmica deverá ser desenvolvida pelo método espectral. O espectro de resposta definido pelas expressões, já apresentadas, (2.3.7) e (2.3.8), deverá ser considerado na análise.

No caso geral de estruturas espaciais, o modelo matemático deverá ser capaz de reproduzir os quatro primeiros modos de vibração, e também, no mínimo, todos com frequência própria inferior a 2,5 Hz. As regras de combinação das respostas modais foram já comentadas no item 4.3.2.

#### — Ações sísmicas de projeto (CEB 4.3)

As forças sísmicas a serem consideradas no projeto, são reduzidas mediante fatores de comportamento  $K$ , definidos no item 2.3.4, em função do nível de ductilidade especificado para a estrutura. No entanto, para evitar determinados tipos indesejáveis de ruptura, esta redução é parcialmente compensada por fatores de amplificação, para alguns tipos de ações, de forma a assegurar o nível de ductilidade requerido: forças cortantes em vigas, colunas e paredes, momentos fletores em colunas, nas seções próximas às juntas com as vigas; forças para o dimensionamento das juntas vigas—colunas.

A norma não estabelece fatores de amplificação para o nível de ductilidade I. São estabelecidos estes fatores, de forma diferenciada, para os níveis de ductilidade II e III.

– Elementos submetidos a flexão (CEB 4.3.1.1, 4.3.2.1)

Os momentos fletores não precisam ser amplificados. As forças cortantes de projeto serão determinadas para duas condições extremas de momentos fletores nas extremidades do elemento, como esquematizado na Figura 6.2.1. Nesta determinação, os momentos nas extremidades deverão ser computados com base na resistência à flexão das seções, associada às armaduras a serem efetivamente instaladas. No nível de ductilidade III, os momentos máximos nos extremos, devem ser multiplicados, para efeito de cálculo das forças cortantes de projeto, por um fator igual a 1,25.

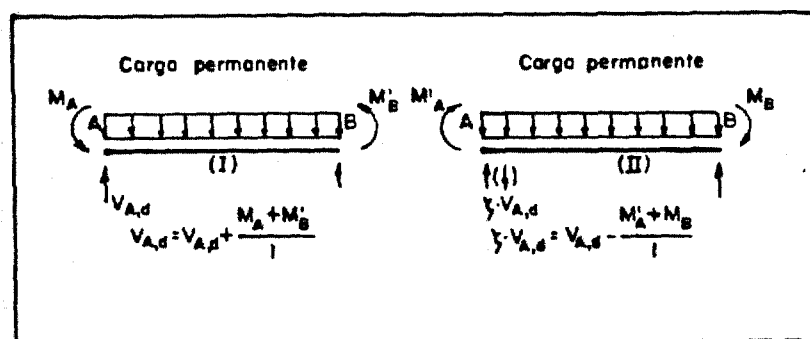


Fig. 6.2.1 – Forças cortantes de projeto

– Elementos submetidos à flexão e força normal (CEB 4.3.1.2, 4.3.2.2)

Os momentos fletores nas colunas, obtidos por análise estática equivalente, devem ser majorados, para estruturas de três ou mais pavimentos, tendo em vista a contribuição dos modos de vibração de ordem superior. Fatores de amplificação  $w$  são definidos abaixo, como função crescente do período fundamental  $T_1$  da estrutura. Como expresso por estas funções, a contribuição dos modos de vibração de ordem superior cresce em importância com o aumento do período fundamental  $T_1$  (expresso

em segundos):

Para pórticos planos:

$$w = 0,6 T_1 + 0,85 \quad (1,3 \leq w \leq 1,8) \quad (6.2.1)$$

Para pórticos espaciais:

$$w = 0,5 T_1 + 1,10 \quad (1,5 \leq w \leq 1,9) \quad (6.2.2)$$

Os fatores  $w$  determinados através dessas expressões são válidos nos dois terços superiores da altura dos edifícios. Entre esta altura e o primeiro pavimento dos prédios, uma interpolação linear entre esse valor de  $w$  e 1,3 ou 1,5 (para pórticos planos ou espaciais, respectivamente) deverá ser considerada, como ilustrado na Figura 6.2.2.

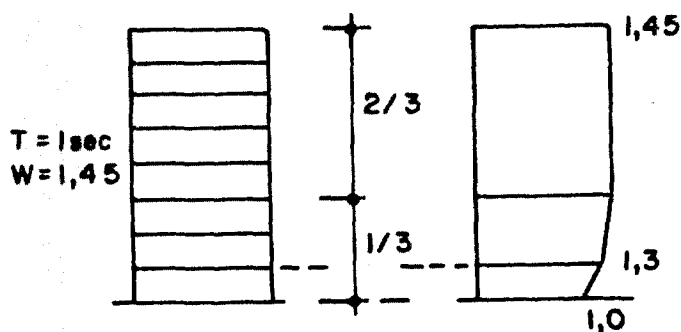


Fig. 6.2.2 – Variação na altura da amplificação

Para a determinação das forças cortantes de projeto, os momentos fletores obtidos na análise sísmica devem ser considerados nas condições que produzam os cortantes máximos. No nível de ductilidade III, os momentos fletores, para efeito de

cálculo das forças cortantes de projeto, devem ser adicionalmente multiplicados por um fator igual a 1,10.

– Juntas entre vigas e colunas (CEB 4.3.2.3)

Apenas no nível de ductilidade III são exigidas verificações adicionais. No nível III, onde as estruturas devem possuir grande capacidade de dissipação de energia, a manutenção da integridade das juntas é de especial relevância. As forças de projeto, conforme esquematizado na Figura 6.2.3, são determinadas considerando-se os momentos últimos, calculados com as armaduras a serem efetivamente instaladas, adicionalmente multiplicados por um fator igual a 1,25. Na determinação destas forças, uma análise racional, levando em conta todas as forças e momentos associados ao equilíbrio da junta, deve ser desenvolvida.

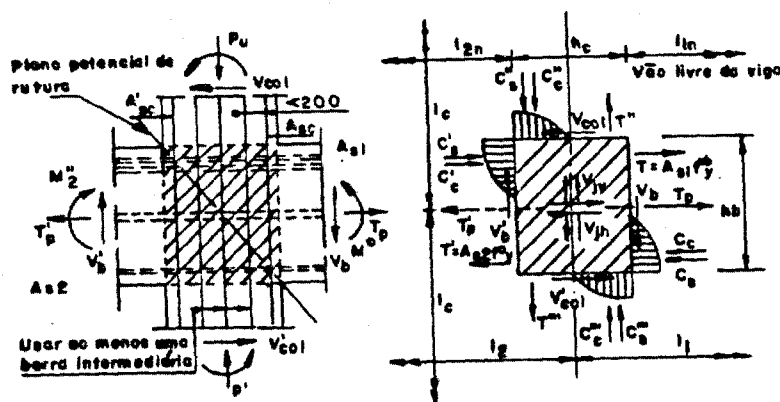


Fig. 6.2.3 – Forças para o dimensionamento de juntas

– Paredes estruturais (CEB 4.3.1.4, 4.3.2.4)

As forças nas paredes, obtidas na análise sísmica, podem ser redistribuídas entre elas, desde que o equilíbrio global seja mantido e a redução na força resistida

por cada uma delas seja limitada a 30%.

○ diagrama de momentos fletores a ser considerado no dimensionamento, deve ser decalado de uma distância igual ao comprimento da parede na horizontal e linearizado, como indicado na Figura 6.2.4.

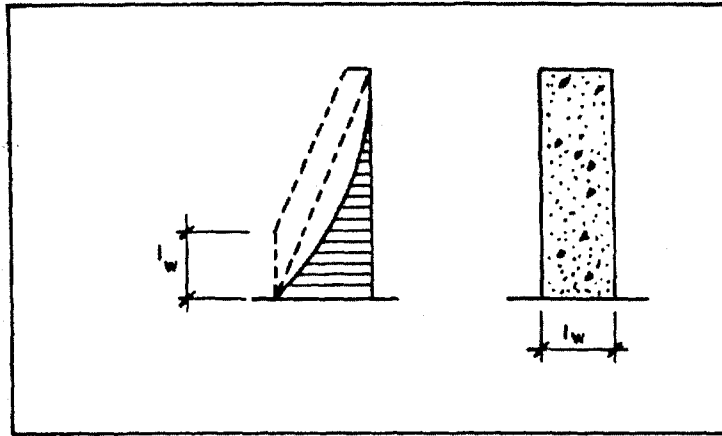


Fig. 6.2.4 – Envoltória de momentos fletores de projeto

Devem ser consideradas forças axiais nas paredes acopladas por vigas. Essas forças devem ser calculadas considerando-se os esforços cortantes resistentes nos extremos das vigas, determinados usando-se os valores característicos de resistência do concreto e do aço, multiplicados adicionalmente por um fator igual a 1,25.

As forças cortantes em paredes, obtidas por análise estática equivalente, deverão ser amplificadas por um fator  $w$ , dado pela expressão abaixo, válida para prédios de até cinco pavimentos:

$$w = 0,1 N + 0,9 \quad (6.2.3)$$

$N$  é o número de pavimentos. Para paredes mais altas que cinco pavimentos,  $w$  deve ser aumentado até  $w = 1,8$  para 15 pavimentos.

No nível de ductilidade III é especificado um incremento nas forças cortantes nas paredes, de modo a forçar uma ruptura dútil por flexão, preferencialmente a uma ruptura frágil por cisalhamento. As forças cortantes devem ser multiplicadas por um fator igual a:

$$\gamma_v = \frac{M_{u,d}}{M_d} \leq 4,0 \quad (6.2.4)$$

$M_d$  é o momento na base da parede determinado na análise sísmica e  $M_{u,d}$  é o momento resistente na base considerando as armaduras a serem efetivamente instaladas e os valores característicos de resistência do concreto e do aço.

— Dimensionamento de elementos lineares (vigas e colunas) (CEB 4.4.1)

As forças de compressão máximas de projeto, em condições sísmicas são limitadas ao valor:

$$N_d \leq 0,5 A_g \cdot f_{ck} \quad (6.2.5)$$

( $A_g$  — área da seção,  $f_{ck}$  — resistência característica do concreto).

Excetuando-se os casos em que a norma permite a formação de rótulas nas colunas, nas juntas vigas-colunas, a soma dos valores absolutos dos momentos fletores de projeto nas colunas não poderá ser inferior à soma dos valores absolutos dos momentos de projeto nas vigas adjacentes, como ilustrado na Figura 6.2.5. No nível de ductilidade III, para efeito desta comparação, a soma dos valores absolutos dos momentos nas vigas deve ser adicionalmente multiplicada por um fator igual a 1,15.

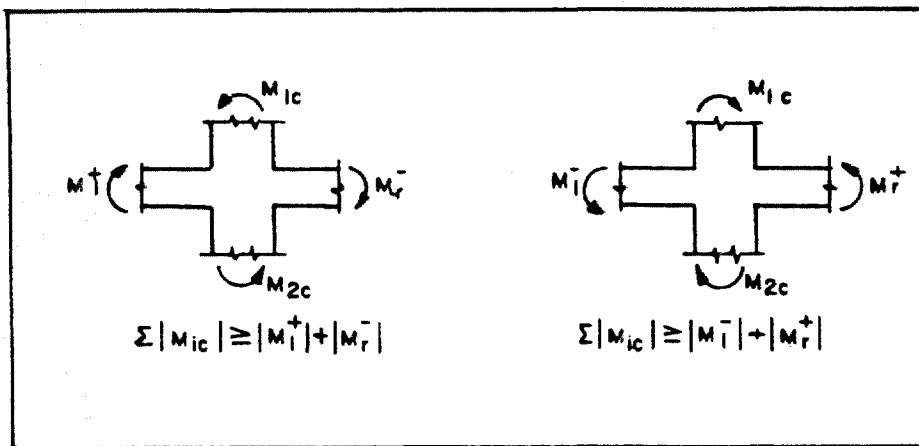


Fig. 6.2.5 – Relação de resistências vigas–colunas

A formação de rótulas plásticas em colunas é permitida nos casos: a) em pórticos com quatro ou mais colunas, é permitida a formação de rótulas em uma das colunas, desde que as demais permaneçam elásticas; b) em prédios de um ou dois andares; c) no andar superior de prédios de vários andares. O código comenta como particularmente perigosa, a solução estrutural em que o primeiro pavimento é bastante menos rígido que os imediatamente superiores ("soft-first-story"). É prescrita neste caso, a adoção de forças de projeto comparativamente majoradas, além de um detalhamento especial para as colunas do primeiro pavimento.

No dimensionamento ao cisalhamento, a resistência fornecida pelo concreto deve ser desprezada, nas regiões em que são necessários estribos, quando as forças de compressão na seção forem pequenas ( $Nd \leq 0,1 A_g f_{cd}$ ). Isto é devido ao alto grau de fissuração que se apresenta em carregamentos cíclicos inelásticos com reversão de sinal. Quando a tensão de cisalhamento atinge valores elevados, a norma exige que as forças cortantes sejam absorvidas por barras inclinadas nas duas direções.

– Dimensionamento de juntas vigas–colunas (CEB 4.4.3)

Verificações especiais são exigidas pela norma apenas para o nível de ductilidade III. Dois tipos de mecanismo de resistência são admitidos, como ilustrado na Figura 6.2.6: por meio de bielas de concreto ou de bielas concreto–aço. A resistência por meio das bielas de concreto está condicionada à garantia de integridade da junta, que estará comprometida no caso em que se formem rótulas de flexão nas vigas, nas faces das colunas, sob a ação de cargas cíclicas severas com inversão de sinal. Para que seja considerada a resistência às forças cortantes por meio de bielas de concreto, a norma estabelece algumas possibilidades: tensão mínima de compressão na coluna, acima da junta, igual a  $0,1 f_{ck}$ ; nenhuma rótula nas vigas prevista pelo projeto na região da junta; no caso de rótulas previstas nas vigas, estas estarão a uma distância mínima da face da coluna igual à altura da viga; quando a armadura das faces tracionadas das vigas estiverem adequadamente dobradas e ancoradas nas faces tracionadas das colunas, conforme detalhe da Figura 6.2.7.

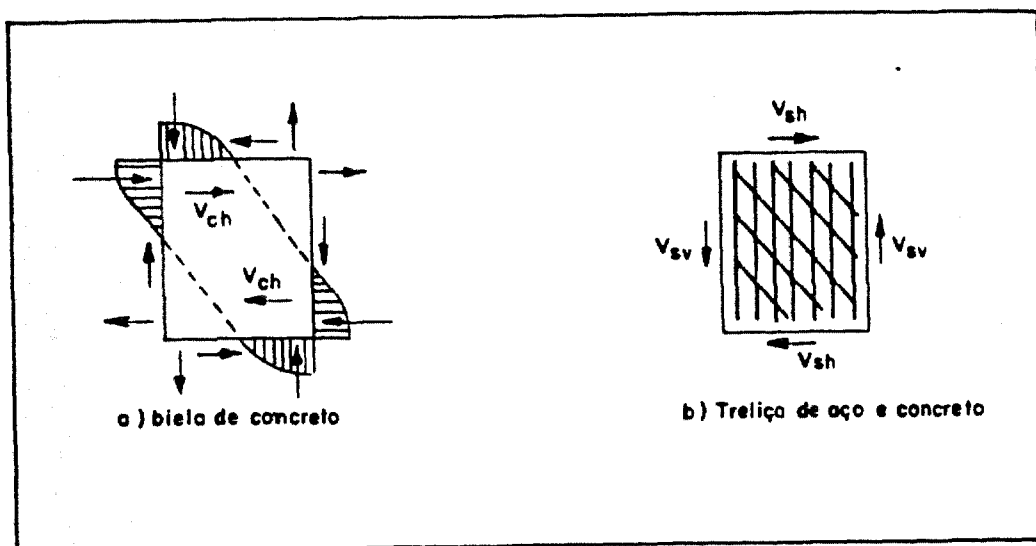


Fig. 6.2.6 – Resistência de juntas vigas–colunas

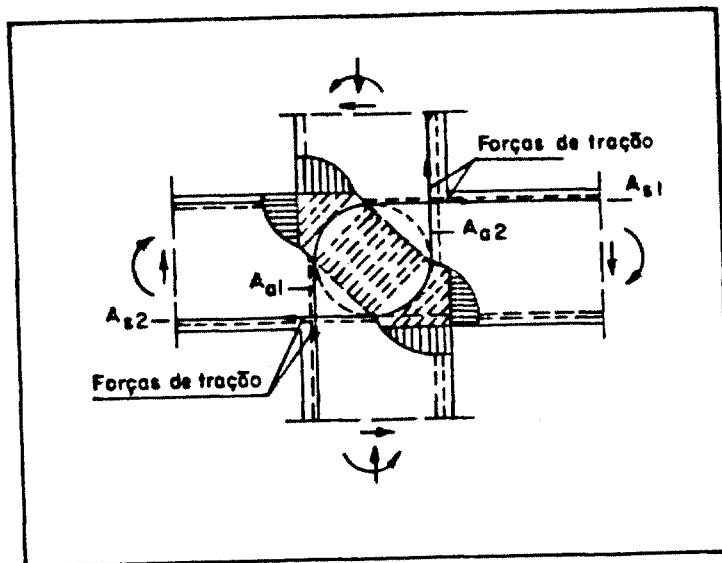


Fig. 6.2.7 – Ancoragem nas juntas vigas-colunas

As parcelas de forças cortantes, nas direções horizontal e vertical, não resistidas pelas bielas de concreto, devem ser absorvidas considerando-se as juntas já fissuradas, por meio de bielas concreto-aço. As armaduras consistirão em estribos horizontais adequadamente espaçados entre as armaduras superior e inferior da viga e armaduras verticais nas colunas, dispostas entre as armaduras principais dos cantos e convenientemente ancoradas.

#### – Dimensionamento de paredes (CEB 4.4.3)

As paredes devem ser dimensionadas e detalhadas de forma a que sejam asseguradas a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia adequadas. A probabilidade de ruptura por cortante ou insuficiência de ancoragem deve ser reduzida a um mínimo. Nas regiões de formação de rótulas, em potencial, a contribuição do concreto à resistência ao cisalhamento deve ser desprezada, a menos que a tensão de compressão média de projeto na seção seja, no mínimo, igual a

0,1 fcd. A armadura de cisalhamento deve consistir de barras horizontais perfeitamente ancoradas nos extremos da seção da parede.

Vigas de acoplamento entre paredes devem possuir armaduras de flexão simétricas. No caso de valores elevados de tensões de flexão e de cisalhamento, toda a resistência deve ser assegurada por armaduras em diagonal nas duas direções.

– Lajes funcionando como diafragmas (CEB 4.4.4)

Lajes funcionando como diafragmas rígidos, ligando os elementos verticais sismo-resistentes (pórticos e paredes), devem ser verificados para os esforços internos decorrentes desta ação. Conexões adequadas entre os diafragmas e os elementos resistentes verticais devem ser projetadas; cuidados especiais devem ser tomados nas regiões de caixas de escadas e de elevadores, onde a continuidade dos diafragmas é em geral interrompida.

Aberturas nas lajes devem ser verificadas para que não se constituam em pontos fracos que reduzam a resistência dos diafragmas. Quando necessário, elementos de reforço devem ser projetados nos contornos das aberturas.

– Verificações em serviço (CEB 4.4.6.4)

O parâmetro indicado como mais importante na verificação da estrutura em serviço é o "interstory drift" (deslocamento horizontal relativo entre pisos). Sendo esta grandeza calculada por um dos métodos estabelecidos pelo código, não deverá em nenhum caso exceder o limite:

$$\Delta_{\max} = \frac{0,025 h}{K} \quad (6.2.6)$$

(h – distância entre pisos; K – fator de comportamento definido no item 2.3.4).

– Detalhamento de elementos submetidos à flexão (CEB 5.1)

Exigências específicas para o detalhamento são, em geral, estabelecidas para os níveis de ductilidade II e III, sendo aceito um detalhamento praticamente usual para o nível de ductilidade I.

A largura das vigas não deve ser inferior a 20 cm e não deve ser superior à largura do pilar mais um quarto desta para cada lado, conforme detalhes das Figuras 6.2.8 a, b; as excentricidades entre linhas de centro de vigas e colunas estão limitadas a 1/4 da largura das colunas como esquematizado na Figura 6.2.8 c; a Figura 6.2.8 d mostra uma disposição inadequada entre vigas e colunas. O objetivo destas recomendações é assegurar uma transferência eficiente dos momentos das vigas para as colunas.

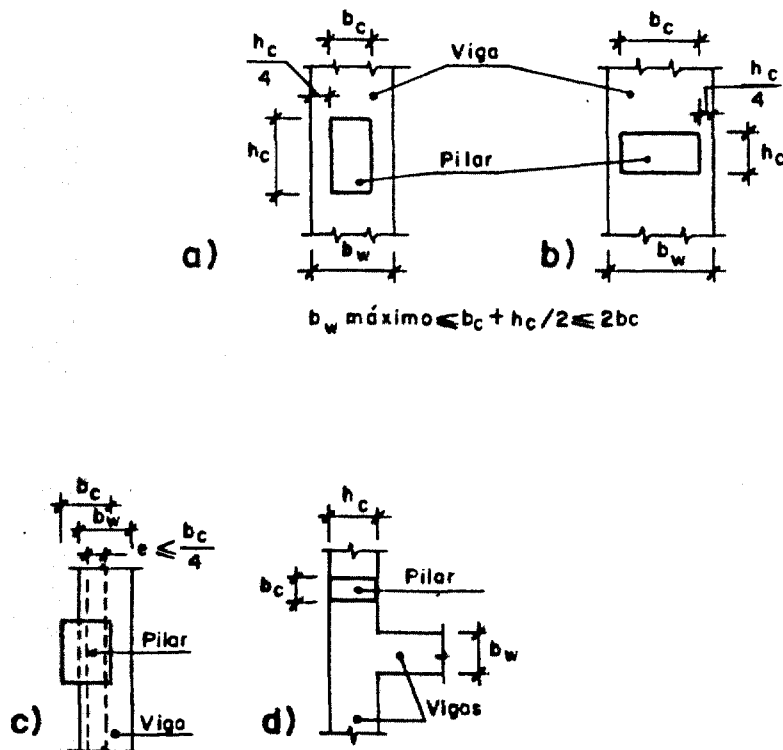


Fig. 6.2.8 – Relações geométricas em vigas

A largura das vigas não deve ser inferior a um quarto de sua altura, com o que se procura evitar a possibilidade de instabilidade transversal, em condições de grandes deformações não lineares. Adicionalmente, é recomendado que as alturas não excedam um quarto do valor dos vãos das vigas (requisito não aplicável a vigas de acoplamento de paredes).

As porcentagens das armaduras superiores ou inferiores das vigas devem estar compreendidas entre os limites:

$$1,4 \leq \rho \cdot f_{yk} \leq 7 \quad (\text{fyk em MPa}) \quad (6.2.7)$$

Esta armadura deverá consistir, no mínimo, de duas barras de 12 mm ao longo de toda a viga.

Em regiões de formação potencial de rótulas plásticas, a armadura de compressão deverá ser no mínimo igual à metade da de tração. Desta forma, é assegurado um nível mínimo de ductilidade nestas regiões, e uma resistência mínima para uma eventual reversão no sentido das ações.

Ao menos um quarto das armaduras máximas deve ser prolongado ao longo de toda a viga, para cobrir eventuais distribuições não previstas de momentos fletores.

Larguras efetivas de vigas T, para efeito de posicionamento das armaduras negativas, são definidas na Figura 6.2.9. Em qualquer caso ao menos 75% das armaduras deve ser posicionada na região comum com as colunas.

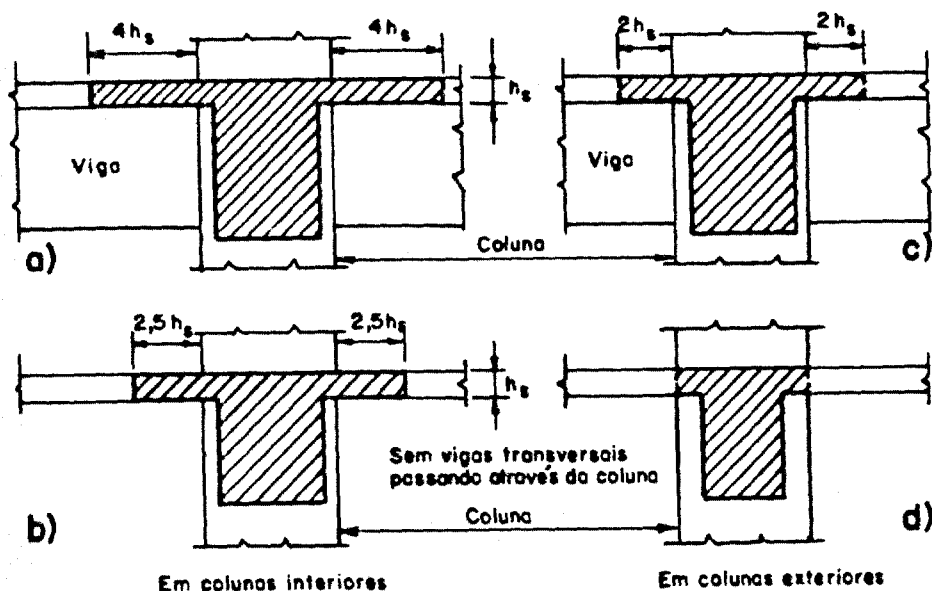


Fig. 6.2.9 – Larguras efetivas de vigas T

Para a obtenção de seções com grande capacidade de dissipação de energia, a armadura transversal deve ser adequadamente detalhada. Regiões críticas para o cisalhamento são aquelas situadas a menos de duas vezes a altura da viga, da face de seu suporte, ou de uma seção com potencial de formação de rótula plástica; são também críticas as seções em que armadura de compressão é necessária. Nas regiões críticas devem ser dispostos estribos com diâmetro mínimo de 6 mm, de acordo com as regras de espaçamento ( $S_h$ ) mínimo definidas na Figura 6.2.10.

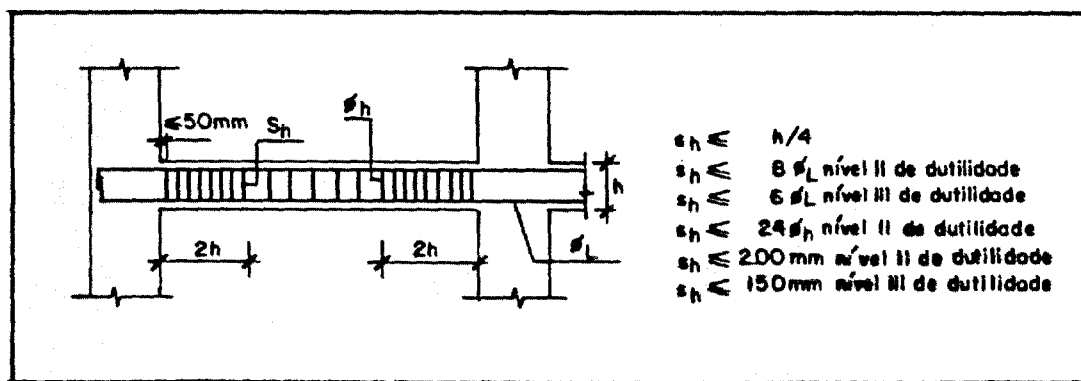


Fig. 6.2.10 – Detalhamento da armadura transversal

– Detalhamento de elementos sujeitos a flexão e compressão (CEB 5.2)

As regras de detalhamento para colunas visam garantir uma reserva de ductilidade que poderá ser necessária no caso de desvios do comportamento previsto na análise estrutural. Tem se demonstrado particularmente vulneráveis colunas de canto, devido a efeitos de torção não considerados; nestas colunas uma reserva de resistência, relativamente maior que nas demais, deve ser prevista.

Limitações dimensionais são estabelecidas para as colunas, de forma a minimizar a possibilidade de instabilidade lateral. No nível de ductilidade II, a relação entre altura/menor dimensão não deverá superar 25. No nível de ductilidade III, a dimensão mínima das colunas deverá ser 30 cm; a relação entre altura/menor dimensão não deverá superar 16 no caso de colunas com momentos de sinais opostos em suas extremidades e 10 no caso de colunas em balanço.

As porcentagens de armadura nas colunas deverão ser superiores a 0,01 e inferiores a 0,06, inclusive nas regiões das emendas. As barras não deverão estar espaçadas de mais de 20 cm. O espaçamento das barras no perímetro da seção deve ser o mais uniforme possível, de modo a garantir o máximo confinamento para o concreto.

