

Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas  
Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

# **Análise Dinâmica Avançada de Estruturas de Aço sob Cargas Extremas**

**Everton André Pimentel Batelo**

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica.

Orientadores: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira  
Profa. Dra. Andréa Regina Dias da Silva

Ouro Preto, Abril de 2014

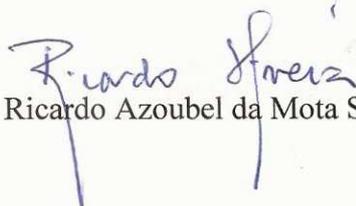
B328a	<p>Batelo, Everton André Pimentel. Análise dinâmica avançada de estruturas de aço sob cargas extremas [manuscrito] / Everton André Pimentel Pimentel Batelo. - 2014. xiii, 70f.: il. color.; grafs.; tabs.</p> <p>Orientadores: Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira. Prof. Dr. Andréa Regina Dias da Silva.</p> <p>Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Área de concentração: Construção Metálica.</p> <p>1. Análise não-linear - Teses. 2. Aço - Estruturas - Teses. 3. Materiais - Testes - Teses. I. Silveira, Ricardo Azoubel da Mota. II. Silva, Andréa Regina Dias da. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.</p> <p>CDU: 624.014.2:624.04</p>
-------	---

Catálogo: [sisbin@sisbin.ufop.br](mailto:sisbin@sisbin.ufop.br)

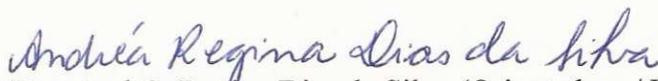
# ANÁLISE DINÂMICA AVANÇADA DE ESTRUTURAS DE AÇO SOB CARGAS EXTREMAS

**AUTOR: EVERTON ANDRÉ PIMENTEL BATELO**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 11 de abril de 2014, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira (Orientador / UFOP)



Profa. Dra. Andréa Regina Dias da Silva (Orientadora / UFOP)



Prof. Dr. Francisco de Assis das Neves (UFOP)



Prof. Dr. Paulo Batista Gonçalves (PUC-Rio)

*“É fácil trocar as palavras,  
Difícil é interpretar os silêncios!  
É fácil caminhar lado a lado,  
Difícil é saber como se encontrar!  
É fácil beijar o rosto,  
Difícil é chegar ao coração!”*

**Fernando Pessoa**

Aos meus pais e aos meus orientadores.

# Agradecimentos

A Deus, pela força necessária para superação dos obstáculos e por estar sempre presente guiando os meus passos.

Aos meus pais, Helena e Jair, pelo apoio, encorajamento e investimento em minha educação. Além da compreensão necessária para conviver com minha ausência durante esses anos.

Ao Prof. Ricardo Azoubel da Mota Silveira, pela atenção, experiente orientação e pelo estímulo em todos os momentos.

A Prof<sup>a</sup>. Andréa Regina Dias da Silva, por sua orientação e boa vontade em compartilhar conhecimentos.

A Marcela pelos bons momentos e apoio durante todo tempo, muito obrigado.

Ao Lucas pela grande amizade e pelas ajudas nas horas mais difíceis.

Ao Cláudio pela força e disposição em ajudar nos momentos de dúvidas.

Aos amigos de Ouro Preto, em especial ao Rodrigo, Gilney, Wanderson, Gustavo, Wagner, Maicon e Antônio pelos momentos de descontração, amizade e companheirismo.

A todos meus amigos do curso de Engenharia Civil da UNEMAT – Campus de Sinop-MT.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, à Pró-Reitoria de Pesquisa e Pós-Graduação – PROPP da UFOP e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PROPEC, pelo suporte financeiro.

Aos professores, funcionários e amigos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PROPEC), assim como a todos aqueles que colaboraram de alguma forma na realização deste trabalho, os meus sinceros agradecimentos.

Resumo da Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

## **ANÁLISE DINÂMICA AVANÇADA DE ESTRUTURAS DE AÇO SOB CARGAS EXTREMAS**

**Everton André Pimentel Batelo**

Abril/2014

*Orientadores:* Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Andréa Regina Dias da Silva

Uma análise estrutural rigorosa é de fundamental importância para o projeto e o desempenho adequado ao longo da vida útil de uma estrutura. Os pórticos de aço são uma excelente solução estrutural para os mais variados tipos de construções. Sua concepção estrutural e forma esbelta compõe uma estrutura leve, econômica, eficiente e de montagem rápida. Em algumas situações, esses pórticos de aço são submetidos a solicitações dinâmicas com intensidade suficiente para provocar deformações permanentes e danos localizados na estrutura que podem levar ao seu colapso parcial ou total. Dessa forma, projetar estruturas idealizando o comportamento elástico do material nessas situações tende a ser antieconômico. Assim, é aceitável que haja certa quantidade de dano nas estruturas em situações de carregamento extremo, desde que esses não coloquem em risco a segurança da edificação. Desse modo, esta dissertação tem como objetivo avaliar o comportamento não linear de estruturas de aço sob a ação de excitações dinâmicas extremas, explorando a capacidade de amortecimento histerético da estrutura em decorrência da energia absorvida durante o processo de deformação plástica de seus membros estruturais, com a consequente redistribuição de esforços internos e formação de rótulas plásticas. As análises dinâmicas inelásticas de segunda ordem são realizadas através do programa computacional CS-ASA (Silva, 2009), utilizando o método da rótula plástica refinada. Situações práticas envolvendo cargas de impactos e sismos são avaliadas no decorrer do estudo, evidenciando o amortecimento histerético introduzido na estrutura devido à consideração do escoamento parcial das seções transversais e a boa representação das respostas transientes não lineares obtidas com o método da rótula plástica refinada quando comparado à outras análises numéricas e estudos experimentais.

Abstract of Dissertation presented as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering.

**ADVANCED DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL STRUCTURES UNDER  
EXTREME LOADING**

**Everton André Pimentel Batelo**

Abril/2014

*Advisors:* Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Andréa Regina Dias da Silva

Rigorous structural analysis is of fundamental importance when designing structures and also for guarantying proper performance. Steel frames are an excellent structural solution for various types of buildings. Its structural design and slender shape configure a light, economical, efficient and quickly assembled structure. In some situations, these steel frames are subjected to a dynamic load level that can cause permanent deformation and localized damage in the structure which may lead to its partial or total collapse. However, elastic design to overcome this behavior tends to be uneconomical. Thus, a certain amount of damage due to extreme loading is acceptable, provided the safety of the building is not jeopardized. This work aims to evaluate the nonlinear behavior of steel structures under dynamic excitation, exploiting the structural hysteretic damping. Such damping is related to the structural plastic deformation and its inherent energy absorption, with consequent redistribution of internal forces and formation of plastic hinges. The refined plastic-hinge method is used for the second order inelastic dynamic analysis, performed via computational interface CS-ASA (Silva, 2009). Real impact loading and seismic data were used during the study and demonstrate the relation between hysteretic damping and the consideration of material yielding of the cross sections. Good representation of the nonlinear transient responses was obtained with the refined plastic-hinge method when compared to other numerical analysis and experimental studies.

# Sumário

<b>Lista de Figuras</b> .....	<b>xi</b>
<b>Lista de Tabelas</b> .....	<b>xiii</b>
<b>1 Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Considerações Iniciais e Objetivos.....	1
1.2 O Sistema Computacional CS-ASA.....	5
1.3 Organização do Trabalho .....	7
<b>2 Fundamentos da Análise Dinâmica Avançada de Estruturas</b> .....	<b>8</b>
2.1 Introdução.....	8
2.2 Efeitos Geometricamente Não Lineares.....	9
2.3 Modelos em Análise Inelástica de Estruturas.....	10
2.3.1 Conceitos Básicos .....	10
2.3.2 Plastificação Concentrada e Plastificação Distribuída .....	12
2.3.3 Comportamento do Aço Estrutural.....	12
2.3.4 Regras de Endurecimento do Aço .....	14
2.3.5 Modelos Cíclicos de Plasticidade .....	15
2.3.6 Modelo Cíclico Refinado Elástico-Perfeitamente Plástico.....	17
2.3.7 Superfície de Resistência.....	20
<b>3 Metodologia Numérica para Análise Dinâmica Avançada</b> .....	<b>24</b>
3.1 Introdução.....	24
3.2 Formulação de Elementos Finitos .....	25
3.3 Análise Dinâmica Avançada .....	29
3.3.1 Métodos de Integração.....	32
3.3.2 Solução do Problema Transiente .....	33
<b>4 Exemplos Numéricos</b> .....	<b>41</b>

4.1	Introdução.....	41
4.2	Pórticos de Aço Submetidos a Cargas de Impacto.....	41
4.2.1	Pórtico Toridis-Khozeimeh .....	42
4.2.2	Pórtico Simples com Imperfeição Geométrica Inicial .....	46
4.2.3	Pórtico de Aço de Dois Andares .....	48
4.3	Pórticos de Aço Sob Ação de Sismos .....	50
4.3.1	Pórtico Simples .....	52
4.3.2	Pórtico de Dois Andares .....	57
<b>5</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>61</b>
5.1	Introdução.....	61
5.2	Conclusões.....	62
5.2.1	Pórticos de Aço Sob Ação de Cargas de Impacto .....	62
5.2.2	Pórticos de Aço Sob Ação de Sismos .....	63
5.3	Sugestões para Trabalhos Futuros.....	64
	<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>65</b>

# Lista de Figuras

1.1	Tipos de carregamentos no domínio do tempo (Moreira, 2002).....	2
1.2	Registros de movimentos de solo durante terremotos .....	3
1.3	Programa CS-ASA: análises e efeitos considerados (Silva, 2009) .....	6
2.1	Efeitos globais (P- $\Delta$ ) e locais (P- $\delta$ ) (adaptado ASCE, 1997) .....	10
2.2	Comparação entre distribuição de tensões ideal e real (Landesmann, 1999) .....	11
2.3	Curva tensão-deformação de alguns aços (Chen e Sohal,1995) .....	13
2.4	Curva tensão-deformação idealizada para o aço estrutural .....	13
2.5	Curva tensão-deformação uniaxial experimental .....	14
2.6	Efeito Bauschinger .....	14
2.7	Modelos cíclicos de plasticidade .....	16
2.8	Modelo histerético elástico perfeitamente plástico constitutivo do material .....	18
2.9	Distribuição de tensões na seção transversal – Momento positivo .....	19
2.10	Distribuição de tensões na seção transversal – Momento negativo .....	19
2.11	Superfície de resistência tridimensional .....	20
2.12	Capacidade de momento plástico reduzido para seção transversal I sob carga axial .....	22
2.13	Distribuição de tensões residuais nos perfis (ECCS, 1983) .....	22
2.14	Imperfeições iniciais (ECCS, 1983) .....	23
3.1	Elemento de viga-coluna com molas fictícias .....	26
3.2	Graus de liberdade do elemento no sistema corrotacional.....	26
3.3	Correção das forças internas após a violação da superfície de resistência .....	29
3.4	Equações de movimento considerando a aceleração com variação linear (Silva, 2009). .....	36
4.1	Pórtico Toridis-Khozeimeh: geometria e carregamento .....	42

4.2	Deslocamento horizontal, $u$ , ao longo do tempo no topo da estrutura .....	43
4.3	Deslocamento horizontal, $u$ , no topo da estrutura durante 10 segundos .....	44
4.4	Resposta transiente para diferentes intervalos de $\Delta t$ .....	45
4.5	Resposta transiente para diferentes malhas de elementos finitos .....	45
4.6	Pórtico simples com imperfeição geométrica inicial: geometria e carregamento .....	46
4.7	Resposta dinâmica elástica e inelástica do pórtico simples com imperfeição geométrica .....	47
4.8	Estrutura de aço de dois andares sob carregamento dinâmico .....	48
4.9	Respostas dinâmicas elásticas e inelásticas do pórtico de aço de dois andares ...	49
4.10	Curva momento-rotação da seção “S” do apoio .....	50
4.11	Acelerogramas dos terremotos .....	51
4.12	Pórtico plano simples: propriedades geométricas e do material .....	52
4.13	Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo El Centro .....	54
4.14	Deslocamento horizontal no topo do pórtico simples e modelo constitutivo .....	54
4.15	Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo Loma Prieta .....	54
4.16	Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo Northridge .....	55
4.17	Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo San Fernando .....	55
4.18	Resposta transiente não linear do pórtico simples, com e sem amortecimento, submetido ao sismo Northridge .....	57
4.19	Pórtico de dois andares com ligações rígidas (Kim et al., 2007) .....	58
4.20	Pórtico plano de dois andares: dimensões, condições de carregamento e propriedades geométricas e do material .....	58
4.21	Resposta transiente não linear do pórtico de dois andares submetido ao sismo Loma Prieta .....	60
4.22	Resposta transiente não linear do pórtico de dois andares submetido ao sismo Northridge .....	60

# Lista de Tabelas

3.1	Parâmetros da Equação (3.7) .....	29
3.2	Estratégia numérica de solução transiente não-linear .....	39
3.3	Estratégia numérica para modelar o comportamento da seção sob cargas cíclicas.....	40
4.1	Picos de aceleração (PGA) e seu correspondente registro de tempo .....	52
4.2	Vibração livre do sistema: primeiro e segundo períodos de vibração (s) .....	53
4.3	Picos de deslocamento (cm) do pórtico simples .....	56
4.4	Os dois primeiros períodos naturais de vibração do sistema estrutural .....	58
4.5	Os dois primeiros modos de deformação do sistema estrutural .....	59
4.6	Deslocamento máximo relativo do segundo andar e do nível do telhado (cm) ...	60

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Considerações Iniciais e Objetivos

Os pórticos de aço constituem um dos mais importantes sistemas construtivos empregados atualmente, sendo uma excelente solução para os mais variados tipos de edificações. No Brasil, as estruturas de aço tem ganhado cada vez mais espaço no setor da construção civil. Isso pode ser explicado pela necessidade de execução de empreendimentos imobiliários em prazos cada vez menores, bem como as novas exigências de consumidores e empreendedores. Devido à sua concepção estrutural e forma esbelta, os pórticos de aço compõem uma estrutura leve, econômica, eficiente e de montagem rápida possibilitando a execução de projetos mais elaborados e desafiadores, os quais necessitam passar por um processo de análise criterioso.

Uma análise estrutural criteriosa é de fundamental importância para um projeto adequado, garantindo assim um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da edificação. Em muitas situações, as estruturas de aço podem ser submetidas à ações/carregamentos dinâmicos com intensidade suficiente para provocar deformações permanentes e danos localizados que podem levar ao colapso parcial ou total da estrutura.

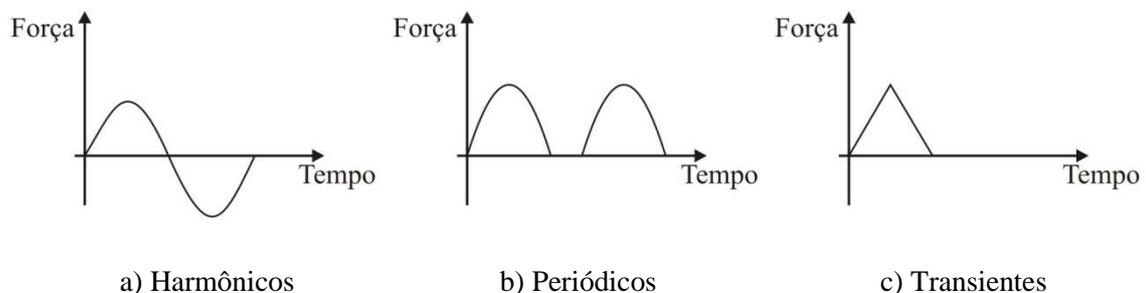
As ações dinâmicas são aquelas que apresentam variação no tempo, seja em sua magnitude, direção ou posição. Terremotos, ventos fortes, ondas do mar e cargas de impacto são exemplos de ações dinâmicas. Essas introduzem na estrutura acelerações, velocidade e deslocamentos, gerando, como consequência, forças de inércia e amortecimento. Nas edificações, a grande maioria das ações é de natureza dinâmica, no entanto, para efeitos práticos, aquelas que apresentam baixas frequências de excitação

quando comparadas as frequências naturais da estrutura, conseqüentemente geram pequenas forças de inércia e amortecimento, e por simplificação, são tratadas como ações quase estáticas ou mesmo estáticas (Lima e Santos, 2008).

De acordo com Rao (1995), as ações dinâmicas podem ser classificadas em: determinísticas, se o valor ou magnitude da ação agindo sobre a estrutura é completamente conhecido ao longo do tempo; não determinística, randômica, ou estocástica, quando não se pode prever o valor da ação em qualquer instante de tempo futuro. Nesse caso, as características do sistema e da ação são estabelecidas em termos de probabilidade de ocorrência. Esta dissertação aborda ações dinâmicas cujos valores ou magnitudes da ação agindo sobre a estrutura são completamente conhecidos ao longo do tempo.

As ações dinâmicas podem ser expressas no domínio do tempo ou da frequência, e desse modo, a análise pode ser realizada também no domínio do tempo ou da frequência. Em análises não lineares, é preferível, tradicionalmente, o estudo no domínio do tempo (Clough e Penzien, 1993).

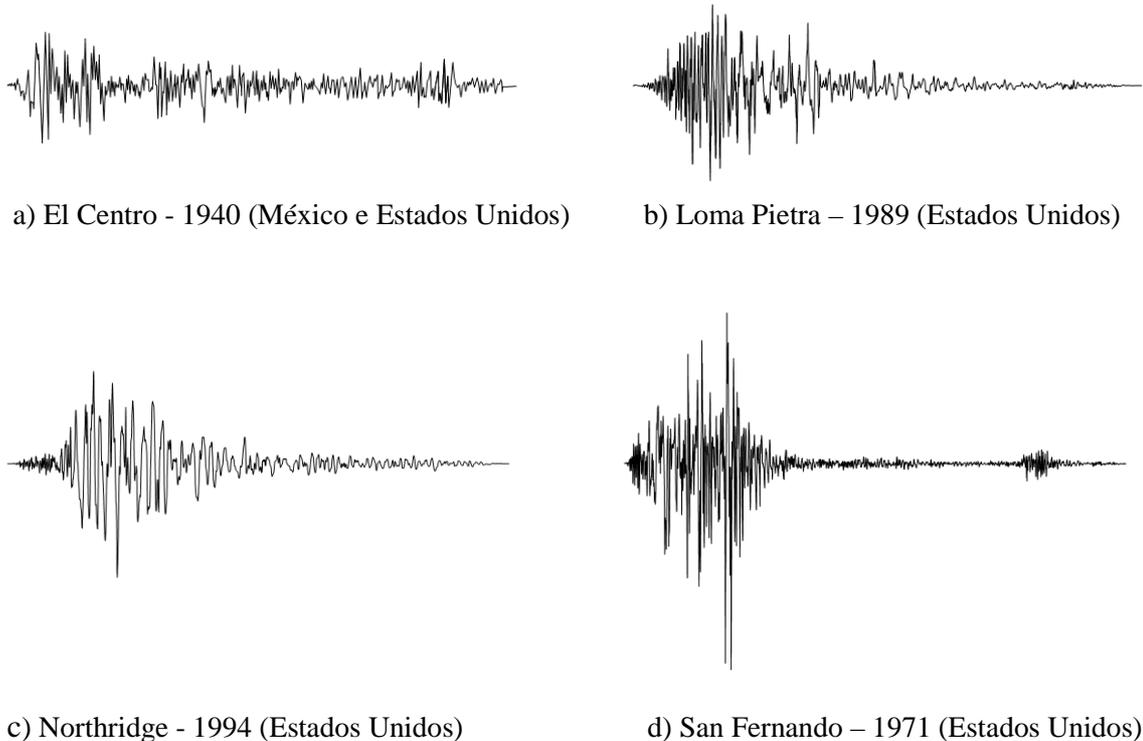
Conforme a forma de variação no tempo, as ações dinâmicas são classificadas como harmônicas, periódicas, transientes ou impulsivas. O carregamento é dito harmônico quando sua variação no tempo pode ser representada por uma função seno ou cosseno, sendo característicos de turbinas, geradores e bombas centrífugas de máquinas rotativas que apresentam massa desequilibrada. O carregamento periódico é aquele que apresenta repetições em um intervalo regular de tempo, chamado período. Uma carga que representa as forças geradas por uma máquina rotativa em operação também é periódica. Já o carregamento transiente é o que apresenta variação arbitrária ao longo do tempo, sem periodicidade. O carregamento impulsivo é caracterizado como sendo transiente com uma duração muito curta. Na Figura 1.1 tem-se uma representação dos tipos de carregamentos dinâmicos.



**Figura 1.1** Tipos de carregamentos no domínio do tempo (Moreira, 2002)

O carregamento dinâmico de uma estrutura também pode se apresentar sob a forma de movimento aleatório de sua base, como ocorre no caso de estruturas submetidas a sismos (terremotos). Portanto, a resposta estrutural de edifícios a sismos é um fenômeno dinâmico, onde o carregamento é dado matematicamente pelo produto das massas da estrutura excitada e o histórico de aceleração do solo ao longo do tempo (acelerograma), gerando deformações e tensões no interior da estrutura.

A Figura 1.2 mostra alguns registros de acelerogramas de terremotos reais. Com base nesses registros é possível exemplificar a grande variabilidade de amplitudes, tempo de duração e forma que varia a aceleração ao longo do tempo em cada terremoto. Embora haja uma baixa sismicidade no Brasil, nem sempre essa ação pode ser desprezada, mesmo para edifícios de pequeno porte (Lima e Santos, 2008).