Um detalhamento especial da armadura é exigido nas regiões críticas para cisalhamento. São consideradas como críticas as regiões afastadas das faces dos apoios de uma distância menor que a dimensão maior da coluna, um sexto da altura livre da coluna ou 45 cm. Quando a coluna está total ou parcialmente em contato com alvenaria, é considerada como crítica ao longo de toda sua altura. No caso de colunas parcialmente restringidas por conexão com uma parede, toda a parte restante da

coluna é considerada como crítica. Disposições inadequadas de colunas, a serem evitadas, são mostradas na Figura 6.2.11.

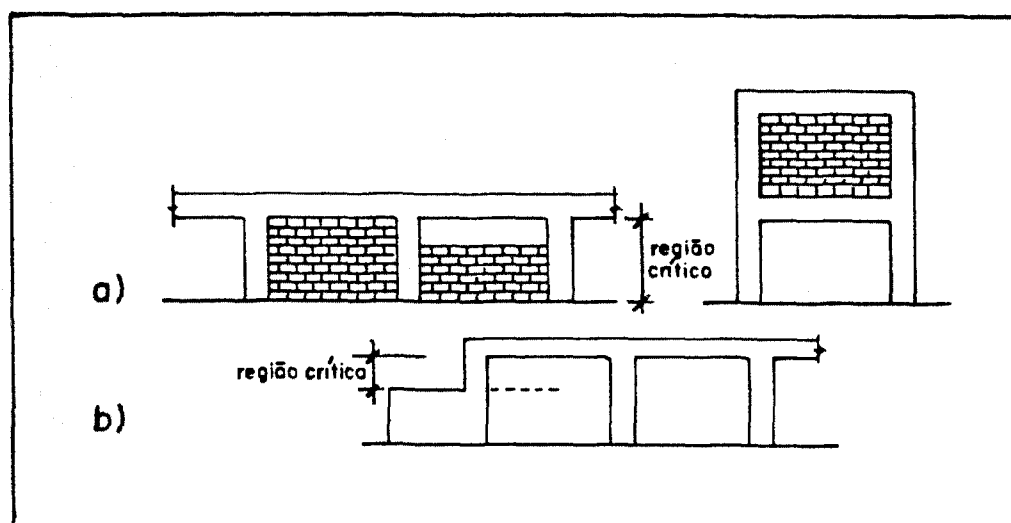


Fig. 6.2.11 – Arranjos inadequados em colunas

○ diâmetro mínimo dos estribos deverá ser de 8 mm (sempre estribos fechados). O espaçamento máximo dos estribos deverá ser o menor dos três valores abaixo, relativos ao menor diâmetro das barras longitudinais ( $\phi_L$ ) e à menor dimensão da seção transversal da coluna ( $b$ ):  $6\phi_L$ ,  $b/4$  e 15 cm (regiões críticas, nível de ductilidade III);  $8\phi_L$ ,  $b/2$  e 20 cm (regiões não críticas, nível III; regiões críticas, nível II);  $12\phi_L$ ,  $b$ , 30 cm (regiões não críticas, nível II).

Porcentagens mínimas de armadura transversal, para o nível de ductilidade III, são definidas no item 5.2.3.3 da norma, como função crescente da tensão de compressão na coluna. Assim, pretende-se evitar que se formem rótulas plásticas nas colunas e garantir um nível adequado de ductilidade.

○ detalhamento dos estribos exige, em geral, que cada barra longitudinal seja apoiada em um canto de estribo, ou barra suplementar horizontal (como

esquemático na Figura 6.2.13).

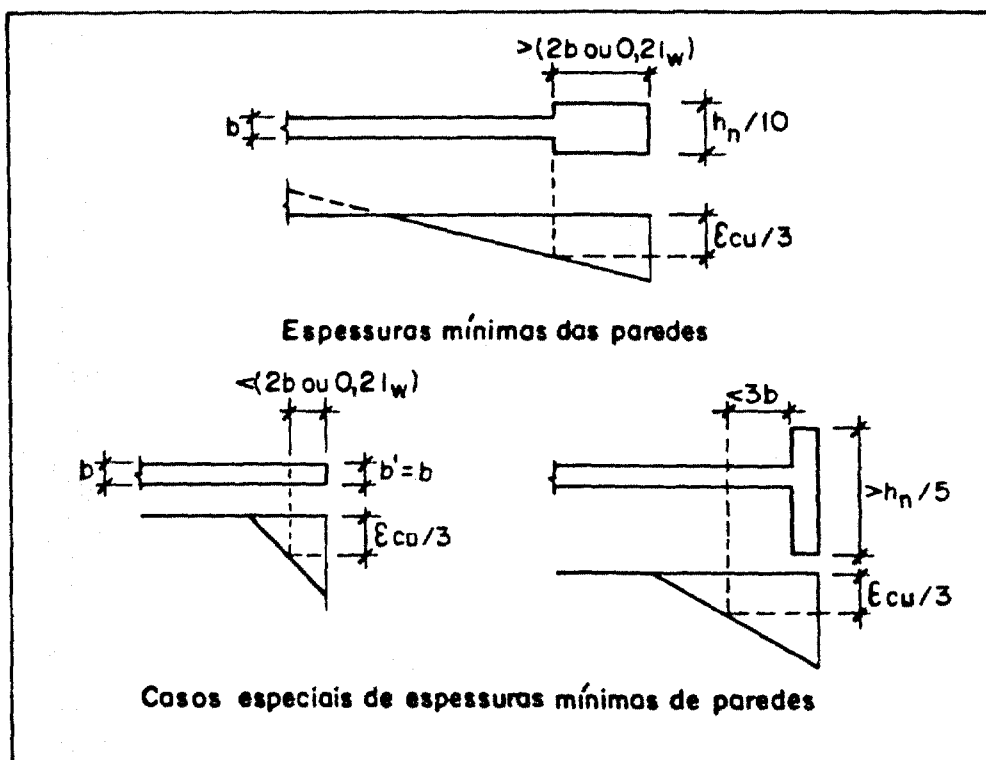


Fig. 6.2.12 – Espessuras mínimas das paredes

– Detalhamento de juntas vigas–colunas (CEB 5.3)

Os estribos detalhados nas colunas devem ter continuidade nas juntas, com espaçamento não superior a  $10\phi_L$  ou 20 cm.

No caso em que a largura da coluna seja superior à da viga, toda a armadura de flexão, para continuidade de momentos com a viga, deve ser disposta na região comum viga–coluna.

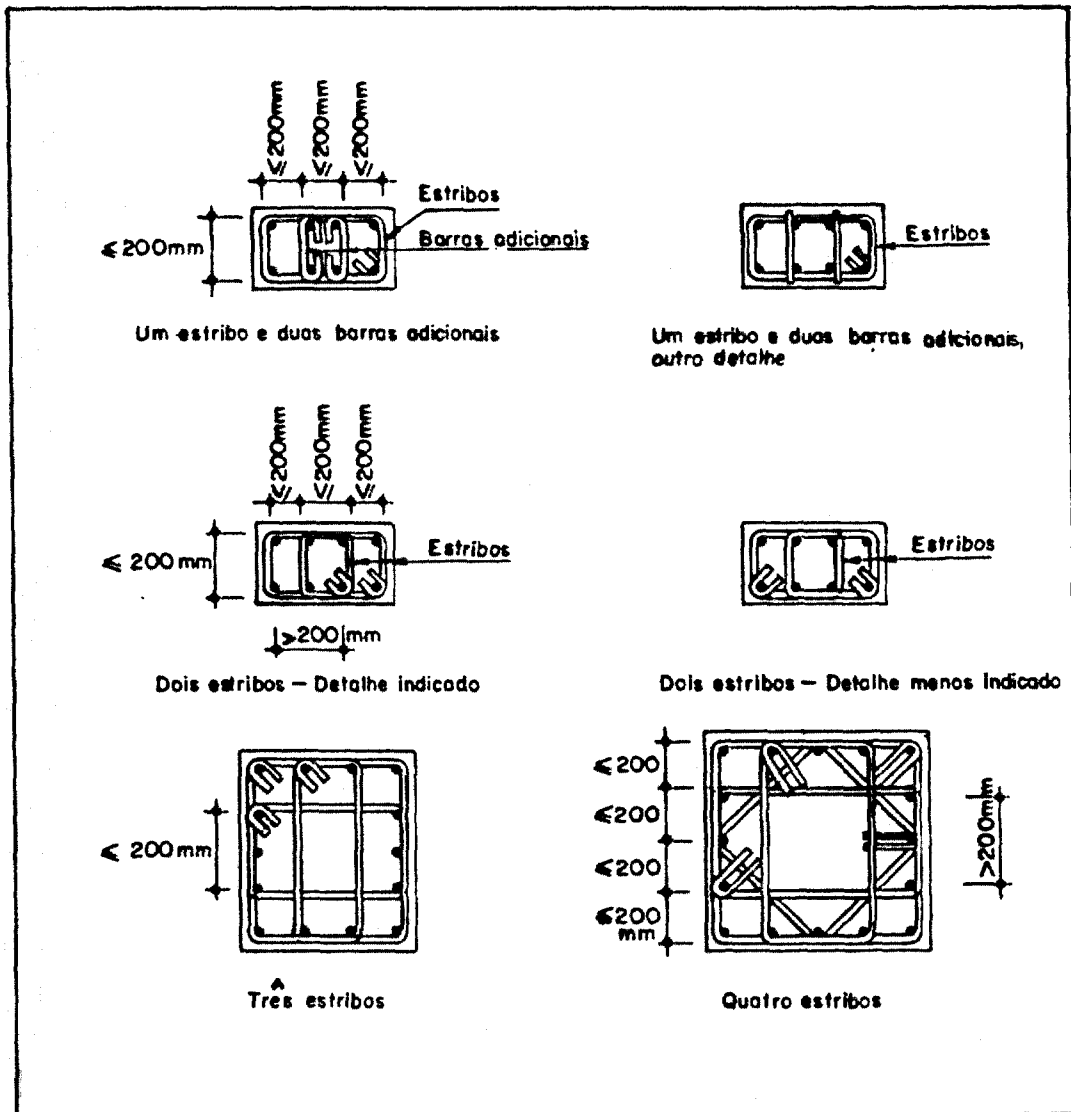


Fig. 6.2.13 – Detalhes de estribos em colunas

– Detalhamento de paredes (CEB 5.4)

A espessura das paredes não deverá ser inferior a 15 cm. Aberturas não

regularmente dispostas, de maneira a formar paredes acopladas, devem ser evitadas, a menos que se demonstre que não prejudiquem a resistência da parede. No caso em que não seja possível evitá-las, a capacidade resistente da parede, considerando as aberturas, deve ser racionalmente avaliada.

No nível de ductilidade III, a relação altura/comprimento da base não pode ser inferior a 2; considera-se que abaixo deste valor, não é assegurado um nível mínimo de ductilidade de flexão.

Para que seja evitada a instabilidade, quando uma região grande da parede está submetida a deformações inelásticas de compressão, é exigida, no nível de ductilidade III, uma verificação de espessura mínima de parede. A espessura de uma seção da parede não pode ser menor que um décimo do pé direito do andar, se na seção a deformação de compressão exceder  $\epsilon_{cu}/3$  ( $\epsilon_{cu}$  — deformação limite do concreto), exceto se (ver Figura 6.2.12): a seção crítica (com  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}/3$ ) distar do extremo da parede no máximo  $2b$  ou  $0,2 \ell_w$  ( $b$  — espessura da parede  $\ell_w$  — comprimento da base) ou distar de uma parede transversal ou da flange da parede no máximo  $3b$ .

A porcentagem das armaduras, verticais e horizontais deverá estar compreendida entre os limites de 0,25% e 4%. Um reticulado de armaduras verticais e horizontais deve ser disposto em cada face da parede. O diâmetro das barras não deverá superar um décimo da espessura da parede. O espaçamento das barras não poderá exceder 30 cm. As armaduras verticais deverão cobrir o diagrama de momentos fletores decalado, mais a ancoragem. Emenda das armaduras deve ser evitada em regiões com potencial de formação de rótulas plásticas; um máximo de um terço das barras poderá ser emendado nestas regiões.

É definida, nas paredes, uma região crítica, em que um detalhamento especial para a armadura transversal é exigido. Esta região está limitada, na direção vertical, da base até a altura da rótula plástica provável; essa altura é assumida como o maior valor entre o comprimento em planta da parede e 1/6 da sua altura. Na direção horizontal, a região se estende, em planta, na área com  $\epsilon_c > \epsilon_{cu}/3$ , para a combinação de força normal com momento fletor, em condições sísmicas, mais desfavorável.

Os critérios para definição das armaduras transversais dependem da profundidade da linha neutra ( $x$ ), relativamente a uma profundidade crítica ( $\bar{x}$ ) e também do nível de ductilidade selecionado.

As profundidades críticas de linha neutra são definidas em função do momento fletor de projeto máximo ( $M_d$ ), do momento resistente de projeto da seção ( $M_u, d$ ) e do comprimento em planta da parede ( $l_w$ ):

$$\bar{x} = 0,20 \left( \frac{M_{u,d}}{M_d} \right) \cdot l_w \quad \text{ou} \quad \bar{x} = 0,10 \left( \frac{M_{u,d}}{M_d} \right) \cdot l_w \quad (6.2.8)$$

(para os níveis de ductilidade II e III, respectivamente).

No nível de ductilidade II, se  $x \leq \bar{x}$ , nenhum requisito especial de detalhamento é exigido; se  $x > \bar{x}$ , deverá ser seguido o detalhamento de colunas, em regiões críticas no nível de ductilidade II. No nível de ductilidade III, se  $x \leq \bar{x}$ , deverá ser seguido o detalhamento de colunas em regiões não críticas do nível III; se  $x > \bar{x}$ , devem ser adotadas percentagens mínimas de armadura transversal, como funções crescentes da profundidade do eixo neutro da seção.

— Detalhamento de vigas de acoplamento (CEB 5.4.4)

Vigas de acoplamento deverão ter largura mínima de 20 cm. As armaduras em diagonal devem ser envolvidas por estribos não espaçados mais de 10 cm; estas armaduras terão comprimento de ancoragem majorados em 50%.

— Ancoragens e emendas das armaduras (CEB 5.5)

Todas as barras deverão ser consideradas como em região de má ancoragem, exceto em casos excepcionais, em regiões confinadas por armaduras transversais especiais. Em áreas de formação potencial de rótulas plásticas, não se aplicará a redução relativa à relação de área de aço calculada/área de aço existente.

As armaduras de vigas em pórticos devem ser contínuas nas colunas, evitando-se ancoragem ou emendas nas juntas vigas-colunas. Caso esta continuidade não for possível, as armaduras devem ser estendidas até a face oposta da coluna, dobradas e ancoradas para sua força de tração total. As armaduras de colunas que terminam no topo de pórticos, devem ser dobradas e perfeitamente ancoradas na face superior das vigas correspondentes.

Emendas não são permitidas em juntas vigas-colunas ou em região de formação potencial de rótulas plásticas. Emendas são permitidas em colunas, quando for demonstrável que naquela seção não há possibilidade de formação de rótulas plásticas; deve haver armadura transversal com espaçamento não superior a 6 vezes o diâmetro das barras. Ao longo de todas as emendas, em vigas e em colunas, deverá haver estribos não espaçados de mais de 10 vezes o diâmetro das barras emendadas e, adicionalmente no nível de ductilidade III, não espaçados de mais de 15 cm.

### 6.3 – MODELOS DE BIELA-TIRANTE

Um procedimento usual para o dimensionamento das paredes e lajes das estruturas sismo-resistentes, consiste na utilização direta dos esforços internos e tensões obtidas através de modelos em elementos finitos. A crítica que se pode colocar quanto a este procedimento, é que poderão existir grandes discrepâncias entre o comportamento da estrutura no regime elástico e o comportamento no estado limite último, próximo ao colapso. Estas discrepâncias serão mais importantes no caso dos carregamentos em condições sísmicas, em que grandes deformações não-lineares serão previstas. Assim, não existirá controle sobre o grau de conservadorismo efetivamente presente no projeto.

Um grande esforço de pesquisa tem se direcionado no sentido do desenvolvimento de novos programas de computador para análises não-lineares por elementos finitos de concreto (ver, por exemplo, SCHULZ (90), ou VECCHIO e PURI (106)), com o emprego de refinadas leis constitutivas para o concreto e adequada representação das barras da armadura. No entanto, devido aos elevados custos computacionais ainda envolvidos e à enorme quantidade de variáveis necessária, análises não-lineares completas são utilizadas somente em casos muito importantes, em estruturas de grande responsabilidade.

Uma alternativa possível é a aplicação dos modelos biela-tirante, desenvolvidos em sua forma mais geral, para a análise estática, por SCHLAICH et al. (88). Estes modelos são baseados na análise de treliças definidas "a priori", onde os campos de compressão no concreto são condensados nas bielas e as barras da armadura são representadas por tirantes. Com os modelos biela-tirante, procurou-se generalizar o conceito clássico da treliça de Morsch, para uma ampla variedade de situações no projeto de concreto armado e protendido.

De uma maneira geral, a metodologia de dimensionamento com os modelos biela-tirante segue as seguintes etapas fundamentais: a) concepção da treliça plana que representará o sistema resistente da estrutura; b) determinação, através de equilíbrio estático, das forças internas na treliça, correspondentes às forças externas aplicadas; c) verificação das tensões de compressão no concreto, a partir dos valores das forças de compressão determinadas; d) dimensionamento das armaduras, a partir dos valores das forças de tração determinadas nos tirantes; e) detalhamento da armadura, seguindo diretamente o modelo resistente adotado. A consistência do modelo de treliça adotado deve ser verificada pela análise dos sinais das forças obtidas em seus elementos. Se, por exemplo, em uma biela em diagonal, surge uma força de tração, onde se esperava uma de compressão, a geometria da treliça deve ser modificada para corrigir esta incompatibilidade.

Como regra geral, é proposto que a geometria dos modelos biela-tirante deva seguir, o mais próximo possível, os campos de tensões na estrutura obtidos elasticamente. Assim, serão usados os mesmos modelos para as verificações em serviço e no estado limite último.

Neste trabalho, deter-se-á nos aspectos da teoria dos modelos biela-tirante relativos à análise de elementos bidimensionais (lajes e paredes), quando carregados em seu próprio plano, especialmente no caso em que estes são recortados por aberturas.

### **6.3.1 – Concepção dos Modelos Resistentes**

A etapa mais importante no dimensionamento, utilizando-se os modelos biela-tirante, é a adequada concepção dos modelos resistentes. Em algumas das

situações mais simples encontradas, é possível a utilização direta de um dos modelos definidos nos catálogos de exemplos apresentados nos trabalhos de Schlaich. Alguns destes modelos simples são apresentados nas Figuras 6.3.1 a 6.3.7, a título de exemplificação.

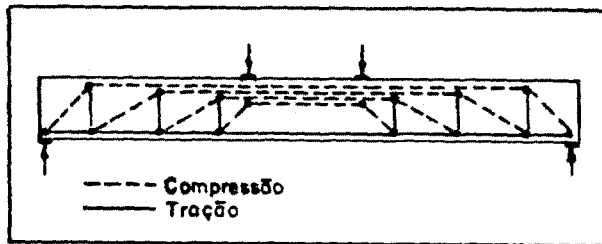


Fig. 6.3.1 – Viga biapoiada com cargas concentradas

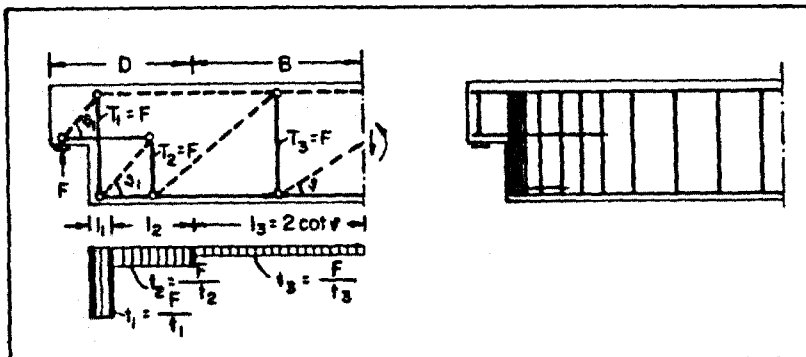


Fig. 6.3.2 – Extremo de viga com altura reduzida

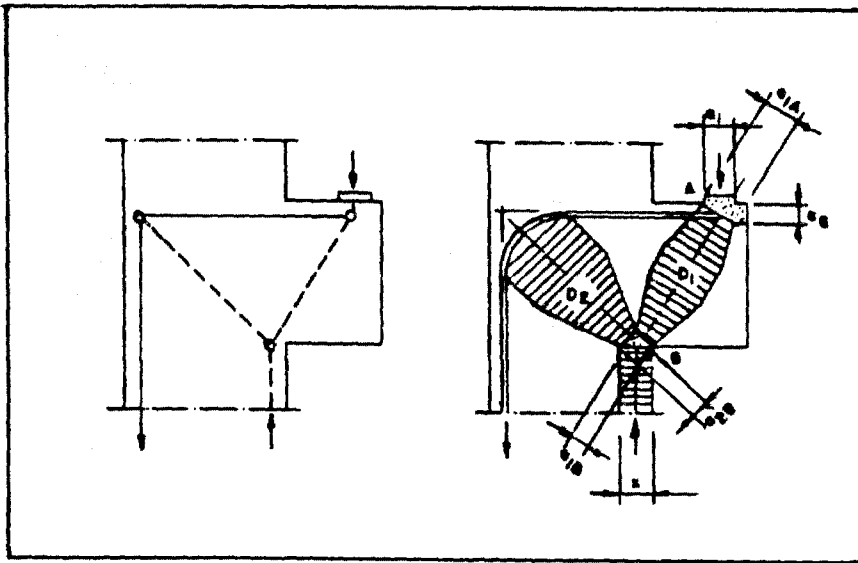


Fig. 6.3.3 - Consolo curto

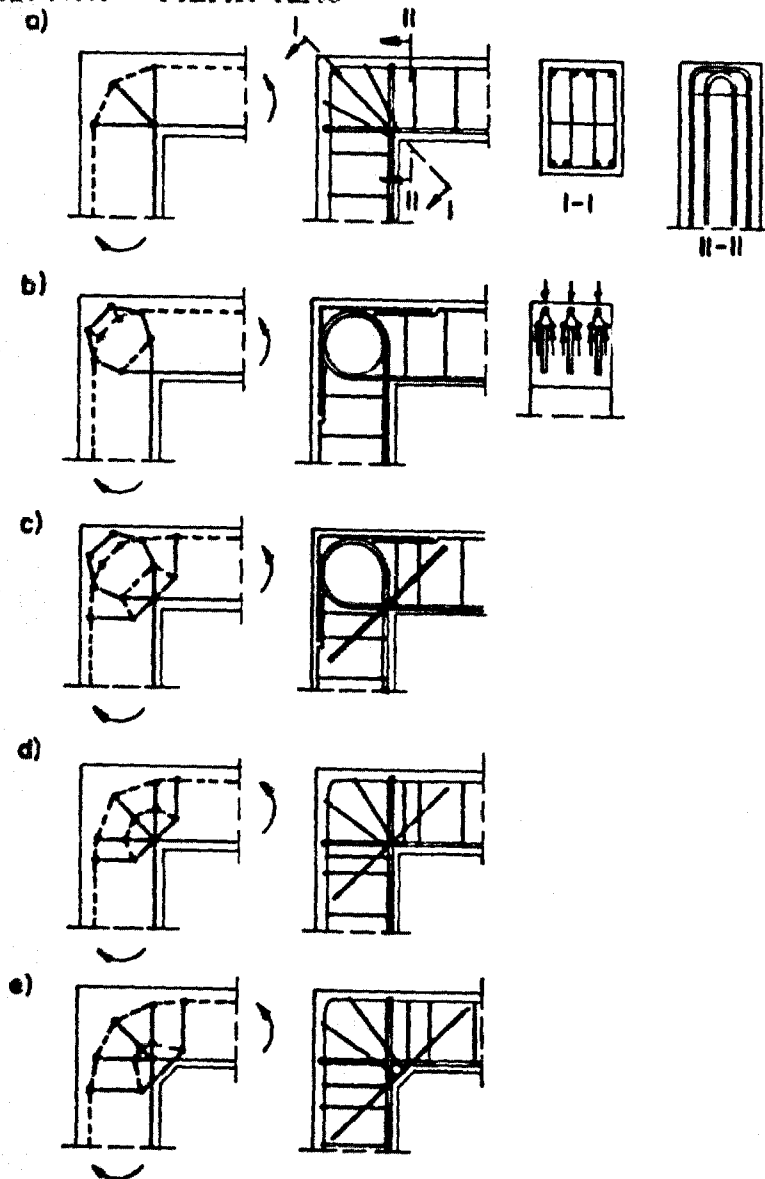


Fig. 6.3.4 - Nós de pórtico com momentos positivos

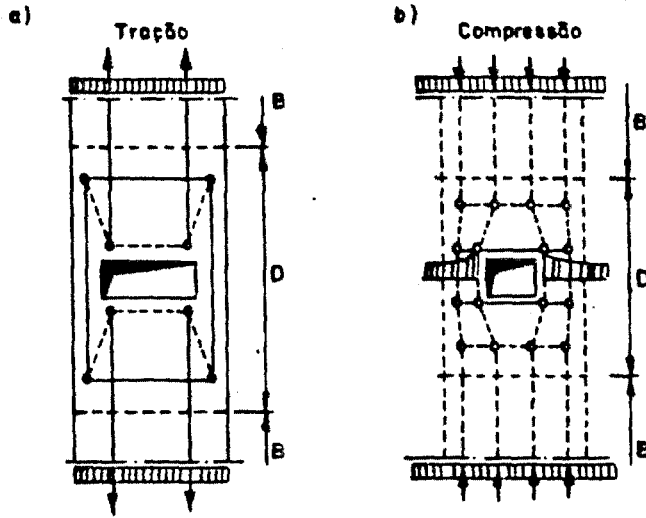


Fig. 6.3.5 - Chapa com abertura sob tração e compressão

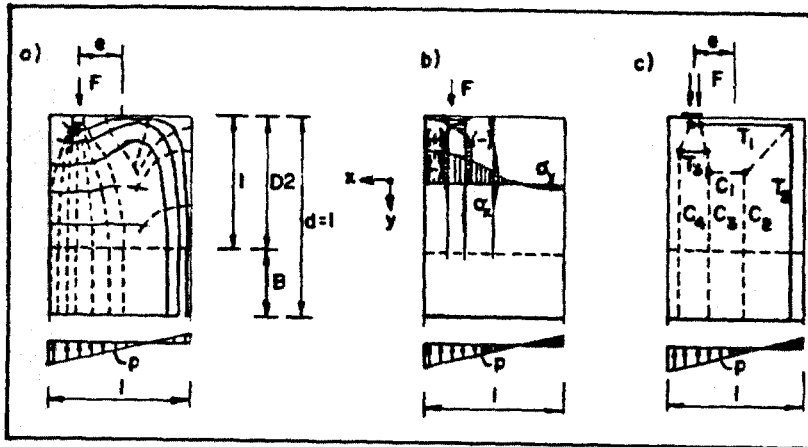


Fig. 6.3.6 - Carga concentrada em canto de parede

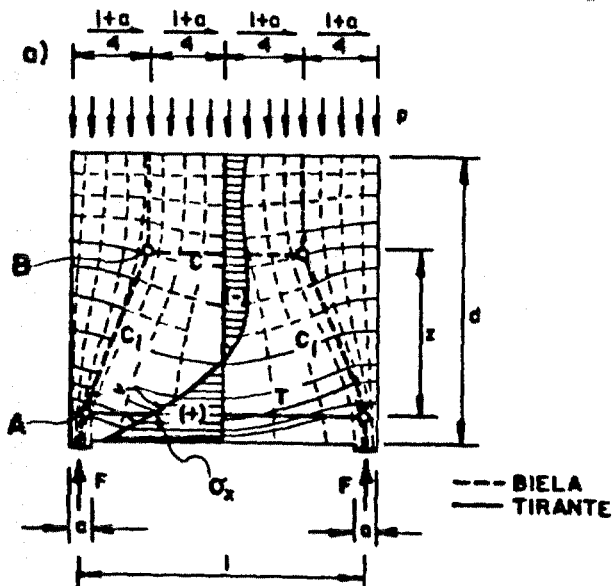


Fig. 6.3.7 - Viga parede biapojada

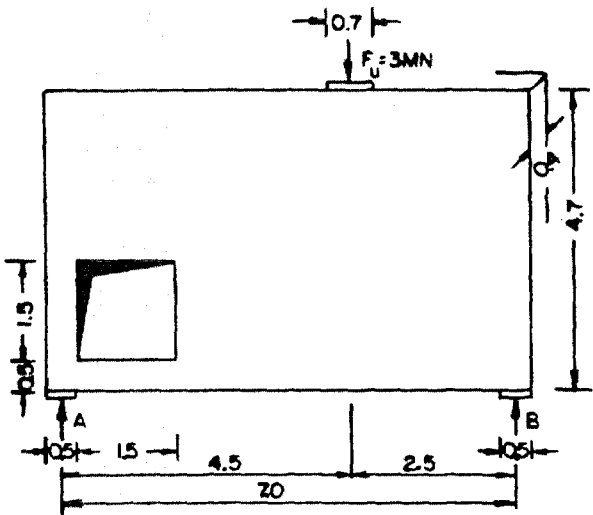
A Figura 6.3.1 ilustra o modelo clássico da treliça de Mörsh, sendo indicada a geometria que possibilita a determinação das forças nos estribos e na armadura de tração. Nas Figuras 6.3.4 ilustram-se os modelos correspondentes às várias possibilidades de detalhamento de nós de pórtico submetidos a momentos positivos; note-se o equilíbrio de forças que é concebido em cada nó dos modelos, necessário pelas mudanças de direção das armaduras; note-se também a correspondência entre os modelos concebidos e o detalhamento da armadura. A Figura 6.3.2 mostra uma situação de análise de redução de altura em apoio de viga. Este tipo de modelo resistente, com múltiplas suspensões, será usual na análise de paredes com aberturas, submetidas a cargas horizontais. A Figura 6.3.3 ilustra a análise de um consolo curto, instrutiva por indicar um modelo simples de resistência a uma carga excêntrica por um par de forças de sentidos opostos. A Figura 6.3.5 mostra outra situação que será típica na análise de paredes e lajes: a transposição de forças de tração ou de compressão através de aberturas em chapas. Outra situação típica é mostrada na Figura 6.3.6, a de transição de uma carga concentrada no extremo de uma chapa para uma distribuição linear de tensões em uma seção mais distante. Finalmente, na Figura 6.3.7 apresenta-se o exemplo de uma viga-parede biapoiada, carregada uniformemente por cima; mostra-se na figura a relação entre os campos de tensões e o modelo biela-tirante mais adequado para condensar em seus elementos estes campos de tensões.