**Figura 1.2** Registros de movimentos de solo durante terremotos

Em geral, é antieconômico (e muitas vezes impraticável) projetar e construir estruturas que permanecerão em regime elástico durante a ação de cargas dinâmicas extremas. Sob a ação dessas cargas, as estruturas devem ser capazes de absorver quantidade suficiente de energia, de modo que seja aceitável certa quantidade de dano,

desde que os objetivos primários, segurança e prevenção de colapso, também sejam assegurados.

Uma das principais características do aço, é a ductilidade, que contribui para absorção de energia e também permite a redistribuição dos esforços após alguns membros estruturais terem atingido sua resistência última.

A fim de conceber estruturas mais leves, esbeltas e resistentes a essas ações dinâmicas extremas, sem comprometer a qualidade e as normas de segurança, o projetista deve avaliar o comportamento dinâmico da estrutura através de um processo de análise mais criterioso, de modo a considerar a não linearidade geométrica da estrutura e o comportamento não linear do material empregado para sua concepção. Na área de estrutura de aço, essas análises rigorosas têm sido definidas como “*Análises Avançadas*”.

Uma análise avançada é fundamental em situações onde as estruturas são afetadas por cargas extremas suficientemente grandes para provocar o desenvolvimento de deformação plástica em seus membros.

Esta dissertação tem como objetivo avaliar o comportamento não linear de estruturas de aço submetidas à excitações dinâmicas extremas por meio de simulações numéricas realizadas através do sistema computacional CS-ASA (*Computational System for Advanced Structural Analysis*; Silva, 2009). Nessas simulações a não linearidade geométrica é incorporada por meio dos efeitos de segunda ordem ( $P-\Delta$  a nível global e  $P-\delta$  a nível local), e o comportamento inelástico do aço simulado através do método da rótula plástica refinado, em que os efeitos decorrentes do escoamento do aço são capturados através de um parâmetro que reduz a rigidez do membro estrutural em função do desenvolvimento de regiões plásticas nas seções transversais. Situações práticas envolvendo cargas de impactos e sismos são exploradas no decorrer do estudo com o intuito de evidenciar o amortecimento histerético da estrutura em decorrência da energia absorvida durante o processo de deformação dos membros estruturais e a formação de rótulas plásticas.

Para que o objetivo proposto fosse alcançado, pequenas intervenções foram realizadas no sistema computacional CS-ASA. No modelo cíclico de plasticidade introduziu-se as expressões para definição do momento de plastificação reduzido fornecida pela norma britânica BS 5950 (2000). A simulação de estruturas sujeitas a sismos sob a forma de acelerogramas reais até então não havia sido explorada através do CS-ASA, demandando atenção especial e exigindo intervenções adicionais. Análises estruturais

encontradas na literatura serviram de comparação para os resultados obtidos no presente estudo.

Por fim, cabe esclarecer que o presente trabalho vai de encontro aos objetivos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFOP (PROPEC/Deciv/EM/UFOP), sendo um complemento direto de teses desenvolvidas na UFOP e PUC-Rio (Galvão, 2004; Silva, 2009), e está relacionado com as seguintes linhas de pesquisa do PROPEC:

- *Mecânica Computacional*: que objetiva a aplicação de métodos numéricos na determinação de respostas de sistemas de engenharia;
- *Comportamento e Dimensionamento de Estruturas Metálicas*: que visa estudar aspectos relacionados com comportamento e projeto de estruturas metálicas.

## 1.2 O Sistema Computacional CS-ASA

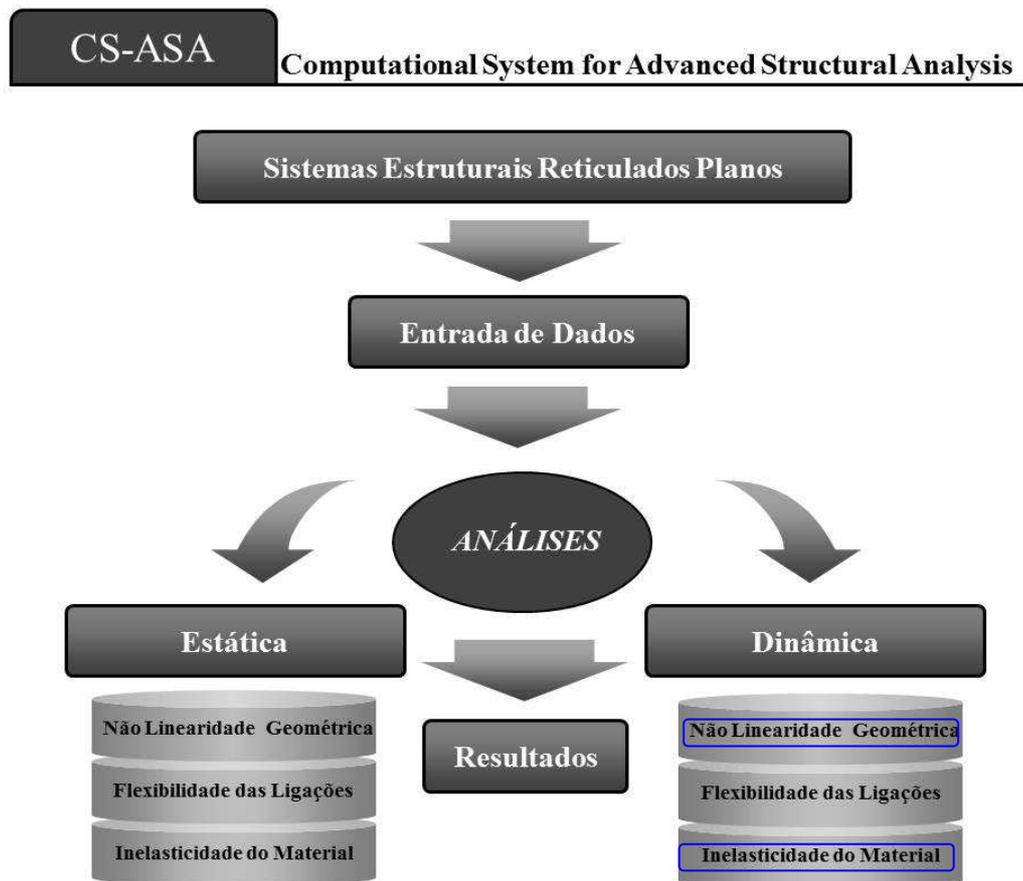
A base de trabalho utilizada para desenvolver e cumprir os objetivos do presente estudo é o sistema computacional CS-ASA (Silva, 2009), que adota o método dos elementos finitos para análises numéricas não lineares estáticas e dinâmicas de estruturas metálicas. O CS-ASA é todo estruturado e organizado em módulos, de modo a permitir maior produtividade nas implementações. Sua linguagem de programação é o *Fortran 90/95* (Chapman, 2003),

Em análises realizadas através do CS-ASA, é possível considerar efeitos não lineares, como o geométrico, flexibilidade da ligação, e a inelasticidade do aço. Na Figura 1.3 tem-se uma representação com os tipos de análise e efeitos considerados pelo CS-ASA com destaque para os efeitos não lineares abordados no presente estudo.

A entrada de dados do CS-ASA é feita através de arquivos com formato texto. Em um dos arquivos é informado o tipo de análise (linear ou não linear) e são fornecidos os dados gerais da estrutura, como: características geométricas e físicas, condições de contorno e carregamento atuante. Se a análise for estática não linear, em outro arquivo, o usuário define a formulação não linear a ser utilizada e insere outras informações relevantes, tais como: estratégia de incremento de carga e de iteração, o incremento inicial do parâmetro de carga, o método de Newton-Raphson (padrão ou modificado) e o critério de convergência.

Para o caso de análises dinâmicas, outro arquivo se faz necessário, onde o analista poderá optar em resolver as equações diferenciais de movimento no domínio do tempo ou da frequência. Na análise no domínio do tempo usam-se métodos de integração numérica, cujo processo de solução é passo a passo. Sendo assim, o número de passos de tempo e o

tamanho do passo ou incremento de tempo, devem ser fornecidos. Caso a análise seja não linear, o procedimento incremental e iterativo que combina o método implícito clássico de Newmark (Newmark, 1959) com a técnica de Newton-Raphson é adotado na solução do problema transiente. Nesse caso, necessita-se ainda informar o número de incrementos e o valor do incremento, o número máximo de iterações e o fator de convergência.



**Figura 1.3** Programa CS-ASA: análises e efeitos considerados (Silva, 2009)

As pesquisas envolvendo análise dinâmica linear e não linear de estruturas, e que contribuíram para a atual base computacional do CS-ASA, tiveram início com Galvão (2004) e foi consolidada e ampliada posteriormente por Silva (2009). Vale ressaltar que serão realizadas análises dinâmicas considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da plasticidade (Figura 1.3), sendo a consideração do efeito da inelasticidade do aço o principal objeto de estudo, que começou a ser explorado em Silva *et al.* (2011), Silva *et al.* (2012), Silva *et al.* (2013) e Batelo *et al.* (2014a, 2014b).

### 1.3 Organização do Trabalho

O Capítulo 2 tem uma função conceitual, com uma apresentação e contextualização do tema em estudo, ou seja, a *Análise Dinâmica Avançada de Estruturas*. No decorrer do capítulo são descritos os fundamentos necessários para uma melhor compreensão dos fenômenos que envolvem os efeitos geometricamente não lineares e o comportamento do aço estrutural. Aborda-se também as duas principais metodologias para consideração de plasticidade em estruturas aporticadas, que são a *Plasticidade Distribuída* e a *Plasticidade Concentrada*. Ainda no Capítulo 2 tem-se uma breve explanação a respeito dos modelos cíclicos de plasticidade, onde se reserva uma atenção especial ao modelo de plasticidade concentrada que utiliza o método da rótula plástica refinado.

No Capítulo 3 encontra-se a metodologia numérica utilizada. Inicialmente é apresentada a formulação generalizada de elementos finitos presente no CS-ASA para resolução de problemas inelásticos não lineares. Em seguida, é descrito o procedimento para solução do problema transiente não linear.

No Capítulo 4 estão os exemplos numéricos em que são empregadas as técnicas apresentadas nos capítulos anteriores. São selecionados alguns sistemas estruturais disponíveis na literatura para as análises, que estão divididas em dois grupos: pórticos submetidos a cargas de impacto e pórticos sob ação de sismos.

Esta dissertação é concluída no Capítulo 5. Nesse capítulo estão as principais conclusões obtidas das análises realizadas, assim como algumas sugestões para trabalhos futuros.

# Capítulo 2

## Fundamentos da Análise Dinâmica Avançada de Estruturas

### 2.1 Introdução

Como já destacado, existem situações em que as estruturas são expostas a cargas dinâmicas com intensidade suficiente para provocar deformação permanente e acúmulo de danos que podem conduzir ao seu colapso. Nesses casos, em geral, as estruturas apresentam um comportamento não linear desde o início do carregamento.

Nas estruturas de aço destacam-se os seguintes efeitos não lineares: efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica), comportamento inelástico (não linearidade do material) e flexibilidade das ligações. Ainda pode-se ter a presença de outros efeitos não lineares que são provenientes de imperfeições geométricas oriundas dos processos de fabricação, armazenagem, transporte das peças e montagem da estrutura, e das tensões residuais ocasionadas principalmente pelo processo de fabricação dos perfis e da distorção das seções transversais devido à atuação da força cortante.

Os efeitos de segunda ordem  $P-\Delta$  e  $P-\delta$  estão relacionados com a deformação da estrutura à medida que esta é carregada. A não linearidade do material está relacionada com a perda da resistência à medida que toda ou parte de uma seção transversal entra em escoamento. Já a não linearidade das ligações é representada usualmente por curvas momento-rotação que simulam o comportamento semirrígido da ligação durante o processo de carregamento.

Com o emprego de ferramentas numéricas computacionais mais precisas, é possível o desenvolvimento de métodos de análises rigorosos que combinam tais efeitos não lineares. Isso possibilita uma avaliação completa do sistema estrutural, verificando simultaneamente a sua resistência e sua estabilidade. Na área de estruturas de aço essas análises rigorosas têm sido definidas como *Análises Avançadas*.

O conceito de análise avançada de estruturas é encontrado na literatura a partir do estudo de Bjorhovde (1972) apud Chen *et al.* (1996), que desenvolveu um longo estudo para a obtenção das curvas de resistência do SSRC (Structural Stability Research Council). Posteriormente, Kanchanalai (1977) obteve as curvas de interação do AISC (American Institute of Steel Construction).

Muitos autores têm realizado análises avançadas de pórticos rígidos e semirrígidos, planos e espaciais. No entanto, poucos trabalhos são encontrados nesta linha de pesquisa relacionada diretamente a análise dinâmica. Nessa área específica, merecem destaque: Marur e Kant (1994), Mamaghani *et al.* (1996), Chan e Chui (2000) e Thai e Kim (2011).

No domínio da análise estrutural, dois aspectos se destacam: os modelos e os métodos utilizados pelo projetista. Assim, no decorrer deste capítulo são abordados aspectos importantes relacionados aos efeitos não lineares, ao comportamento cíclico adotado para o material quando submetido a ações dinâmicas, as formas de consideração de plasticidade empregadas nas análises e o processo de formação das rótulas plásticas.

## **2.2 Efeitos Geometricamente Não lineares**

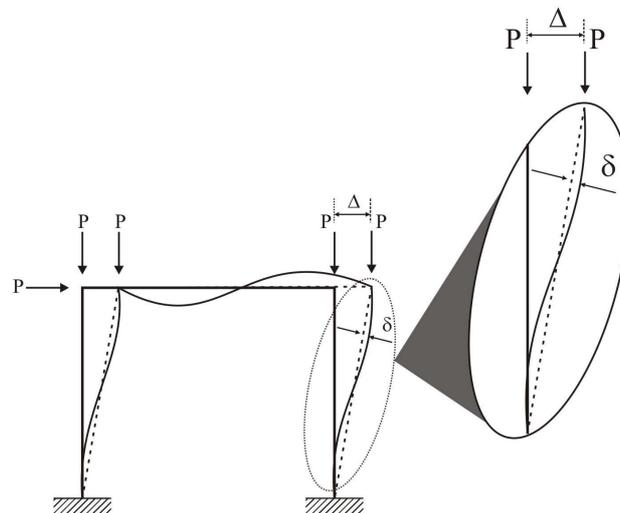
O avanço tecnológico nos últimos anos proporcionou uma melhoria significativa dos sistemas estruturais, e um refinamento das técnicas e ferramentas computacionais de análise. Portanto, o projetista é capaz de elaborar modelos que permitam uma simulação mais realista, e por consequência, uma solução mais precisa dos sistemas estruturais, possibilitando a utilização de elementos estruturais capazes de oferecer alto desempenho em termos de peso mínimo para uma dada resistência. No entanto, tais elementos de peso otimizado apresentam um comportamento singular susceptível aos fenômenos de instabilidade, sendo de fundamental importância uma previsão da estabilidade desses elementos por meio de um procedimento mais rigoroso, com a consideração dos efeitos de segunda ordem.

A não linearidade geométrica é proveniente dos efeitos de segunda ordem (P- $\Delta$ , a nível global; e P- $\delta$ , a nível local), que aparecem devido à modificação da geometria da

estrutura, provenientes de sua deformação, à medida que esta é carregada. Esse comportamento não linear é ilustrado na Figura 2.1 e está presente nas estruturas com deslocamentos relativamente grandes.

O CS-ASA possui três formulações SOF-1,2,3 (Second order finite element formulation) que consideram os efeitos da não linearidade geométrica em sistemas estruturais reticulados planos. Essas formulações foram propostas, respectivamente, por Alves (1993), Yang e Kuo (1994) e Pacoste e Eriksson (1997).

No presente trabalho, os efeitos da não linearidade geométrica são simulados a partir da formulação linearizada proposta por Yang e Kuo (1994). Algumas considerações a respeito dessa formulação são feitas no Capítulo 3 e maiores detalhes estão disponíveis em Silva (2009) e Galvão (2000).



**Figura 2.1** Efeitos globais ( $P-\Delta$ ) e locais ( $P-\delta$ ) (adaptado ASCE, 1997)

## 2.3 Modelos em Análise Inelástica de Estruturas

### 2.3.1 Conceitos Básicos

- i. Tensão de escoamento: é o valor limite para o escoamento do aço,  $\sigma_y$ , que separa o comportamento elástico do plástico. Para aços, cujo patamar de escoamento é bem definido, esse valor é determinado em função da deformação residual plástica;
- ii. Endurecimento: efeito de endurecimento do aço (“*strain hardening*”) que se apresenta no campo plástico de modo a aumentar a capacidade de resistência e diminuir as

deformações. Existem vários métodos para abordar esse efeito em simulações computacionais, e alguns são apresentados no decorrer deste capítulo. Esse efeito é por vezes desprezado, quando assume-se a hipótese de plasticidade perfeita após o escoamento. Obtêm-se, assim, um resultado mais conservativo;

- iii. Módulo resistente elástico ( $W$ ) e plástico ( $Z$ ): são determinados por funções geométricas, que levam em conta as propriedades da seção transversal. Seus valores para ambos os eixos de flexão são apresentados em tabelas para diversos tipos de perfis;
- iv. Momento plástico: estabelece o momento fletor máximo suportado pela seção transversal de um determinado elemento. É dado pela expressão:

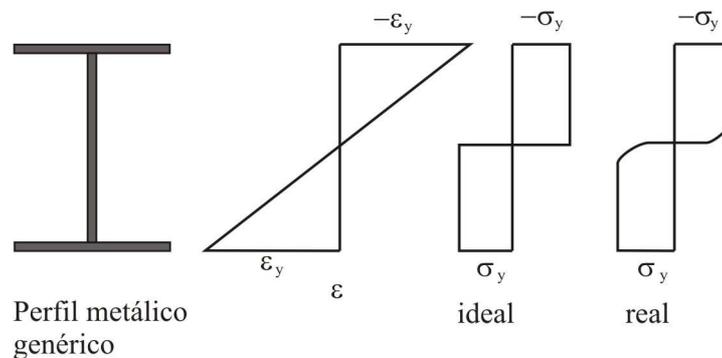
$$M = \sigma_y Z \quad (2.1)$$

em que  $Z$  é o módulo plástico da seção transversal.

A relação entre o momento plástico e o momento de escoamento é definida como o fator de forma da seção transversal.

Para a teoria da plasticidade simplificada assume-se uma distribuição de tensões com comportamento ideal. Na Figura 2.2 observa-se a diferença entre a distribuição real e a ideal de tensões para um perfil sob flexão.

Na engenharia de estruturas, do ponto de vista prático, essa diferença é desprezível. Quando o momento plástico é atingido, o escoamento da seção possibilita grandes rotações, sem que haja aumento ou diminuição significativa dos momentos fletores, ou seja, surgem as chamadas “*rótulas plásticas*”. A seção perde rigidez à rotação, semelhante a uma rótula.



**Figura 2.2** Comparação entre distribuição de tensões ideal e real (Landesmann, 1999)

### **2.3.2 Plasticidade Concentrada e Plasticidade Distribuída**

Em análises envolvendo inelasticidade, a avaliação da plastificação é realizada basicamente através de dois modelos: os modelos de plasticidade concentrada (método da rótula plástica) e os modelos de plasticidade distribuída (método da zona plástica). A diferença entre esses dois modelos está no grau de refinamento utilizado para representar a plastificação do membro estrutural, diferindo basicamente em relação à consideração do espraçamento da zona em escoamento.

No método da rótula plástica, em que se considera a plasticidade concentrada, quando um ponto crítico de resistência plástica (momento plástico da seção) é alcançado, forma-se uma rótula plástica na seção transversal neste ponto, permanecendo o restante do membro em regime elástico. Por sua vez, nos modelos de plastificação distribuída, considera-se uma região parcialmente em escoamento na vizinhança desse ponto onde se formou a rótula plástica.

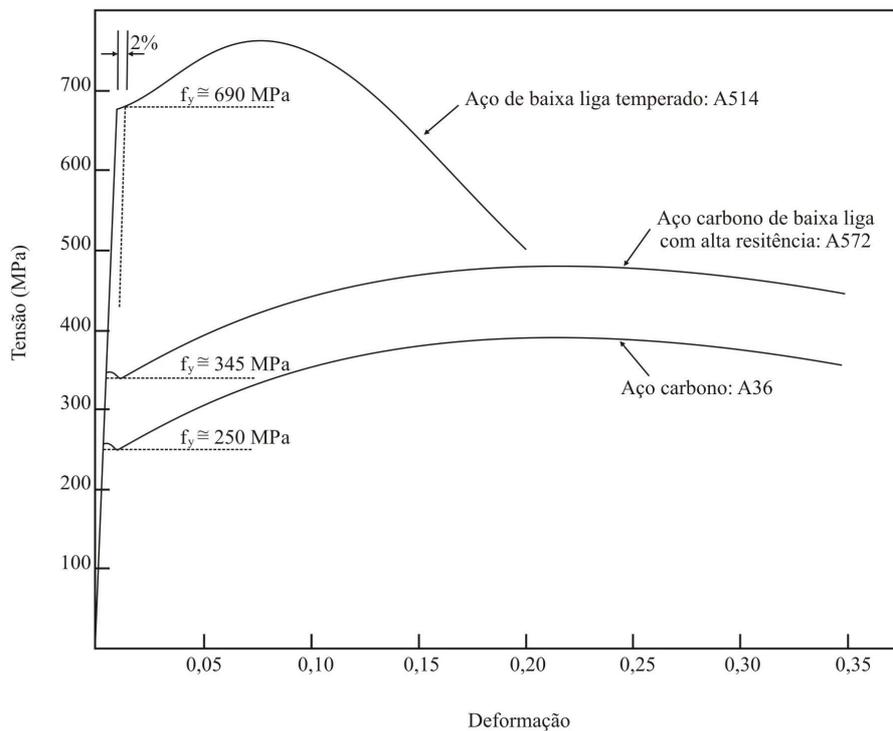
Para a utilização desses modelos em programas computacionais, algumas peculiaridades importantes devem ser ponderadas. Os modelos que consideram plastificação distribuída, e que explicitamente incluem os efeitos de segunda ordem e as tensões residuais, possuem uma eficiência muito alta por levar em conta o espraçamento da zona plastificada. Assim, a solução obtida através desse modelo é dita como “exata” (Chen e Kim, 1997). No entanto, tal consideração demanda um maior esforço computacional. Por isso, os resultados normalmente são oriundos de análises de pequenas estruturas usadas para calibração e validação de resultados de outras formulações numéricas.

Em análises mais práticas e de grandes estruturas, os modelos de plastificação concentrada apresentam-se mais adequados e por isso são mais utilizados em pesquisas na engenharia civil.

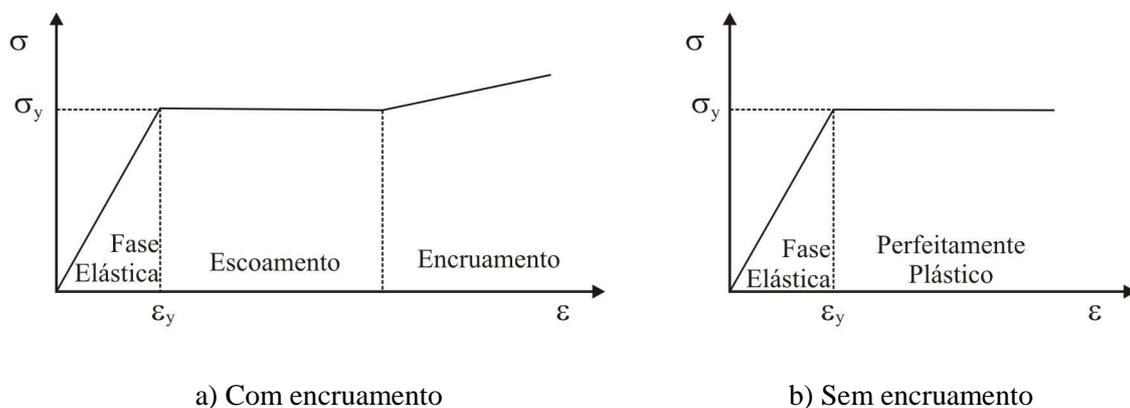
### **2.3.3 Comportamento do Aço Estrutural**

Uma análise estrutural inelástica considera os efeitos da ductilidade do material. A ductilidade é a capacidade que o aço possui de sofrer grandes deformações antes da sua ruptura. Essa característica pode ser evidenciada em um simples ensaio de tração/compressão, sendo representada por uma curva tensão-deformação como a ilustrada na Figura 2.3 (Chen e Sohal,1995). Observa-se que, após o limite elástico, ocorre uma deformação quinze vezes maior que a deformação limite elástica do material.

Para aplicações na engenharia estrutural, essa curva é muitas vezes idealizada e representada de uma maneira simplificada por três retas (Figura 2.4-a), ou ainda por duas retas como na Figura 2.4-b, quando não se considera o efeito de endurecimento do aço. O material tem comportamento elástico linear até que se atinja a tensão de escoamento. Com o limite elástico atingido, as deformações crescem sem nenhum aumento significativo na tensão correspondente. Quando se leva em consideração o endurecimento do aço esse aumento de tensões pode ser observado.



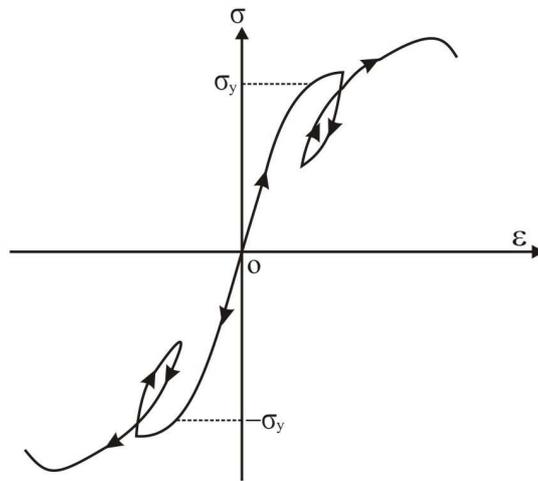
**Figura 2.3** Curva tensão-deformação de alguns aços (Chen e Sohal,1995)



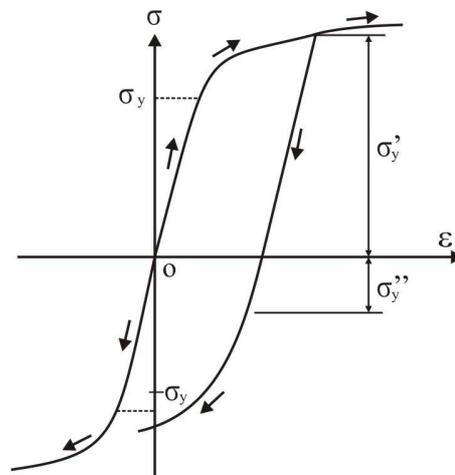
**Figura 2.4** Curva tensão-deformação idealizada para o aço estrutural

### 2.3.4 Regras de Endurecimento do Aço

Em um teste de compressão uniaxial de uma peça de aço, a curva tensão-deformação obtida é praticamente idêntica a de um teste de tração simples (Figura 2.5). No entanto, se tal amostra é submetida a uma tensão de tração até atingir seu limite elástico, e em seguida é recarregada com uma carga de compressão, o seu limite elástico será muito menor do que o limite de elasticidade obtido em um ensaio de compressão com a peça ainda virgem ( $\sigma_{y''} \ll \sigma_{y'}$ ). Esse comportamento é conhecido como Efeito Bauschinger e é ilustrado na Figura 2.6.



**Figura 2.5** Curva tensão-deformação uniaxial experimental



**Figura 2.6** Efeito Bauschinger

Ainda durante o processo de carregamento cíclico, deve-se atentar para outro fenômeno, que é o aumento de tensão após o escoamento. Esse fenômeno, por sua vez, é denominado endurecimento ou encruamento do aço (“*strain hardening*”).

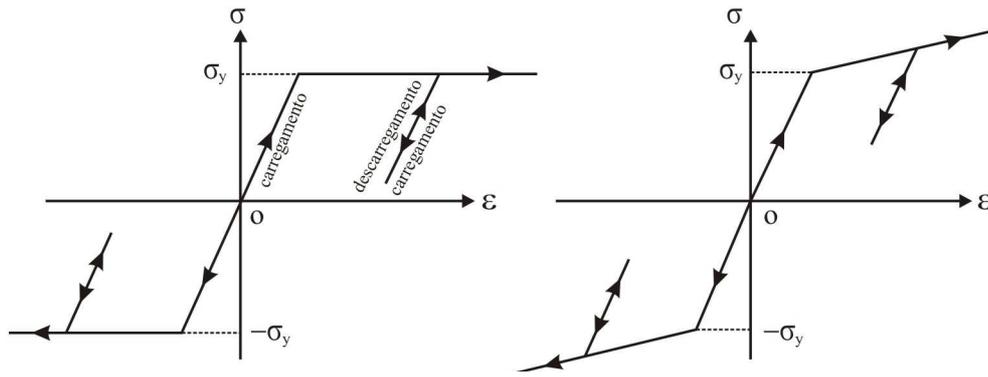
Na formulação adotada para o presente trabalho, o encruamento do aço e o Efeito Bauschinger não são considerados. Por se tratar de uma primeira abordagem envolvendo ações dinâmicas e o comportamento inelástico do aço, optou-se por se trabalhar com um modelo simples e que ofereça bons resultados, ficando seu aperfeiçoamento para estudos futuros.

### **2.3.5 Modelos Cíclicos de Plasticidade**

Ao longo dos anos, inúmeras pesquisas foram realizadas relacionadas à análise estática não linear de estruturas, sendo os estudos dinâmicos mais escassos. Isso pode ser explicado pela dificuldade da realização de análises estruturais envolvendo cargas complexas com susceptíveis ocorrências de descarregamento e recarregamento. A análise estática não linear pode ser tratada como um caso particular de uma análise dinâmica não linear, sem a presença de forças inerciais e comportamento histerético.

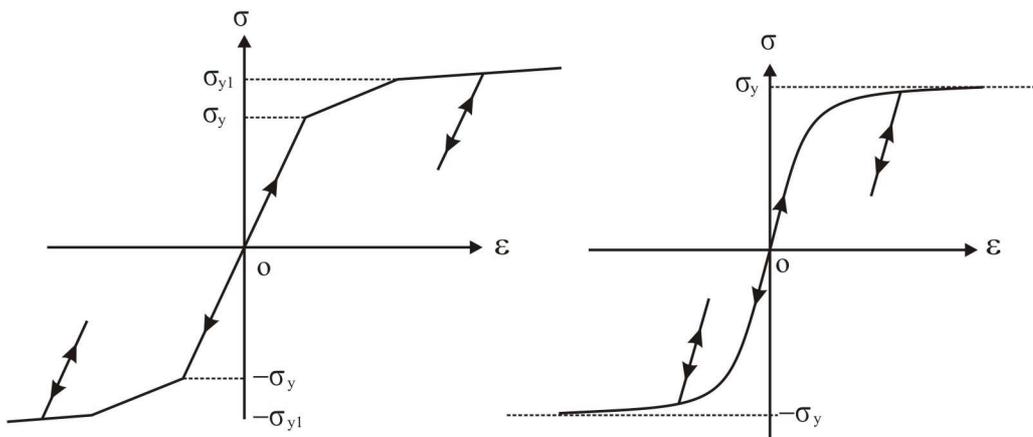
Modelos cíclicos de plasticidade têm sido desenvolvidos para simulação da relação constitutiva do material aço. Entre os de maior destaque e mais utilizados estão o modelo elástico perfeitamente plástico, o modelo bi linear, o modelo multilinear, o modelo de Ramberg-Osgood, o modelo inverso de Ramberg-Osgood e o modelo dependente da taxa de deformação. A curva tensão-deformação para esses modelos é apresentada na Figura 2.7.

O modelo elástico-perfeitamente plástico é o mais simples. Nele assume-se a passagem do regime elástico diretamente para o plástico sem uma fase de transição para capturar o escoamento parcial, e o efeito de endurecimento é ignorado. O modelo bi linear é usado para simular o efeito de endurecimento, no entanto ainda não permite a representação de uma transição suave entre o regime elástico e o regime plástico. No intuito de se obter uma melhor representação do escoamento parcial do material, surgiram os modelos tri linear e multilinear, no entanto, esses não são tão simples como os demais e ainda apresentam descontinuidades de inclinação dentro da transição do regime elástico para o plástico, fator indesejável para análises computacionais. Os modelos de Ramberg-Osgood e inverso de Ramberg-Osgood são comumente adotados para representar uma curva suave na transição do regime elástico para o plástico.



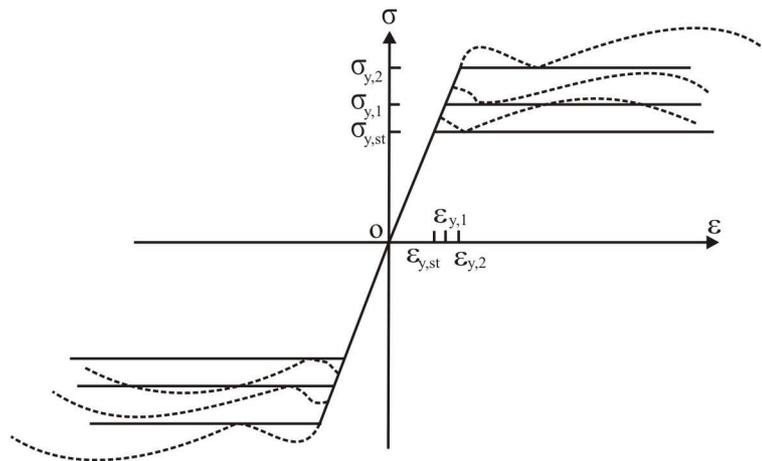
a) Modelo elástico-perfeitamente plástico

b) Modelo de endurecimento bi linear



c) Modelo de endurecimento tri linear

d) Modelo inverso de Ramberg-Osgood



e) Modelo dependente da taxa de deformação

**Figura 2.7** Modelos cíclicos de plasticidade

Chan e Chui (2000) propuseram para o modelo elástico-perfeitamente plástico um refinamento na relação momento-curvatura a fim de representar uma transição suave entre o regime elástico e o plástico do material. Os autores utilizaram esse modelo em suas análises inelásticas (método da rótula plástica) e encontram bons resultados.

Na próxima seção tem-se uma explicação detalhada sobre os modelos cíclicos elástico-perfeitamente plástico e refinado elástico-perfeitamente plástico, que estão presentes na base computacional do CS-ASA, e usados neste estudo.

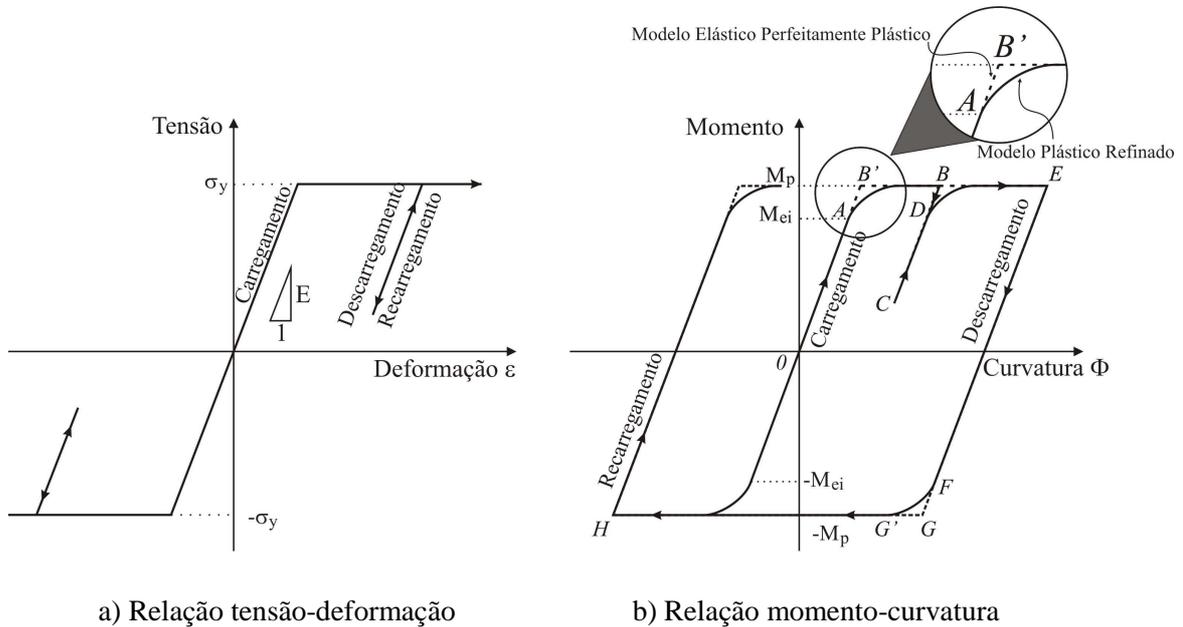
### 2.3.6 Modelo Cíclico Elástico Perfeitamente Plástico Refinado

Em condições de carga/descarga, o aço pode ser idealizado como um material elastoplástico perfeito e a sua relação de tensão-deformação constitutiva neste caso é ilustrada graficamente na Figura 2.8a. Esse modelo tem representação matemática simples e requer apenas dois parâmetros, o módulo de Young  $E$  a tensão de escoamento  $\sigma_y$ . Supõe-se que a plastificação ocorre quando a tensão atinge a tensão de escoamento  $\sigma_y$ . Com a tensão de escoamento atingida, um aumento da carga provoca aumento de deformação, sem, no entanto, o aumento da tensão. Quando ocorre um alívio de carga suficiente, o material retorna para o regime elástico, mantendo-se, contudo, com uma deformação residual. Esse nível de plastificação da seção transversal dos membros estruturais, na mesma situação, pode ser controlado por um modelo elastoplástico refinado, como mostrado na Figura 2.8b. Com esse modelo, o processo gradual de escoamento pode ser monitorado desde o início até o escoamento total da seção transversal, ou seja, até a formação de uma rótula plástica (Chan e Chui, 2000).

Na Figura 2.8b tem-se o comportamento da seção durante o processo de carga e descarga representado pela sua relação momento-curvatura para um modelo elástico-perfeitamente plástico e para o comportamento elastoplástico refinado.

No modelo elástico-perfeitamente plástico, o material da seção permanece em regime elástico ao longo das linhas  $OAB'$  sob carregamento. Quando o momento plástico é atingido,  $M_p = Z\sigma_y$ , onde  $Z$  é o módulo plástico, é formada uma rótula plástica, de modo que nenhum momento adicional pode ser absorvido. Desse modo, o percurso continua ao longo da linha horizontal  $B'B$ . Quando ocorre um descarregamento no ponto  $B$ , o sentido da rotação é invertido e a seção retorna ao regime elástico, mas com uma deformação residual. Nesse caso, como ilustrado na Figura 2.8b, a linha  $BC$  segue paralela à linha virgem  $OA$ . Se recarregado no ponto  $C$ , o caminho vai se mover ao longo de  $CB$  até atingir

o momento plástico  $M_p$ , e continuar ao longo da linha  $BE$ . Com uma descarga no ponto  $E$ , o caminho  $EFGG'H$  vai ser seguido, sendo que a linha  $GG'H$  indica que foi atingindo o momento plástico negativo ( $-M_p$ ).

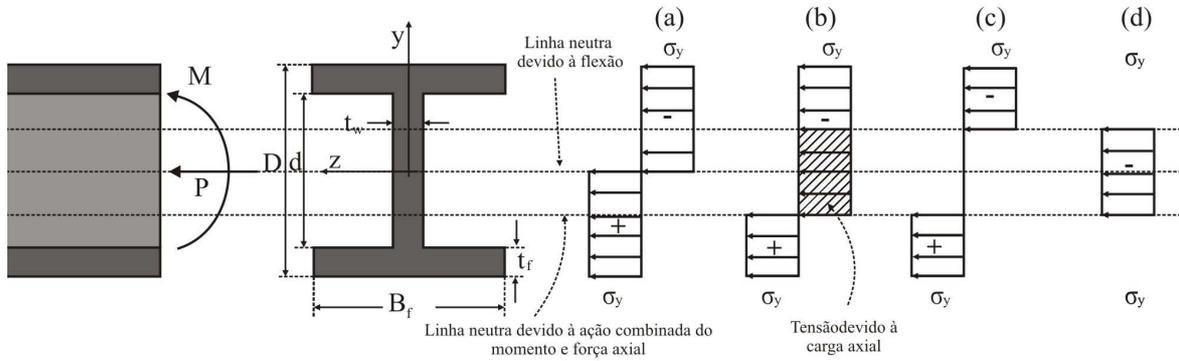


**Figura 2.8** Modelo histerético elástico perfeitamente plástico constitutivo do material

O comportamento para o modelo elastoplástico refinado é bem semelhante ao do modelo elástico-perfeitamente plástico, exceto pela consideração do escoamento parcial da seção transversal. Nesse modelo a seção permanece em regime elástico ao longo da linha  $OA$  sob a condição de carregamento, sendo que no ponto  $A$  ocorre o escoamento inicial, quando é atingido o momento inicial de escoamento ( $M_{ei}$ ). A curva  $AB$  representa a plastificação progressiva da seção até o momento plástico ser atingido no ponto  $B$ . Na ocorrência de descarga no ponto  $B$ , o caminho segue a linha  $BDC$  de modo que o momento no ponto  $C$  é menor que o momento de escoamento inicial no ponto  $D$ . No recarregamento, o caminho se move ao longo da linha  $CD$  em regime perfeitamente elástico e, em seguida, segue a curva  $DE$ , ou seja, escoando de maneira parcial. Da mesma forma, sob condição de descarregamento no ponto  $E$ , e recarregamento negativo, o caminho se move ao longo de  $EFG'H$ . A linha  $G'H$  indica que o momento plástico negativo ( $-M_p$ ) foi atingido.