Na maioria dos casos efetivamente encontrados na prática de projeto, a complexidade da geometria dos elementos a serem dimensionados, impede a utilização direta de um modelo de catálogo. Em alguns casos particularmente complexos, poderá vir a ser necessária uma análise prévia, por exemplo através de um modelo em elementos finitos, para identificar as trajetórias dos campos de tração e de compressão, de forma a orientar a concepção mais adequada do modelo resistente. É

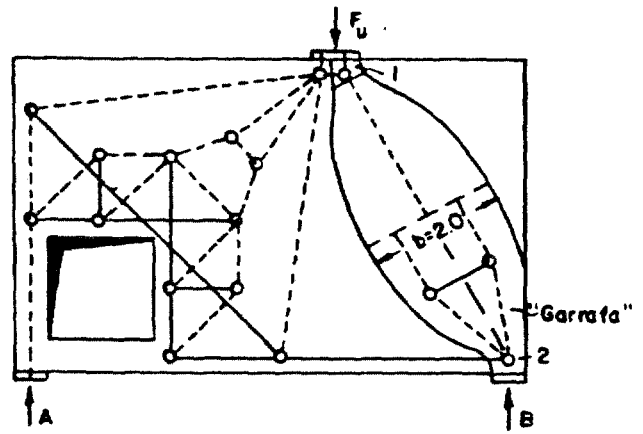
demonstrável (ver (88)) que o dimensionamento no regime plástico, com os modelos biela-tirante, desenvolvidos a partir dos resultados de análise elástica, será sempre conservador. Os tirantes dos modelos poderão ser dispostos de acordo com a prática usual de detalhamento; a estrutura terá, em geral, capacidade de adaptação para se adequar ao modelo escolhido. A escolha de modelos resistentes baseados na análise linear pode, eventualmente, não conduzir à obtenção da máxima resistência da estrutura no regime plástico; tem como vantagem, no entanto, a utilização do mesmo modelo para as verificações em serviço e na ruptura.

Nas Figuras 6.3.8 a, b, c, d ilustra-se o dimensionamento com um modelo biela-tirante, de uma viga-parede com uma grande abertura no apoio. Na Figura 6.3.8 a mostram-se as dimensões da parede e a carga aplicada. Na Figura 6.3.8 b é reproduzido o resultado da análise por elementos finitos da parede, sendo indicadas as trajetórias das tensões principais de compressão e de tração. A Figura 6.3.8 c mostra o modelo resistente concebido a partir dos resultados da análise elástica. Na Figura 6.3.8 d é apresentado o esquema final de detalhamento das armaduras calculadas.

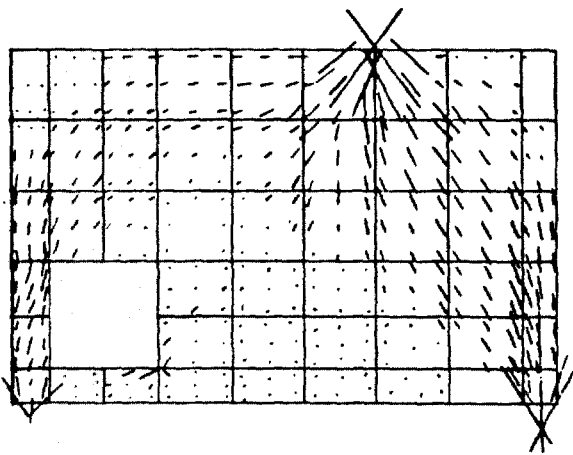
Outro aspecto importante a ser analisado, é o da escolha do modelo resistente mais adequado, dentre os vários possíveis que satisfaçam as condições de contorno e o equilíbrio interno. Nas Figuras 6.3.9 mostram-se dois modelos resistentes possíveis para a análise de uma viga-parede bi-apoiada: o da Figura 6.3.9 a corresponde a um detalhamento usual, com uma malha ortogonal em cada face da parede, paralela a seus lados; o modelo da Figura 6.3.9 b exige armaduras inclinadas, inadequadas do ponto de vista executivo. Apesar de neste caso ser intuitivo que o primeiro modelo resistente é o mais adequado, em outros casos esta definição não é tão clara.



a) Dimensões(m) e carga

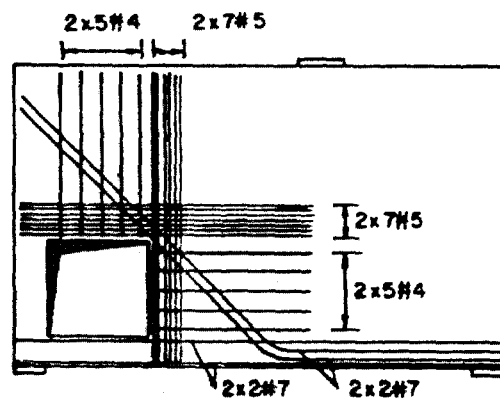


c) Modelo completo biela-tirante



— Tensões de compressão  
 - - - Tensões de tração

b) Tensões elásticas



d) Armadura

Fig. 6.3.8 – Viga-parede com abertura

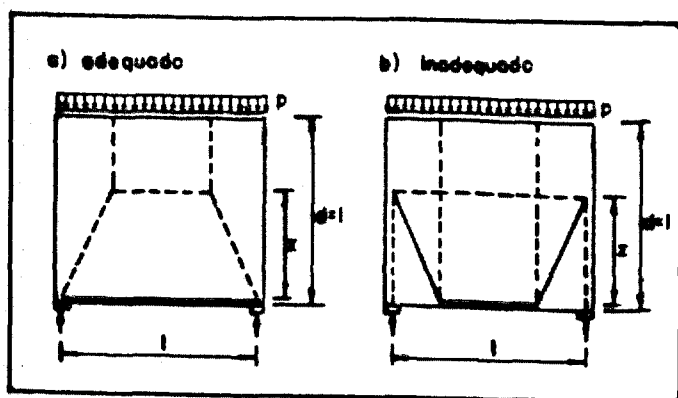


Fig. 6.3.9 – Escolha dos modelos mais adequados

Para a definição de um critério quantitativo para a escolha do modelo resistente mais adequado, entre os vários possíveis, considera-se inicialmente que a mais provável trajetória das cargas em uma estrutura será a que corresponda aos menores esforços internos e deformações. Considera-se em seguida, que nos modelos biela-tirante, a deformabilidade dos tirantes de aço será muito maior que a das bielas de concreto. Assim, os modelos com menos e menores tirantes serão os mais corretos. Este critério pode ser quantificado pela fórmula:

$$\sum F_i \ell_i \epsilon_i = \text{Mínimo} \quad (6.3.1)$$

onde:  $F_i$ ,  $\ell_i$ ,  $\epsilon_i$  são respectivamente: força atuante, comprimento e deformação específica média no elemento  $i$ . Esta equação é derivada do princípio da energia mínima, aplicado ao comportamento elástico das bielas e dos tirantes após a fissuração da peça. A contribuição dos elementos de concreto no somatório acima pode em geral ser desprezada, tendo em vista que as deformações específicas nestes elementos serão bem menores do que nos tirantes de aço.

Evidentemente, com a substituição dos campos de tensões contínuos por elementos discretos, não haverá solução única nem solução ótima, de um ponto de

vista absoluto, para a concepção do modelo resistente. Sendo o grau de refinamento do modelo, uma decisão do projetista, este terá bastante liberdade de, em função de sua experiência e do nível de responsabilidade da estrutura, julgar, em cada caso, qual a solução de modelagem mais adequada.

### 6.3.2 – Verificação da Compressão no Concreto

Após a concepção do modelo resistente, deve-se proceder à análise da treliça plana correspondente, para obtenção dos esforços internos em seus elementos. As tensões de compressão nas bielas de concreto devem ser verificadas, assim como a capacidade de transferência das cargas através dos nós. Note-se que o correto detalhamento dos nós, é um aspecto crucial para que os modelos possam atingir a totalidade da resistência prevista no cálculo.

Na verificação da compressão no concreto, tem importância fundamental o estado de tensões em torno das bielas, assim como perturbações introduzidas por fissuras e pelas armaduras. A compressão transversal é favorável, especialmente quando presente nas duas direções, como por exemplo em regiões confinadas; este confinamento pode ser decorrente de um volume razoável de concreto em torno da biela ou de armadura transversal adequadamente detalhada (ver Figura 6.3.10). Tensões transversais de tração e as fissuras causadas por elas são prejudiciais; a resistência à compressão das bielas pode ser consideravelmente reduzida se a tração transversal produzir fissuras muito próximas, paralelas à direção das tensões principais de compressão; esse efeito pode ser adequadamente neutralizado se as forças de tração forem absorvidas por armaduras, de forma que as fissuras sejam menores e mais espaçadas. Outras fissuras, não paralelas às direções principais de compressão, são igualmente prejudiciais à resistência das peças. Estes efeitos decorrem principalmente do fato de que, enquanto as forças nos tirantes permanecem

basicamente unidimensionais, as forças de compressão entre nós tendem a se espalhar (ver Figuras 6.3.11 a, b), formando "garrafas" de compressão. Este espalhamento introduz tensões de tração transversais, que quando não combatidas por armaduras, produzem os estados de fissuração acima descritos.

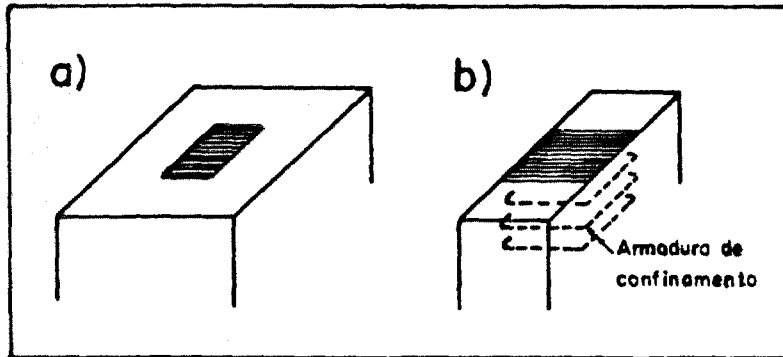


Fig. 6.3.10 – Confinamento das bielas de concreto

Os nós dos modelos correspondem a uma idealização das mudanças de direção, na estrutura, dos campos de tensões de compressão, ou das barras de armadura. Estas mudanças de direção podem estar mais ou menos concentradas em regiões da estrutura, o que se traduz em diferentes critérios de verificação. Se um dos campos de tensões que conflui no nó é concentrado, decorre que haverá uma região de maior concentração de tensões em torno desse nó; esse nó é chamado **nó singular**. No caso em que largas áreas de compressão se cruzam entre si ou com armaduras constituídas por diversas barras pouco espaçadas, os desvios de tensões se desenvolvem em áreas mais amplas; esses nós são chamados de **nós contínuos**. Exemplos típicos de nós singulares e contínuos são os nós A e B da Figura 6.3.7.

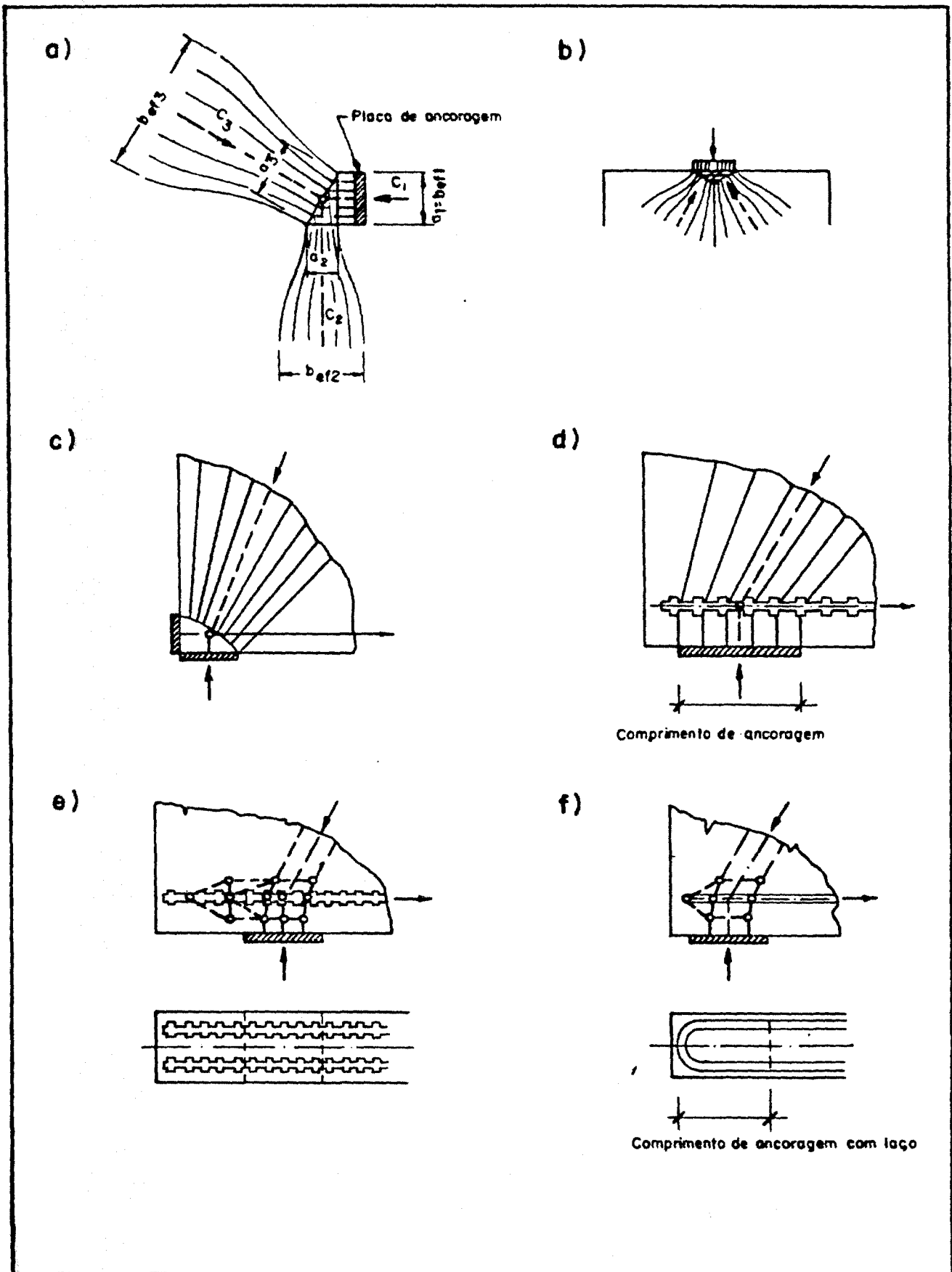


Fig. 6.3.11 – Tipos de nós nos modelos biela-tirante

As Figuras 6.3.11 a a f ilustram diversos tipos de nós singulares. Nas Figuras 6.3.11 a, b mostra-se a transferência de forças de placas de apoio para bielas em "garrafas"; note-se que é criado um estado "hidrostático" de tensões em torno do nó. Nas Figuras 6.3.11 c a f mostra-se o equilíbrio de uma reação vertical de apoio, com uma biela de compressão em diagonal e com uma força horizontal de tração transmitida através de uma placa de apoio (c), ou por ancoragem no nó (d), ancoragem no nó e para trás deste (e) e ancoragem no nó com pressão radial (f).

As seguintes tensões limites de compressão ( $f_{cd}^*$ ) são definidas por Schlaich, para a verificação das bielas e dos nós:

- a)  $f_{cd}^* = 1,0 f_{cd}$ , para estados de compressão não perturbados e uniaxiais;
- b)  $f_{cd}^* = 0,8 f_{cd}$ , quando tensões de tração transversais ou armaduras transversais de tração possam causar um estado de fissuração (com pequena abertura) paralelo à biela; também aplicável à verificação de nós quando houver armaduras cruzando-os ou neles ancoradas;
- c)  $f_{cd}^* = 0,6 f_{cd}$ , como acima, mas com fissuras inclinadas ou com cruzamento de armaduras inclinadas;
- d)  $f_{cd}^* = 0,4 f_{cd}$ , com fissuras ou armaduras inclinadas, e com abertura muito grande de fissuras; essa situação pode surgir no caso do modelo resistente se afastar muito do fluxo elástico de tensões, por exemplo em um caso em que se deseje atingir a capacidade última, após uma redistribuição de esforços internos na peça.

Nas relações acima, a resistência à compressão de projeto é definida de forma

usual, com relação à resistência característica do concreto:

$$f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.3.2)$$

( $\gamma_c$  é o coeficiente de minoração de resistência do concreto).

No caso do modelo resistente seguir de perto os fluxos de tensões elásticas, não serão esperadas fissuras inclinadas. Assim, deve-se evitar ângulos muito pequenos entre bielas e tirantes em um nó singular.

Como critério geral de verificação, pode-se considerar que a estrutura estará adequada, se nas regiões de apoio as tensões de compressão de projeto não ultrapassarem 0,6  $f_{cd}$  (ou 0,4  $f_{cd}$ , excepcionalmente, como definido acima) e todas as forças de tração sejam resistidas por armaduras adequadamente ancoradas.

Apesar de outras situações serem possíveis, a forma mais adequada de equilíbrio em um nó é através de um estado "hidrostático" (Figuras 6.3.11 a, b, c). Neste caso, a forma ideal de transferência da força de tração em um nó é por detrás deste, por meio de uma placa de apoio ou de ancoragem. A ancoragem de uma força de tração (Figuras 6.3.11 d, e, f) consiste na transferência desta força mediante tensões de compressão no concreto apoiadas nas nervuras das barras, ou mediante pressão radial nas barras dobradas; esta transferência é melhor visualizada com a utilização de modelos biela-tirante localizados nos nós (ver nas figuras).

Comparativamente aos nós singulares, os nós contínuos apresentarão situações muito menos críticas, com as mudanças de direção das tensões se distribuindo em regiões maiores. Em geral, nenhuma verificação especial de tensões de compressão no concreto será necessária.

### 6.3.3 – Dimensionamento e Detalhamento das Armaduras

O dimensionamento das armaduras decorre diretamente dos resultados da análise da treliça plana, correspondente ao modelo resistente. Todas as forças de tração determinadas na treliça deverão ser absorvidas por armaduras. Os eixos dos centros de gravidade das armaduras deverão coincidir com os eixos dos tirantes do modelo. O dimensionamento das armaduras segue diretamente pela expressão:

$$T_s \leq A_s \cdot f_{yd} \quad (6.3.3)$$

( $T_s$  – força de tração em uma treliça do modelo;  $A_s$  – área de aço da armadura correspondente;  $f_{yd}$  – resistência de cálculo do aço, definida como:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_c$$

$f_{yk}$  – resistência característica do aço;  $\gamma_c$  – coeficiente de minoração da resistência do aço).

O detalhamento das armaduras também decorre do modelo resistente adotado; deverão ser previstas ancoragens adequadas para estas armaduras.

Exemplos de detalhamento de armaduras, consistente com os modelos biela-tirante adotados, serão apresentados posteriormente neste trabalho.

#### 6.4 - MODELOS RESISTENTES PARA LAJES

A aplicação dos modelos biela-tirante ao projeto de lajes e paredes em estruturas sismo-resistentes, tem sido já discutida pelo autor em outros trabalhos, SANTOS et al. (82, 83, 84). A utilização destes modelos é particularmente adequada nas estruturas relativamente baixas e muito rígidas encontradas nas centrais nucleares, especialmente suas lajes e paredes. A pouca esbelteza usual destes elementos, associada ao grande número de aberturas geralmente neles presentes, impossibilita a aplicação dos critérios de dimensionamento de norma para peças esbeltas (colunas e vigas). O esquema geral do projeto anti-sísmico de uma estrutura com estas características é ilustrado na Figura 6.4.1, consistindo das seguintes etapas:

- a) desenvolvimento do modelo estrutural global e realização da análise sísmica global;
- b) distribuição das forças sísmicas globais obtidas, entre os elementos estruturais sismo-resistentes;
- c,d) dimensionamento dos elementos estruturais (lajes e paredes), individualmente, para as forças estáticas e dinâmicas combinadas.

Os tópicos a) e b) foram já exaustivamente tratados nos capítulos anteriores, sendo c) e d) abordados neste capítulo.

O sistema sismo-resistente das estruturas nucleares consiste, em geral, de um conjunto de paredes verticais, conectadas em cada elevação do edifício por suas lajes.

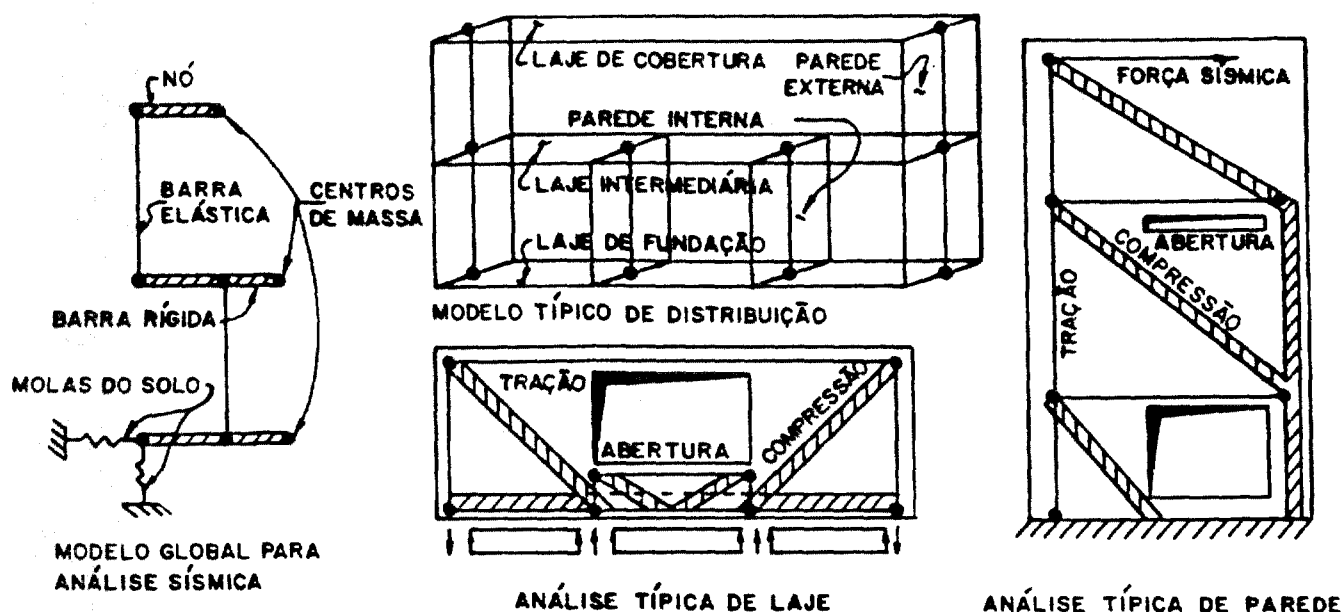


Fig. 6.4.1 – Esquema geral de análise e dimensionamento

As lajes possuem, em geral, bastante rigidez em seu próprio plano, funcionando como diafragmas. Deverá ser analisado, em cada caso, se as lajes possuem capacidade de transferir, para as paredes, as forças horizontais inerciais sísmicas geradas em cada elevação do prédio, de resistir aos esforços internos decorrentes desta transferência e de assegurar à estrutura um adequado grau de rigidez.

Uma situação típica de análise de laje submetida a forças atuantes em seu próprio plano, é apresentada na Figura 6.4.2. O exemplo é de uma laje retangular em planta, com paredes resistentes localizadas nos dois extremos da laje e com sismo horizontal considerado na direção de cima para baixo da figura.

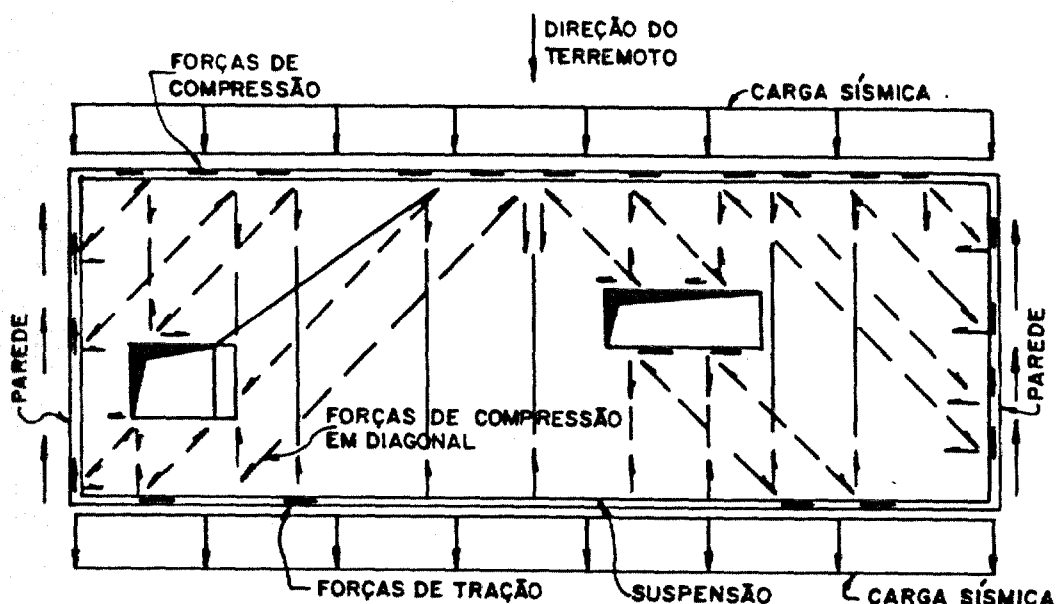


Fig. 6.4.2 – Esquema sismo-resistente de laje

As forças sísmicas inerciais decorrem da aplicação das acelerações horizontais do sismo a cada elemento infinitesimal de massa da laje. Decorre que cada elemento infinitesimal de área em planta, é submetido a uma força igual à aceleração horizontal, multiplicada pela espessura da laje, e pela massa específica do material.

Todas as forças aplicadas na parte inferior da laje, na figura, devem ser suspensas, através de armaduras, para a parte superior, onde elas poderão se apoiar nas bielas inclinadas de concreto indicadas. As forças aplicadas na parte superior se apoiarão também nas bielas, mas causando tensões de compressão no plano da laje.