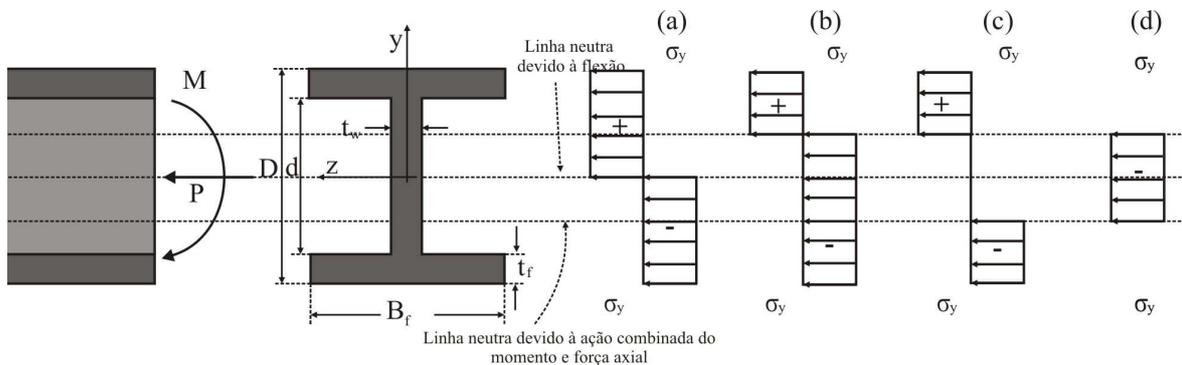
Quando uma seção é submetida apenas a momento plástico de intensidade  $M_p$ , a distribuição de suas tensões é a representada pela Figura 2.9a. No entanto, na presença de força axial de compressão, surgem tensões adicionais na seção. Desse modo, a distribuição de tensões é alterada. A região da seção cujas fibras estão comprimidas aumenta e,

consequentemente, a região onde as fibras estão tracionadas diminui, como mostra a Figura 2.9b; para ação combinada, em 2.9c tem-se a parcela referente ao momento e em 2.9d a parcela referente à força axial.



**Figura 2.9** Distribuição de tensões na seção transversal – Momento positivo

A Figura 2.10 apresenta a distribuição de tensões na seção transversal agora para o caso de momento negativo.



**Figura 2.10** Distribuição de tensões na seção transversal – Momento negativo

Quando ocorre a atuação simultânea do momento fletor  $M$  e da força axial  $P$ , a capacidade plástica da seção é reduzida. Para esse caso, o estado limite último da seção transversal é definido por uma superfície de resistência, função dependente do esforço normal e do momento fletor na seção.

### 2.3.7 Superfície de Resistência

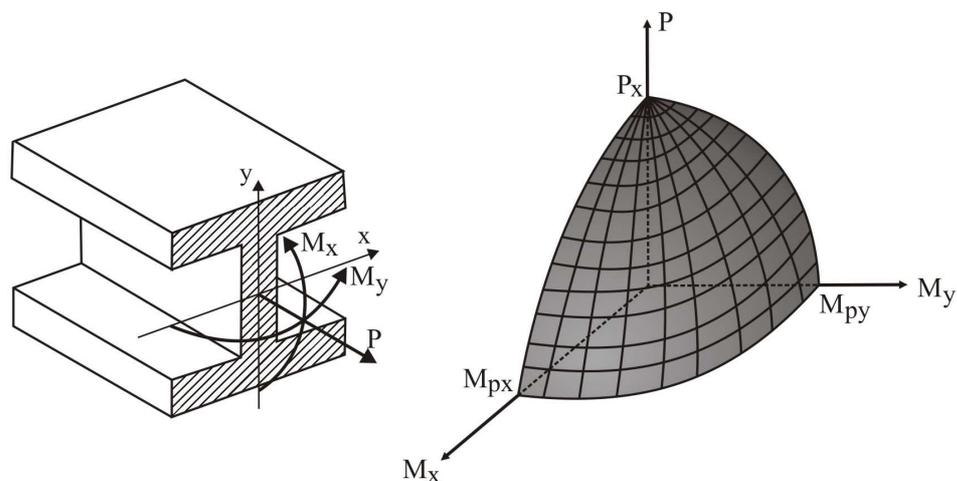
As superfícies de resistências ou curvas de interação momento-força axial ( $M-P$ ) são usualmente adotadas para se estimar a capacidade última da seção transversal de membros estruturais em análises inelásticas. Assim, o limite de plastificação é definido por meio de uma combinação dos esforços internos.

Em pórticos e vigas hiperestáticas, a formação de uma rótula plástica em seus membros permite a redistribuição dos momentos fletores, até que uma quantidade suficiente de rótulas plásticas seja formada e a estrutura perca sua estabilidade.

A superfície de resistência na análise inelástica tem a função de identificar quando ocorre a formação de uma rótula plástica, de modo a permitir a utilização de toda a capacidade resistente do membro antes do limite de resistência ser atingido.

Uma superfície de resistência possui seis dimensões que representam os seis graus de liberdade em uma extremidade de um elemento típico de viga-coluna. Esses correspondem aos efeitos da força axial, da força cortante (em duas direções), do momento fletor (em duas direções) e do momento torsor. Na análise inelástica com plasticidade concentrada de pórticos planos, é comum a utilização de uma superfície de resistência tridimensional, sendo função da força axial e dos momentos de flexão sobre os dois eixos, como ilustrado na Figura 2.11.

A curva exata da superfície de resistência depende da forma da seção transversal do membro estrutural. Existem na literatura algumas expressões fechadas para a superfície de resistência, no entanto, essas se aplicam somente a seções axialmente simétricas.



**Figura 2.11** Superfície de resistência tridimensional

Como essa pesquisa está restrita a estruturas planas, as superfícies de resistências são constituídas apenas pela combinação de um momento e fletor e da força axial. São adotadas para as superfícies de resistência as expressões fornecidas pela norma britânica BS-5950 (2000) para definir a variação do momento de plastificação com o esforço normal,  $M_{pr}$ , de perfis I ou H compactos e com mesas iguais.

Para o eixo de maior inercia, são definidas as seguintes expressões para o momento plástico reduzido:

$$M_{pr} = \sigma_y \left[ Z - \frac{A^2}{4t_w} \left( \frac{P}{P_y} \right)^2 \right], \text{ para } \frac{P}{P_y} \leq t_w (D - 2t_f) / A \quad (2.2a)$$

$$M_{pr} = \sigma_y \left[ \left( \frac{A^2}{4B_f} \right) \left( \frac{2B_f D}{A} - 1 \right) + \frac{P}{P_y} \right] \left( 1 - \frac{P}{P_y} \right), \text{ para } \frac{P}{P_y} > t_w (D - 2t_f) / A \quad (2.2b)$$

Nas Equações (2.2a) e (2.2b) e, como ilustrado nas Figuras 2.9 e 2.10,  $\sigma_y$  é a tensão de escoamento,  $A$  é a área da seção do perfil,  $t_w$  é a espessura da alma,  $t_f$  é a espessura da mesa,  $B_f$  é a largura da mesa,  $D$  é a altura da seção do perfil e  $Z$  é o módulo plástico da seção.

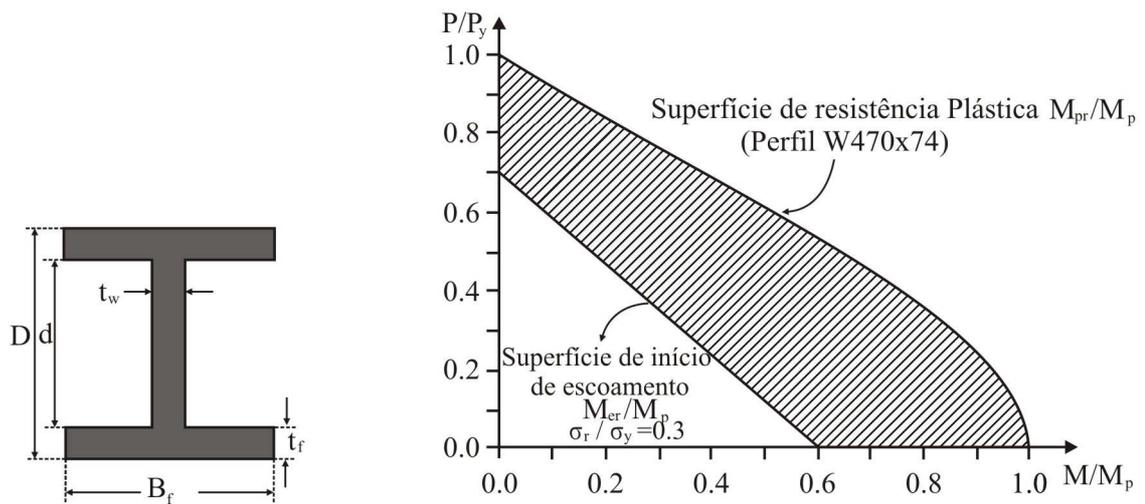
O momento que define a superfície de início de escoamento reduzido,  $M_{er}$  varia com o esforço normal  $P$ , e é definido como (Chan e Chui, 2000):

$$M_{er} = (\sigma_y - \sigma_r - P / A) W \quad (2.3)$$

em que  $\sigma_y$  é a tensão de escoamento,  $\sigma_r$  é a tensão residual e  $W$  é o módulo elástico.

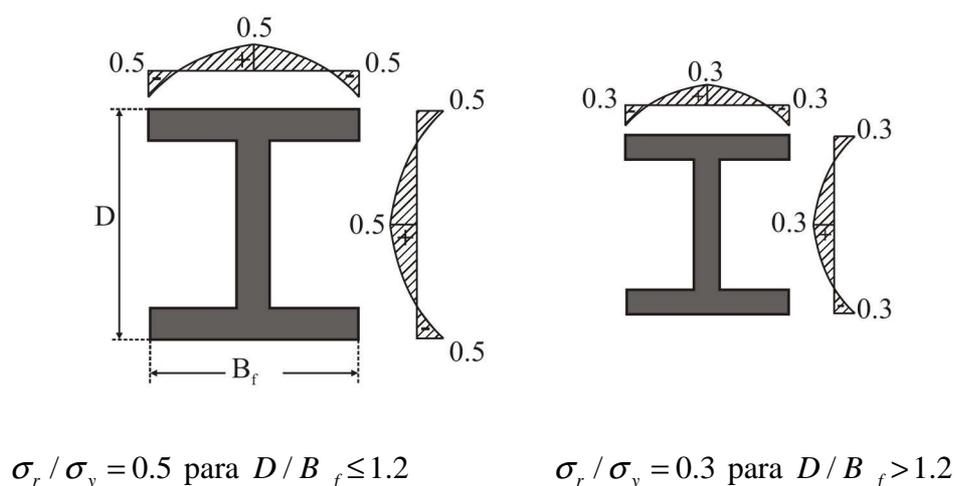
As Equações (2.2a-b) definem a superfície de interação entre força axial e momento fletor usada para avaliar a capacidade resistente da seção, e foram implementadas no CS-ASA de acordo com a formulação PHF-2 (*Plastic-Hinge Formulation-2*; Silva, 2009). Como exemplo, a Figura 2.12 fornece a superfície de resistência plástica do perfil W470x74.

Para consideração das tensões residuais e das imperfeições geométricas iniciais seguem-se algumas recomendações normativas. O *European Convention for Construction Steelwork* (ECCS, 1983), estabelece que a tensão residual máxima depende da razão entre a altura e a largura da seção, como ilustrado na Figura 2.13. Esse valor é usado na obtenção do momento de início de escoamento reduzido,  $M_{er}$ .

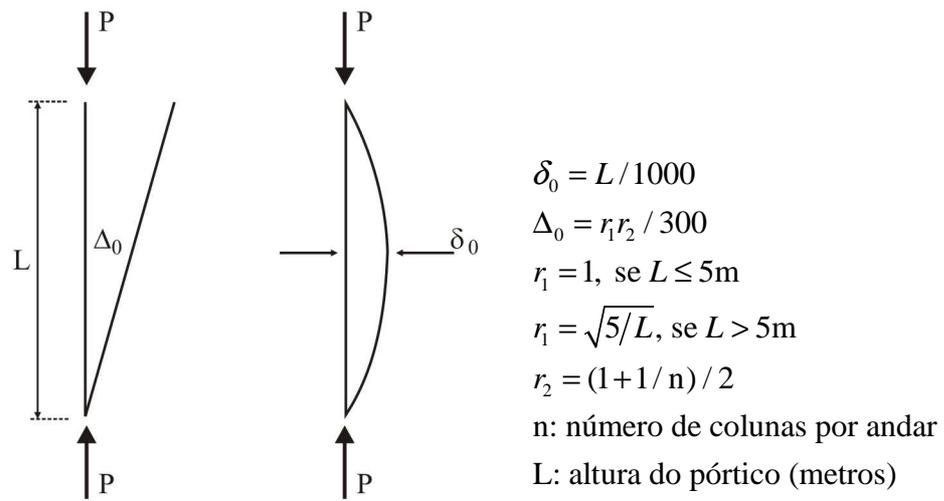


**Figura 2.12** Capacidade de momento plástico reduzido para seção transversal I sob carga axial

Na Figura 2.14 tem-se as imperfeições geométricas iniciais, fora de prumo e curvatura inicial, de acordo com essa mesma norma. O AISC-LRFD (2005) considera uma curvatura inicial  $\delta_0$  igual a  $0.001L$  e o fora de prumo  $\Delta_0 = 0.002L$ , com  $L$  sendo comprimento do membro. Na NBR 8800 (2008), os efeitos das imperfeições geométricas iniciais na análise estrutural são considerados assumindo um desaprumo (fora do prumo) de valor  $h/200$ , em que  $h$  é a altura do pavimento. Esse desaprumo ainda pode ser substituído por forças horizontais fictícias (Silva, 2009).



**Figura 2.13** Distribuição de tensões residuais nos perfis (ECCS, 1983)



**Figura 2.14** Imperfeições iniciais (ECCS, 1983)

# Capítulo 3

## Metodologia Numérica para Análise Dinâmica Avançada

### 3.1 Introdução

Os métodos numéricos são utilizados com o intuito de se obter soluções aproximadas de problemas de engenharia, que, em geral, são descritos por equações diferenciais (ordinárias ou parciais). O Método dos Elementos Finitos (MEF) se destaca entre os métodos de análise numérica e computacional existentes. O conceito básico do MEF é a discretização do sistema contínuo, no caso, a divisão do sistema estrutural em um número finito de elementos conectados entre si por pontos nodais, onde para cada elemento assume-se um determinado comportamento para a variável (ou variáveis) do problema, em função dos seus valores nodais.

No contexto do MEF e dos problemas estruturais de interesse desta dissertação, a representação do comportamento inelástico do aço numa análise transiente é baseada no modelo cíclico de plasticidade refinada que possibilita o acompanhamento da degradação da rigidez da seção à medida que acontece o seu escoamento, como explanado no Capítulo 2.

Este capítulo traz os detalhes da formulação de elementos finitos utilizada (Seção 3.2) e os fundamentos para a realização de uma análise dinâmica avançada (Seção 3.3), ou seja, a estratégia de solução transiente adotada incluindo os efeitos não lineares geométricos e do material.

## 3.2 Formulação de Elementos Finitos

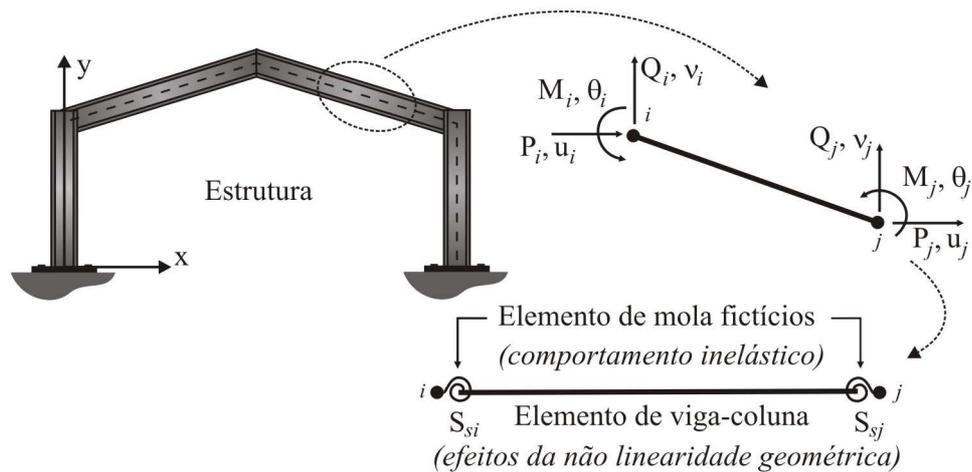
Referenciais Lagrangianos são usualmente adotados em análises geometricamente não lineares de estruturas. Merecem destaque: o Referencial Lagrangiano Total (RLT) e o Referencial Lagrangiano Atualizado (RLA).

Para a formulação de elementos finitos usada neste trabalho adota-se o RLA. Nesse referencial, e para uma estratégia de solução incremental (carga ou tempo), a configuração de equilíbrio tomada como referência para o próximo passo de carga ou tempo, é sempre a última configuração de equilíbrio do sistema estrutural. No caso do RLT, a configuração inicial da estrutura é tomada como a configuração de referência.

Formulações baseadas em RLT e RLA podem incluir todos os efeitos não lineares relevantes. No entanto, a vantagem em se utilizar o RLA é dependente da formulação do elemento finito adotada (Bathe, 1996). Wong e Tin-Loi (1990) e Alves (1993) mostraram que os resultados obtidos em RLT, caso se empregue funções de interpolações simplificadas lineares e de Hermite (Silveira, 1995), tendem a se afastar do comportamento real à medida que a configuração deformada se distancia da original, fato que se deve aos eventuais deslocamentos de corpo rígido ocorridos durante o processo incremental. Já no RLA, como o referencial é atualizado a cada incremento e as rotações de corpo rígido são divididas em partes menores, essas funções de interpolação simplificadas podem ser empregadas.

Com o intuito de representar o comportamento inelástico das estruturas de aço, algumas hipóteses são consideradas na modelagem do sistema estrutural: os elementos são inicialmente retos e prismáticos, e suas seções transversais permanecem planas após a deformação; os perfis são compactos de modo que a seção possa desenvolver capacidade total de rotação plástica sem que haja flambagem local; os membros são suficientemente contraventados de forma que a flambagem lateral ou torcional não influencie a resposta do sistema antes do colapso; grandes deslocamentos e rotações de corpo rígido são permitidos; o encurtamento axial devido à curvatura oriunda de flexão no membro é desprezado; as forças de cisalhamento são consideradas pequenas, e os efeitos de deformação por cortante são então desprezados.

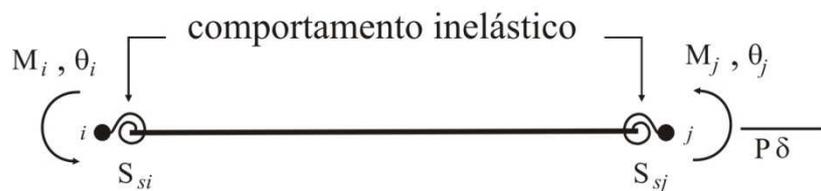
Para discretização do modelo estrutural é utilizado o elemento finito reticulado de viga-coluna, limitado pelos nós  $i$  e  $j$ , com molas fictícias ligadas nas suas extremidades, que se deforma no plano da estrutura, como mostrado na Figura 3.1.



**Figura 3.1** Elemento de viga-coluna com molas fictícias

O comportamento inelástico é restrito às extremidades do elemento finito (pontos nodais) que simulam as rótulas plásticas. O comprimento dessas rótulas plásticas é considerado nulo e a sua deformação é constituída apenas por rotação inelástica. Uma vez formada a rótula plástica, as forças internas na seção transversal devem respeitar a superfície de resistência plástica (superfície de plastificação da seção).

A formulação generalizada para análises inelásticas de estruturas de aço apresentada nesta dissertação, além do RLA, adota o referencial corrotacional, que se refere a um sistema de eixos ortogonais, ligado aos extremos do elemento finito, que se movimenta simultaneamente com as deformações. Dessa forma, o cálculo da matriz de rigidez e do vetor de forças internas são obtidos no campo dos deslocamentos naturais, ou seja, daqueles que realmente causam deformação no elemento. O elemento de viga-coluna no sistema corrotacional é representado na Figura 3.2.



**Figura 3.2** Graus de liberdade do elemento no sistema corrotacional

Admitindo-se que o material tem comportamento elástico-perfeitamente plástico, considera-se que uma dada seção transversal permanece no regime elástico até que sua resistência plástica seja atingida. Para acompanhar a perda de rigidez da seção transversal durante o processo de carga/descarga, um parâmetro  $\psi$  adimensional é adotado. O elemento de viga-coluna apresentado na Figura 3.2 apresenta molas fictícias em suas extremidades com rigidez a flexão  $S_s$ , que é definida a baseada no parâmetro de estado  $\psi$ , da seguinte forma:

$$S_s = \frac{6EI}{L} \frac{\psi}{1-\psi} \quad (3.1)$$

em que  $E$  é o módulo de Young,  $I$  é o momento de inércia da seção e  $L$  é o comprimento do elemento. Já o parâmetro de estado  $\psi$  é dado por:

$$\psi = \frac{|M_{pr} - M|}{|M_{pr} - M| + |M - M_{er}|}, \text{ para } M_{er} < M < M_{pr} \quad (3.2)$$

sendo  $M$  o momento fletor atuante na seção,  $M_{er}$  o momento de início de escoamento e  $M_{pr}$  o momento plástico reduzido.

Assim, o desenvolvimento da plasticidade nos membros da seção transversal da estrutura se reflete na rigidez da mola nas extremidades do elemento. Considera-se que  $\psi$  seja igual a “1” enquanto o momento na seção não atingir o momento de início de escoamento  $M_{er}$ , ou seja, quando o material ainda está no regime elástico. Nesse caso, usando a Equação (3.1), a seção permanece rígida ( $S_s \rightarrow \infty$ ), com rotação plástica nula. Ao contrário, quando a seção plastifica ( $M = M_{pr}$ ),  $\psi$  se reduz a “0” e a rigidez da seção torna-se nula ( $S_s \rightarrow 0$ ), simulando a formação de uma rótula plástica.