As forças são absorvidas de forma distribuída pelas paredes. Estas forças aplicadas em cada elevação, de forma distribuída, causarão as forças cortantes e momentos fletores nestas paredes. Em cada ponto da linha da interseção laje-parede forma-se uma situação de equilíbrio entre a força de compressão aplicada em

diagonal pela laje, a parcela de força cortante absorvida naquele ponto pela parede e uma força de tração que atuará na direção longitudinal da laje e que será equilibrada pela força de tração que surge no lado oposto da laje, na situação simétrica. Com o terremoto atuando na direção de  $90^\circ$  da apresentada na figura, surgirão forças de tração no sentido transversal da laje. Para o dimensionamento das armaduras a serem dispostas na laje, deverão ser consideradas combinações de carga incluindo as forças de tração obtidas como acima descrito, e os momentos fletores na laje causados pela atuação das cargas verticais (incluindo a eventual ação do terremoto vertical).

Deve-se observar que o esquema apresentado na Figura 6.4.2 é similar ao de uma viga-parede, submetida somente ao peso próprio, recortada por várias aberturas, com as reações de apoio distribuídas ao longo da linha de suporte e armaduras horizontais distribuídas ao longo da altura.

Os pontos críticos no detalhamento são, em geral, as interfaces entre lajes e paredes, onde muitas vezes é necessário dispor uma grande quantidade de armadura na região exígua que é comum aos dois elementos estruturais; esta armadura, necessária tanto na direção transversal como na longitudinal da parede, deverá ser dimensionada para assegurar a transmissão das forças das lajes para as paredes. Costuma ser particularmente crítica a situação em que caixas de escada e de elevadores são colocadas do lado externo do corpo principal da edificação. Nestes casos, as caixas das escadas e elevadores, sendo consideradas no sistema sismo-resistente da edificação, absorvem elevadas forças horizontais geradas nas lajes principais. Estas forças têm que ser transmitidas pela pequena área de interseção da laje com a parede e corretamente ancoradas dos dois lados. Esta região é um ponto fraco na estrutura, onde existe o risco da parede se separar do corpo principal do prédio.

As bielas de compressão e as armaduras que são interrompidas pelas aberturas devem ser adequadamente suspensas para que atinjam o ponto final de equilíbrio. Estes mecanismos de suspensão devem ser analisados através de modelos localizados de biela-tirante.

Em casos mais gerais, se apresentam várias paredes sismo-resistentes para absorver as forças sísmicas inerciais aplicadas pelas lajes. Assim, torna-se necessário aplicar na análise, modelos biela-tirante mais complexos para a obtenção dos esforços internos. Observe-se que cada laje carregada em seu próprio plano pelas forças sísmicas, forma um sistema auto-equilibrado com as forças resistidas por cada parede.

## **6.5 – MODELOS RESISTENTES PARA PAREDES**

Serão a seguir apresentados exemplos de aplicação de modelos biela-tirante ao projeto anti-sísmico de paredes. Os exemplos apresentados são divididos em dois grupos: modelos básicos, elementares, de paredes, com e sem aberturas; modelos completos de paredes, retirados da prática de projeto.

### **6.5.1 – Modelos Básicos de Paredes**

Nas Figuras 6.5.1 a, b, c, d são apresentados exemplos elementares de paredes, com e sem aberturas. Os conceitos básicos apresentados nestes exemplos elementares serão aplicados em situações mais complexas a serem discutidas posteriormente.



Nas figuras apresenta-se o esquema das paredes com as armaduras adotadas e com as forças horizontais aplicadas. As dimensões indicadas são típicas de modelos de paredes a serem submetidas a ensaios: 2,00 m de comprimento, 1,00 m de altura e 0,12 m de espessura. Cada parede é submetida a uma força horizontal total de 640 kN, aplicada em sua face superior. As resistências características do concreto e do aço consideradas são, respectivamente,  $f_{ck} = 15$  MPa e  $f_{yk} = 500$  MPa. As figuras apresentam, além dos esquemas com as armaduras adotadas, o modelo biela-tirante concebido em cada caso e o peso total consumido de armadura (S).

As Figuras 6.5.1 a, b esquematizam duas possibilidades de disposição de armaduras, para resistir às cargas horizontais em paredes sem aberturas. Na primeira figura, toda a armadura vertical é distribuída ao longo do comprimento da parede. Na segunda, é disposta uma armadura concentrada em cada uma das extremidades da parede. Observar inicialmente que as ilustrações são bastante esquemáticas, com os tirantes representando as forças de tração distribuídas em 1,00 m.

Na Figura 6.5.1 a, estão as forças externas aplicadas da esquerda para a direita na figura, uniformemente distribuídas na face superior da parede; todas as bielas de compressão que equilibram as forças aplicadas na metade direita da parede, quando atingem a face lateral direita da mesma, têm que ser "suspensas" através da armadura horizontal para o lado esquerdo; para encontrar o ponto de equilíbrio no engaste, estas forças sobrecarregam as armaduras da metade esquerda da parede, que ficam com o dobro da tensão atuante em sua parte superior. Para absorver este esforço, as armaduras verticais são mais reforçadas (ver Figura 6.5.1 b), e nas duas metades da parede, devido à alternância esperada no sinal da força externa.

A Figura 6.5.1 b apresenta uma situação análoga à anterior, com a diferença

que as forças horizontais "suspensas" irão encontrar equilíbrio com forças de tração na extremidade esquerda da parede, correspondentes à armadura concentrada nesta região. Assim, a armadura vertical distribuída ao longo do comprimento da parede poderá ser mais leve. A comparação entre o consumo de armaduras nas situações a e b indica que, sob este ponto de vista, elas são praticamente equivalentes.

As Figuras 6.5.1 c, d esquematizam uma mesma parede com uma abertura, submetida a uma força horizontal da direita para a esquerda e da esquerda para a direita, respectivamente. As figuras indicam possíveis modelos biela-tirante para resistir às forças externas aplicadas, considerando a presença da abertura. Conforme pode ser observado nas figuras, a situação c é a mais crítica, pois neste caso o fluxo das bielas de compressão é muito prejudicado. Nesta situação, as bielas de compressão interrompidas pela abertura, devem ser "suspensas" pela armadura horizontal para a extremidade direita da parede; neste ponto, as forças horizontais encontrarão equilíbrio com forças de tração correspondentes a uma armadura vertical concentrada e com bielas de compressão que conduzem as forças para o ponto final de equilíbrio no engaste. Observar que, como, devido à presença da abertura, praticamente toda a força horizontal aplicada deve ser transferida para a extremidade direita da parede, o valor da força de tração na armadura concentrada é bastante elevado, conduzindo a um aumento no consumo desta armadura (relativamente, por exemplo, à situação b).

A situação d é muito menos crítica, pois a abertura praticamente não interfere com o fluxo das bielas de compressão. Devido à abertura, a armadura vertical distribuída interrompida, é concentrada nas suas faces. Assim, o consumo de armadura será bem menor na situação d do que na c. Observar que não se deve comparar diretamente o consumo de armaduras na situação d com o das situações a e b, porque nestes dois casos a armadura foi simetrizada para prever uma eventual troca de sinal das forças aplicadas. Em um caso real da prática de projeto, as

armaduras a serem dispostas no caso da parede com abertura, deverão corresponder a uma envoltória das armaduras indicadas nos esquemas c e d.

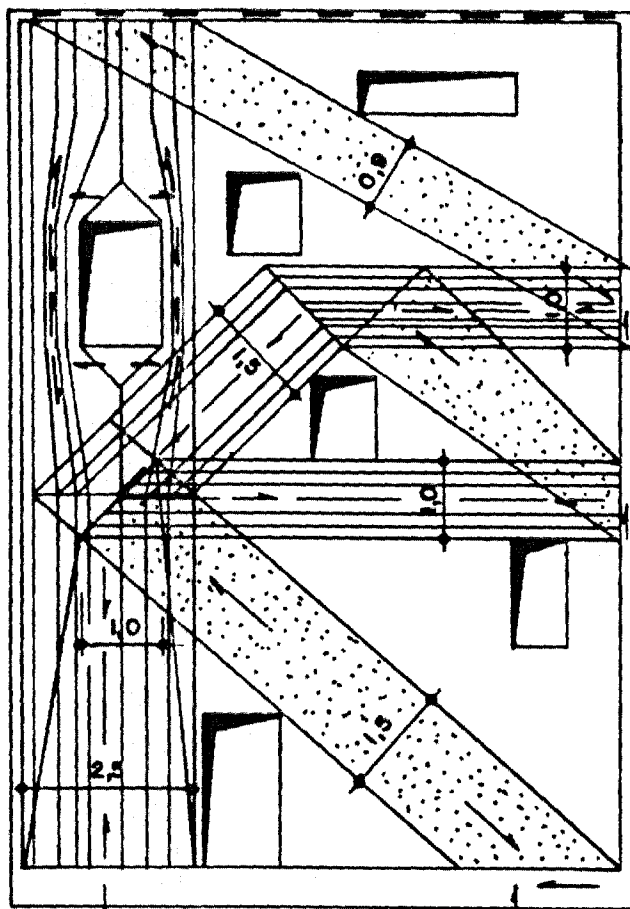
### 6.5.2 – Modelos Completos de Paredes

São apresentados, a seguir, alguns exemplos de aplicação dos modelos biela-tirante a paredes submetidas a forças sísmicas horizontais, retirados da prática de projeto.

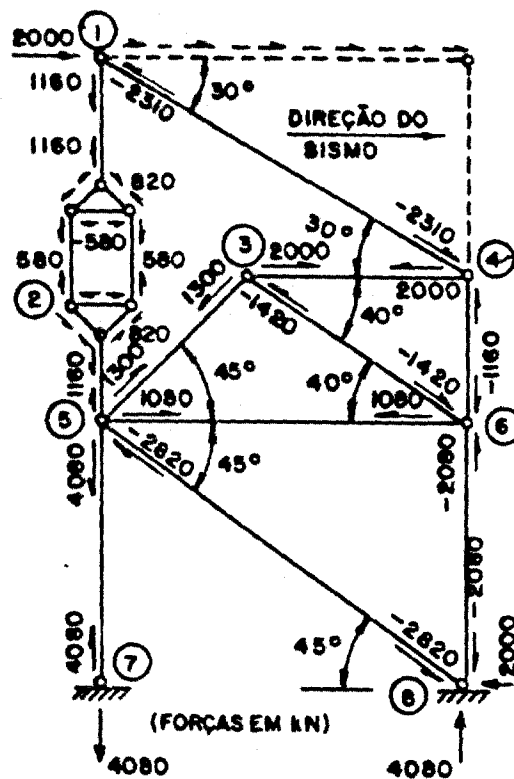
#### - Exemplo 1

A Figura 6.5.2 mostra uma configuração típica de parede encontrada em estruturas de centrais nucleares. A parede é analisada para uma força horizontal sísmica,  $F = 2000 \text{ kN}$ , aplicada no topo pela laje de cobertura. Evidentemente, outras forças horizontais serão aplicadas por intermédio das outras lajes do edifício; a estrutura pode, sem perda de generalidade, ser analisada separadamente para cada uma das forças e, posteriormente, os efeitos resultantes podem ser superpostos (forças nos elementos da treliça, área de aço das armaduras e tensões nas bielas de concreto).

A Figura 6.5.2 a mostra a geometria da parede e o esquema dos campos de tração e de compressão idealizados para a análise. Observar que a particular disposição das aberturas nesta parede, impede totalmente a utilização de um esquema convencional para o dimensionamento.

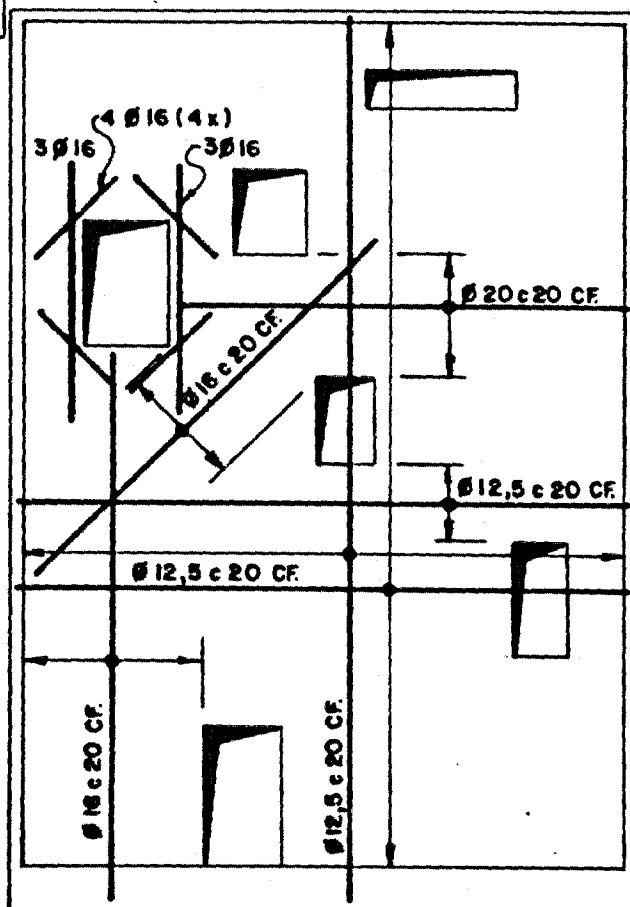


A) MODELO BIELA - TIRANTE  
PARA A PAREDE



B) MODELO DE TRELIÇA RESISTENTE

COMPRESSÃO  
TRAÇÃO



C) ARMADURA

Fig. 6.5.2 - Exemplo 1 de modelo completo de parede

Na Figura 6.5.2 b é apresentado o modelo biela-tirante adotado, correspondente ao esquema de campos de tensão idealizado. São indicadas as forças obtidas na análise da treliça, com sinal positivo as de tração e com sinal negativo as de compressão. As forças horizontais, aplicadas de forma distribuída na cobertura, devem ser suspensas, através de armadura de tração, até o nó 1, onde encontrarão equilíbrio com a armadura principal de flexão da parede, a ser disposta entre os nós 1 e 7, e com a biela de compressão concebida entre os nós 1 e 4. No conjunto de nós 2 é idealizado um esquema possível de transferência das forças da armadura principal de flexão através da abertura, concentrando a armadura interrompida nas duas faces desta e contando com a armadura em diagonal disposta em seus quatro cantos.

A biela de compressão atingindo o nó 4 deve ser novamente "suspensa", através de armadura horizontal de tração, para o lado esquerdo da parede. A presença da abertura impede que as forças horizontais encontrem apoio adequado na armadura principal de flexão. Assim, a transferência das forças é efetuada através de uma armadura especial de tração em diagonal, disposta entre os nós 3 e 5. A biela de compressão atingindo o nó 6, deve ser novamente suspensa, pela armadura horizontal, para o nó 5; neste ponto, as forças horizontais encontram equilíbrio com as forças de tração correspondentes à armadura principal de tração, e com a biela de compressão que conduz as forças ao nó 8, ponto final de equilíbrio no engaste.

As tensões de compressão no concreto são verificadas nas bielas inclinadas (entre nós 1 e 4, 3 e 6, 5 e 8) e na biela principal de compressão, entre nós 4 e 8; a presença de paredes transversais à analisada, formando uma mesa de compressão, cria, em geral, uma situação menos crítica para a verificação da biela principal de compressão. Aspectos ligados à transferência das forças de tração e de compressão para as mesas são discutidos nos exemplos 2 e 3. Aspectos ligados à análise das paredes com inversão de sinal das forças aplicadas são discutidos no exemplo 4.

A Figura 6.5.2 c apresenta o esquema final das armaduras, (dimensionamento com  $f_{yd} = 500$  MPa, a partir das forças obtidas na análise da treliça) a serem utilizadas no projeto executivo da parede.

#### - Exemplo 2

Nas Figuras 6.5.3 a a i é apresentado um estudo de parede com mesas de compressão e de tração, tipicamente encontrada em estruturas de centrais nucleares. A parede é analisada para uma força horizontal uniformemente distribuída de 1000 kN/m, aplicada pela laje de cobertura. Por simplicidade, a parede estudada apresenta somente um pavimento (cobertura).

A Figura 6.5.3 a mostra a geometria da parede, em elevação. As dimensões adotadas são de 8,00 m de comprimento, 5,00 m de altura e 0,25 m de espessura. A Figura 6.5.3 b mostra a geometria da parede em planta, sendo indicadas as paredes transversais que irão constituir as mesas de tração e de compressão.

Na Figura 6.5.3 c é apresentado o esquema biela-tirante contínuo considerado na análise da parede. A força horizontal distribuída aplicada é continuamente equilibrada pelas forças de tração desenvolvidas nas armaduras verticais e pelas bielas de compressão em diagonal. Estas bielas irão encontrar equilíbrio, no lado direito da parede, com forças verticais de compressão, atuantes na mesa, e com forças horizontais, que se desenvolvem na armadura de "suspensão"; esta transfere as forças novamente para o lado esquerdo da parede. Nesta região, as forças horizontais se equilibram com as forças de tração atuantes nas armaduras verticais da mesa e com as bielas de compressão, apoiadas na base da parede, onde o equilíbrio final é encontrado. Os valores numéricos das forças por metro, atuantes no sistema biela-tirante contínuo, são também apresentados na figura.

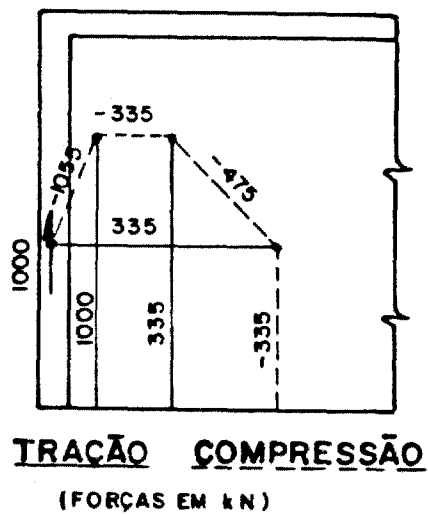
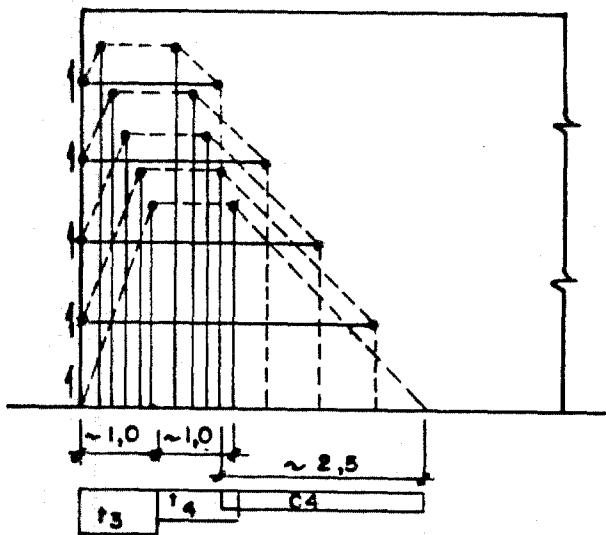
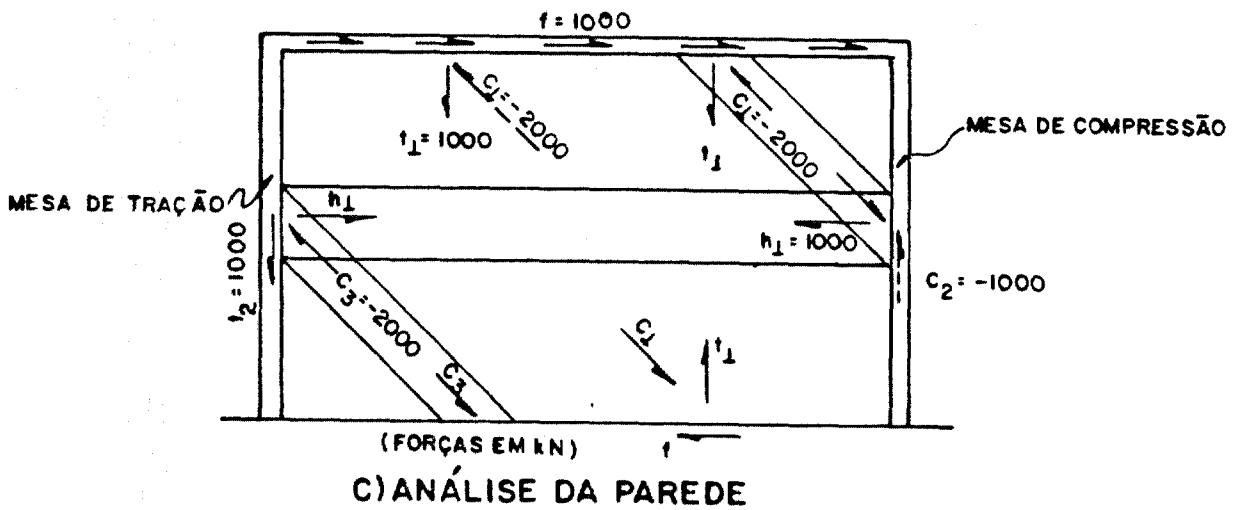
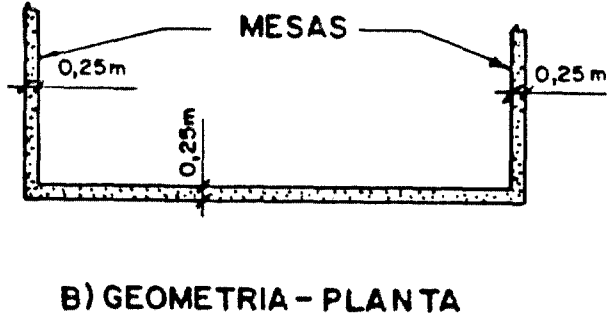
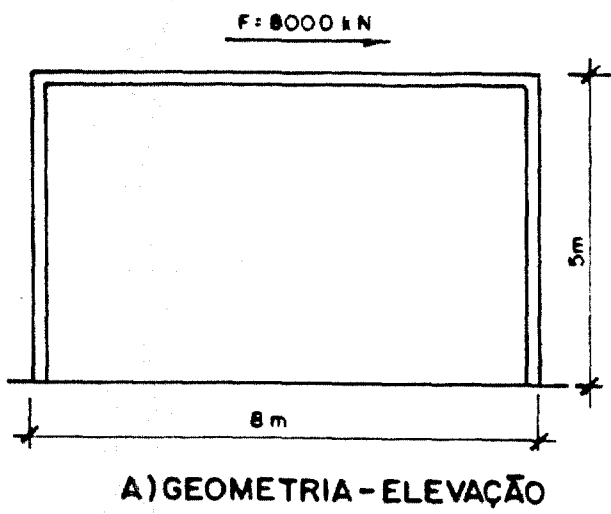
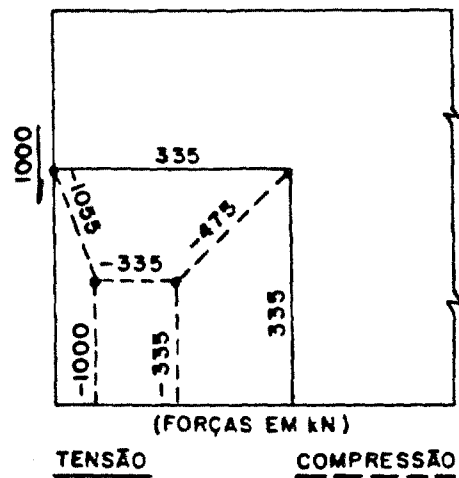
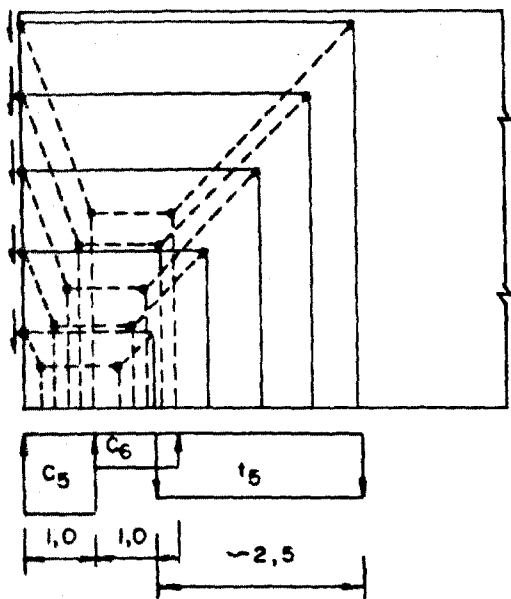
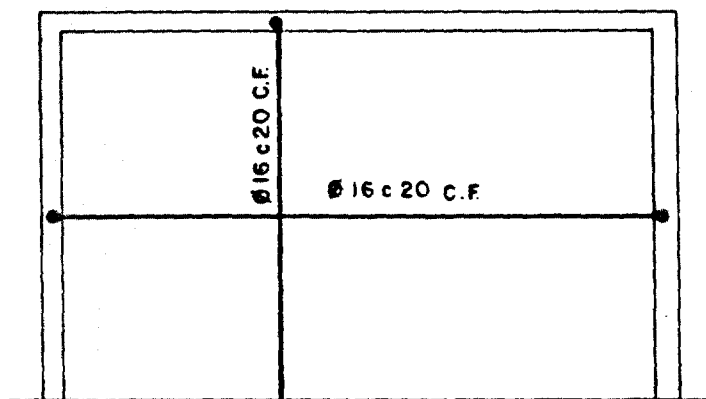


Fig. 6.5.3 - Exemplo 2 de modelo completo de parede

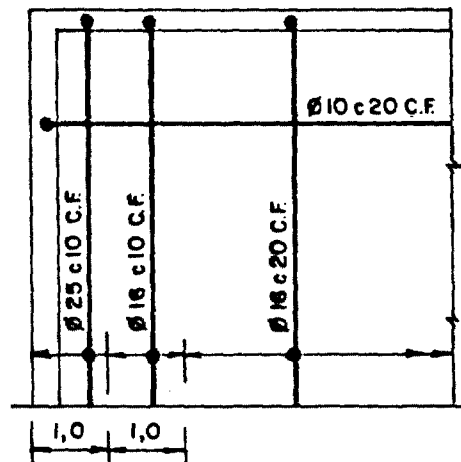


G) FORÇAS NA MESA DE COMPRESSÃO

F) TRELIÇA MÚTIPLA DA MESA DE COMPRESSÃO



H) ARMADURA DA PAREDE



I) ARMADURA DAS MESAS

Fig. 6.5.3 – Exemplo 2 de parede – Continuação

Na Figura 6.5.3 d é apresentado o sistema múltiplo de bielas-tirante, concebido para fazer com que as forças aplicadas no extremo da mesa de tração, pela alma, possam se distribuir em uma faixa maior desta mesa. Observar que, no exemplo

apresentado, a mesa se desenvolve apenas para um dos lados da alma. Para maior facilidade de entendimento, na Figura 6.5.3 e é destacada uma das treliças elementares que compõem o sistema múltiplo, sendo mostrado de que forma as forças de tração aplicadas se distribuem pela mesa, através da mobilização de uma força horizontal de tração, resistida por uma armadura de costura. Na Figura d, sob a parede, indica-se o desenvolvimento das forças verticais de tração, e depois de compressão, a partir da alma. Esta distribuição de forças é similar à que seria obtida com a Teoria da Elasticidade.

Na Figura 6.5.3 f é apresentado o sistema múltiplo de bielas-tirante concebido para analisar a transferência das forças de compressão, aplicadas no extremo da mesa pela alma, para uma faixa resistente maior desta mesa. Na Figura 6.5.3 g é destacada uma das treliças elementares que compõem o sistema múltiplo; mostra-se como as forças de compressão aplicadas se distribuem pela mesa, através da mobilização de uma força horizontal de tração, resistida por uma armadura de costura. Na Figura f, sob a parede, indica-se o desenvolvimento das forças verticais de compressão e depois de tração, a partir da alma.

São os seguintes os valores das forças verticais de tração ou de compressão (em kN/m), obtidos nas mesas, como acima descrito:

Mesa de tração:  $t_3 = 5000; t_4 = 1675; c_4 = -670$

Mesa de compressão:  $c_3 = -5000; c_4 = -1675; t_3 = 670$

Nas Figuras 6.5.3 h e i são apresentados os esquemas das armaduras da parede e das mesas, definidos a partir das forças de tração determinadas. Observar que se adota uma armadura envoltória para as mesas de tração e de compressão, prevendo-se a troca de sinal das forças externas aplicadas.