No sistema corrotacional local, a relação força-deslocamento do elemento finito, que inclui os efeitos não lineares geométrico e do material, pode ser escrita na forma incremental como (Silva, 2009):

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 \\ 0 & S_{si} - S_{si}^2(k_{jj} + S_{sj})/\beta & S_{si}S_{sj}k_{ij}/\beta \\ 0 & S_{si}S_{sj}k_{ji}/\beta & S_{sj} - S_{sj}^2(k_{ii} + S_{si})/\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} \quad (3.3)$$

com:

$$\beta = (S_{si} + k_{ii})(S_{sj} + k_{jj}) - k_{ij}k_{ji} \quad (3.4)$$

ou, de forma abreviada:

$$\Delta \mathbf{f}_c = \mathbf{K}_c \Delta \mathbf{u}_c \quad (3.5)$$

em que os subscritos  $i$  e  $j$ , nas Equações (3.3) e (3.4), estão relacionados às extremidades do elemento, e o subscrito  $c$  na Equação (3.5) indica o sistema de coordenadas utilizado, no caso, o corrotacional. Nas equações anteriores,  $E$  é o módulo de Young,  $A$  é a área da seção transversal,  $L$  é o comprimento do elemento,  $\Delta P$  e  $\Delta M$  são os incrementos, respectivamente, da força axial e do momento fletor, e  $\Delta \delta$  e  $\Delta \theta$  são os incrementos de deformação axial e rotação nodais.

Os termos da matriz de rigidez para as ações de flexão,  $k_{ii}$ ,  $k_{ij}$ ,  $k_{ji}$  e  $k_{jj}$ , são responsáveis por simular os efeitos de segunda ordem. Como mencionado no Capítulo 2, para este estudo optou-se por utilizar a formulação geometricamente não linear proposta por Yang e Kuo (1994). Nessa formulação, esses termos são definidos como:

$$k_{ii} = k_{jj} = \frac{4EI}{L} + \frac{2PL}{15} + \frac{2PI}{(AL)} \quad (3.6a)$$

$$k_{ij} = k_{ji} = \frac{2EI}{L} - \frac{PL}{30} + \frac{2PI}{(AL)} \quad (3.6b)$$

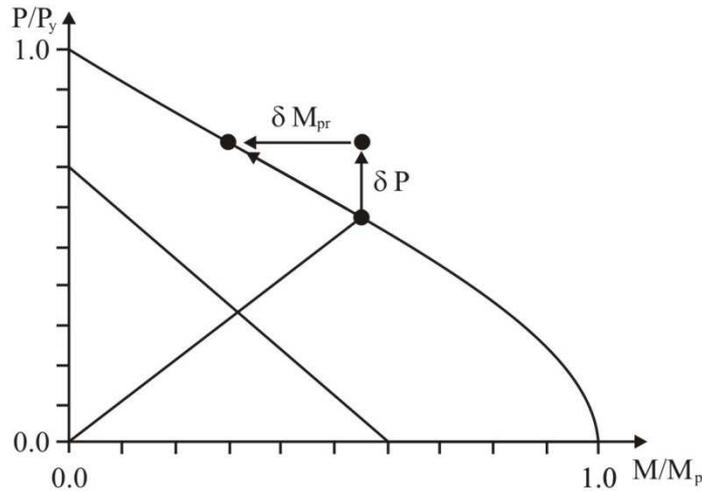
sendo  $I$  o momento de inércia da seção transversal.

Com o aumento da força axial em uma seção onde uma rótula plástica já está formada, a resistência à ruptura ou resistência plástica da seção pode ser menor do que as forças internas que atuam sobre ela. Para que isso não ocorra, uma alteração na relação de força-deslocamento do elemento, Equação (3.3), será necessária para que a resistência plástica da seção não seja violada. Essa mudança pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 \\ 0 & C_1 K_1 & 0 \\ 0 & 0 & C_2 K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix}, \text{ ou, } \Delta \mathbf{f}_c = \mathbf{K}_{ch} \Delta \mathbf{u}_c + \Delta \mathbf{f}_{ps} \quad (3.7)$$

em que o vetor de parâmetros  $\Delta \mathbf{f}_{ps}$  define a correção das forças internas. Os outros coeficientes da matriz  $\mathbf{K}_{ch}$  são apresentados na Tabela 3.1 de acordo com a extremidade do elemento em que a rótula plástica está formada. Nessa tabela, a modificação  $\delta M_{pr}$  é responsável por trazer o momento na seção  $M$  para superfície de resistência, mantendo a

força axial  $P$  fixa e não permitindo a violação da superfície, como mostra a Figura 3.3. Detalhes dessa mudança e o processo para transformação das Equações (3.3) e (3.7) para o sistema de coordenadas global, com a consequente obtenção das forças internas  $\mathbf{F}_i$  e da matriz de rigidez  $\mathbf{K}$ , são descritos em Silva (2009).



**Figura 3.3** Correção das forças internas após a violação da superfície de resistência

**Tabela 3.1** Parâmetros da Equação (3.7)

Rótula Plástica	Parâmetros			
	$C_1$	$C_2$	$\zeta_1$	$\zeta_2$
Extremidade $i$	0	1	$\delta M_{pr_i}$	$\delta M_{pr_i}(k_{c(3,2)}/k_{c(2,2)})$
Extremidade $j$	1	0	$\delta M_{pr_j}(k_{c(2,3)}/k_{c(3,3)})$	$\delta M_{pr_j}$
Extremidades $i$ e $j$	0	0	$\delta M_{pr_i}$	$\delta M_{pr_j}$

$$K_1 = k_{c(2,2)} - k_{c(2,3)}k_{c(3,2)}/k_{c(3,3)} \text{ e } K_2 = k_{c(3,3)} - k_{c(2,3)}k_{c(3,2)}/k_{c(2,2)}$$

$k_{c(m,n)}$  este termos correspondem a linha  $m$  e colunas  $n$  de  $\mathbf{K}_c$  mostrado na Equação (3.3)

### 3.3 Análise Dinâmica Avançada

A análise dinâmica é fundamental quando as equações diferenciais que regem a física de um problema dependem do tempo. Nessas circunstâncias, as forças de inércia (iguais ao produto da massa pela aceleração) passam a ser relevantes na análise. Os efeitos inerciais no caso de problemas quase estáticos são bastante reduzidos devido às baixas frequências de excitação. Cook *et al.* (1989) afirma que, caso seja conveniente, eles podem ser desprezados e uma análise estática pode ser realizada, simplificando o processo de solução.

Uma análise dinâmica estrutural compreende o estudo para o conhecimento dos valores de variáveis como deslocamentos, velocidades e acelerações, bem como a magnitude dos esforços internos desenvolvidos nos membros da estrutura, quando sujeita as ações combinadas de forças estáticas e dinâmicas, como, por exemplo: terremotos, ventos fortes, ondas do mar, cargas de impacto, etc.

Através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) pode-se obter a equação de equilíbrio que governa a resposta dinâmica de um sistema estrutural. Considerando que, além das tensões restauradoras provocadas pela deformação da estrutura e das forças externas, o sistema estrutural também esteja submetido às forças inerciais e dissipativas (amortecimento), a equação para se obter o equilíbrio de um elemento desse sistema, num instante  $t + \Delta t$  pode ser expressa como (Zienkiewicz e Taylor, 1991; Lewandowski, 1997):

$$\int_V \tau_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV + \int_V \rho \ddot{d}_k \delta \dot{d}_k dV + \int_V \mu \dot{d}_k \delta \dot{d}_k dV = \delta d_k^T f_{ek} \quad (3.8)$$

em que  $\tau_{ij}$  representa o tensor de tensões em equilíbrio com a excitação externa  $f_{ek}$ ;  $\delta \varepsilon_{ij}$  são as componentes de deformações virtuais correspondentes aos deslocamentos arbitrários  $\delta d_k$  e cinematicamente compatíveis com as condições de contorno;  $\rho$  é a densidade (massa por unidade de volume), e  $\mu$  é o coeficiente de amortecimento viscoso do material. Para se determinar as configurações dos corpos em  $t+\Delta t$ , será utilizado, como já mencionado, o RLA. Nesse caso, toma-se como referência a configuração de equilíbrio no instante  $t$ .

Adotando-se os procedimentos usuais do MEF, tem-se o campo de deformações e os deslocamentos dos elementos em função dos deslocamentos nodais. Usando a Equação (3.8) é possível obter, de uma forma discretizada, uma equação matricial de movimento no sistema local de coordenadas para o elemento de viga-coluna apresentado na seção anterior. Essa equação traduz o equilíbrio dinâmico entre as forças externas, de massa, de amortecimento e elástica/inelástica, como matrizes e vetores de ordem igual aos graus de liberdade considerados, ou seja:

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_e \mathbf{u} = \mathbf{f}_e \quad (3.9a)$$

ou ainda:

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_i = \mathbf{f}_e \quad (3.9b)$$

na qual  $\ddot{\mathbf{u}}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$ ,  $\mathbf{u}$  são, respectivamente, o vetor de acelerações, velocidades e deslocamentos nodais,  $\mathbf{f}_e$  representa o vetor de cargas externas e  $\mathbf{f}_i$  o vetor de forças internas. Os termos

$\mathbf{M}_e$ ,  $\mathbf{C}_e$  e  $\mathbf{K}_e$  são, respectivamente, as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez do elemento finito adotado.

De acordo com Kuhl e Crisfield (1999), a ausência de informações relacionadas aos mecanismos de amortecimento das estruturas se reflete na dificuldade da avaliação e geração de parâmetros associados à matriz de amortecimento, quando não se dispõe de um estudo experimental para determinada estrutura. O amortecimento considerado no CS-ASA para análise transiente é conhecido como amortecimento proporcional ou amortecimento de Rayleigh (Silva, 2009; Galvão, 2004), que é comumente usado em análises dinâmicas não lineares. Assim, a matriz de amortecimento é estabelecida como sendo uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez, e é escrita como:

$$\mathbf{C}_e = \mu_1 \mathbf{M}_e + \mu_2 \mathbf{K}_e \quad (3.10)$$

sendo  $\mu_1$  e  $\mu_2$  os coeficientes de proporcionalidade de Rayleigh.

O amortecimento de Rayleigh representado pela equação anterior leva à seguinte relação entre a taxa modal de amortecimento,  $\xi$ , e a frequência,  $\omega$  (Clough e Penzien, 1993; Wilson, 2002):

$$\xi = \mu_1 \frac{1}{2\omega} + \mu_2 \frac{\omega}{2} \quad (3.11)$$

No CS-ASA os termos  $\mu_1$  e  $\mu_2$  podem designados diretamente ou então obtidos através da solução de um sistema de equações, considerando duas taxas de amortecimento,  $\xi_m$  e  $\xi_n$ , referentes a duas frequências naturais (modos) distintas,  $\omega_m$  e  $\omega_n$ . Normalmente, admite-se o mesmo coeficiente de amortecimento para ambas as frequências, ou seja,  $\xi_m = \xi_n = \xi$ . Nesse caso, os fatores de proporcionalidade são encontrados de forma simplificada, ou seja:

$$\mu_2 = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \quad \text{e} \quad \mu_1 = \omega_m \omega_n \mu_2 \quad (3.12)$$

É recomendado que uma das frequências usadas para obtenção dos coeficientes de Rayleigh seja a frequência fundamental do sistema estrutural (Clough e Penzien, 1993).

A matriz de massa consistente para o elemento de viga-coluna convencional, ou seja, com a hipótese de ligações perfeitamente rígidas, é simétrica e definida como:

$$\mathbf{M}_e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ & & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ & & & 140 & 0 & 0 \\ & sim. & & & 156 & -22L \\ & & & & & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

em que  $A$  é a área da seção transversal,  $L$  é o comprimento do elemento, e  $\rho$  é a massa volumétrica (massa por unidade de volume).

É possível utilizar ou modelar o sistema considerando a massa concentrada (*lumped mass model*) nos pontos nodais. Para esse modelo, admite-se que a massa total dos elementos é transferida diretamente para seus nós e a matriz resultante é diagonal. Para o elemento de viga-coluna adotado neste trabalho, os termos  $m_{e(k,k)}$  da diagonal principal, não nulos dessa matriz são (Chopra, 1995):

$$m_{e(1,1)} = m_{e(2,2)} = m_{e(4,4)} = m_{e(5,5)} = \frac{\rho AL}{2} \quad (3.14a)$$

$$m_{e(3,3)} = m_{e(6,6)} = \frac{\rho AL^3}{24} \quad (3.14b)$$

### 3.3.1 Métodos de Integração

Numa análise transiente, a resposta do sistema é calculada em um intervalo de tempo para uma estrutura sujeita a condições iniciais de deslocamentos, velocidades e acelerações, e sob a ação de carregamentos dependentes do tempo. Assim, uma vez discretizado o sistema através do MEF, essa resposta transiente é obtida resolvendo-se um sistema de equações diferenciais ordinárias. De uma maneira geral, faz-se uma discretização do intervalo de tempo contínuo em uma série de tempos discretos a serem analisados. Em seguida, as equações são integradas no tempo através da utilização de um algoritmo de integração. Normalmente, os algoritmos utilizados para solução do problema transiente são denominados de Métodos de Integração Direta.

Segundo Bathe (1996), os Métodos de Integração Direta podem ser classificados em dois grupos: os métodos implícitos e os métodos explícitos. O Método de Newmark é um exemplo de método implícito, enquanto o Método da Diferença Central é um exemplo de método explícito. Nos algoritmos explícitos a variável básica,  $\mathbf{X}$ , no instante atual,  $t+\Delta t$ , é determinada conhecendo a sua história e de suas derivadas nos instantes anteriores.

Algumas condições de equilíbrio no instante  $t$  devem ser satisfeitas para cálculo dessa incógnita. Essa definição pode ser expressa pela relação:

$$\mathbf{X}_{(t+\Delta t)} = f(\mathbf{X}_t, \dot{\mathbf{X}}_t, \ddot{\mathbf{X}}_t, \mathbf{X}_{(t-\Delta t)}, \dot{\mathbf{X}}_{(t-\Delta t)}, \dots) \quad (3.15)$$

Nos algoritmos implícitos, a variável  $\mathbf{X}$  é função de seu próprio valor e de suas derivadas no tempo atual. Desse modo, para sua determinação, condições de equilíbrio no instante  $t+\Delta t$  devem ser respeitadas. Essa definição pode ser resumida na relação:

$$\mathbf{X}_{(t+\Delta t)} = f(\mathbf{X}_{(t+\Delta t)}, \dot{\mathbf{X}}_{(t+\Delta t)}, \ddot{\mathbf{X}}_{(t+\Delta t)}, \mathbf{X}_t, \dot{\mathbf{X}}_t, \dots) \quad (3.16)$$

Os algoritmos explícitos são condicionalmente estáveis, de modo que, para garantir sua estabilidade, eles requerem intervalos de tempo muito pequenos. Eles são ideais para problemas de propagação de onda (Cook *et al.*, 1989). Já os algoritmos implícitos apresentam a vantagem de serem incondicionalmente estáveis, possibilitando a utilização de intervalos de tempo maiores. Assim, em análises dinâmicas estruturais de longa duração, os algoritmos implícitos são mais eficazes quando comparados com os algoritmos explícitos (Cook *et al.*, 1989).

Nesta dissertação a resposta estrutural transiente é obtida por meio do algoritmo de integração implícito de Newmark.

### 3.3.2 Solução do Problema Transiente

Considerando a contribuição de todos os elementos finitos usados na discretização, chega-se na equação geral de equilíbrio que governa a resposta dinâmica não linear do sistema estrutural, isto é:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = \mathbf{F}_{ext} \quad (3.17a)$$

ou ainda:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{F}_i = \lambda(t)\mathbf{F}_r \quad (3.17b)$$

na qual  $\ddot{\mathbf{U}}$ ,  $\dot{\mathbf{U}}$  e  $\mathbf{U}$  são, respectivamente, os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos nodais,  $\mathbf{F}_{ext}$  representa o vetor de cargas externas,  $\mathbf{F}_i$  é o vetor de forças internas,  $\mathbf{F}_r$  é o vetor de forças externas de referência (apenas sua direção é importante), e  $\lambda$  é o parâmetro de carga que estabelece a intensidade desse vetor no instante considerado.

Os termos  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$ , e  $\mathbf{K}$  são, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema estrutural.

Segundo Chopra (1995), as ações geradas durante um abalo sísmico não são propriamente forças aplicadas diretamente na estrutura e sim forças de inércia resultantes dos movimentos da própria estrutura. Desse modo, a aceleração de base ou aceleração do solo aparece do lado direito da equação que governa a resposta estrutural dinâmica da seguinte maneira:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{F}_i = \ddot{\mathbf{U}}_g(t)\mathbf{M} \quad (3.18)$$

em que  $\ddot{\mathbf{U}}_g(t)$  é a aceleração do solo, dada por um escalar em um determinado instante  $t$ .

De um modo geral, as estruturas se comportam de forma não linear antes de atingirem seus limites de resistência. Assim, a busca por uma melhor representação do comportamento estrutural requer que as fontes de não linearidade sejam consideradas. Como neste trabalho são considerados os efeitos não lineares geométricos e físicos, reescreve-se a Equação (3.17) como:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{F}_i(\mathbf{U}, \mathbf{P}, \Psi) = \lambda(t)\mathbf{F}_r \quad (3.19)$$

sendo o vetor  $\mathbf{F}_i$  obtido de forma incremental através de formulações que consideram os efeitos de segunda ordem (representados aqui pelas forças internas  $\mathbf{P}$ ) e a inelasticidade do aço (representada pelo parâmetro de plastificação da seção  $\Psi$ ).

Uma solução do problema transiente não linear é alcançada por meio de um procedimento incremental e iterativo que combina o método de integração implícito de Newmark com a técnica iterativa de Newton-Raphson.

Inicialmente, para solução do problema estrutural transiente, define-se o vetor de cargas de referência  $\mathbf{F}_r$ , que estabelece a direção do carregamento externo aplicado e a possibilidade da consideração de deslocamentos,  ${}^t\mathbf{U}$ , velocidades,  ${}^t\dot{\mathbf{U}}$ , e acelerações,  ${}^t\ddot{\mathbf{U}}$ , iniciais.

Após essa primeira etapa, tem-se início o procedimento incremental, em que se estabelecem as matrizes de rigidez  $\mathbf{K}$ , massa  $\mathbf{M}$ , e amortecimento  $\mathbf{C}$ . São calculados também os modos e frequências naturais de vibração.

A técnica de Newmark baseia-se na expansão em série de Taylor, que fornece uma aproximação para os deslocamentos e velocidades, no instante  $t+\Delta t$ , ou seja:

$$\mathbf{U}_{(t+\Delta t)} = \mathbf{U}_t + \Delta t \dot{\mathbf{U}}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{U}}_t + \frac{\Delta t^3}{6} \dddot{\mathbf{U}}_t + \frac{\Delta t^4}{24} \mathbf{U}^{(4)}_t + \dots \quad (3.20a)$$

$$\dot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} = \dot{\mathbf{U}}_t + \Delta t \ddot{\mathbf{U}}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \dddot{\mathbf{U}}_t + \frac{\Delta t^3}{6} \mathbf{U}^{(4)}_t + \dots \quad (3.20b)$$

A partir dessas equações, despreza-se os termos de quarta ordem ou superiores e reescreve-se as equações anteriores da seguinte forma:

$$\mathbf{U}_{(t+\Delta t)} = \mathbf{U}_t + \Delta t \dot{\mathbf{U}}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{U}}_t + \beta \Delta t^3 \ddot{\mathbf{U}}_t \quad (3.21a)$$

$$\dot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} = \dot{\mathbf{U}}_t + \Delta t \ddot{\mathbf{U}}_t + \gamma \Delta t^2 \ddot{\mathbf{U}}_t \quad (3.21b)$$

em que  $\beta$  e  $\gamma$  são os parâmetros característicos da técnica de Newmark, de modo que seus valores determinam a eficiência e a estabilidade do método. Os valores de  $\beta$  e  $\gamma$  são selecionados previamente. Em Chopra (2007) e Paz (1991) é mostrado que, para valores de parâmetros  $\beta = 1/4$  e  $\gamma = 1/2$ , o método de Newmark é incondicionalmente estável. Esses valores implicam em aceleração constante. Para  $\beta = 1/6$  e  $\gamma = 1/2$  tem-se o método da aceleração linear. Considera-se que no método de Newmark a aceleração varia linearmente no intervalo de tempo entre os instantes  $t_1$  e  $t_2$ , como mostra a Figura 3.4. Assim, pode-se escrever:

$$\ddot{\mathbf{U}}_t = \frac{1}{\Delta t} (\ddot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} - \ddot{\mathbf{U}}_t) \quad (3.22)$$

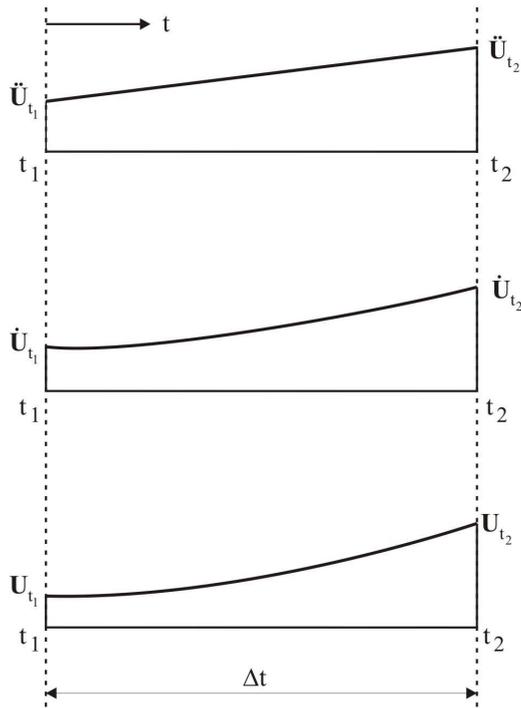
As equações padrões do método de Newmark, encontradas substituindo (3.22) nas relações (3.21a) e (3.21b), são definidas através das expressões:

$$\mathbf{U}_{(t+\Delta t)} = \mathbf{U}_t + \Delta t \dot{\mathbf{U}}_t + \Delta t^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{U}}_t + \beta \ddot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} \right] \quad (3.23a)$$

$$\dot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} = \dot{\mathbf{U}}_t + \Delta t \left[ (1 - \gamma) \ddot{\mathbf{U}}_t + \gamma \ddot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} \right] \quad (3.23b)$$

Através da Equação (3.23a) é possível chegar no vetor de acelerações em  $t + \Delta t$ , ou seja:

$$\ddot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} (\mathbf{U}_{(t+\Delta t)} - \mathbf{U}_t - \Delta t \dot{\mathbf{U}}_t) - \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{U}}_t \quad (3.24)$$



Aceleração (variação linear)

$$\ddot{\mathbf{U}}(t) = \frac{1}{\Delta t} (\ddot{\mathbf{U}}_{t_2} - \ddot{\mathbf{U}}_{t_1}) t + \ddot{\mathbf{U}}_{t_1}$$

Velocidade (variação quadrática)

$$\dot{\mathbf{U}}(t) = \dot{\mathbf{U}}_{t_1} + t\ddot{\mathbf{U}}_{t_1} + \frac{t^2}{2\Delta t} (\ddot{\mathbf{U}}_{t_2} - \ddot{\mathbf{U}}_{t_1})$$

Deslocamento (variação cúbica)

$$\mathbf{U}(t) = \mathbf{U}_{t_1} + t\dot{\mathbf{U}}_{t_1} + \frac{t^2}{2}\ddot{\mathbf{U}}_{t_1} + \frac{t^3}{6\Delta t} (\ddot{\mathbf{U}}_{t_2} - \ddot{\mathbf{U}}_{t_1})$$

**Figura 3.4** Equações de movimento considerando a aceleração com variação linear (Silva, 2009)

Com a equação anterior, pode-se reescrever a Equação (3.23b) como:

$$\dot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} = \dot{\mathbf{U}}_t + \Delta t \left[ (1-\gamma)\ddot{\mathbf{U}}_t + \frac{\gamma}{\beta\Delta t^2} (\mathbf{U}_{(t+\Delta t)} - \mathbf{U}_t - \Delta t\dot{\mathbf{U}}_t) - \gamma \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \right] \quad (3.25)$$

Para que deslocamentos, velocidades e acelerações sejam conhecidos no instante  $t+\Delta t$ , é necessário que a equação de equilíbrio dinâmico (Equação (3.17)) seja satisfeita nesse mesmo instante, ou seja:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} + \mathbf{F}_{i(t+\Delta t)} = {}^{(t+\Delta t)}\lambda\mathbf{F}_r \quad (3.26)$$

A substituição das relações (3.24) e (3.25) em (3.26) estabelece o equilíbrio dinâmico do sistema estrutural em  $t+\Delta t$  em função da variável deslocamento nesse mesmo instante. Assim, o sistema de equações é definido de forma simplificada como:

$$\hat{\mathbf{K}}\hat{\mathbf{U}}_{(t+\Delta t)} = \hat{\mathbf{F}} \quad (3.27)$$

sendo  $\hat{\mathbf{K}}$  e  $\hat{\mathbf{F}}$ , respectivamente, a matriz de rigidez e o vetor de forças efetivos, expressos pelas seguintes equações:

$$\hat{\mathbf{K}} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (3.28a)$$

$$\hat{\mathbf{F}} = {}^{(t+\Delta t)}\lambda\mathbf{F}_r + \mathbf{M}\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{U}_t + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{U}}_t + \left(\frac{1}{2\beta}-1\right)\ddot{\mathbf{U}}_t\right] + \mathbf{C}\left[\frac{1}{\beta\Delta t}\mathbf{U}_t + \left(\frac{\gamma}{\beta}-1\right)\dot{\mathbf{U}}_t + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta}-1\right)\ddot{\mathbf{U}}_t\right] \quad (3.28b)$$

Para um sistema estrutural inelástico, um procedimento não iterativo pode levar a resultados imprecisos. O emprego da matriz de rigidez tangente e o vetor de forças internas do sistema podem acumular erros significativos no decorrer de uma série de passos de tempo. Esses erros, no entanto, podem ser minimizados por meio de um procedimento iterativo, neste caso, o método de Newton-Raphson. Por se tratar de uma análise não linear, a matriz de rigidez, que considera os efeitos de segunda ordem e ductilidade do material, se modifica. Tal matriz é função dos deslocamentos nodais, das forças internas em cada elemento e da degradação da rigidez do material. Os métodos de resolução de problemas estruturais não lineares, em sua maioria, são baseados no método de Newton-Raphson (Crisfield, 1991).

O Método de Newton-Raphson pode ser utilizado de duas maneiras. Em sua abordagem convencional, o processo iterativo começa com a rigidez inicial obtida durante a análise elástica e ao decorrer do processo a solução correspondente é calculada e a matriz de rigidez é modificada para refletir quaisquer mudanças no determinado passo. Esse processo continua até que a solução para o primeiro incremento de tempo (análise dinâmica) seja atingido. Já no método de Newton-Raphson modificado a técnica é similar, exceto que não se atualiza a matriz de rigidez em cada iteração. Em vez disso, a rigidez inicial é mantida e utilizada no decorrer das iterações para determinado incremento de tempo ou carga.

O método de Newmark e Newton Raphson são assim combinados para produzir a resposta dinâmica não linear de sistemas estruturais.

Ao longo do processo iterativo avaliam-se as estimativas para acelerações, velocidade e deslocamentos nodais encontradas através do método de Newmark para o instante  $t+\Delta t$ , a fim de melhorar a estimativa numérica durante cada intervalo de tempo, ou seja, determinam-se as raízes da equação não linear através de uma sequência de correções, até que, para uma precisão desejada, a solução seja alcançada. O método de Newton-

Raphson é aplicado para resolver a Equação (3.28b), que pode ser reescrita da seguinte forma:

$${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{R}^k = {}^{(t+\Delta t)}\lambda \mathbf{F}_r - \left( \mathbf{M} {}^{(t+\Delta t)}\ddot{\mathbf{U}}^{(k-1)} + \mathbf{C} {}^{(t+\Delta t)}\dot{\mathbf{U}}^{(k-1)} + {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i^{(k-1)} - {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_{ps}^{(k-1)} \right) \quad (3.29)$$

em que  $\mathbf{R}$  é o vetor de forças residuais que deve se anular ao longo do ciclo iterativo, indicando que um novo ponto de equilíbrio dinâmico da estrutura foi atingido.

No método de Newton-Raphson clássico, considera-se que o parâmetro de carga  $\lambda$  seja mantido constante durante todo o processo iterativo. Finalmente, reescrevendo a Equação (3.29), tem-se a equação utilizada durante o ciclo iterativo para a determinação dos deslocamentos incrementais:

$$\hat{\mathbf{K}} \delta \mathbf{U}^k = {}^{(t+\Delta t)}\mathbf{R}^k \quad (3.30)$$

Os deslocamentos nodais iterativos obtidos na equação anterior são adicionados aos deslocamentos incrementais (iteração anterior), ou seja:

$$\Delta \mathbf{U}^k = \Delta \mathbf{U}^{(k-1)} + \delta \mathbf{U}^k \quad (3.31)$$

O processo iterativo é finalizado quando é atendida a seguinte condição de convergência:

$$\|\Delta \mathbf{U}^k\| / \|\mathbf{U} + \Delta \mathbf{U}^k\| \leq \xi \quad (3.32)$$

em que  $\xi$  é um fator de tolerância escolhido pelo analista.

Uma vez obtida a convergência, são atualizados os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração através das expressões:

$${}^{(t+\Delta t)}\ddot{\mathbf{U}}^k = a_0 \Delta \mathbf{U}^k - a_2 {}^t\dot{\mathbf{U}} - a_3 {}^t\ddot{\mathbf{U}} \quad (3.33a)$$

$${}^{(t+\Delta t)}\dot{\mathbf{U}}^k = a_1 \Delta \mathbf{U}^k - a_4 {}^t\dot{\mathbf{U}} - a_5 {}^t\ddot{\mathbf{U}} \quad (3.33b)$$

$${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta \mathbf{U}^k \quad (3.33c)$$

Antes de prosseguir para próximo passo de tempo, ainda são avaliados os esforços internos. Por se tratar de uma análise inelástica, também é avaliada a plastificação das seções, utilizando a metodologia exposta no item 3.2.

As Tabelas 3.2 e 3.3 trazem um resumo dos procedimentos numéricos adotados nesta dissertação para a realização da análise transiente inelástica.

**Tabela 3.2** Estratégia numérica de solução transiente não-linear

- 
1. Entrada das propriedades geométricas da estrutura e do material, e obtenção do vetor de forças externas de referência,  $\mathbf{F}_r$ , que estabelece a direção do carregamento
  2. Montam-se os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração iniciais  ${}^0\mathbf{U}$ ,  ${}^0\dot{\mathbf{U}}$  e  ${}^0\ddot{\mathbf{U}}$
  3. Seleciona o intervalo de tempo  $\Delta t$
  4. **PARA CADA INSTANTE  $t + \Delta t$** 
    - 4a. Formam-se as matrizes de rigidez, massa e amortecimento:  $\mathbf{K}$ ,  $\mathbf{M}$ , e  $\mathbf{C}$
    - 4b. Usando os parâmetros de Newmark,  $\beta$  e  $\gamma$ , determinam-se as seguintes constantes:
$$a_0 = 1/(\beta\Delta t^2); a_1 = \gamma/(\beta\Delta t); a_2 = 1/(\beta\Delta t); a_3 = 1/(2\beta) - 1; a_4 = \gamma/\beta - 1;$$

$$a_5 = \Delta t(\gamma/(2\beta) - 1); a_6 = a_0; a_7 = -a_2; a_8 = -a_3; a_9 = \Delta t(1 - \gamma); a_{10} = \alpha\Delta t$$
    - 4c. Monta-se a matriz de rigidez efetiva:  $\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{C}$
    - 4d. Determina o vetor de cargas efetivo:
$$\hat{\mathbf{F}} = ({}^{t+\Delta t}\lambda)\mathbf{F}_r + \mathbf{M}(a_2 {}^t\dot{\mathbf{U}} + a_3 {}^t\ddot{\mathbf{U}}) + \mathbf{C}(a_4 {}^t\dot{\mathbf{U}} + a_5 {}^t\ddot{\mathbf{U}}) - {}^t\mathbf{F}_i$$
    - 4e. Obtém o vetor de deslocamentos nodais incrementais:  $\hat{\mathbf{K}}\Delta\mathbf{U}^0 = \hat{\mathbf{F}}$
  5. **PROCESSO ITERATIVO NEWTON-RAPHSON:  $k = 1, 2, 3, \dots$** 
    - 5a. Avalia as estimativas para as acelerações, velocidades e deslocamentos nodais:
$$({}^{t+\Delta t})\ddot{\mathbf{U}}^{(k-1)} = a_0\Delta\mathbf{U}^{(k-1)} - a_2 {}^t\dot{\mathbf{U}} - a_3 {}^t\ddot{\mathbf{U}}, \quad ({}^{t+\Delta t})\dot{\mathbf{U}}^{(k-1)} = a_1\Delta\mathbf{U}^{(k-1)} - a_4 {}^t\dot{\mathbf{U}} - a_5 {}^t\ddot{\mathbf{U}}, \quad \text{and}$$

$$({}^{t+\Delta t})\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^{(k-1)}$$
    - 5b. Atualiza as coordenadas nodais
    - 5c. Obtém o vetor de forças internas:  $({}^{t+\Delta t})\mathbf{F}_i^{(k-1)} = {}^t\mathbf{F}_i + \mathbf{K}\Delta\mathbf{U}^{(k-1)}$
    - 5d. Calcula o vetor de forças residuais:
$$({}^{t+\Delta t})\mathbf{R}^k = ({}^{t+\Delta t})\lambda\mathbf{F}_r - \left( \mathbf{M} ({}^{t+\Delta t})\ddot{\mathbf{U}}^{(k-1)} + \mathbf{C} ({}^{t+\Delta t})\dot{\mathbf{U}}^{(k-1)} + ({}^{t+\Delta t})\mathbf{F}_i^{(k-1)} - ({}^{t+\Delta t})\mathbf{F}_{ps}^{(k-1)} \right)$$
    - 5e. Determina a correção dos deslocamentos incrementais:  $\hat{\mathbf{K}}\delta\mathbf{U}^k = ({}^{t+\Delta t})\mathbf{R}^k$
    - 5f. Atualiza o vetor de deslocamentos incrementais:  $\Delta\mathbf{U}^k = \Delta\mathbf{U}^{(k-1)} + \delta\mathbf{U}^k$
    - 5g. Verifica-se a convergência do processo iterativo, usando a seguinte equação:
$$\|\Delta\mathbf{U}^k\| / \|\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^k\| \leq \xi, \quad \text{onde } \xi \text{ é um fator de tolerância} \quad \underline{\text{NÃO}}: \text{ Retorne ao item 5}$$
    - 5h. Obtém os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos no tempo  $t + \Delta t$ 

$$({}^{t+\Delta t})\ddot{\mathbf{U}}^k = a_0\Delta\mathbf{U}^k - a_2 {}^t\dot{\mathbf{U}} - a_3 {}^t\ddot{\mathbf{U}}, \quad ({}^{t+\Delta t})\dot{\mathbf{U}}^k = a_1\Delta\mathbf{U}^k - a_4 {}^t\dot{\mathbf{U}} - a_5 {}^t\ddot{\mathbf{U}} \quad \text{and}$$

$$({}^{t+\Delta t})\mathbf{U}^k = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U}^k$$
  6. **PARA O PRÓXIMO INSTANTE**
    - 6a. Avalia o vetor de forças internas:  $({}^{t+\Delta t})\mathbf{F}_i = {}^t\mathbf{F}_i + \mathbf{K}\Delta\mathbf{U}^k$
    - 6b. Avalia a plastificação nas extremidades dos elementos finitos (Tabela 3.3)
-

**Tabela 3.3** Estratégia numérica para modelar o comportamento da seção sob cargas cíclicas

- 
- 
1. Considera-se os vetores de forças internas  ${}^{(t+\Delta t)}\mathbf{F}_i$  e  ${}^t\mathbf{F}_i$
  2. **PARA CADA ELEMENTO FINITO**
  3. **PARA CADA NÓ DO ELEMENTO**
    4. Considera os momentos  ${}^{(t+\Delta t)}M$  e  ${}^tM$ , e a força axial  ${}^{(t+\Delta t)}P$  na seção
    5. Avalia o incremento de momento na seção:  $\Delta M = {}^{(t+\Delta t)}M - {}^tM$
    6. Considera o momento plástico reduzido  $M_{pr}$  (Equação 2.2)
    7. Para  $(M \cdot \Delta M \geq 0)$   $\Rightarrow$  CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO
      - Se  $(|M| < |M_{er}|)$ :  $\psi = 1$  e  $S_s = 10^{10} EI/L$  (seção rígida – comportamento elástico)
      - Se  $(|M_{er}| < |M| < |M_{pr}|)$ :  $\psi =$  Equação (3.2) e  $S_s =$  Equação (3.1)
      - Se  $(|M| \geq |M_{pr}|)$ :  $\psi = 0$  e  $S_s = 10^{-10} EI/L$  (rótula plástica – comportamento plástico)
    8. Para  $(M \cdot \Delta M < 0)$   $\Rightarrow$  CONDIÇÃO DE DESCARREGAMENTO
      - $\psi = 1$  e  $S_s = 10^{10} EI/L$  (seção rígida – comportamento elástico)
  9. Segue para o item 4 na Tabela (3.2)
- 
-

# Capítulo 4

## Exemplos Numéricos

### 4.1 Introdução

Neste capítulo, a metodologia apresentada para análise dinâmica não linear é utilizada para avaliar a resposta de sistemas estruturais planos de aço, mais precisamente pórticos planos de aço, se apresentam como uma excelente solução estrutural para os mais variados tipos de construções. Situações práticas envolvendo cargas de impactos e sismos são exploradas no decorrer deste capítulo no intuito de evidenciar o amortecimento histerético da estrutura em decorrência da energia absorvida durante o processo de deformação dos membros estruturais e formação de rótulas plásticas.

Os exemplos estão divididos em dois grupos: pórticos submetidos a cargas de impactos e pórticos sob ação de sismos.

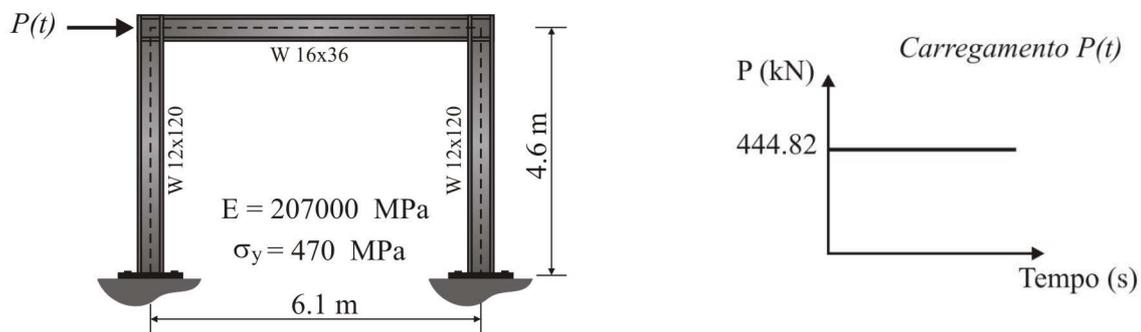
### 4.2 Pórticos de Aço Submetidos a Cargas de Impacto

O fenômeno do colapso progressivo é definido como sendo um processo dinâmico não linear de falhas sequenciadas dos membros de uma estrutura que ocorrem em decorrência de um dano localizado (explosões ou impactos) podendo causar o colapso total ou parcial da estrutura. Alguns casos de colapso progressivo se tornaram conhecidos mundialmente, como o do World Trade Center em Nova York, EUA, que revelou a vulnerabilidade estrutural de edifícios de aço ao impacto. Investigações são necessárias para melhorar a forma como edifícios são projetados e preparados para resistir à ação de eventos extremos.

Para representação das cargas de impacto, consideram-se pulsos retangulares aplicados na estrutura com objetivo de simular a carga súbita. As estruturas apresentadas nesta seção também foram investigadas por Chan e Chui (2000), sendo seus resultados utilizados na validação das análises. No intuito de evidenciar o amortecimento histerético da estrutura, que tem como causa a plastificação da seção metálica, não é considerado o amortecimento proporcional de Rayleigh.

#### 4.2.1 Pórtico Toridis-Khozeimeh

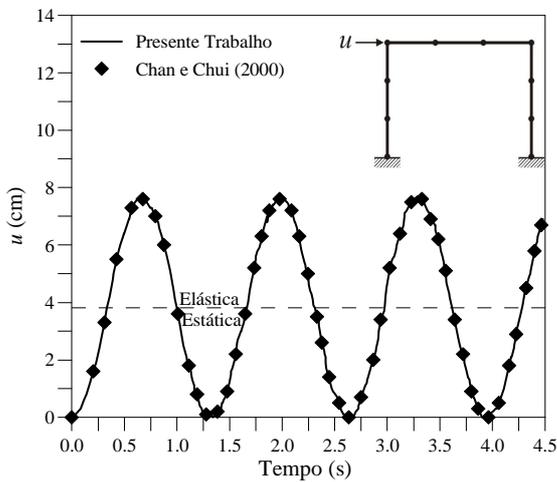
O pórtico simples com bases engastadas mostrado na Figura 4.1, estudado inicialmente por Toridis e Khozeimeh (1971) e, subsequentemente, por Marur e Kant (1994), é o primeiro exemplo a ser abordado. Algumas considerações feitas pelos autores citados são necessárias para análise dinâmica: a densidade do aço é multiplicada por 625; três elementos finitos são utilizados inicialmente na modelagem de cada um dos três membros estruturais (viga e colunas); e incrementos de tempo iguais a  $10^{-3}$ s são adotados no processo de integração numérica. O carregamento atua durante todo o tempo da análise.