## - Exemplo 3

Nas Figuras 6.5.4 a e b é apresentado o mesmo exemplo de parede das Figuras 6.5.3, sem as mesas de tração e de compressão. É novamente considerada uma força horizontal de 1000 kN/m, aplicada pela laje de cobertura. É considerada a mesma geometria da parede do exemplo anterior, excetuando-se a ausência das mesas.

Conforme indicado na Figura 6.5.4 a, a principal diferença entre os esquemas biela-tirante contínuos, concebidos nos dois exemplos, é que, enquanto no exemplo anterior as forças horizontais suspensas ao longo da altura da parede iam encontrar equilíbrio com as forças verticais, correspondentes à armadura da mesa, no exemplo ora analisado, na ausência desta mesa, as forças são resistidas continuamente mediante um acréscimo ( $\Delta t_v$ ) nas forças de tração ( $t_v$ ) atuantes na armadura vertical distribuída.

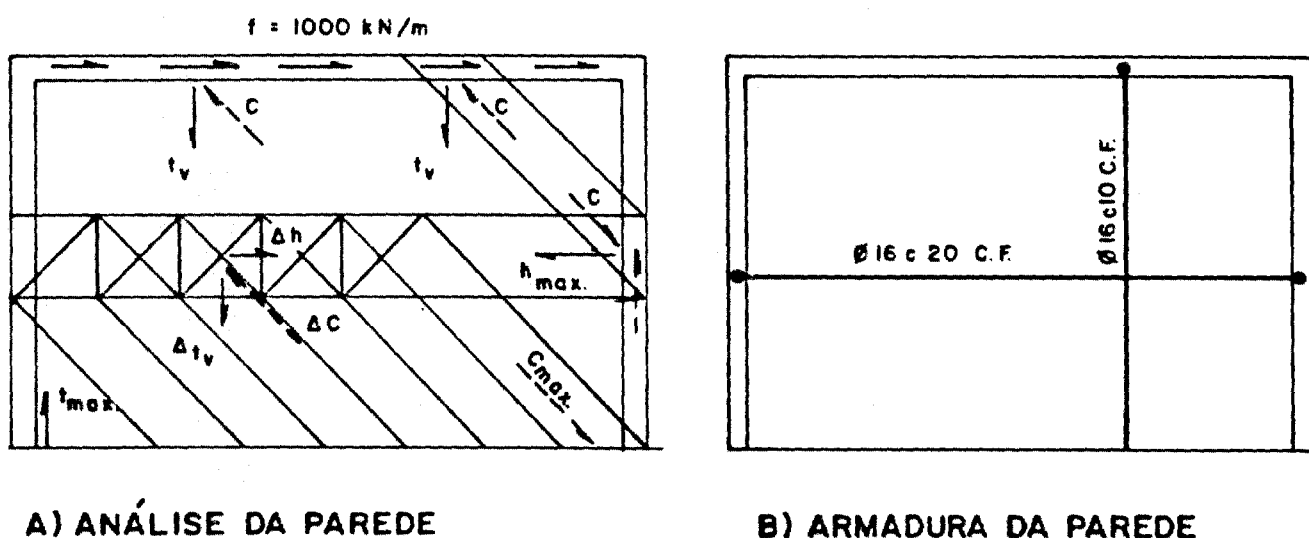


Fig. 6.5.4 - Exemplo 3 de modelo completo de parede

Para o cálculo das forças de tração finais atuantes nas armaduras verticais da parede, é concebido o esquema teórico apresentado na Figura 6.5.5. Observar que, como será discutido mais tarde, o esquema teórico proposto só será aplicável a relações entre comprimento e altura da parede superiores à unidade ( $l/h > 1$ ). Para valores desta relação em torno da unidade, ou inferiores a este limite, se aplicará o modelo de biela única de compressão, com armadura concentrada de tração, típico de consolos curtos.

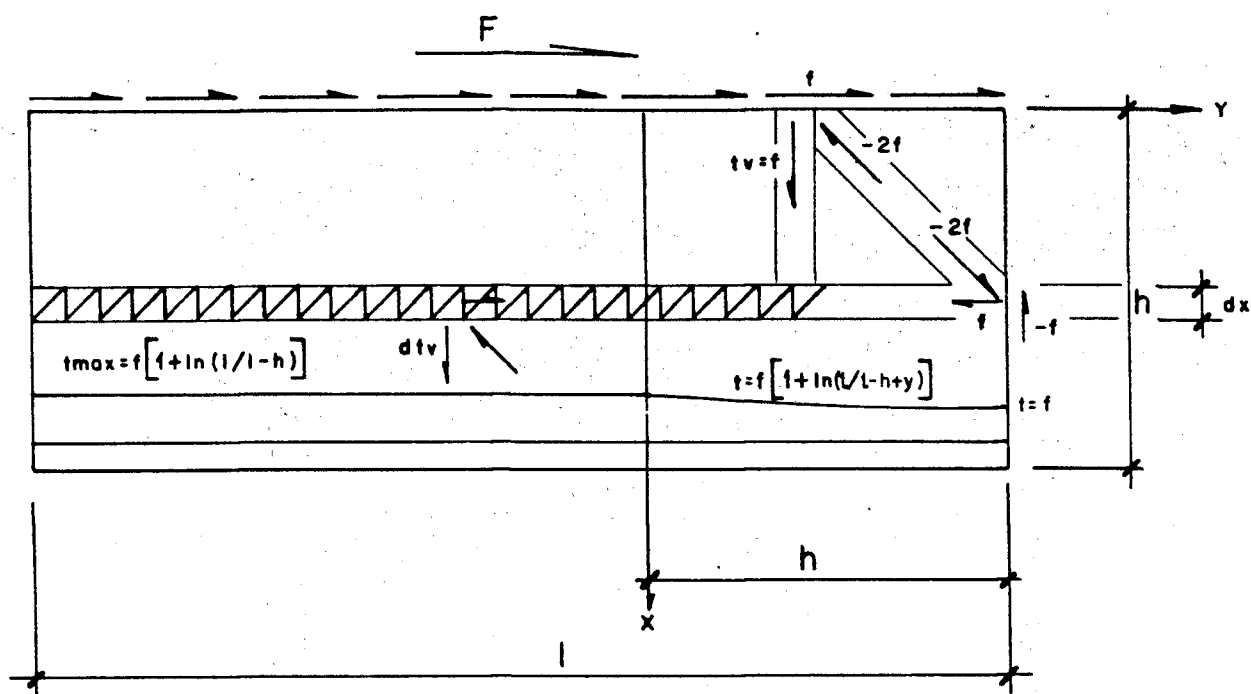


Fig. 6.5.5 – Esquema teórico para cálculo de tensões

Na Figura 6.5.5 é apresentado o esquema de cálculo do acréscimo elementar  $dt_v$  na força de tração nas armaduras, que se desenvolve em uma faixa elementar  $dx$  de altura da parede. Para este cálculo, é definido um sistema local de eixos  $(x, y)$ , a

partir do topo da parede e à distância  $h$  da face direita da parede, respectivamente.

O valor máximo da tração na armadura vertical é obtido pela soma do valor já presente na face superior, com a integral destes acréscimos de tração ao longo da altura da parede:

$$t_{\max} = t_v + \int_0^h dt_v \quad (6.5.1)$$

( $t_v = f$ , força distribuída aplicada no topo da parede).

O acréscimo elementar  $dt_v$  correspondente a uma faixa elementar  $dx$ , é igual à força horizontal suspensa nesta faixa ( $f \cdot dx$ ), distribuída no comprimento em que a armadura vertical é efetiva, na coordenada  $x$  correspondente ( $\ell - h + x$ ):

$$dt_v = \frac{f \cdot dx}{\ell - h + x} \quad (6.5.2)$$

$$\therefore t_{\max} = f + \int_0^h \frac{f \cdot dx}{\ell - h + x} = f + f[\ln(x + \ell - h)]_0^h =$$

$$= f + f[\ln(h + \ell - h) - \ln(\ell - h)] = f + f[\ln(\ell) - \ln(\ell - h)]$$

$$t_{\max} = f\left[1 + \ln \frac{\ell}{\ell - h}\right] \quad (6.5.3)$$

Deve-se observar que este valor de tração máxima ocorrerá na linha de engastamento da parede, em sua base. No esquema da Figura 6.5.5, o valor máximo da tração permanece constante desde a face esquerda da parede até o ponto de coordenadas, no sistema local de eixos,  $x = h$ ,  $y = 0$ . Entre este ponto e a face direita

da parede, o valor da tração decresce progressivamente desde  $t_{max}$  até  $t_v = f$ , de acordo com a expressão abaixo, deduzida similarmente à (6.5.3):

$$t = f \left[ 1 + \ln \frac{\ell}{\ell - h + y} \right] \quad (6.5.4)$$

Aplicando-se a expressão (6.5.3) ao exemplo numérico estudado, tem-se:

$$t_{max} = 1000 \left[ 1 + \ln \frac{8,0}{8,0 - 5,0} \right] = 1980 \text{ kN/m}$$

Na Figura 6.5.4 b é apresentado o esquema de armaduras da parede, definido a partir dos valores numéricos máximos das forças horizontais e verticais de tração, acima determinados.

#### - Exemplo 4

No Exemplo 4 é analisado o problema de inversão no sentido das forças sísmicas horizontais, em uma parede com distribuição não simétrica de aberturas.

A parede analisada é típica de um dos prédios auxiliares em uma usina nuclear. As Figuras 6.5.6 e 6.5.7 apresentam os esquemas resistentes da parede, para forças horizontais aplicadas pelas lajes, nas diversas elevações do edifício, nos sentidos da esquerda para a direita e da direita para a esquerda, respectivamente.

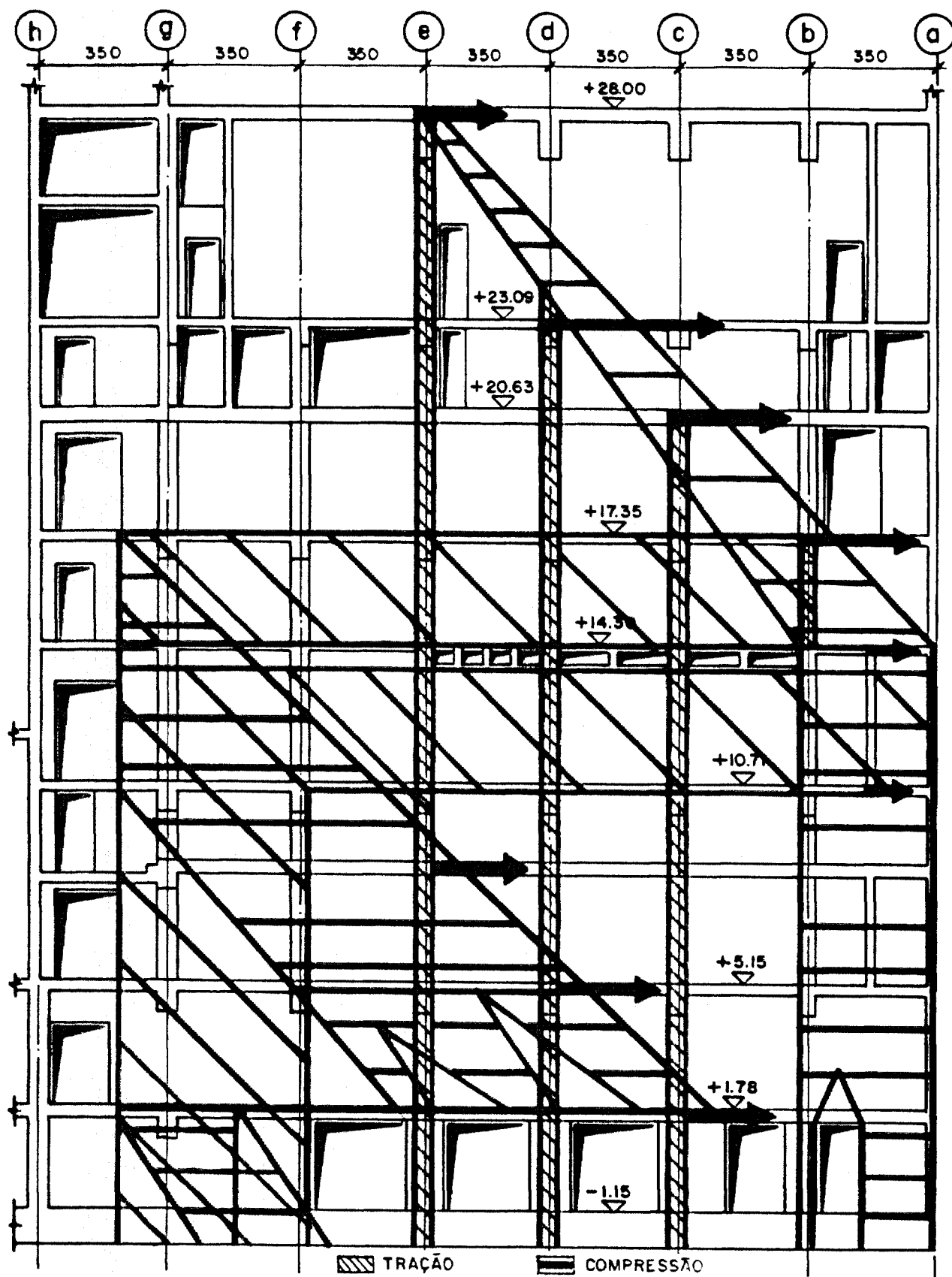


Fig. 6.5.6 – Exemplo 4 de parede com cargas pela esquerda

A parede apresenta dois problemas críticos a serem enfrentados em seu dimensionamento: logo abaixo da elevação + 14,30, intermediária no edifício, há diversas aberturas para passagem de cabos elétricos, praticamente contínuas, que interrompem quase a totalidade das possíveis trajetórias das bielas diagonais de compressão provenientes dos níveis superiores; o segundo problema decorre da presença, na primeira elevação do prédio, de várias aberturas de grandes dimensões, para circulação entre diversas áreas do edifício, fazendo com que apenas a região entre os eixos F e H seja considerada como resistente, para transmissão das forças cortantes para a fundação.

Deve-se observar inicialmente, que os esquemas resistentes a serem apresentados, são bastante simplificados, visando basicamente ilustrar a metodologia de projeto aqui estudada. Em um caso real da prática, os modelos poderiam ser mais elaborados, visando a aproveitar a totalidade das armaduras disponíveis na parede.

A Figura 6.5.6 mostra a situação mais crítica para o dimensionamento da parede (forças aplicadas da esquerda para a direita), tendo em vista a disposição das aberturas. Inicialmente, as forças horizontais aplicadas de forma distribuída pelas lajes, em cada elevação do edifício, devem ser suspensas, através de armadura horizontal, até os pontos em que encontrarão equilíbrio com bielas diagonais de compressão e com as forças verticais correspondentes às armaduras principais de flexão. Na laje de cobertura, por exemplo, as forças horizontais aplicadas entre os eixos A e E, deverão ser suspensas até o eixo E, onde se localiza o ponto de equilíbrio da elevação.

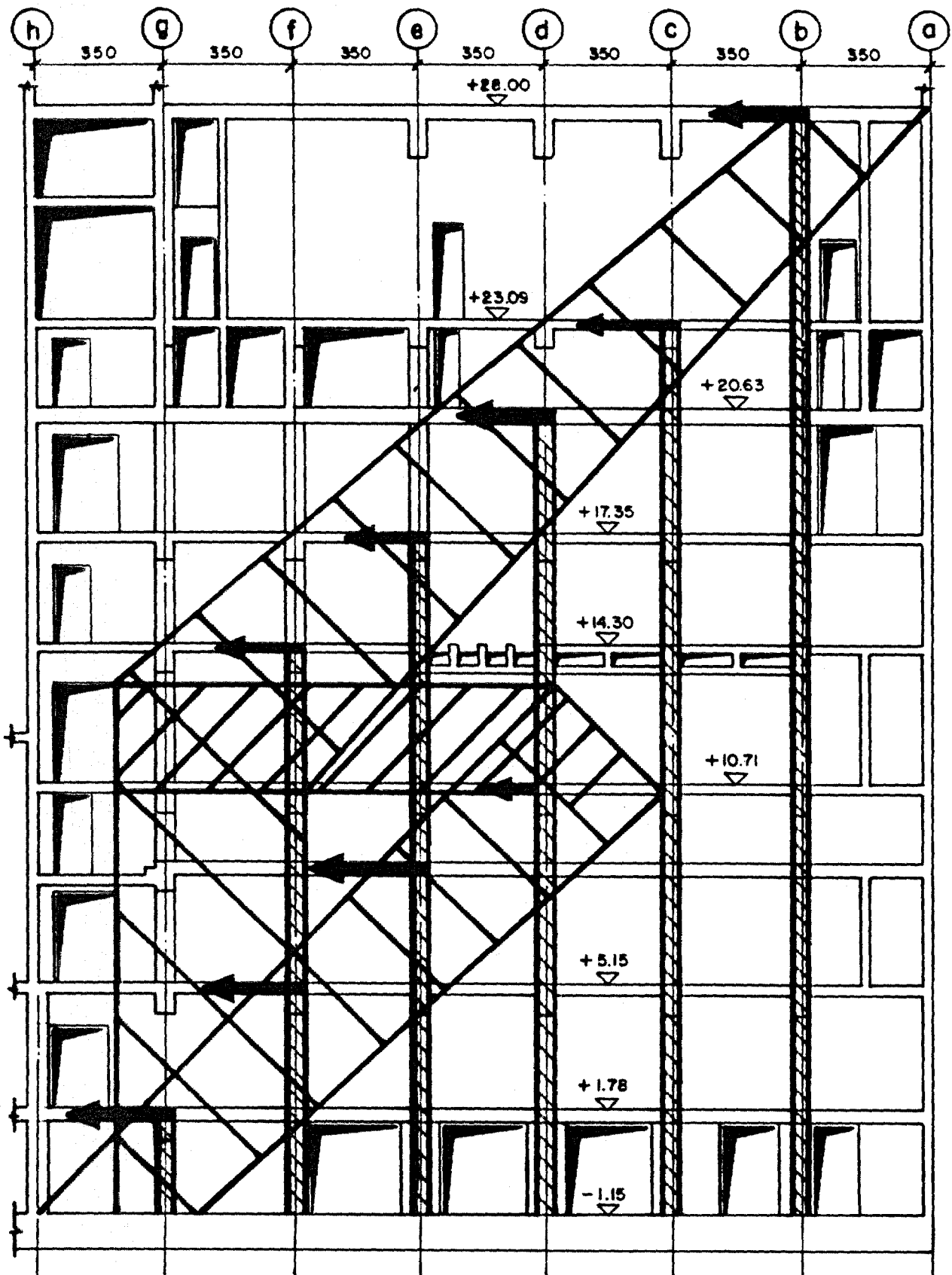


Fig. 6.5.7 – Exemplo 4 de parede com cargas pela direita

Nas elevações + 28,00, + 23,09, + 20,63 e + 17,35, as forças horizontais aplicadas encontram equilíbrio com forças de tração diretamente ligadas na laje de fundação e com bielas de compressão apoiadas na faixa horizontal centrada na elevação + 14,30. Estas bielas de compressão encontrarão equilíbrio com as forças de compressão que se distribuem entre os eixos A e B (biela principal de compressão) e com forças horizontais de tração distribuídas entre as elevações + 17,35 e + 10,71, resistidas por armaduras que transferem as forças novamente para o lado esquerdo da parede. As forças horizontais assim suspensas serão equilibradas por forças de tração ligadas diretamente na laje de fundação, distribuídas entre os eixos F e G + 1,50 m, e por uma biela de compressão que se dividirá, para se apoiar no topo dos pilares dos eixos C, D e E. No topo destes pilares, o equilíbrio é estabelecido entre as forças diagonais provenientes da biela de compressão, as forças de compressão nas colunas e tirantes horizontais que transferem, mais uma vez, as forças para o lado esquerdo da parede. Deve ser observado que, nesta última transferência, toda a carga horizontal aplicada no prédio deverá ser transportada para o lado esquerdo da parede, através dos tirantes; toda essa carga será aplicada na única parte da parede, no primeiro piso, capaz de transferir forças cortantes para a fundação, entre os eixos F e H.

A Figura 6.5.7 apresenta a situação menos crítica para o dimensionamento da parede (forças aplicadas da direita para a esquerda). As forças horizontais aplicadas de forma distribuída pelas lajes, em cada elevação, devem ser suspensas para o lado direito da parede, até os pontos em que encontrarão equilíbrio com bielas diagonais de compressão e com forças verticais de tração ligadas diretamente à laje de fundação. As bielas de compressão encontram equilíbrio com uma faixa horizontal tracionada que transporta novamente as forças para o lado direito da parede, situada abaixo das aberturas da elevação + 14,30, e com a biela principal vertical de compressão, que se distribui entre os eixos F e G + 1,50 m. As forças horizontais suspensas abaixo da elevação + 14,30 se equilibram com forças verticais de tração que são ligadas à laje de

fundação através dos pilares dos eixos C, D e E e com uma biela de compressão que se apoia diretamente na laje de fundação através da parte resistente da parede, entre os eixos F e G + 1,50 m. A inspeção dos dois esquemas indica que, no segundo caso, as suspensões são bem menores, levando a um menor consumo de armadura.

## 6.6 – CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS SOBRE MODELOS BIELA-TIRANTE

Já em 1982, o CEB publicava um manual de detalhamento (17) de estruturas de concreto, preparado por Schlaich et al., inteiramente baseado nos conceitos dos modelos biela-tirante para dimensionamento e detalhamento.

Estes conceitos vêm sendo progressivamente incorporados às normas de projeto. O Código Modelo do CEB-FIP de 1991 (16) dedica seus itens 6.8 e 6.9 (sub-itens 6.9.1 e 6.9.2) a recomendações e verificações relativas a modelos biela-tirante. Alguns desses aspectos são comentados a seguir.

O item 6.8 do Código é dedicado ao projeto de elementos em que a hipótese da linearidade de deformações nas seções não se aplica, como é o caso de vigas-paredes. Dentre os métodos de análise admitidos nestes casos, está o método dos modelos biela-tirante. É exigido que estes elementos sejam desenvolvidos seguindo os campos de tensões correspondentes a análises elásticas dos elementos não fissurados. Esta orientação é considerada como mais importante para as bielas de compressão; os tirantes podem ser arranjados paralelamente às faces dos elementos, seguindo a prática usual de detalhamento das armaduras.

As tensões de tração transversais devidas aos desvios de trajetória nas bielas ("garrafas") de compressão devem ser resistidas por armaduras, a menos que seja demonstrável que os limites de resistência à tração no concreto não sejam

ultrapassados. O valor numérico da força de tração transversal pode ser tomado como 25% da força de compressão na biela, exceto nos casos em que haja nós concentrados nas duas extremidades da biela, quando a força de tração transversal deve ser tomada como 30% a 40% da força de compressão.

No item 6.9 do Código são definidos critérios de verificação dos nós nos modelos biela-tirante. Os nós são definidos como o volume de concreto contido nas interseções entre campos de compressão de bielas, combinadas com forças de ancoragem de barras tracionadas e forças de compressão externas (cargas impostas ou reações de apoio). Os nós devem ser verificados quanto às tensões de compressão introduzidas pelas bielas e quanto à ancoragem dos tirantes tracionados.

Em geral, as compressões nos nós devem ser verificadas quando forças concentradas são aplicadas na superfície dos elementos (em suportes, placas de ancoragem) ou em descontinuidades (cantos, aberturas, etc.). Os comprimentos de ancoragem devem ser calculados a partir da região do nó.

As tensões médias nas superfícies em torno dos nós são limitadas aos seguintes valores:

Nós onde só confluem bielas de compressão:

$$f_{cd1} = 0,85 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (6.6.1)$$

Nós onde há ancoragem de tirantes tracionados:

$$f_{cd2} = 0,60 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \quad (6.6.2)$$

Nestas expressões  $f_{ck}$  e  $f_{cd}$  são, respectivamente, os valores (em MPa) das resistências característica e de projeto do concreto.

As tensões limites  $f_{cd1}$  e  $f_{cd2}$  se aplicam também à verificação das bielas de compressão:  $f_{cd1}$ , quando em regiões não fissuradas e  $f_{cd2}$  quando a resistência à compressão é reduzida pelo efeito de tensões transversais introduzidas por armaduras ou pelo efeito de fissuração não paralela à direção de transmissão das forças de compressão.

A tensão limite  $f_{cd1}$  pode ser também aplicada em nós com ancoragem de tirantes tracionados em que estes tirantes façam, com a biela principal, um ângulo não menor que  $55^\circ$ , desde que um detalhamento especialmente cuidadoso da armadura seja adotado (por exemplo, com armadura arranjada em várias camadas e com armadura transversal adequada).

Crerios para verificação de nós, em várias situações, são extensivamente discutidos nos sub-itens 6.9.2.2 a 6.9.2.5 do Código.

## 6.7 – COMPROVAÇÃO EXPERIMENTAL DA TEORIA

O estudo experimental de paredes submetidas a forças horizontais, variando ciclicamente, tem recebido atenção crescente dos pesquisadores. Alguns dos resultados recentes destas pesquisas serão aqui reproduzidos, tentando-se interpretá-los à luz da teoria dos modelos biela-tirante.

Serão estudados inicialmente exemplos de paredes sem aberturas. Conclusões sobre as análises das paredes sem aberturas serão depois aplicadas no estudo das

paredes com aberturas.

### 6.7.1 – Paredes sem Aberturas

O estudo de paredes submetidas a forças horizontais alternativas é apresentado de uma forma clássica por PARK e PAULAY (69). PAULAY et al. (70) estudaram este problema com mais profundidade, sendo alguns aspectos deste estudo abaixo comentados. Paulay define os possíveis tipos de ruptura das paredes sob a ação de forças horizontais alternativas, conforme reproduzido nas Figuras 6.7.1. As configurações de ruptura apresentadas, correspondem à situação usual da prática de projeto anti-sísmico, em que a elevada magnitude das forças horizontais aplicadas, conduz a resposta das paredes além do domínio elástico, exigindo que estas mantenham sua capacidade resistente após grandes deformações inelásticas; ou seja, é exigida grande capacidade de ductilidade das paredes. Por esta razão, rupturas associadas ao esforço cortante (Figuras 6.7.1 a a d), do tipo frágil, são particularmente indesejáveis.

A Figura 6.7.1 a exibe uma situação em que, por particular deficiência da armadura horizontal de cisalhamento, um plano de ruptura de tração, em diagonal, se forma entre dois cantos opostos da parede.

Este plano de ruptura pode se formar em um ângulo menos abatido, como mostrado na Figura 6.7.1 b. A possibilidade de ruptura pode ser minimizada, se houver condições de se transferir toda a força horizontal para a parte ainda íntegra da parede, por meio, por exemplo, de uma viga horizontal adequadamente reforçada, no topo da parede, como mostrado na figura.