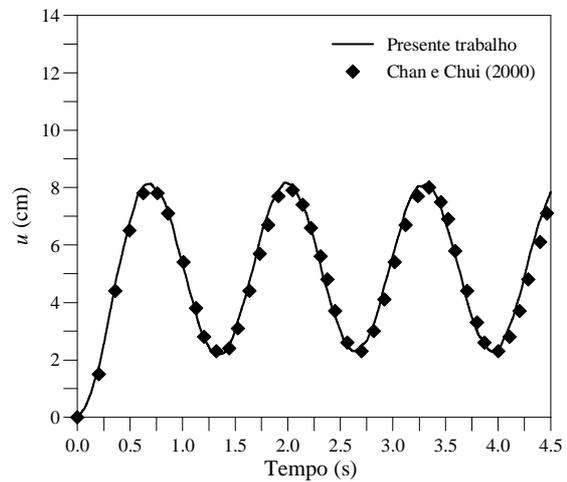
**Figura 4.1** Pórtico Toridis-Khozeimeh: geometria e carregamento

Uma carga de impacto constante igual a 444,82 kN é aplicada na parte superior da coluna do lado esquerdo do pórtico, como ilustrado na Figura 4.1. As respostas transientes não lineares para essa estrutura são apresentadas na Figura 4.2. A Figura 4.2a mostra a variação do deslocamento horizontal  $u$  do ponto de aplicação da carga ao longo do tempo (“*time-history*”), supondo o material perfeitamente elástico. Nessa mesma figura é também indicado o deslocamento obtido a partir de uma análise elástica estática  $u = 3,97$  cm. A Figura 4.2b apresenta a resposta dinâmica, considerando o material elástico-perfeitamente plástico; e na Figura 4.2c pode ser vista a resposta do sistema quando o modelo

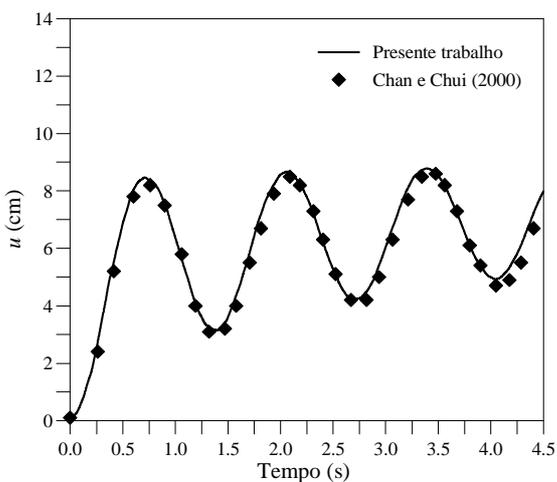
elastoplástico refinado é adotado. Comparando-se os registos temporais de deslocamento obtidos para esse estudo, de acordo com a Figura 4.2d ( $t$  até 4,5s) e a Figura 4.3 ( $t$  até 10s), observa-se que as amplitudes começam a se desviar mais significativamente a partir de 0.55s devido ao aumento de deformação plástica. A partir do instante 0.55s, observa-se na resposta um movimento constante para o modelo elastoplástico, comportamento semelhante ao regime elástico. A partir desse momento não ocorre mais plastificação nas seções, contudo, existe a presença de uma deformação residual devido à plastificação ocorrida em instantes anteriores a 0,55s. Nas respostas obtidas através do modelo elastoplástico refinado é observada a capacidade de dissipação de energia da estrutura, que tende a reduzir a amplitude do deslocamento ao longo do tempo. Esse fato se deve ao amortecimento histerético proporcionado pelo escoamento do material das seções.



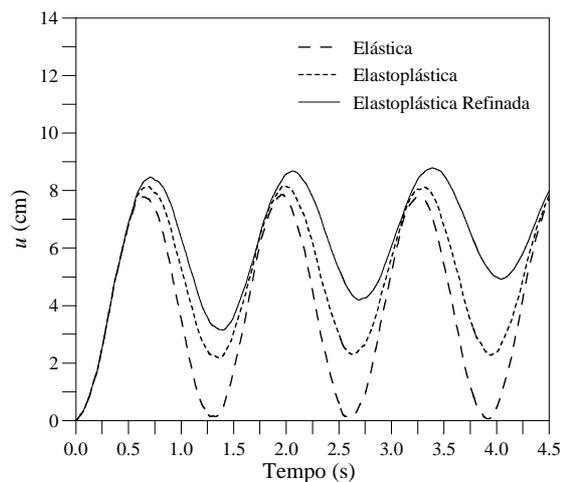
a) Resposta elástica



b) Resposta elastoplástica

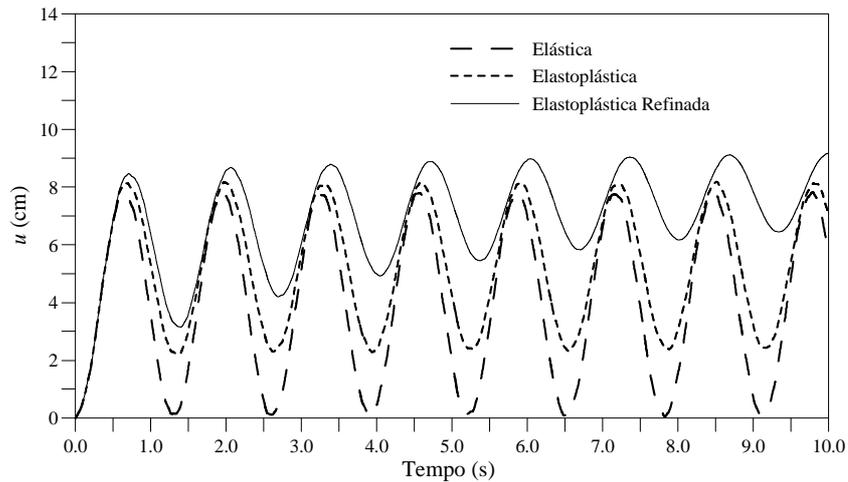


c) Resposta elastoplástica refinada



d) Respostas dinâmicas do presente estudo

**Figura 4.2** Deslocamento horizontal,  $u$ , ao longo do tempo no topo da estrutura

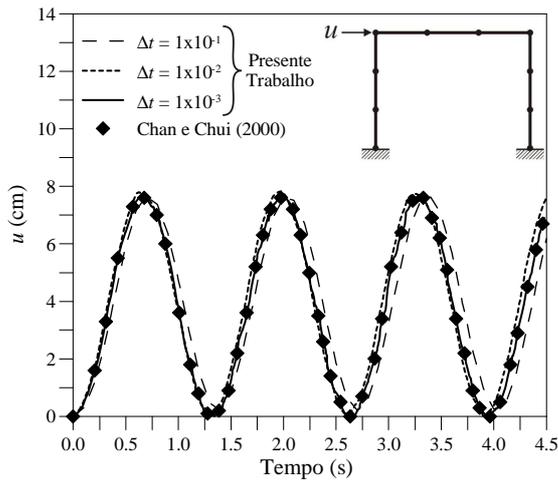


**Figura 4.3** Deslocamento horizontal,  $u$ , no topo da estrutura durante 10 segundos

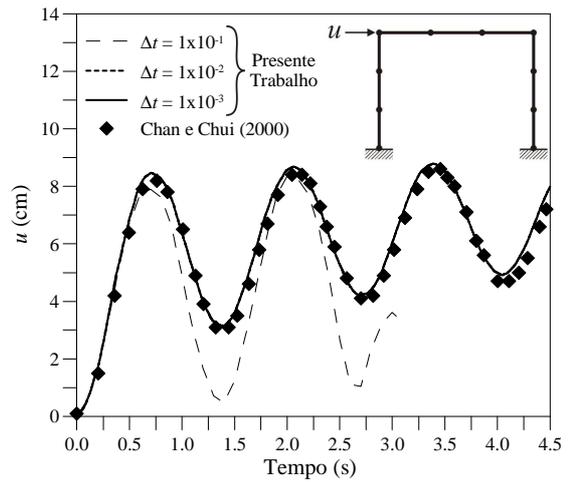
Pode-se observar ainda, que diferente da resposta elástica e da elastoplástica, o deslocamento tende a aumentar ao longo da análise em virtude da deformação plástica capturada pelo modelo elastoplástico refinado, que acompanha a degradação parcial da seção transversal.

Procurou-se também avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento da estrutura durante as análises transientes. Em análises dinâmicas, um dos parâmetros de maior importância é a discretização do intervalo de tempo contínuo em uma série de tempos discretos, ou seja, os passos de tempo para progressão da análise.

A Figura 4.4a fornece a resposta transiente elástica do pórtico para alguns passos de tempo  $\Delta t$ . Através dessa figura pode-se perceber que, mesmo com valores de  $\Delta t$  mais elevados, chega-se numa resposta do pórtico com razoável precisão. A Figura 4.4b apresenta a resposta transiente elastoplástica refinada, de onde se observa que para  $\Delta t = 10^{-1}$ s, a solução dinâmica do problema diverge. Verifica-se assim que a precisão da solução de problemas fortemente não lineares pode ser bastante influenciada pela escolha do passo de tempo. Existem na literatura alguns procedimentos adaptativos que selecionam, no final de cada passo do processo incremental, o maior incremento de tempo possível para o próximo passo, e mantém um grau de precisão desejado para a resposta no intuito de obter um melhor desempenho para o algoritmo (Jacobi, 1990; Galvão, 2004). Neste trabalho não são abordadas tais estratégias e trabalha-se com incrementos constantes.



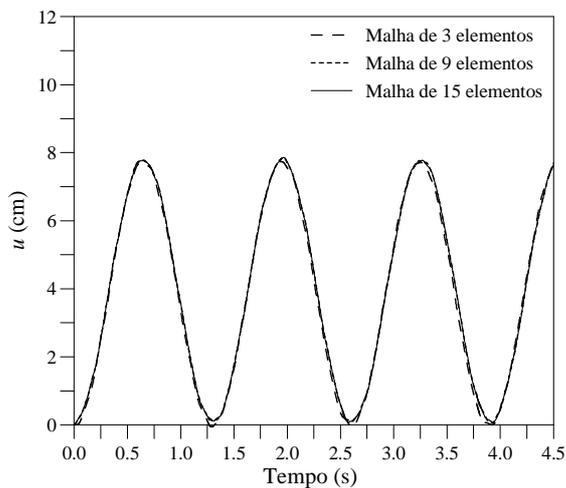
a) Resposta elástica



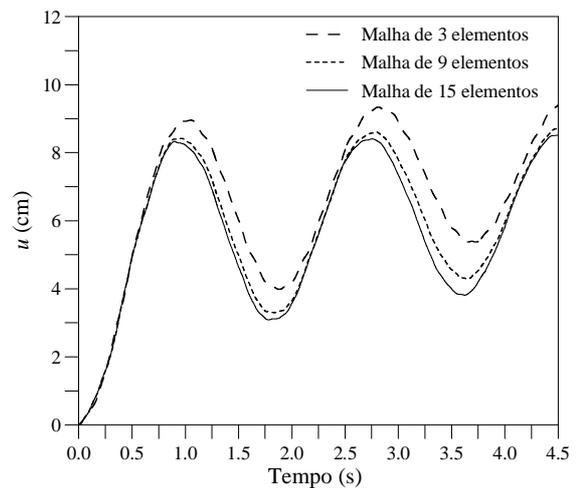
b) Resposta elastoplástica refinada

**Figura 4.4** Resposta transiente para diferentes intervalos de tempo  $\Delta t$

Outro ponto importante em análise de estruturas envolvendo o emprego do MEF é a definição da malha a ser utilizada. Sabe-se que a escolha de uma malha não adequada pode gerar resultados errôneos e comprometer um projeto estrutural. Desse modo, ainda para esse primeiro exemplo, optou-se em fazer um estudo utilizando diferentes malhas. As respostas transientes do pórtico em estudo para as diferentes malhas testadas estão na Figura 4.5.



a) Resposta elástica



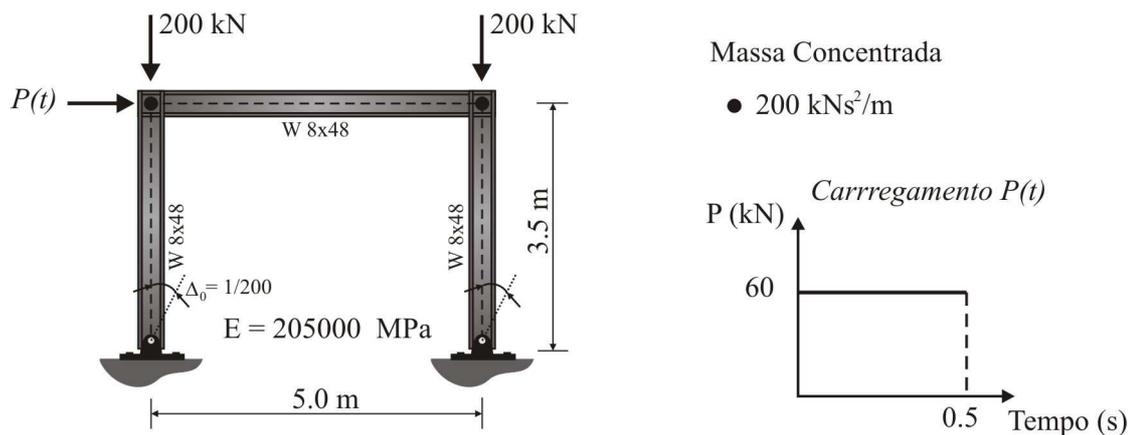
b) Resposta elastoplástica refinada

**Figura 4.5** Resposta transiente para diferentes malhas de elementos finitos

Note que as respostas elásticas apresentadas (Figura 4.5a) não se mostraram sensíveis à discretização do sistema, em que mesmo com a malha menos refinada com 3 elementos, sendo um elemento por membro do pórtico, se alcançou uma boa precisão. Quando se adota o modelo inelástico, verifica-se que o refinamento da malha teve influência diretamente na qualidade das respostas. Nesse caso, além de permitir uma melhor redistribuição de esforços internos, uma melhor discretização do sistema estrutural possibilita também a formação de rótulas plásticas em seções intermediárias.

#### 4.2.2 Pórtico Simples com Imperfeição Geométrica Inicial

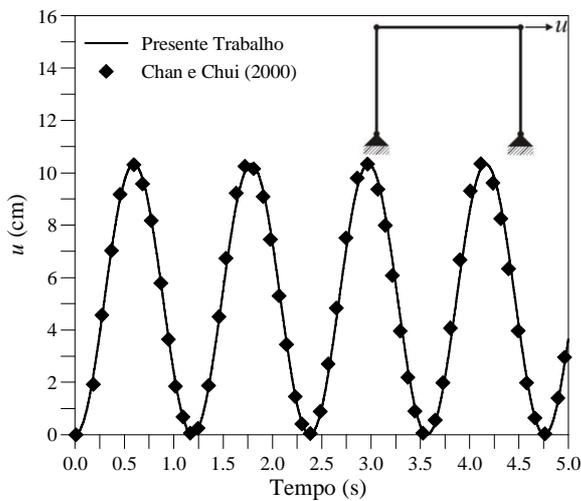
Nessa análise a atenção está voltada ao efeito da tensão de escoamento sobre a resposta estrutural do pórtico simples biapoiado e com imperfeição geométrica inicial, como ilustrado na Figura 4.6. Essa imperfeição inicial nas colunas foi assumida igual a  $1/200$ . Para se prever um comportamento mais realista dessa estrutura, foram consideradas duas cargas gravitacionais na forma massa concentrada e duas cargas estáticas de 200 kN atuando nas extremidades da viga (ou na parte superior das colunas). Essas cargas têm a função de introduzir forças axiais nas colunas, e, como consequência, tem-se o aparecimento de momentos de flexão adicionais, reduzindo a rigidez do sistema estrutural (efeito  $P-\Delta$ ). As vigas e as colunas da estrutura são perfis de aço W8x48. Um elemento finito por membro (viga e colunas) foi considerado na discretização do sistema.



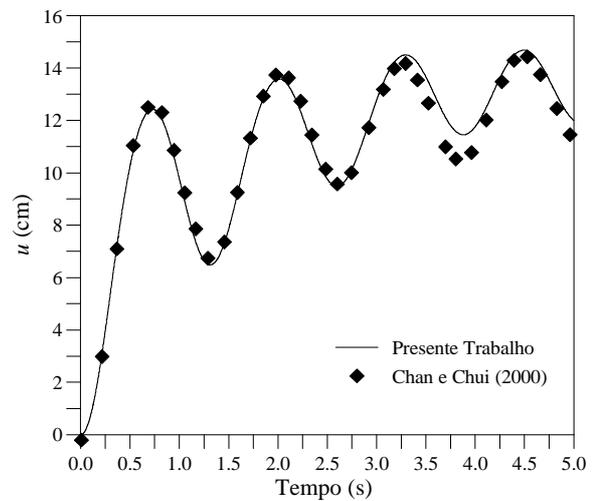
**Figura 4.6** Pórtico simples com imperfeição geométrica inicial: geometria e carregamento

As respostas transientes não lineares considerando o comportamento do material elástico e inelástico (elastoplástico e elastoplástico refinado) estão apresentados na Figura

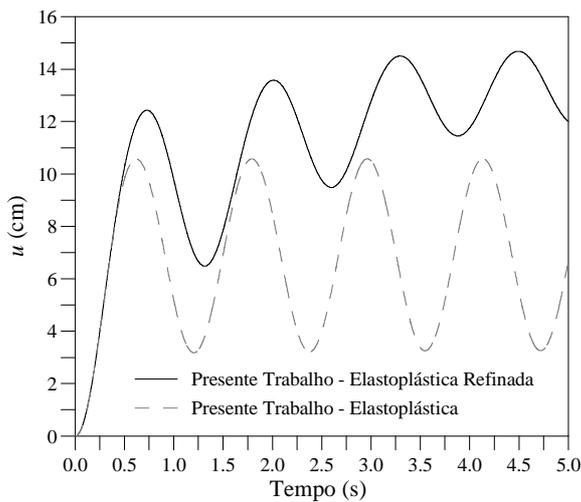
4.7. A Figura 4.7a fornece a variação do deslocamento horizontal ao longo do tempo, no ponto de aplicação da carga, para o caso de material com comportamento perfeitamente elástico. Para análise inelástica foram adotadas tensões de escoamento igual a 235 MPa e 260 MPa. O resultado da análise elastoplástica refinada é comparada com as respostas dos autores Chan e Chui (2000) na Figura 4.7b, em que pode ser observada a boa concordância entre os resultados. As Figuras 4.7c e 4.7d mostram que a magnitude da deformação plástica diminui com o aumento da tensão de escoamento, ou seja, com o aumento do limite até o qual o material tem comportamento elástico.



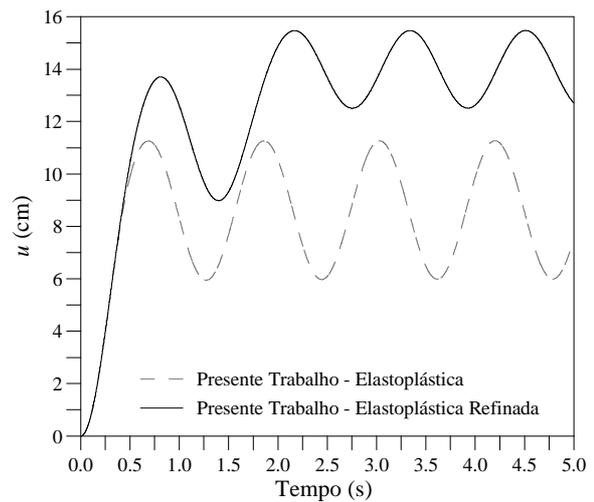
a) Resposta elástica



b) Resposta elastoplástica refinada  
 $\sigma_y = 260 \text{ MPa}$



c) Resposta transiente para  $\sigma_y = 260 \text{ MPa}$

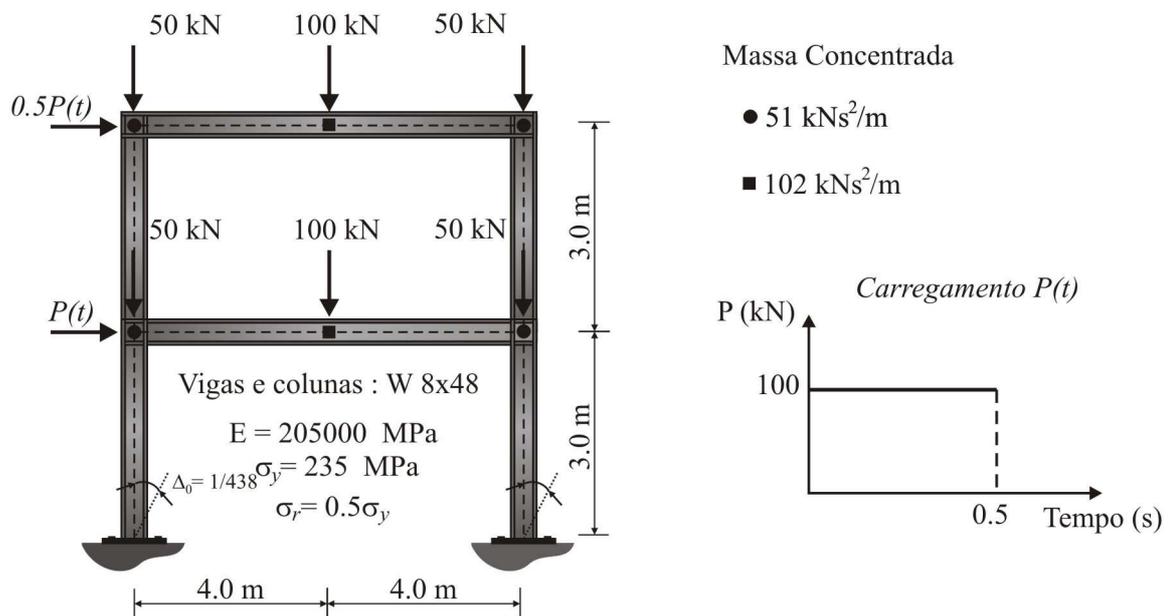


d) Resposta transiente para  $\sigma_y = 235 \text{ MPa}$

**Figura 4.7** Resposta dinâmica elástica e inelástica do pórtico simples com imperfeição geométrica

### 4.2.3 Pórtico de Aço de Dois Andares

Na Figura 4.8 são apresentados os detalhes da geometria e as cargas da estrutura de aço de dois andares cuja resposta transiente não linear será estudada nesta seção. O pórtico é inicialmente carregado por forças verticais estáticas e apresenta uma imperfeição de geometria de  $\Delta_0 = 1/438$ . Para análise dinâmica é escolhido um passo de tempo  $\Delta t = 10^{-3}$  s e uma malha com dois elementos finitos para cada viga e apenas um elemento para cada coluna.