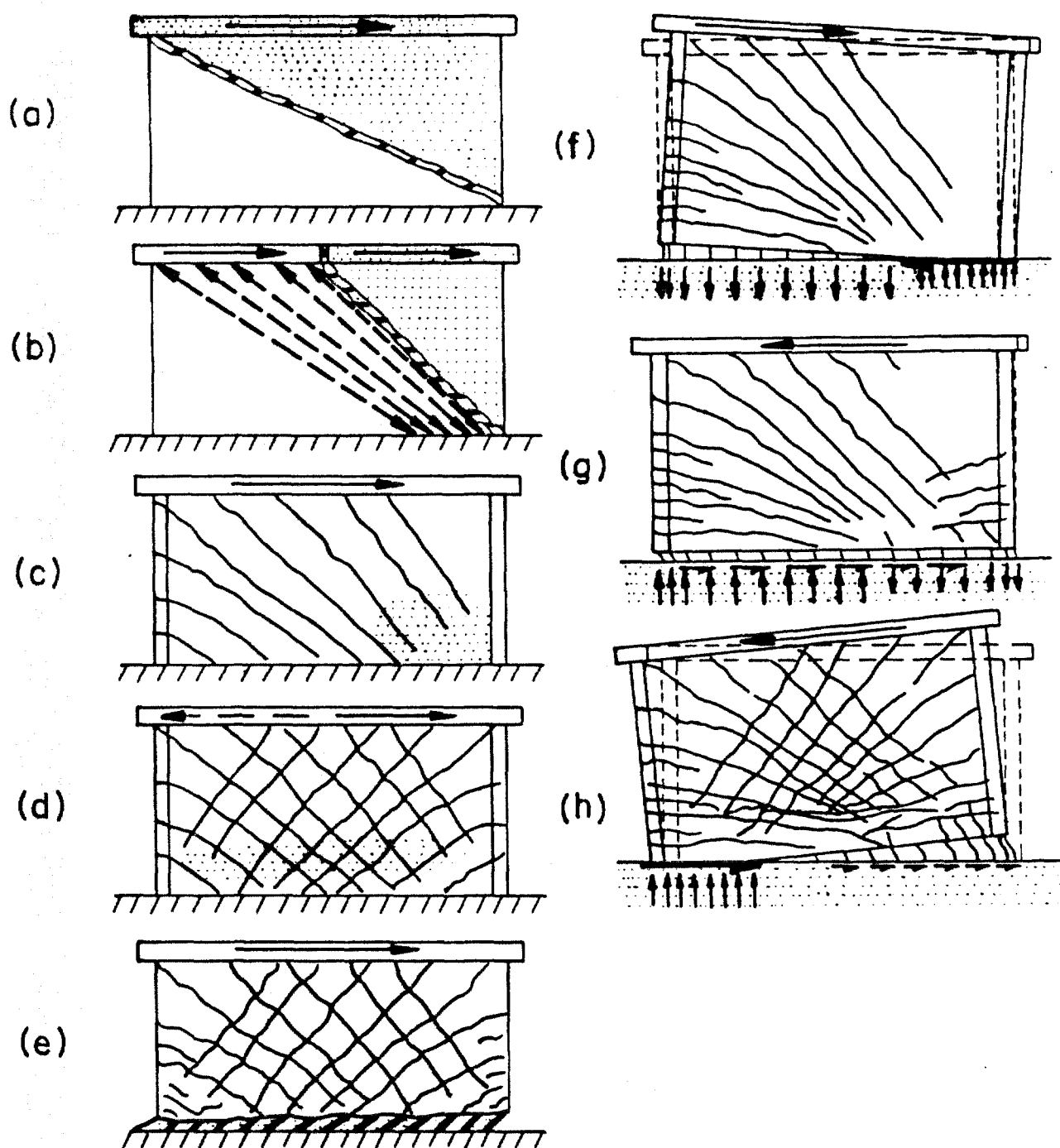


Fig. 6.7.1 – Tipos de ruptura em paredes

Os tipos de ruptura das Figuras 6.7.1 a e b podem ser evitados se é projetada armadura horizontal de cisalhamento capaz de resistir a uma força cortante maior do que a que produziria escoamento na armadura vertical de flexão.

Com a armadura horizontal bem dimensionada, como acima recomendado, poderá vir a ocorrer outro tipo de ruptura indesejável do tipo frágil, por ruptura do concreto na biela diagonal de compressão, ilustrada na Figura 6.7.1 c. Este tipo de ruptura poderá ser possível, por exemplo, em paredes com mesas, com grande capacidade de resistência à flexão. As regiões com tensões de compressão mais elevadas são as hachuradas na figura.

Com a alternância no sinal das forças horizontais aplicadas, torna-se mais comprometida a capacidade resistente do concreto, nas bielas de compressão, como mostrado na Figura 6.7.1 d, conduzindo a uma considerável redução na carga horizontal última de ruptura. São formados dois conjuntos de fissuras diagonais de cisalhamento, que se interceptam. As fissuras ciclicamente se abrem e fecham. As regiões de esmagamento do concreto, indicadas em c, se espalham rapidamente por todo o comprimento da parede. Em paredes que devem exibir um alto grau de ductilidade, este tipo de ruptura deve ser impedido, já que conduz a uma imediata e irrecuperável perda de resistência da parede; para isso, devem se aplicar adequadas limitações aos valores máximos nas tensões de cisalhamento.

Tendo sido evitadas as modalidades de ruptura frágil acima descritas, é esperado que o grau requerido de ductilidade possa se desenvolver por dissipação de energia pela deformação inelástica na armadura vertical de flexão. No entanto, após alguns ciclos de alternância na carga horizontal, causando plastificação na armadura, as fissuras de flexão podem vir a se ligar na base da parede, formando uma faixa contínua, que será um caminho preferencial para ruptura por cisalhamento. Este tipo de ruptura, que também será indesejável, por conduzir a uma prematura redução na rigidez da parede e conseqüente redução na capacidade de dissipação de energia, é esquematizado na Figura 6.7.1 e, sendo chamada de "cisalhamento por escorregamento" ("sliding shear").

O mecanismo de ruptura por cisalhamento por escorregamento é estudado com maior detalhe nas Figuras 6.7.1 f a h. Em um primeiro ciclo de carga que provoque escoamento na armadura (Figura 6.7.1 f), a maior parte da força horizontal aplicada deve ser transmitida ao engaste pela região comprimida na flexão. Enquanto a comparativamente pequena região de compressão não apresenta fissuração, os deslocamentos horizontais na base são insignificantes. Após alguns ciclos de alternância de carga, fissuras de flexão se apresentarão também nas regiões previamente comprimidas, até que se forme uma fissura contínua na base da parede (Figura 6.7.1 g). Ao longo desta fissura, a força cortante se transmitirá por corte nas barras verticais. Devido à flexibilidade deste mecanismo, grandes deslocamentos horizontais ocorrerão neste estágio. O escorregamento horizontal só se interromperá após o escoamento da armadura, permitindo o fechamento da fissura horizontal na base da parede e que a força horizontal aplicada volte a ser transmitida pela área comprimida do concreto. Devido aos grandes deslocamentos horizontais presentes na fase intermediária, as forças são transmitidas na região de compressão através de interfaces irregulares ao longo da superfície das fissuras, que por isso têm reduzidas sua rigidez e resistência.

O potencial de ruptura por cisalhamento por escorregamento é aumentado no caso de pré-fissuração na faixa crítica junto à base (por exemplo, em decorrência de retração), ou por tratamento inadequado de junta de construção nesta faixa. Uma distribuição uniforme das armaduras na parede é desejável, por aumentar a região de compressão e melhorar a resistência por corte nestas armaduras verticais. Paredes com mesas tem maior possibilidade de ruptura por cisalhamento por escorregamento que paredes sem mesas.

— Ensaios do programa nipo-americano

Um extenso programa conjunto de pesquisas foi desenvolvido pelos Estados Unidos e Japão, a partir de 1979. Uma coletânea dos resultados deste programa de pesquisas foi publicada pelo ACI em 1985, editada por WIGHT (111). Este programa incluiu ensaios estáticos, pseudo-dinâmicos e dinâmicos; em modelos reduzidos e em escala natural; em elementos detalhados segundo as práticas americana e japonesa; em pórticos, em paredes, em sistemas mistos ou em partes específicas de estruturas, como juntas vigas-colunas. Foi construído um prédio de sete andares, em escala natural, que foi submetido a uma bateria de testes, conduzidos desde o limite elástico até ao colapso do edifício. Serão reproduzidos resultados de maior interesse desta pesquisa, para ilustrar os conceitos teóricos já expostos.

As Figuras 6.7.2 apresentam o estado de fissuração em uma parede esbelta, com vários pavimentos, submetida a cargas horizontais variando ciclicamente. A Figura 6.7.2 a apresenta o esquema da parede ensaiada, sendo indicadas as forças horizontais aplicadas. A Figura 6.7.2 b apresenta o esquema de fissuração final dos dois pavimentos inferiores do modelo ensaiado. A fissuração se apresenta em toda a extensão da parede, abaixo do segundo pavimento. Muitas fissuras se estendem ao longo de todo o comprimento da parede, nas diagonais entre cantos opostos de painéis entre dois pavimentos. Esta situação é típica de ruptura por tração em diagonal. Nos últimos ciclos do teste, se caracterizou a situação de cisalhamento com escorregamento, com fissuras horizontais na base de grande abertura, e esmagamento na base nas colunas de enrijecimento das extremidades. Apesar do estado de fissuração apresentado, a ruptura final não se dá por cisalhamento e sim por flexão, através do rompimento da armadura vertical nas colunas extremas de enrijecimento.

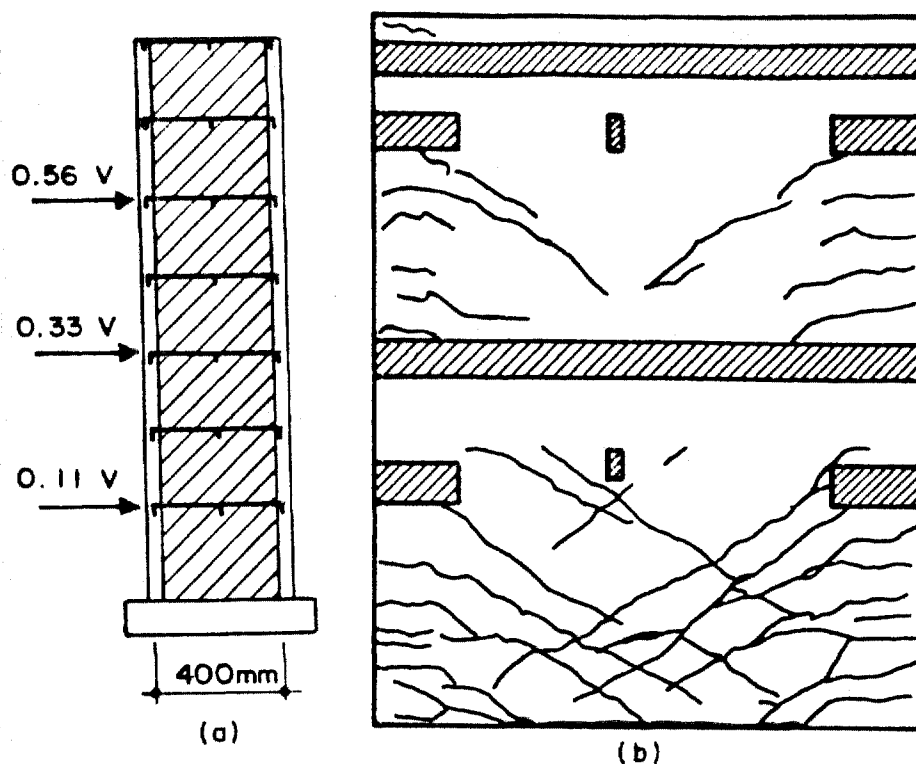


Fig. 6.7.2 – Fissuração típica em uma parede isolada

A Figura 6.7.3 esquematiza o modelo em escala natural de um sistema estrutural misto, parede-pórtico, ensaiado para cargas horizontais variando ciclicamente. O sistema foi projetado de acordo com as recomendações do Uniform Building Code (UBC) de 1979. O modelo foi testado através de um macaco hidráulico fixado a uma parede de reação. O mecanismo de plastificação apresentado no teste consistiu na formação de uma rótula plástica na base da parede, juntamente com a formação de outras rótulas nas vigas do pórtico. A primeira armadura a plastificar foi a vertical na coluna de enrijecimento da parede, a 65% da carga horizontal de projeto especificada. A 69% da carga máxima, praticamente toda a armadura vertical da parede havia plastificado. Com o incremento na carga aplicada, foram aparecendo rótulas nas vigas. As rótulas se formaram nas vigas, primeiro no lado das colunas e depois nos lados da parede; as últimas seções a apresentarem em rótulas foram as bases das colunas.

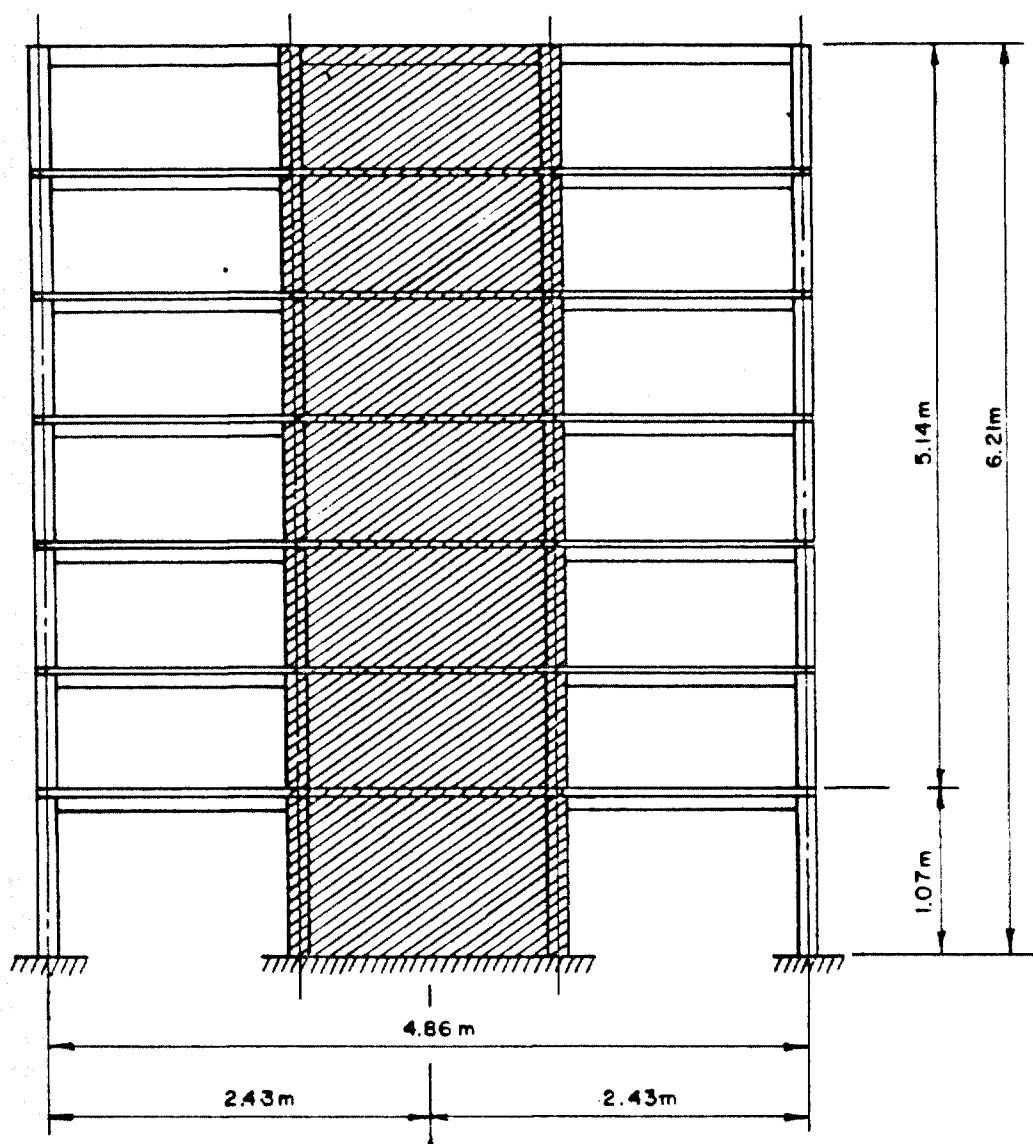


Fig. 6.7.3 – Modelo misto parede-pórtico testado

O esquema básico de deformação do modelo parede-pórtico é apresentado na Figura 6.7.4. Nas colunas de enrijecimento, nos extremos da parede central, a que está sob tração se deforma consideravelmente, com relação ao encurtamento da coluna comprimida. Adicionalmente, a deformação vertical na coluna tracionada se concentra no primeiro pavimento. Assim, após a plastificação desta coluna, é formado

um mecanismo de corpo rígido, em que a parede exibe uma rotação em torno de um ponto localizado na base da coluna comprimida.

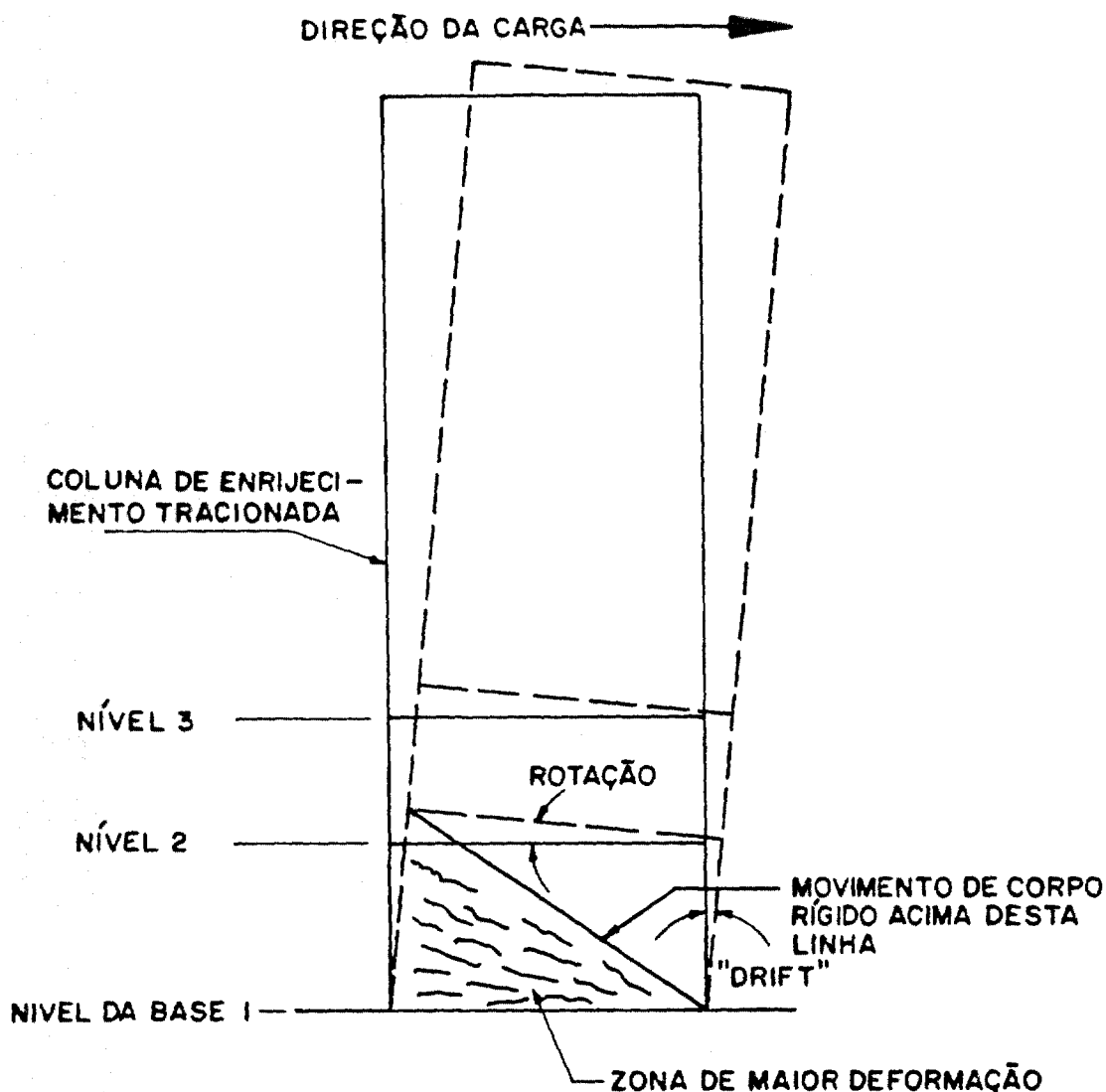


Fig. 6.7.4 – Deformação do modelo parede-pórtico

A Figura 6.7.5 apresenta o estágio final de fissuração da parede testada. Neste estágio final, as armaduras das colunas de extremidade se rompem e ocorre esmagamento do concreto em diagonal, ao longo de todo o comprimento da parede,

em seu primeiro pavimento.

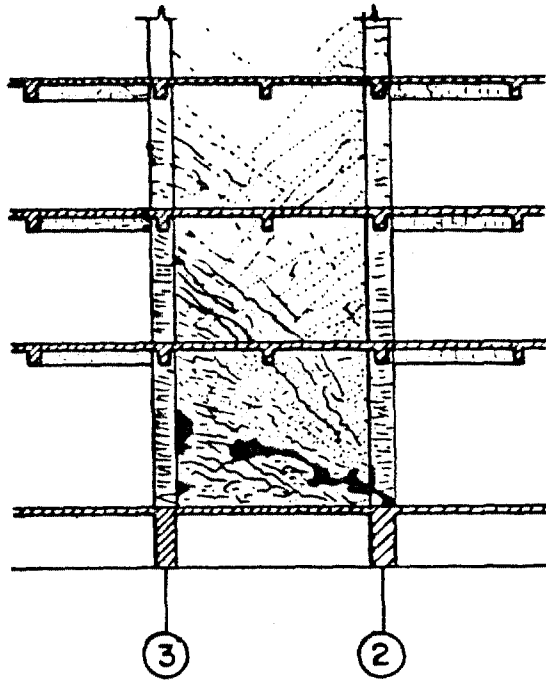


Fig. 6.7.5 - Fissuração do modelo parede-pórtico

O exame dos exemplos apresentados é instrutivo na medida em que confirma os modelos de ruptura definidos por Paulay et al. previamente comentados. Formam-se modelos contínuos de biela-tirante, ou seja, de treliças múltiplas, se interpenetrando nas duas direções de aplicação alternativa das cargas. As experiências indicam a formação de fissuras com ângulo mais abatido que  $45^\circ$ , comprovando o conservadorismo dos modelos tradicionais, que supõem o ângulo de  $45^\circ$ . A configuração fissurada das peças fornece uma indicação confiável sobre os modelos biela-tirante que podem ser empregados no dimensionamento.

– Outros experimentos

São descritos e analisados, em seguida, outros ensaios realizados em paredes sem aberturas submetidas a forças horizontais.

TANABE et al. (97) apresentaram uma nova relação constitutiva para o concreto fissurado, implementada em um programa de elementos finitos. Para verificar a formulação proposta, os pesquisadores fizeram realizar ensaio em parede sob a ação de forças horizontais alternadas, conforme mostrado nas Figuras 6.7.6. A Figura 6.7.6 a mostra as dimensões da parede ensaiada e o esquema das forças aplicadas. A Figura 6.7.6 b indica a configuração final da parede fissurada após o ensaio. A Figura 6.7.6 c indica a configuração fissurada obtida por simulação com o programa de elementos finitos. A Figura 6.7.6 d apresenta uma comparação entre as relações entre cargas horizontais aplicadas e deslocamentos horizontais correspondentes, obtidos no ensaio e por simulação com elementos finitos. Mais uma vez, neste ensaio, as fissuras exibem uma configuração típica de ruptura por esmagamento do concreto em diagonal, com a fissuração com ângulo mais abatido que  $45^\circ$ . A análise com modelos biela-tirante deve considerar um esquema de treliças múltiplas, que se interpenetrem nas duas direções.

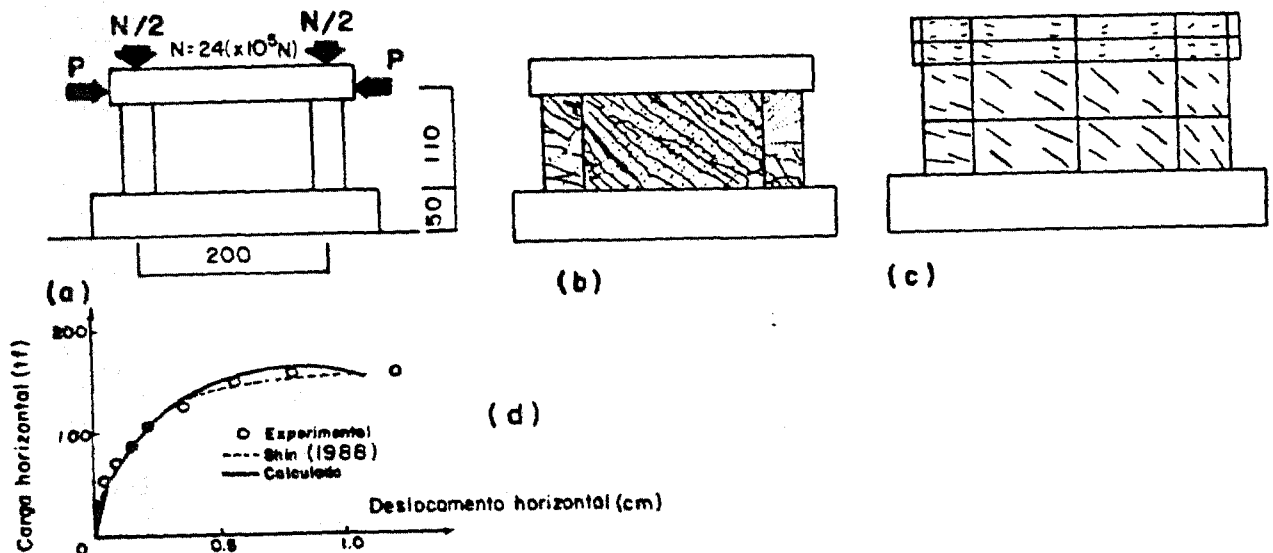
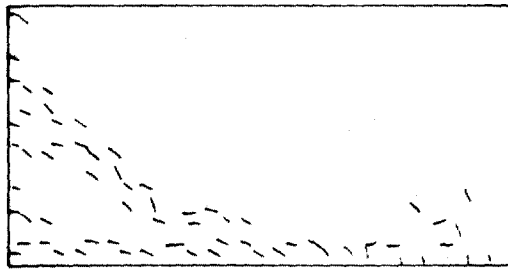
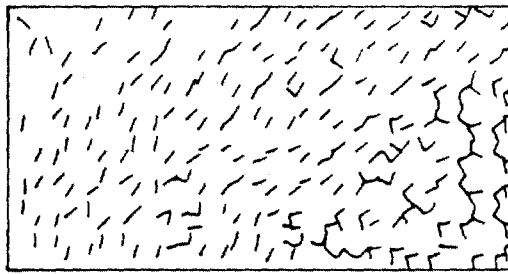


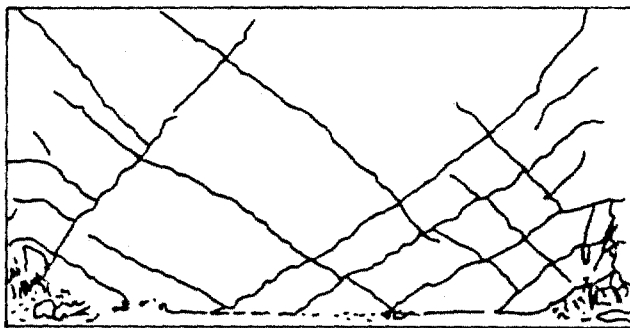
Fig. 6.7.6 – Ensaio de Tanabe et al.



(a)



(b)



(c)

Fig. 6.7.7 — Ensaio de Nahas et al.

UCHIYAMA et al. (101) estudaram experimentalmente o comportamento de materiais ultra-resistentes (concreto e aço de alta resistência), tendo em vista sua eventual aplicação na estrutura de prédios de reatores. O interesse na reprodução de

dois dos ensaios realizados por Uchiyama, consiste na seqüência dos eventos registrados nestes ensaios, com o incremento progressivo da carga horizontal aplicada. Conforme indicado nos esquemas das paredes, e em pontos dos ciclos histeréticos, mostrados na Figura 6.7.8, a seqüência dos eventos foi registrada na seguinte ordem: 1 - fissuração no canto inferior da alma; 2 - fissuração de flexão no fundo da flange; 3 - fissuração em diagonal na alma; 4 - fissuração de flexão acima do fundo da flange; 5 - escoamento da armadura vertical na flange; 6 - escoamento da armadura vertical na alma; 7 - esmagamento do concreto no canto da alma; 8 - escoamento da armadura horizontal na alma; 9 - ruptura por cisalhamento por escorregamento ("sliding shear"); 10 - ruptura final por rompimento da armadura vertical na mesa. O exemplo apresentado é instrutivo porque indica de forma bastante clara os tipos de ruptura nas paredes sem abertura e uma seqüência dos eventos relacionados a estes estados de ruptura.

NAHAS et al. (61) estudaram também o comportamento de paredes submetidas a cargas horizontais, através de programas de elementos finitos com formulação não linear. As cargas aplicadas vão sendo progressivamente incrementadas, com inversão de sentido, no protótipo ensaiado e na simulação com um modelo em elementos finitos. As Figuras 6.7.7 a e b apresentam o estado de fissuração da parede (simulação por computador), a 50% e a 100% da carga horizontal máxima, respectivamente. A Figura 6.7.7 c mostra a situação final fissurada no ensaio. Esta situação final é similar à apresentada anteriormente em outros experimentos, sendo particularmente notáveis o esmagamento do concreto concentrado nos dois cantos inferiores do modelo e a fissura horizontal contínua na base do modelo. Como também já observado nos ensaios anteriores, a inclinação das bielas é mais abatida que  $45^\circ$ , contra as expectativas da própria análise em elementos finitos.

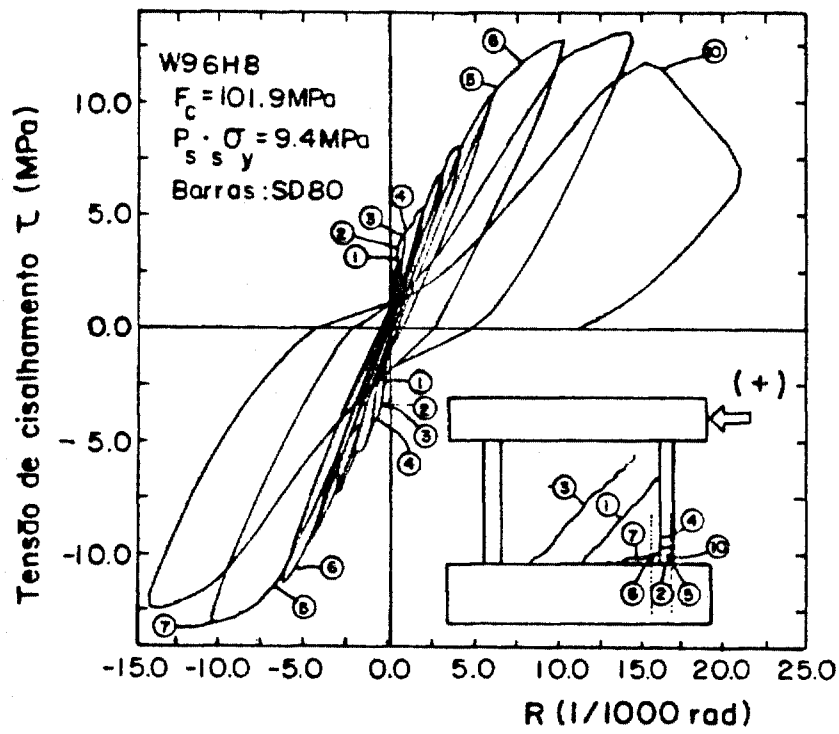
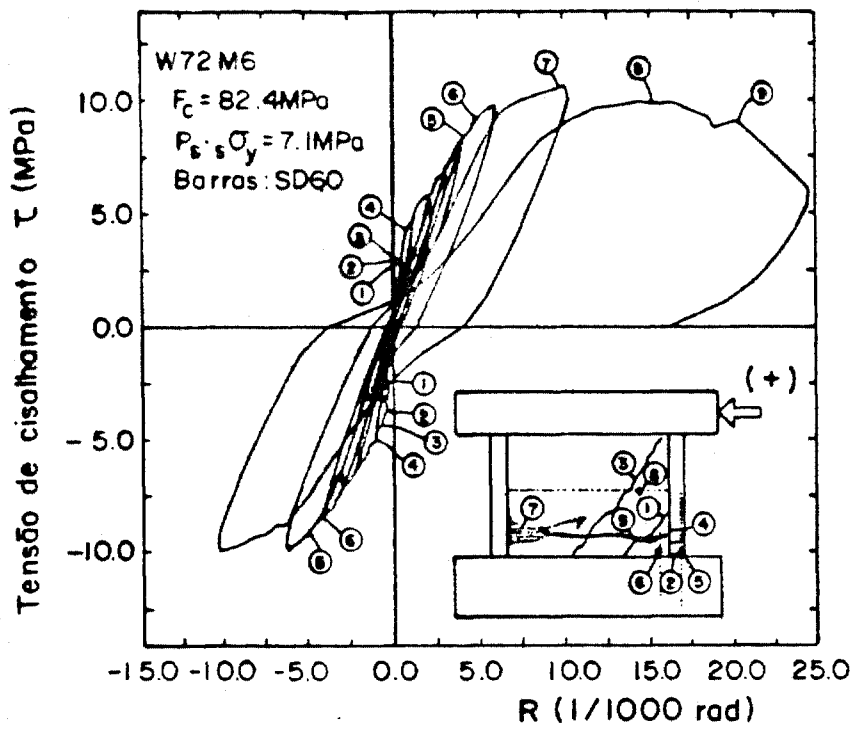


Fig. 6.7.8 – Ensaio de Uchiyama et al.

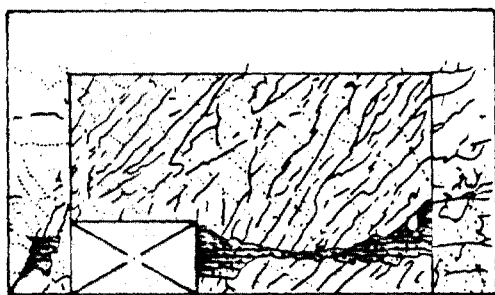
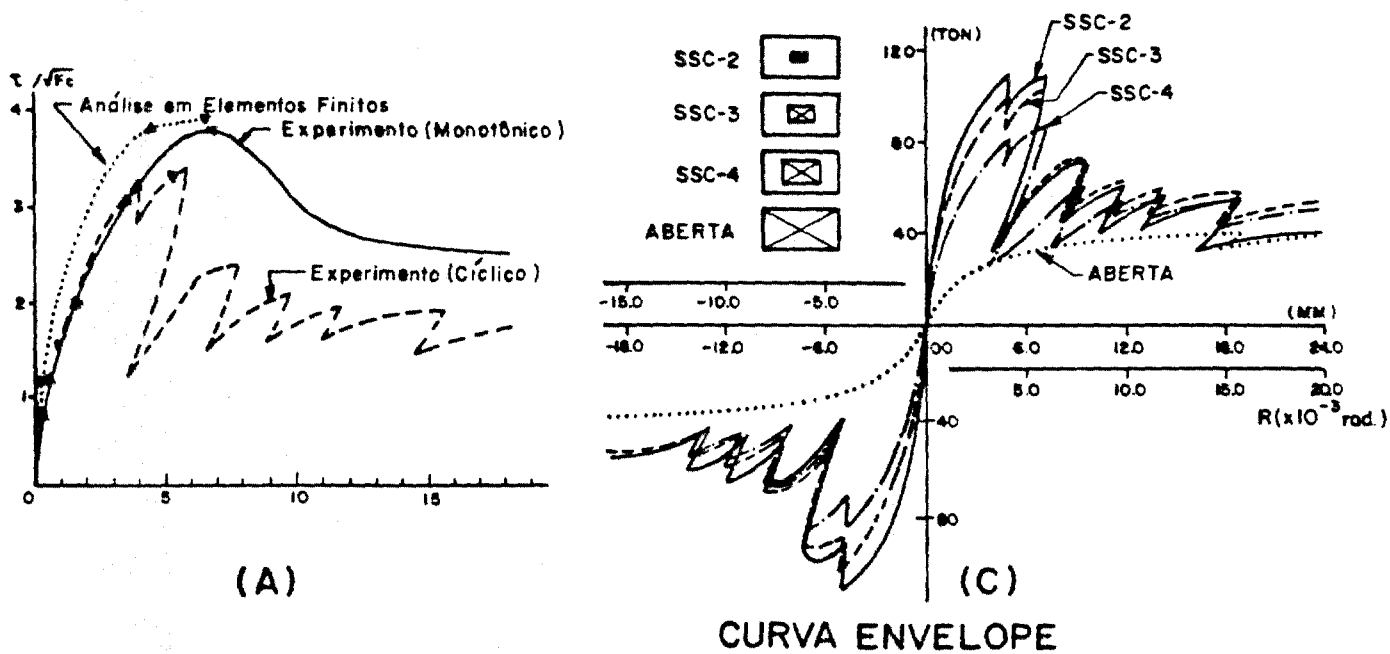
### 6.7.2 – Paredes com Aberturas

Resultados de um extenso programa de ensaios em paredes com aberturas foram reportados por SATO et al. (87). Os ensaios foram realizados em protótipos de 2,00 m por 1,20 m de dimensão, com 8 cm de espessura; colunas de 0,30 m por 0,30 m foram colocadas nas extremidades das paredes, para enrijecimento; vigas com as mesmas dimensões foram colocadas no topo das paredes. A percentagem de armadura de 1,2% foi considerada. As cargas oscilantes foram aplicadas por macacos fixados em uma parede e em pórtico de reação.

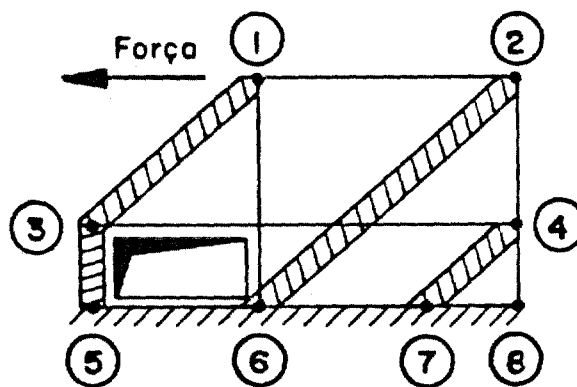
Os seguintes parâmetros relativos às aberturas foram estudados no programa de ensaios: dimensões das aberturas (pequena, média ou grande); número de aberturas (uma ou duas); locação das aberturas (central, central inferior ou inferior esquerda); método de reforço nas aberturas (barras ou placas de reforço).

Alguns resultados dos ensaios de Sato et al. são mostrados nas Figuras 6.7.9 a a d. A Figura 6.7.9 a apresenta uma comparação entre curvas força x deformação, para resultados obtidos em modelos em elementos finitos com formulação não-linear, resultados dos ensaios com carga sem inversão de sinal e resultados dos ensaios com cargas cíclicas. Os resultados dos ensaios sem inversão nas cargas são bem reproduzidos pelos modelos em elementos finitos; nos ensaios com cargas cíclicas, os valores das forças obtidas analiticamente não são atingidos pela perda de rigidez e capacidade resistente das bielas devido à fissuração cruzada. A Figura 6.7.9 b apresenta o estado final de fissuração de uma parede com abertura em seu canto inferior esquerdo. A ruptura ocorreu por cisalhamento por escorregamento. A Figura 6.7.9 c apresenta uma comparação entre curvas força-deformação de paredes com uma abertura, de variadas dimensões; as paredes com as aberturas menores apresentaram, como seria de se prever, maior capacidade resistente. A

Figura 6.7.9 d indica um modelo biela-tirante adequado para interpretar a configuração fissurada da Figura b. Observe-se inicialmente que a fissuração mais acentuada na parede se registrou para a situação de carregamento mais desfavorável (da direita para a esquerda) tendo em vista o posicionamento da abertura.



(B)



(D)

Fig. 6.7.9 – Ensaio de Sato et al.

Na Figura 6.7.9 d, o tirante entre os nós 1 e 2 transfere a força aplicada para o lado direito da parede. A configuração final não apresenta fissuração neste tirante, devido à forma com que a carga é aplicada de forma contínua no topo da parede, por meio de um perfil solidarizado à viga do topo. O equilíbrio nos nós 1 e 2 é encontrado com forças de tração resistidas por armaduras verticais ligadas diretamente na base (tirantes 1-6 e 2-8) e com diagonais de compressão que conduzem a força horizontal ao nível imediatamente acima da abertura (biela 1-3) ou diretamente à fundação (biela 2-6). Observa-se na configuração fissurada que as bielas se desviam da abertura, onde encontram pouca rigidez para se apoiarem. No nó 3, a diagonal de compressão encontrando o vazio, irá buscar equilíbrio com a força de compressão na coluna e com uma força de tração resistida por uma armadura horizontal que conduz a força para o lado direito da parede (nó 4). No nó 4 a força encontra equilíbrio final com a biela de compressão que leva a força à base e com a força de tração resistida pela armadura vertical da coluna. Observar na configuração deformada, que a coluna da esquerda, entre os nós 3 e 5 mostra características de ruptura por excesso de compressão (esmagamento do concreto); o tirante horizontal, acima da abertura, entre os nós 3 e 4, exibe fissuração com características de escoamento da armadura; na coluna da direita as fissuras na horizontal também caracterizam escoamento da armadura vertical; a região próxima à base mostra características de ruptura por cisalhamento por escorregamento.

Como resultado da pesquisa de Sato et al., foi concluído que, nas paredes com aberturas em sua parte inferior, a ruptura se deu por cisalhamento por escorregamento; nas paredes com abertura a meia altura, a ruptura se apresenta por compressão em diagonal por cisalhamento. As paredes com uma abertura apresentaram rigidez e capacidade resistente cerca de 50% maior que as paredes com duas aberturas. As aberturas reforçadas com uma placa metálica exibiram maior

resistência do que as reforçadas com armaduras.

WATABE et al. (110) fizeram também realizar um extenso programa de ensaios em paredes com e sem aberturas. Os ensaios foram realizados em protótipos de 8 cm de espessura, 2,00 m de comprimento e altura variável. Foi estudada a influência de vários parâmetros, como: percentagem de armadura, pressão vertical atuante, resistência do concreto, dimensão das colunas de enrijecimento, comprimento das mesas, dimensão e forma (retangular ou circular) das aberturas, número e localização das aberturas. Alguns resultados destes estudos são comentados a seguir.

A força horizontal máxima resistida pela parede cresce praticamente de forma linear com a percentagem de armadura. A resistência da parede cresce com o aumento da compressão vertical; decresce com o aumento da relação altura/comprimento. A relação entre o aumento na resistência das peças com a melhoria da resistência à compressão do concreto é menos clara. No estudo da influência das aberturas é introduzido o conceito de comprimento efetivo de resistência ao cisalhamento,  $L'$  (Figura 6.7.10). É apresentada uma fórmula empírica em que a resistência última da parede é expressa por uma soma de parcelas correspondentes à resistência do concreto, à resistência das armaduras e à compressão vertical atuante. Neste somatório são introduzidos coeficientes de ajuste, de forma a adequá-lo da melhor forma possível aos resultados dos ensaios disponíveis.

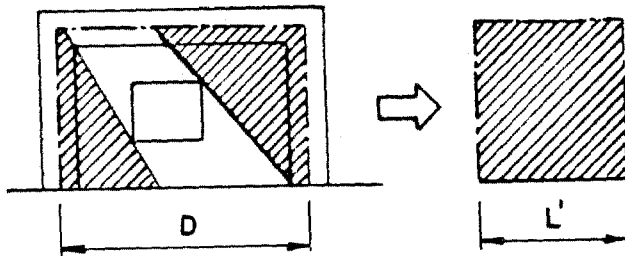


Fig. 6.7.10 – Comprimento efetivo de resistência ao cisalhamento

Abordagens como a de Watabe et al., fortemente baseadas em resultados de ensaios e na análise da influência do peso relativo de cada um dos parâmetros envolvidos, contrasta, de uma certa forma, com a abordagem dos modelos biela-tirante, em que uma interpretação mais racional do comportamento estrutural é perseguida.

GANTENBEIN et al. (29) fizeram realizar interessante programa de ensaios em paredes com e sem aberturas. Os ensaios foram realizados em protótipos de dimensões de 0,375 m por 0,75 m e 5 cm de espessura. As paredes foram ligadas a duas vigas rígidas, em suas faces superior e inferior, sendo a última firmemente fixada ao solo. Através de uma massa fixada à viga superior é imposta uma tensão de compressão de 0,4 MPa. Nas paredes com aberturas, estas têm comprimento igual a um terço desta dimensão da parede. A percentagem de armadura adotada foi de 0,28%; um reforço relativamente forte foi colocado (4 barras de 6 mm) nas faces das aberturas. Cargas senoidais foram aplicadas por um macaco no centro da viga superior, com amplitude crescendo linearmente a partir do repouso, e com frequências

entre 10 e 30 Hz.

Configurações fissuradas típicas para paredes sem aberturas, com uma abertura no centro e com uma abertura no canto inferior esquerdo são reproduzidas nas Figuras 6.7.11 a a c. É reportado pelos pesquisadores que, nas paredes sem aberturas, em alguns casos a ruptura é por compressão em diagonal e em outros, por esmagamento dos cantos inferiores. Nas paredes com abertura no centro, a fissuração mais visível ocorre entre os ângulos das aberturas e os cantos das paredes. Nas paredes com abertura no canto inferior, as fissuras mais importantes ligam os ângulos da abertura com os cantos superiores das paredes. A rigidez das paredes apresentou, tipicamente, redução com o aumento no valor numérico das cargas aplicadas. Constatou-se que o estado inicial de fissuração afeta pouco nos estágios finais de carregamento, ou seja, as paredes não têm "memória" dos seus estágios iniciais de fissuração. Como seria de se prever, as paredes sem aberturas apresentaram maior rigidez do que as paredes com aberturas.

Nas Figuras 6.7.11 d a f apresentam-se os modelos biela-tirante correspondentes às configurações fissuradas a a c. Nestes modelos procurou-se incluir os elementos necessários para a resistência nas duas direções. Na Figura d indica-se o modelo para a parede sem abertura; são indicadas bielas de compressão com diferentes ângulos, idealizando-se o sistema múltiplo de fissuração constatado, desde as fissuras em diagonal até as fissuras a  $45^\circ$ . Na Figura e apresenta-se o modelo para parede com abertura central. Note-se que, como as faces da abertura estão bem armadas, as bielas encontram apoio nos ângulos desta abertura, diferentemente de outros exemplos já apresentados; com o reforço da abertura, é como se a diagonal comprimida "passasse" por ela. Na Figura f mostra-se o modelo para a parede com abertura no canto inferior. Comparando-se com a Figura 6.7.9 d, a biela 2-3 não se forma pela ausência das colunas de enrijecimento; a biela 2-4 se forma pelo maior

reforço nas bordas da abertura, apoiando-se na coluna 3-5 que trabalha à flexão; as bielas de compressão se apoiam com ângulos variados na base da parede sempre partindo dos cantos superiores.

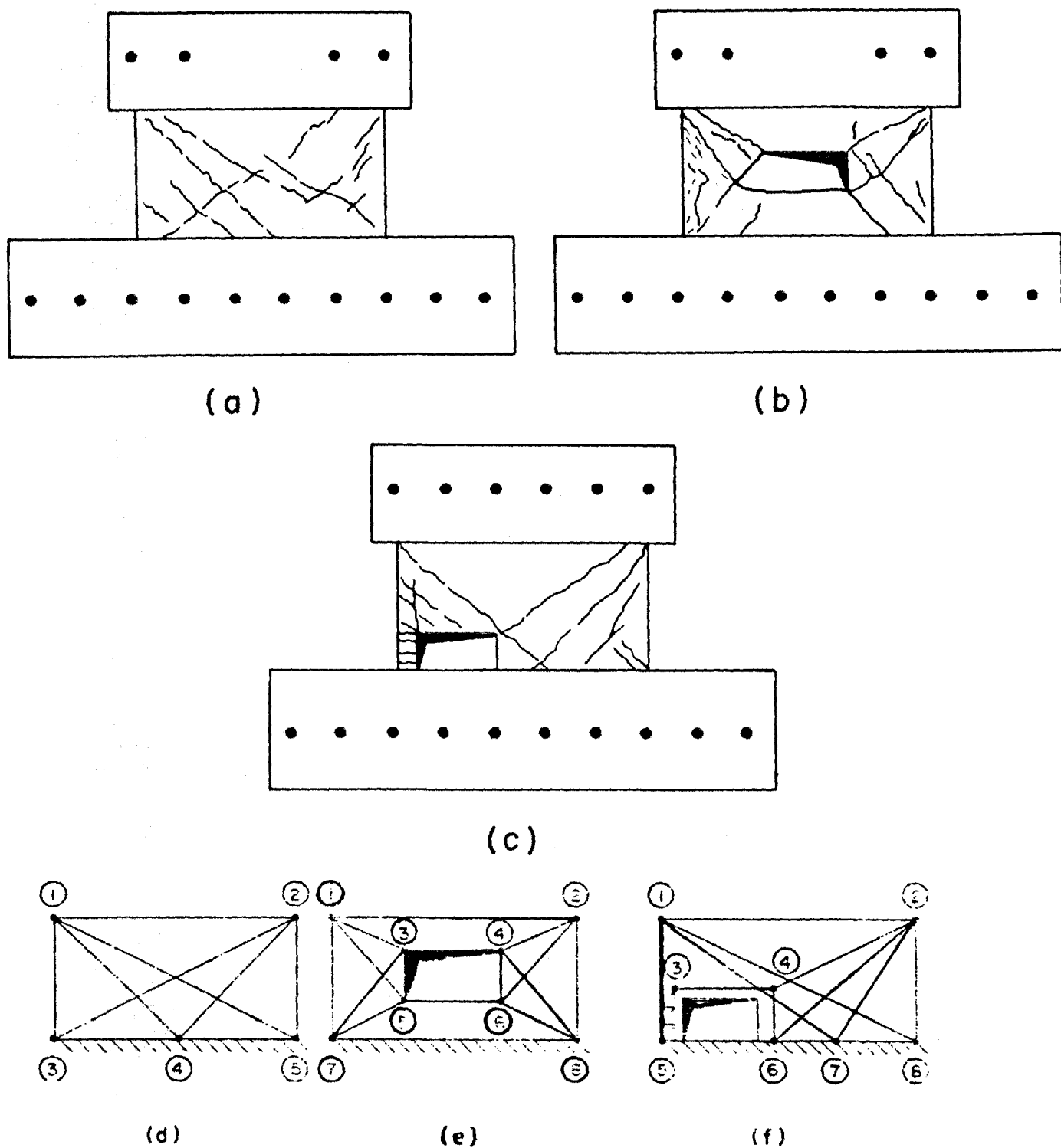


Fig. 6.7.11 - Ensaio de Gantenbein et al.

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSÕES

Apresenta-se neste capítulo um resumo final do trabalho, com uma revisão crítica de todo o material apresentado; sumarizam-se as conclusões mais relevantes da pesquisa.

Três grandes linhas de interesse nortearam, basicamente, o desenvolvimento deste trabalho: pesquisa, coletânea e registro do "estado-da-arte" de todos os aspectos relacionados ao projeto anti-sísmico, especialmente, aplicados às condições brasileiras; registro da experiência profissional relativa ao projeto de instalações da indústria nuclear com exigências anti-sísmicas no Brasil, experiência esta que já conta com mais de uma década e meia de transcurso; e finalmente, apresentar uma série de contribuições originais ao assunto, que vêm amadurecendo ao longo destes anos.

Em se tratando de assunto ainda tão pouco pesquisado no Brasil, julgamos indispensável que a apresentação do "estado-da-arte" fosse abrangente a ponto de incluir todos os aspectos necessários para o projeto sísmico, desde a definição das excitações sísmicas de projeto, passando pelos métodos de análise sísmica e chegando ao dimensionamento e detalhamento dos elementos de concreto armado. Evidentemente, um espectro tão extenso de assuntos a tratar, trouxe consigo o risco de resvalarmos na imprecisão e na superficialidade. No entanto, julgamos que este risco valia a pena ser corrido, tendo em vista a ausência de obras de referência na língua portuguesa e, mesmo em língua estrangeira, o assunto não se achar ainda consolidado, em toda sua extensão, em uma única fonte; grande parte do material necessário acha-se disperso em livros, artigos e anais de congressos, nem sempre de

fácil acesso.

Quanto à experiência profissional brasileira no projeto de estruturas sísmo-resistentes, ela se concentra sobretudo no projeto de instalações da indústria nuclear. Pode-se afirmar que estes projetos têm seguido, essencialmente, o "estado-da-arte" internacional. Não podemos deixar de registrar, no entanto, que a conjuntura econômica adversa brasileira, particularmente agravada nos últimos anos, tem se traduzido em um menor aporte de recursos para a pesquisa e também para projetos com um maior grau de sofisticação. Assim, tem se tornado mais difícil acompanhar o nível internacional de pesquisa, por exemplo, no acesso aos "softwares" de análise sísmica, cada vez mais complexos.

Os aspectos de originalidade da pesquisa disseram respeito, principalmente, a um esforço para preencher as lacunas existentes entre os métodos de análise e de dimensionamento das estruturas sísmo-resistentes. A ferramenta básica utilizada para este propósito foram os modelos biela-tirante, aplicados ao dimensionamento de elementos bidimensionais de concreto.

Comentários específicos sobre o material apresentado nesta dissertação são expostos a seguir, relativamente a cada um dos capítulos do texto.

No Capítulo II foram apresentados os métodos para a definição das excitações sísmicas de projeto. O item 2.2 foi dedicado à apresentação das noções básicas de Sismologia, como o mecanismo de geração dos sismos, as formas de propagação das ondas sísmicas em meios elásticos, a definição das grandezas utilizadas para caracterizar os sismos (magnitude e intensidade), as características básicas dos eventos sísmicos e de que forma podem ser definidos os parâmetros de projeto a partir dos dados sismológicos, como magnitude e distância focal. Foi apresentada uma

sinopse dos dados sísmicos disponíveis hoje no Brasil; citou-se que a possibilidade de um evento sísmico de grandes proporções no Brasil, embora remota, não pode ser descartada. Foi mostrado de que forma poderão ser definidas as excitações sísmicas de projeto, a partir dos parâmetros básicos (como a aceleração horizontal máxima no solo). No item 2.3 foi indicada a aplicação dos espectros de resposta de projeto padronizados, no caso de estruturas de grande responsabilidade, como centrais nucleares; no caso de estruturas de menor responsabilidade, como edificações residenciais, é descrita a aplicação de métodos simplificados de análise. Na Figura 2.3.4 o autor mostrou como variam as acelerações máximas no solo, em função das magnitudes sísmicas e das distâncias focais, segundo as expressões de Donovan e de Esteva; assim, o autor demonstrou que, pelo menos de acordo com os dados disponíveis hoje, na Região Sudeste, os valores de acelerações horizontais máximas no solo atualmente considerados no projeto anti-sísmico de instalações nucleares (0,1 g para sismo SSE e 0,05 g para sismo OBE) são adequados, para distâncias focais moderadas. No item 2.4 foram descritas técnicas de geração, por computador, de acelerogramas artificiais compatíveis com um dado espectro de resposta de projeto; foi descrita com detalhe a geração de sismos artificiais através da metodologia de Levy e Wilkinson. Na Figura 2.4.2 o autor mostrou os resultados de um estudo comparativo que desenvolveu entre sismos artificiais gerados para cobrir um dado espectro de resposta de projeto e sismos gerados a partir de uma função de densidade espectral; na figura são apresentados a média e o desvio padrão das amplitudes associadas às várias frequências definidas para compor os 30 sismos gerados artificialmente, compatíveis com um espectro de resposta de projeto; estas grandezas representadas na figura foram utilizadas em uma análise estatística do conjunto dos sismos gerados artificialmente.

Alguns tópicos passíveis de desenvolvimento futuro são citados a seguir. A definição dos espectros de resposta padronizados das normas internacionais foi

baseada na análise de terremotos registrados em regiões de alta sismicidade, como a Costa Oeste americana; em regiões de baixa sismicidade como o Brasil, as características dos espectros de projeto deverão ser distintas, tendo em vista os conteúdos de energia nas várias faixas de frequências; assim, será pertinente pesquisa para definição de espectros de projeto para regiões como o Sudeste Brasileiro, como tem sido feito para outras regiões de baixa sismicidade, como o Canadá, o Nordeste Americano e a Escandinávia, por exemplo. Outro tópico a merecer desenvolvimento futuro é a adaptação da formulação de Levi e Winkinson para geração de acelerogramas artificiais, de maneira a atender requisitos mais sofisticados, como a cobertura simultânea de espectros de projeto e funções de densidade espectral ou o atendimento simultâneo de espectros correspondentes a vários valores da fração de amortecimento crítico.

O Capítulo III foi dedicado ao estudo dos problemas de interação dinâmica entre solo e estrutura. No item 3.2 foram apresentadas as formulações numérica e analítica para o problema da amplificação das excitações sísmicas transmitidas desde as rochas, através das camadas de solo; as formulações apresentadas irão se aplicar nos estudos de amplificação dos terremotos horizontais e verticais. No item 3.3 foi reproduzida a dedução da formulação do Método das Três Etapas, de Kausel. Mostrou-se a importância prática da resolução do problema em etapas (interação cinemática, determinação dos coeficientes de impedância e interação inercial), na medida em que é viabilizada a solução praticamente independente para cada um dos dois subsistemas principais (solo e estrutura). No item 3.4 foram discutidos os problemas de modelagem do solo para a interação cinemática, particularmente, das regiões semi-infinitas que em geral se apresentam na região de interesse, em torno da estrutura analisada; foi descrita a utilização do programa FLUSH na interação cinemática, particularmente adequado por possuir formulação numérica consistente para modelar as regiões semi-infinitas. No item 3.5 foram apresentadas fórmulas para

a obtenção dos coeficientes de impedância das fundações, para os casos particulares de fundações rígidas superficiais ou sobre estacas em solos homogêneos ou estratificados horizontalmente. Foram indicadas as soluções possíveis em casos mais gerais.

Tópicos para desenvolvimento futuro são citados a seguir. No que diz respeito ao problema da amplificação dinâmica no solo, o programa SHAKE continua sendo internacionalmente aceito; quanto aos problemas de interação cinemática e da obtenção dos coeficientes de impedância de fundações superficiais, novas formulações, com consideração consistente da tri-dimensionalidade do problema, vem substituindo o programa FLUSH, essencialmente bi-dimensional; quanto às fundações sobre estacas, poucas novidades teóricas têm sido apresentadas. Assim, será importante pesquisar para o desenvolvimento da modelagem tri-dimensional do problema de interação solo-estrutura para fundações diretas e para fundações sobre estacas; julgamos que a formulação de Wolf, brevemente comentada no texto, é a mais adequada para implementação computacional.

O Capítulo IV tratou das técnicas de modelagem matemática das estruturas para a análise sísmica, ou mais especificamente, para a interação sísmica inercial. No item 4.2 foram descritas as técnicas de modelagem das estruturas; foram discutidas possibilidades de emprego de grandes modelos em elementos finitos ou de modelos simplificados em vigas, dependendo das características da estrutura analisada. Foram explicitadas as equações básicas do Método dos Elementos Finitos, aplicado à análise sísmica das estruturas. No item 4.3 foram descritas e discutidas as técnicas numéricas para a resolução do problema dinâmico e sua adequação a cada situação específica encontrada na prática: análise modal, análise espectral, análise por integração passo-a-passo e análise no domínio da frequência. Comentou-se que a análise no domínio da frequência é a mais adequada para a solução de problemas de interação solo-estrutura, em que as matrizes associadas ao problema são fortemente

dependentes da frequência. No item 4.4 é descrita a técnica para a obtenção dos espectros de resposta dos pisos de uma edificação submetida a excitação sísmica na base, supondo-se cada piso como rígido. No item 4.5 foi descrito o sistema computacional desenvolvido pelo autor para automatizar as diversas etapas da análise sísmica de uma estrutura; neste sistema foi montado um esquema de processamento em que programas comerciais como o SHAKE, o FLUSH e o SAP IV se articulam com programas desenvolvidos pelo autor, especificamente para integrarem-no; foi seguida a metodologia de projeto descrita nos capítulos anteriores desta dissertação. Foram descritos os programas que integram o sistema: GERA (geração de terremotos artificiais); FLUSH (análise sísmica tridimensional aproximada); SHAKE (amplificação sísmica no solo); ROESSET (cálculo de funções de transferência no solo); CGMASSA (cálculo das propriedades de massa das estruturas); PROPG (cálculo das propriedades geométricas das estruturas); LUCO (cálculo de funções de impedância de fundações superficiais); SAP IV (análise sísmica das estruturas); GRSAP (gerador de arquivos para plotagem de resultados); FRSPECTRA (determinação dos espectros de resposta de pisos). A aplicação do sistema proposto é ilustrada através de um exemplo numérico.

Como tópico de desenvolvimento futuro, podemos propor a incorporação de programas mais modernos no sistema desenvolvido, a serem elaborados de acordo com os métodos descritos nos Capítulos III e IV. Os programas do sistema desenvolvido poderão vir a ser enriquecidos com as técnicas modernas de Computação Gráfica.

O Capítulo V abordou as técnicas de desenvolvimento dos modelos de distribuição das forças obtidas nas análises sísmicas globais, entre os elementos estruturais sísmo-resistentes. No item 5.2 foi discutida a obtenção das forças estáticas equivalentes às forças sísmicas globais, para a análise de distribuição. Nos itens 5.3 e 5.4 foram descritos os modelos de distribuição em elementos finitos e em elementos de

viga, respectivamente, suas características e adequação para aplicação nos diversos casos da prática. A técnica de distribuição das forças sísmicas foi ilustrada através de um exemplo da prática de projeto.

Como tópico de desenvolvimento futuro, citamos um estudo que poderá vir a ser elaborado, para verificar a adequação da hipótese de diafragma rígido em lajes para diferentes tipos de configuração geométrica dos edifícios, com várias relações entre dimensões em planta e altura, diferentes graus de rigidez dos elementos sismo-resistentes, etc.

O Capítulo VI tratou da aplicação dos resultados da análise sísmica ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. No item 6.2 foram discutidas disposições explicitadas nas normas de projeto, relativas às exigências específicas para a resistência anti-sísmica das estruturas; foi desenvolvida uma análise exaustiva do Código Modelo do CEB, relativo ao projeto sismo-resistente de edificações residenciais, considerado como exemplo de norma moderna e atualizada. No item 6.3 foi apresentado um resumo da técnica dos modelos biela-tirante de Schlaich, com ênfase nos aspectos a serem posteriormente utilizados no projeto sismo-resistente de elementos bi-dimensionais de concreto. O item 6.4 foi dedicado à análise de lajes submetidas a forças em seu próprio plano, com modelos biela-tirante. Os conceitos desenvolvidos pelo autor foram ilustrados por um exemplo de laje com aberturas, resistente a terremoto horizontal, sendo discutidos detalhes de dimensionamento e detalhamento. No item 6.5 se discutiu a aplicação dos modelos biela-tirante ao projeto de paredes submetidas a forças horizontais. Foram discutidos inicialmente modelos básicos de paredes, com e sem aberturas. Os conceitos desenvolvidos para os modelos básicos foram estendidos para modelos completos de paredes, extraídos da prática de projeto. Nestes modelos completos foram discutidos vários detalhes ligados ao dimensionamento e ao detalhamento das paredes. É

particularmente importante o problema da aplicação de diferentes modelos para cargas sísmicas atuantes em direções opostas. Outro problema importante analisado pelo autor foi o da distribuição das forças aplicadas pelas paredes em mesas de compressão ou de tração. Um outro aspecto teórico importante introduzido pelo autor foi o do cálculo das tensões de compressão e de tração nas paredes, utilizando um esquema contínuo de bielas-tirante, levando a expressões fechadas como a equação (6.5.4). No item 6.6 apresentamos comentários sobre disposições normativas já implementadas. Comentou-se o Código Modelo do CEB-FIP de 1991, onde critérios de verificação das bielas, dos tirantes e dos nós encontram-se já definidos. No item 6.7 foram apresentados vários exemplos de experimentos efetuados em modelos reduzidos e em tamanho natural, de paredes com e sem aberturas, submetidas a forças horizontais variando ciclicamente ou não. Foram discutidos os vários tipos de ruptura nas paredes, descritos por Paulay et al. Procurou-se analisar os resultados dos vários ensaios com modelos biela-tirante adequadamente definidos, especialmente as configurações finais fissuradas das peças. Boa concordância foi encontrada, do ponto de vista qualitativo, entre os resultados dos ensaios e o comportamento estrutural previsto com os modelos biela-tirante.

Como tópico mais relevante para futuras pesquisas, propomos a realização de ensaios em protótipos de paredes submetidas a forças horizontais, com várias configurações de aberturas e arranjos de armaduras, com vistas a uma maior consolidação do método proposto e para obtenção de dados sobre pontos ainda controversos, como a redução da rigidez e da resistência das bielas de compressão sob fissuração cruzada, em decorrência da alternância das cargas horizontais atuantes.

Neste Capítulo VII apresentamos este resumo final do trabalho, que poderá servir como índice temático da dissertação. Após esta revisão crítica da dissertação, julgamos que foi apresentado material atualizado suficiente para servir como base

para futuras pesquisas na área de Engenharia Sísmica e mesmo para uma eventual aplicação na prática profissional. Apresentamos alguns tópicos que poderão vir a merecer a atenção futura de pesquisadores interessados em Engenharia Sísmica. Acreditamos que a forma de abordagem que escolhemos para apresentar o assunto, como um todo integrado entre análise e dimensionamento estrutural, mais as contribuições originais que apresentamos, façam com que possamos julgar este trabalho como uma contribuição válida para o conhecimento na área de Engenharia Sísmica.

## BIBLIOGRAFIA

- ( 1 ) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures, ACI 349-85, Detroit, (1985).
- ( 2 ) ASD INTERNATIONAL, INC. - CLASSI/ASD - Computer Program for Three-Dimensional Soil/Multiple-Foundation Interaction Analysis, User's Manual, (1987).
- ( 3 ) ASSUMPÇÃO, M. - "Terremotos no Brasil", Ciência Hoje. São Paulo, Ano 1, nº. 6, Maio/Junho (1983).
- ( 4 ) BARBAT, A. H. - Cálculo Sísmico de las Estructuras. Barcelona, Editores Técnicos Asociados (1982).
- ( 5 ) BATHE, K. J. - Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc. (1982).
- ( 6 ) BELES, A. A.; IFRIM, M. D. e YAGÜE, A. G. - Elementos de Ingeniería Sísmica. Barcelona, Ediciones Omega (1975).
- ( 7 ) BIGGS, J. M. - Introduction to Structural Dynamics. New York, McGraw-Hill Inc. (1964).
- ( 8 ) BOWLES, J. E. - Foundation Analysis and Design. Tokio, McGraw-Hill Kogakusha (1968).

- ( 9) BREBBIA, C. A. - **The Boundary Element Method for Engineers**. New York, John Wiley and Sons (1978).
- ( 10) BUZDUGAN, G.; MIHAILESCU, E. e RADES, M. - **Vibration Measurement**. Bucarest, Martinus Nijhoff Publishers (1986).
- ( 11) CAPRA, A. e DAVIDOVICI, V. - **Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique**. Paris, Editions Eyrolles (1979).
- ( 12) CARVALHO, L. J. - **Análise de Fundações de Máquinas**. Niterói (1988). (Tese de Mestrado, Universidade Federal Fluminense).
- ( 13) CHOKSHI, N. C., GRAVES, H. L. e PHILIPPACOPOULOS, A. J. - "Review of Licensing Criteria for Soil-Structure Interaction Analysis". **Transactions of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**. Lausanne (1987).
- ( 14) CLOUGH, R. W. e PENZIEN, J. - **Dynamics of Structures**. Tokio, McGraw-Hill Inc. (1975).
- ( 15) CODE OF FEDERAL REGULATIONS - Title 10, Energy, Part 100, Reactor Site Criteria, Appendix A. **Seismic and Geologic Siting Criteria for Nuclear Power Plants, USA** (1975).
- ( 16) COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - CEB-FIP **Model Code 1990, Final Draft**. Bulletin d'Information n°. 204, Paris (1991).

- (17) COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - **Detailing of Concrete Structures. First Draft of a Design Manual.** Bulletin d'Information n°. 150, Paris (1982).
- (18) COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON - **Model Code for Seismic Design of Concrete Structures.** Bulletin d'Information n°. 165, Paris (1985).
- (19) CONTROL DATA CORPORATION - **MRI-STARDYNE, User Information Manual** (1978).
- (20) COOMBS, R. F. e COSTA REIS, F. - "Interação Solo-Estrutura para Fundações Estaqueadas". **V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica**, Recife (1979).
- (21) DIAZ, B. E.; THOMAZ, E. C. S. e CARVALHO, L. J. - "Structural Design of Nuclear Power Plants Using Very Large Finite Element Models". **Transactions of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Lausanne (1987).
- (22) DOBRY, R. - "Settlement and Liquefaction of Cohesionless Soils". In: Ergünay, O. e Erdik, M. (Editors), **State-of-the-Art in Earthquake Engineering**. Ankara, Turkish National Committee on Earthquake Engineering (1981).
- (23) DONOVAN, N. C. - "A Statistical Evaluation of Strong Motion Data Including the February 9, 1971 San Fernando Earthquake". **Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering**, Rome (1973).

- (24) DOWRICK, D. J. - **Earthquake Resistant Design**. London, John Wiley & Sons (1977).
- (25) EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER - **"SAP IV - A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems"**. Report nº. EERC 73-11, Berkeley (1974).
- (26) ESTEVA, L. e VILLAVERDE, R. - **"Seismic Risk, Design Spectra and Structural Reliability"**. **Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering**, Rome (1973).
- (27) FILLIAT, G. - **La Pratique des Sols et Foundations**. Paris, Moniteur (1981).
- (28) FOTOPOULOU, M.; KOTSAÑOPOULOS, P., GAZETAS, G. e TASSOULAS, J. L. - **"Rocking Damping of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations"**. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 115, nº. 4, April (1989).
- (29) GANTENBEIN, F.; QUEVAL, J. C.; EPSTEIN, A.; DALBERA, J. e DURETZ, C. - **"Experimental Study on Concrete Shear Wall Behavior Under Seismic Loading"**. **Transactions of the 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**. Tokio (1991).
- (30) GAZETAS, G.; DOBRY, R. e TASSOULAS, J. L. - **"Vertical Response of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations"**. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 111, nº. 6, June (1985).

- (31) GAZETAS, G. e TASSOULAS, J. L. - "Horizontal Damping of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations". **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 113, nº. 5, May (1987).
- (32) GAZETAS, G. e TASSOULAS, J. L. - "Horizontal Stiffness of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations". **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 113, nº. 5, May (1987).
- (33) HASUI, Y., ALMEIDA, F. F. M., MIOTO, J. A. e MELO, M. S. - **Geologia, Tectônica, Geomorfologia e Sismologia Regionais de Interesse às Usinas Nucleares da Praia de Itaorna**. São Paulo, Divisão de Minas e Geologia Aplicada, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (1982).
- (34) HATZIKONSTANTINO, E., TASSOULAS, J. L., GAZETAS, G., KOTSANOPOULOS, P. e FOTOPOULOU, M. - "Rocking Stiffness of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations". **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 115, nº. 4, April (1989).
- (35) INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY - **Earthquakes and Associated Topics in Relation to Nuclear Power Plant Siting**, Safety Series nº. 50-SG-S1. Vienna, IAEA (1979).
- (36) INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY - **Earthquake Resistant Design of Nuclear Facilities with Limited Radioactive Inventory**, IAEA-TECDOC-348, Vienna (1985).

- (37) INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY – **Seismic Analysis and Testing of Nuclear Power Plants**, Safety Series n<sup>o</sup>. 50-SG-S2, Vienna, IAEA (1979).
- (38) INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDING OFFICIALS – **Uniform Building Code**, Pasadena, California, Whittier (1982).
- (39) ISHIHARA, K., KOKUSHO, T. e SILVER, M. L. – "Recent Developments in Evaluating Liquefaction Characteristics of Local Soils". **Transactions of 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro (1989).
- (40) JÓIA, L. A. – **Geração Automática de Terremotos Artificiais Compatíveis com um Dado Espectro de Resposta**, Rio de Janeiro (n.pub.). (Tese de Livre Docência, Universidade do Estado do Rio de Janeiro).
- (41) JÓIA, L. A. e SANTOS, S. H. C. – "Gera – Um Software para Geração Automática de Terremotos Artificiais Compatíveis com um Dado Espectro de Resposta". **VIII Congresso Latino-Americano e Ibérico sobre Métodos Computacionais para Engenharia**, Rio de Janeiro (1987).
- (42) KANAI, K. – "Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground". **Bulletin of the Earthquake Research Institute**, Vol. 35 (1957).
- (43) KARDESTUNCER, H. (Editor-in-Chief) – **Finite Element Handbook**. Singapore, McGraw-Hill Book Company (1988).

- (44) KAUSEL, E. - **Forced Vibrations of Circular Foundations on Layered Media**, Research Report R 74-11, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge (1974).
- (45) KAUSEL, E., in: "Panel Discussion. Foundation-Structure Interaction & Current Review of the State of the Art", Section 6, Volume II. **Second ASCE Speciality Conference on Structural Design of Nuclear Plant Facilities**, New York, American Society of Civil Engineers (1975).
- (46) KAUSEL, E., WHITMAN, R. V., ELSABEE, F. e MORRAY, J. P. - "Dynamic Analysis for Embedded Foundations". **Transactions of the 4<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, San Francisco (1977).
- (47) LEVY, S. e WILKINSON, J. P. D. - "Generation of Artificial Time-Histories, Rich in all Frequencies, from Given Response Spectra". **Nuclear Engineering and Design**, 38, pp. 241-251 (1976).
- (48) LOMINTZ, C. e ROSENBLUETH, E. (Editors) - **Seismic Risk and Engineering Decisions**. Amsterdam, Elsevier Scientific Publishing Company (1976).
- (49) LUCO, J. E. - "Vibrations of a Rigid Disc on a Layered Viscoelastic Medium". **Nuclear Engineering and Design**, 36, pp. 325-340 (1976).
- (50) LYSMER, J. e RICHART Jr., F. E. - "Dynamic Response of Footings to Vertical Loading", **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, Vol. 92, n<sup>o</sup>. SM 1, January (1966).

- ( 51) LYSMER, J., TABATABAIE-RAISSI, M., OSTADAN, F., TAJIRIAN, F. e VAHDANI, S. - **SASSI - A System for Analysis of Soil-Structure Interaction**, University of California, Berkeley, Report UCB/GT/81-02, Berkeley, California (1981).
- ( 52) LYSMER, J., UDAKA, T., TSAI, C. e SEED, H. - **FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems**, Earthquake Engineering Research Center. Report nº. EERC 75-30, Berkeley, California (1975).
- ( 53) MA, D. C., GVILDYS, J., CHANG, Y. W. e SEIDENSTICKER, R. W. - "Impact of Insufficient Energy Content in the Design Time History on the Structure Response", **Transactions of the 10<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Anaheim, CA (1989).
- ( 54) MAJOR, A. - **Dynamics in Civil Engineering**, Vol. 1, Budapest, Akadémiai Kiadó (1980).
- ( 55) MATSUKAWA, K., WATABE, M., THEOFANOPOULOS, N. A. e TOHDO, M. - "Phase Characteristics of Earthquake Ground Motions and Those Applications to Syntetic Ones", **Transactions of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Lausanne (1987).
- ( 56) MEIROVITCH, L. - **Elements of Vibration Analysis**, Tokio, McGraw-Hill Kogakusha Ltd. (1975).

- ( 57) MELO Jr., G. J. T. - **Interação Inercial Solo-Estrutura para Sub-Leitos Estratificados**, Rio de Janeiro (1984). (Tese de Mestrado, PUC/RJ).
- ( 58) MIOTO, J. A. - **Mapa do Risco Sísmico Brasileiro**, São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (1984).
- ( 59) MORIGAT, C. P. e BERNREUTER, D. L. - "Event Specific Seismic Hazard Analysis", **Transactions of the 6<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Paris (1981).
- ( 60) MUTO, K. - "Dynamic Design Criteria for Buildings". In: Ergünay, O., e Erdik, M. (Editors), **State-of-the-Art in Earthquake Engineering**, Ankara, Turkish National Committee on Earthquake Engineering (1981).
- ( 61) NAHAS, G., MILLARD, A., BARBE, B., REINOUARD, J. M. e MERABET, O. - "Numerical Analysis of Reinforced Concrete Slabs Under Seismic Loadings", **Transactions of the 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Tokio (1991).
- ( 62) NEWMARK, N. M. e ROSENBLUETH, E. - **Fundamentals of Earthquake Engineering**, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc. (1971).
- ( 63) NOVAK, M. - "Dynamic Stiffness and Damping of Piles", **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 11 (1974).
- ( 64) NOVAK, M. - "Effect of Soil on Structural Response to Wind and Earthquake", **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, Vol. 3,

79-96 (1974).

- ( 65) NOVAK, M. e ABOUL-ELLA, F. - **PILAY - A Computer Program for Calculation of Stiffness and Damping of Piles in Layered Media**, London, Ontario, University of Western Ontario (1977).
- ( 66) NOOR, A. K. e PILKEY, W. D. (Editors) - **State-of-the-Art Surveys on Finite Element Technology**, New York, The American Society of Mechanical Engineers (1983).
- ( 67) OKAMOTO, S. - **Introduction to Earthquake Engineering**, Tokio, University of Tokio Press (1973).
- ( 68) ÖNER, M. (Panel Secretary) - "Seismic Macro and Microzonation". In: Ergünay, O. e Erdik, M. (Editors), **State-of-the-Art in Earthquake Engineering**, Ankara, Turkish National Committee on Earthquake Engineering (1981).
- ( 69) PARK, R. e PAULAY, T. - **Estructuras de Concreto Reforzado**, México, Editorial Limusa (1979).
- ( 70) PAULAY, T., PRIESTLEY, M. J. N. e SYNGE, A. J. - "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls", **ACI Journal**, July-August (1982).
- ( 71) PAZ, M. - **Structural Dynamics, Theory and Computation**, New York, Van Nostrand Reinhold Company, Second Edition (1985).

- ( 72) POULOS, H. G. e DAVIS, E. H. - **Pile Foundation Analysis and Design**, New York, John Wiley & Sons (1980).
- ( 73) RAVARA, A. - **Dinâmica das Estruturas**, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1969).
- ( 74) REID, H. F. - "The Mechanics of the Earthquake". In: **The California Earthquake of April 18, 1906. Report of the State Earthquake Commission**. Carnegie Institution of Washington, D. C.
- ( 75) RICHART, F. E., WOODS, R. D. e HALL, J. R. - **Vibrations of Soils and Foundations**, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc. (1970).
- ( 76) RICHTER, C. F. - **Elementary Seismology**, San Francisco, W. H. Freeman and Company (1958).
- ( 77) ROËSSET, J. M. - "Fundamentals of Soil Amplification". In: Hansen, R. J. (Editor), **Seismic Design for Nuclear Power Plants**, Cambridge, Massachusetts, MIT Press (1970).
- ( 78) ROËSSET, J. M. - "Soil Amplification of Earthquakes". In: Desai, C. S. e Christian, J. T. (Editors), **Numerical Methods in Geotechnical Engineering**, New York, McGraw-Hill Book Company (1977).
- ( 79) ROËSSET, J. M, WHITMANN, R. V. e DOBRY, R. - "Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction", **Journal of the Structural Division**, ASCE, Vol. 99, nº. ST 3, March (1973).

- ( 80) SANTOS, S. H. C. - **Um Modelo Semi-Analítico em Elementos Finitos para Interação Inercial em Análise Sísmica**, Rio de Janeiro (1980). (Tese de Mestrado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro).
- ( 81) SANTOS, S. H. C. e MONTEIRO, I. C. - "Considerações sobre a Segurança contra Excitações Sísmicas no Projeto do Prédio Auxiliar do Reator e do Prédio de Controle em Centrais Nucleares", **VIII Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica**, São Paulo (1985).
- ( 82) SANTOS, S. H. C. e SILVA, R. E. - "Design of Nuclear Structures under Seismic Loading Using Strut-and-Tie Resistant Models". **Fourth U. S. National Conference on Earthquake Engineering**, Palm Springs, California (1990).
- ( 83) SANTOS, S. H. C. e SILVA, R. E. - "Design of Shear Walls under Seismic Loading Using Strut-and-Tie Resistant Models", **Transactions of the 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Tokio (1991).
- ( 84) SANTOS, S. H. C. e SILVA, R. E. - "Seismic Analysis and Design of NPP Structures: An Integrated Approach", **Transactions of the 10<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Anaheim, California (1989).
- ( 85) SANTOS, S. H. C. e SOARES, E. P. S. - "Um Sistema Automatizado para a Análise Sísmica de Estruturas", **IX Congresso Latino-Americano e**

- Ibérico sobre Métodos Computacionais para Engenharia, Córdoba, Argentina (1988).**
- (86) SANTOS, S. H. C., VELLOSO, D. A. e SOARES, E. P. S. - "Seismic Response in Horizontally Layered Sites", **XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Rio de Janeiro (1989).
- (87) SATO, Y., HIGASHIURA, A., SATO, K., YAMANOUCHI, H. e KUBO, T. - "Load-Deflection Characteristics of Shear Walls with Openings", **Transactions of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Lausanne (1987).
- (88) SCHLAICH, J., SCHÄFER, K. e JENNEWAIN, M. - "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", **Prestressed Concrete Institute Journal**, Chicago, Vol. 32, n<sup>o</sup>. 3, pp. 74-150, May/June (1987).
- (89) SCHNABEL, P. B., LYSMER, J. e SEED, H. B. - **SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites**, Report n<sup>o</sup>. EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley (1972).
- (90) SCHULZ, M. - **Verificação Geral de Peças de Concreto Armado Baseada no Modelo da Chapa Fissurada**, Rio de Janeiro (1988). (Tese de Doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro).
- (91) SEED, H. B. - "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes", **Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE**, Vol. 105, n<sup>o</sup>. GT 2, February (1979).

- (92) SEED, H. B. e IDRIS, I. M. - "Influence of Soil Conditions During Earthquakes", **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, Vol. 92, n<sup>o</sup>. SM 1, January (1969).
- (93) SEED, H. B. e IDRIS, I. M. - **Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses**, Report n<sup>o</sup>. EERC 70-10. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California (1970).
- (94) SEED, H. B. e LYSMER, J. - "Soil-Structure Interaction Analysis by Finite Element Methods State-of-the-Art", **Transactions of the 4<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, San Francisco (1977).
- (95) SHINOZUKA, M. e TAN, R. Y. - "Seismic Reliability of Damaged Concrete Beams", **Journal of Structural Engineering, ASCE**, Vol. 109, n<sup>o</sup>. 7, July (1983).
- (96) SINGH, M. P. - "Seismic Design Input for Secondary Systems", **Journal of the Structural Division, ASCE**, Vol. 106, n<sup>o</sup>. ST 2, February (1980).
- (97) TANABE, T., WU, Z. S., UTSUNOMIYA, T. e HIROSE, G. - "Mathematical Modelling of Nonlinear Characteristics of RC Plates and Shells", **Transactions of the 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Tokio (1991).
- (98) THEOFANOPOULOS, N. A. e WATABE, M. - "Simulated Earthquake Motions Compatible with Multiple-Damping Response Spectra for the

- Design of Nuclear Power Plants", **Transactions of the 10<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Anaheim, California (1989).
- (99) TRIFUNAC, M. D. e 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, n<sup>o</sup>. 1, February (1975).
- (100) TSAI, N. C. - "Spectrum-Compatible Motions for Design Purposes", **Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE**, Vol. 98, n<sup>o</sup>. EM 2, April (1972).
- (101) UCHIYAMA, T., ISHIMURA, K., TAKAHASHI, T. e HIRADE, T. - "Study on Reactor Building Structure Using Ultrahigh Strength Materials. Part 4, Bending Shear Tests of RC Shear Walls", **Transactions of the 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Tokio (1991).
- (102) U. S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION - **Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis**, USNRC Regulatory Guide 1.92 (1976).
- (103) U. S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION - **Design Response Spectra for Seismic Design of Nuclear Power Plants**, USNRC Regulatory Guide 1.60 (1973).

- (104) U. S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION - **Development of Floor Design Response Spectra for Seismic Design of Floor-Supported Equipment or Components**, USNRC Regulatory Guide 1.122 (1978).
- (105) U. S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION - **Seismic Input**, USNRC Standard Review Plan, item 3.7.1 (1975).
- (106) VECCHIO, F. J. e PURI, P. - "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls", **Transactions of the 11<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Tokio (1991).
- (107) VENÂNCIO FILHO, F., SANTOS, S. H. C. e JÓIA, L. A. - "Seismic Analysis of a NPP Reactor Building Using Spectrum-Compatible Power Spectral Density Functions", **Transactions of the 9<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology**, Lausanne (1987).
- (108) WAAS, G. - **Linear Two-Dimensional Analysis of Soil Dynamics Problems in Semi-Infinite Layered Media**, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley (1972).
- (109) WARBURTON, G. B. - **The Dynamical Behaviour of Structures**, Oxford, England, Pergamon Press (1976).
- (110) WATABE, M., FUKUZAWA, R., CHIBA, O., HATORI, T., HIGASHIURA, A., ASEGA, H. e TAGA, A. - "Study of Load-Deflection Characteristics of Heavily Reinforced Concrete Shear Walls", **Transactions of the 10<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics**

in **Reactor Technology**, Anaheim, USA (1989).

- (111) WIGHT, J. K. (Editor) - **Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures**, Detroit, American Concrete Institute (1985).
  
- (112) WOLF, J. P. - **Dynamic Soil-Structure Interaction**, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc. (1985).
  
- (113) WOLF, J. P. - **Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain**, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice-Hall Inc. (1988).
  
- (114) WOLF, J. P., ARX, G. A., BARROS, F. C. P. e KAKUBO, M. -  
"Seismic Analysis of the Pile Foundation of the Reactor Building of the NPP Angra 2", **Nuclear Engineering and Design** 65, North-Holland Publishing Company (1981).
  
- (115) ZIENKIEWICZ, O. C. - **The Finite Element Method**, New York, McGraw-Hill. Third Edition (1977).