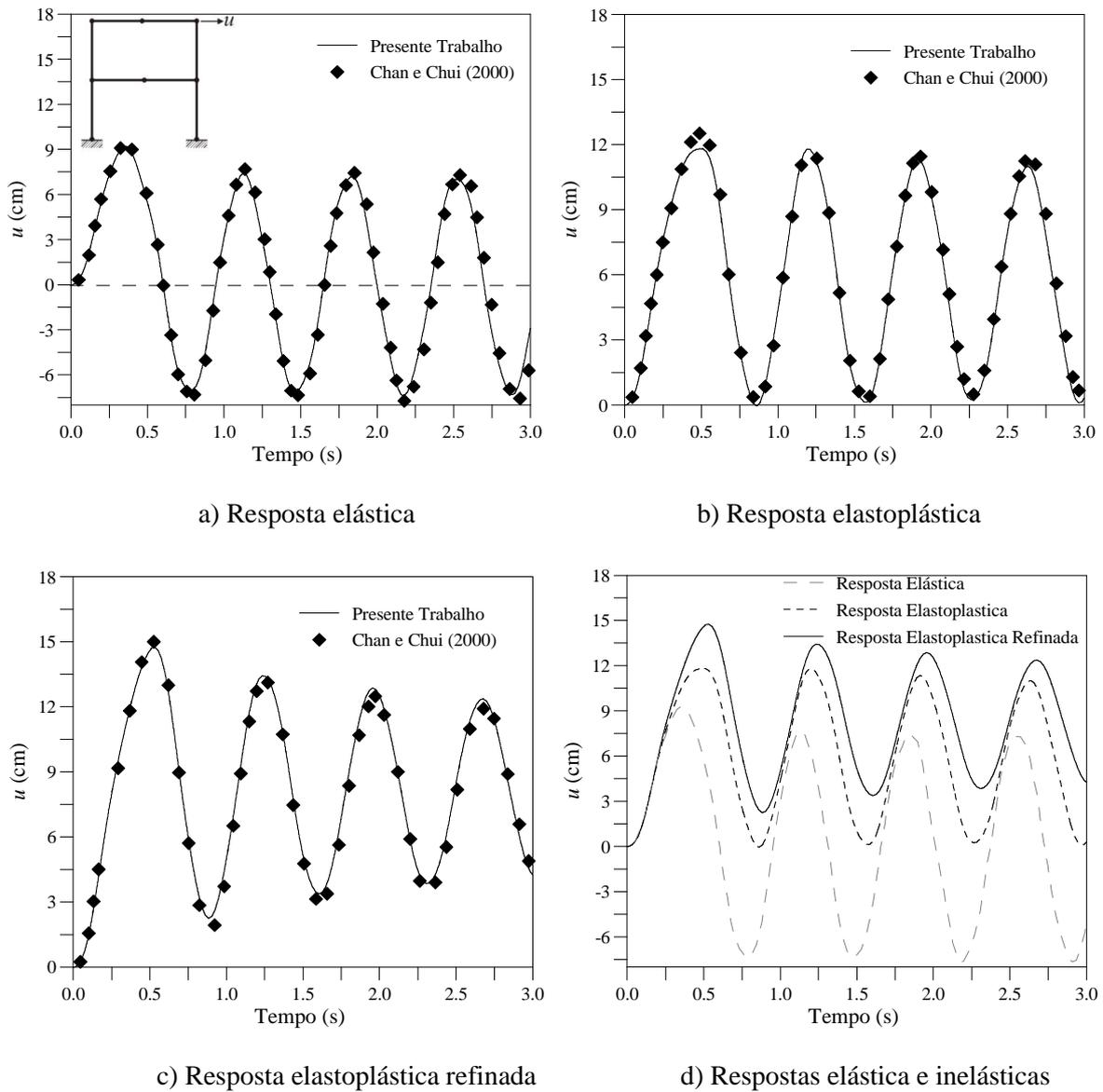


**Figura 4.8** Estrutura de aço de dois andares sob carregamento dinâmico

As respostas transientes do sistema estrutural em estudo são apresentadas na Figura 4.9. A Figura 4.9a fornece o deslocamento horizontal  $u$  no topo do pórtico ao longo de tempo para o material perfeitamente elástico. A Figura 4.9b apresenta a resposta dinâmica quando se considera o material elastoplástico perfeito; já na Figura 4.9c é encontrada a resposta para o modelo elastoplástico refinado. Verifique, em todos os casos, a boa concordância entre os resultados obtidos nesta dissertação e os apresentados pelos autores Chan e Chui (2000).

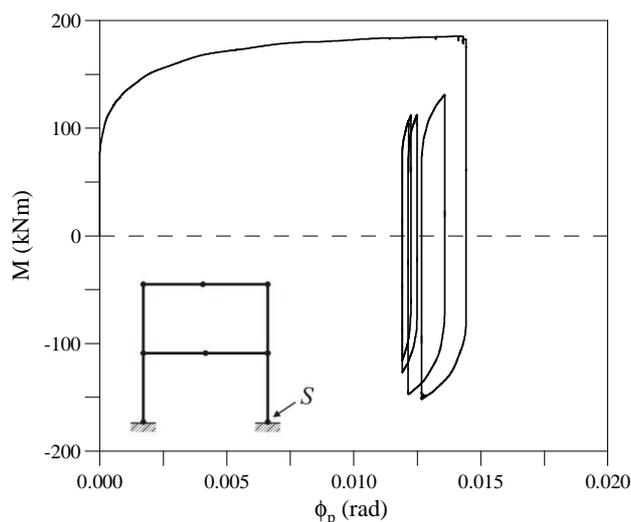
Através da Figura 4.9d percebe-se, no caso da resposta elastoplástica, uma deformação plástica permanente no sistema, onde a amplitude do deslocamento tende a

diminuir ao longo do tempo, e posteriormente se torna constante, indicando que a partir desse momento não ocorre mais plastificação nas seções da estrutura.



**Figura 4.9** Respostas dinâmicas elásticas e inelásticas do pórtico de aço de dois andares

Por fim, na Figura 4.10 é representada a curva momento-rotação (deformação plástica) para a seção indicada. Observa-se a dissipação gradual da energia através da área fechada dos ciclos de histerese, que tende a diminuir a cada ciclo.



**Figura 4.10** Curva momento-rotação da seção “S” do apoio

### 4.3 Pórticos de Aço Sob Ação de Sismos

A resposta estrutural a um terremoto é um fenômeno dinâmico, onde as deformações e os esforços introduzidos na estrutura são provenientes do movimento aleatório de sua base. A descrição do comportamento das estruturas de aço durante um forte movimento de terra é um problema desafiador para os engenheiros, uma vez que essas normalmente apresentam deformações inelásticas nessas situações.

Durante um terremoto, a energia sísmica transmitida para edificação é dissipada através dos movimentos e deformações dos elementos estruturais nas formas de energia cinética, energia de amortecimento, energia de deformação elástica e energia de histerese inelástica. Nesta seção essas formas de absorção de energia são exploradas nos exemplos apresentados.

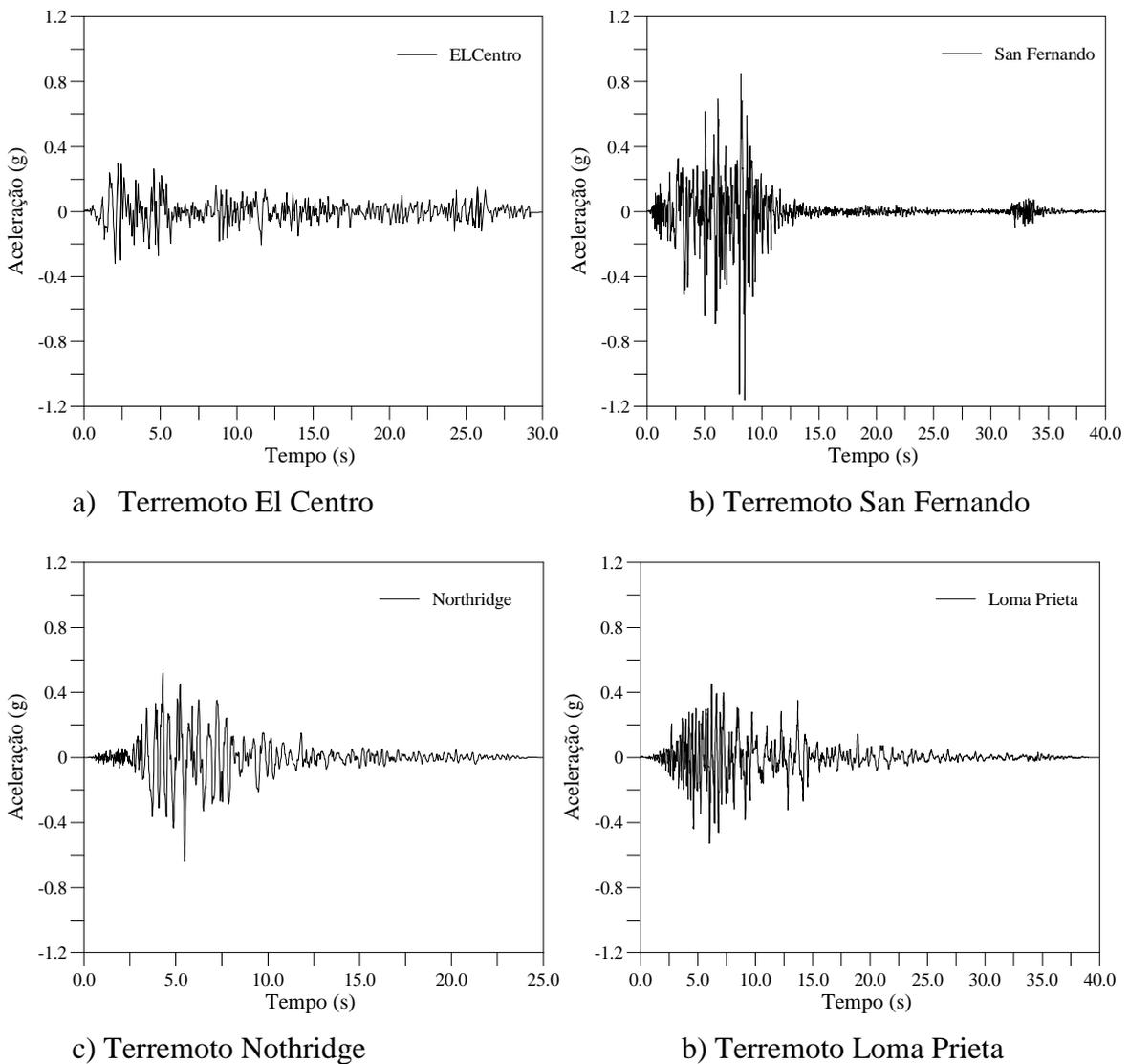
São utilizados nas análises dinâmicas desta seção os acelerogramas dos sismos reais apresentados na Figura 4.11. A seguir são feitas algumas considerações a respeito dessas solicitações extremas:

- El Centro: esse sismo é muito popular entre os pesquisadores desse tema, sendo utilizado em diversas análises estruturais (Thai e Kim, 2011; Sekulovic e Nefovska, 2008; Au e Yan, 2008). Sua ocorrência se deu em 19 de maio de 1940, no sul do Estado da Califórnia (quase na divisa com o México), com magnitude 6,9 na escala Richter e duração total de 53,5 segundos. A frequência desse sismo foi entre 1.0 Hz e 2.25 Hz;

▪ Northridge: ocorreu em 17 de janeiro de 1994 ao norte do Vale de São Fernando, na cidade de Los Angeles, Califórnia, e é utilizado nas análises devido ao seu grande potencial de dano nas estruturas de aço. Muitos procedimentos para projetos de estruturas sob sismos foram revisados após a ocorrência desse evento. A magnitude desse terremoto foi de 6,7 na escala Richter, e a duração total do registro foi de 59,9 segundos. Sua frequência variou entre 0,4 Hz e 3,3 Hz, fato que justifica seu grande potencial de dano;

▪ Loma Prieta: ocorreu em 17 de outubro de 1989 nas montanhas a nordeste de Santa Cruz, também na Califórnia. A Estação Sismográfica da Universidade da Califórnia, em Berkeley, determinou uma magnitude local de 7,0 na escala Richter;

▪ San Fernando: ocorreu em 9 de fevereiro de 1971 no extremo norte do Vale de São Fernando, Los Angeles, com 6,6 na escala Richter.



**Figura 4.11** Acelerogramas dos terremotos

Na Tabela 4.1 estão os picos de aceleração do solo, ou “*Peak Ground Acceleration*” (PGA), para os sismos apresentados.

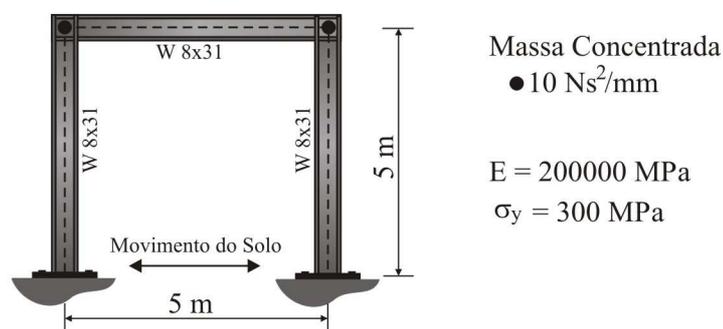
**Tabela 4.1** Picos de aceleração (PGA) e seu correspondente registro de tempo

Terremoto	PGA (g)	Tempo (s)
El Centro (1940)	0.319	0.020
Loma Prieta (1989)	0.529	0.005
Northridge (1994)	0.640	0.010
San Fernando (1971)	1.160	0.010

### 4.3.1 Pórtico Simples

Esse exemplo é proposto no intuito de avaliar a representação do comportamento inelástico de um pórtico sob ação de sismos através do método da rótula plástica refinado. Será avaliada a eficiência dessa abordagem inelástica frente a outros modelos numéricos de plasticidade. Os resultados obtidos aqui são comparados àqueles de Thai e Kim (2011), que utilizaram o conceito de plasticidade distribuída (Thai e Kim, 2009), e também com os obtidos por esses pesquisadores através do software comercial Abaqus.

A Figura 4.12 apresenta o pórtico plano simples em estudo e suas propriedades geométricas e do material (Thai e Kim, 2011). No modelo numérico proposto, cada membro (viga/coluna) é discretizado com apenas um elemento finito, sendo adotado o passo de tempo  $\Delta t = 10^{-3}$ s. Também é considerada uma taxa de amortecimento proporcional de 5% em relação primeiro e segundo períodos naturais de vibração. Essa estrutura é submetida aos abalos sísmicos indicados na Figura 4.11.



**Figura 4.12** Pórtico plano simples: propriedades geométricas e do material

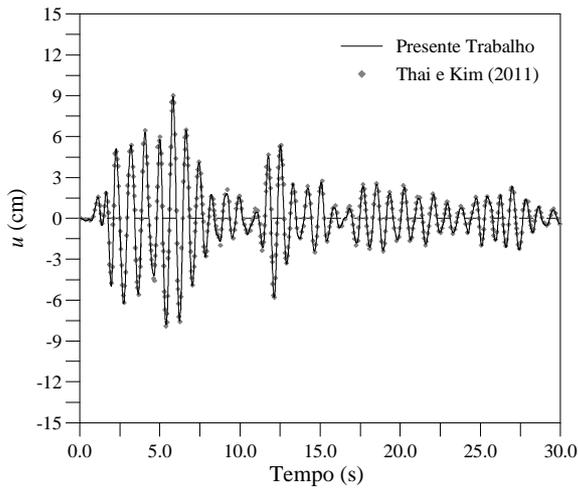
Inicialmente, com o intuito de verificar a validade do modelo numérico proposto, foi realizada uma análise de vibração livre do sistema. Os resultados obtidos dessa análise são apresentados na Tabela 4.2 para os dois primeiros períodos de vibração, de onde se observa a boa concordância com os valores encontrados na literatura.

**Tabela 4.2** Vibração livre do sistema: primeiro e segundo períodos de vibração (s)

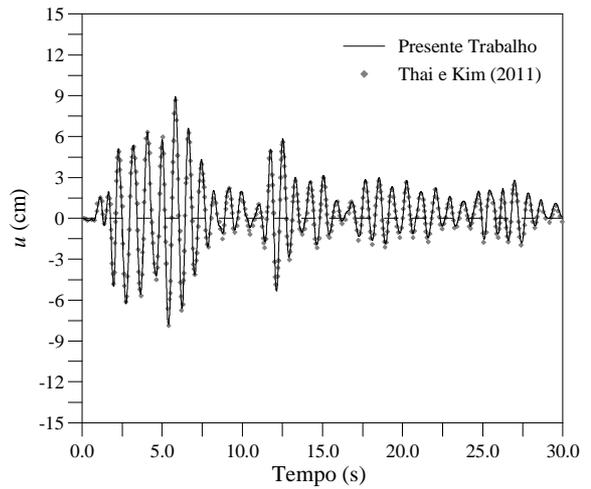
<b>Modos</b>	<b>Abaqus (Thai e Kim, 2011)</b>	<b>Modelo de Fibra (Thai e Kim, 2011)</b>	<b>Presente Trabalho</b>
1	0.8162	0.8213	0.8170
2	0.0290	0.0291	0.0294

As respostas transientes não lineares elástica e inelástica do pórtico submetido ao terremoto El Centro são apresentadas na Figura 4.13, em que se acompanha a variação do deslocamento horizontal  $u$  do topo da estrutura ao longo do tempo. Na Figura 4.13a considera-se o aço com comportamento elástico e os efeitos geometricamente não lineares; já na Figura 4.13b está a resposta dinâmica inelástica de segunda ordem do sistema. Verifique a boa concordância entre os resultados deste trabalho e aqueles de Thai e Kim (2011), que utilizaram o modelo de plasticidade distribuída (modelo de fibra). Essa boa é observada também na Figura 4.14a quando se compara a resposta transiente inelástica aqui obtida aquela do software Abaqus, também extraída de Thai e Kim (2011). Na Figura 4.14b se encontra o modelo constitutivo usado por esses pesquisadores em ambas análises numéricas (Abaqus e modelo de fibra).

Em virtude da baixa magnitude do sismo El Centro e da robustez do pórtico analisado, o comportamento inelástico da estrutura foi pouco evidenciado, como demonstra as Figuras 4.13 e 4.14, e a Tabela 4.3, onde são apresentados os picos de deslocamento para as análises transientes elástica e inelástica. Nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 são mostradas as respostas dinâmicas transientes não lineares elástica e inelástica do pórtico simples em estudo sob a ação de outros sismos. Nessas figuras, ao se comparar os registros temporais do deslocamento horizontal  $u$  no topo da estrutura, no caso da resposta inelástica, percebe-se, principalmente para os sismos Loma Prieta e San Fernando, uma discrepância na resposta obtida nesta dissertação com aquela dos autores supracitados a partir de um determinado instante  $t$ . A Tabela 4.3, entretanto, demonstra que os picos de deslocamentos obtidos aqui para esses sismos estão bem próximos dos de Thai e Kim (2011).

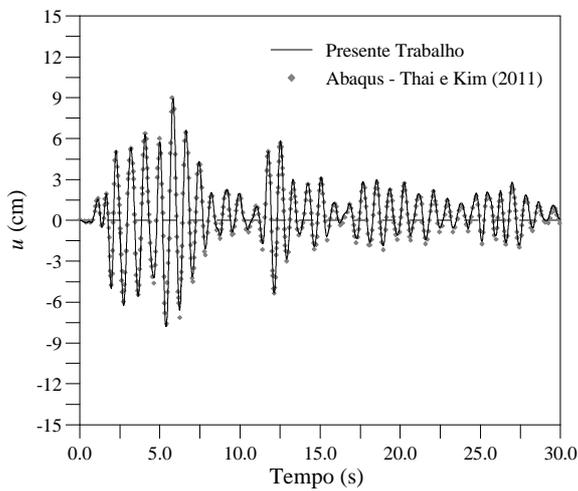


a) Resposta elástica de segunda ordem

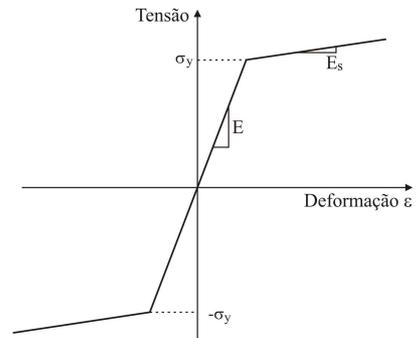


b) Resposta inelástica de segunda ordem

**Figura 4.13** Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo El Centro

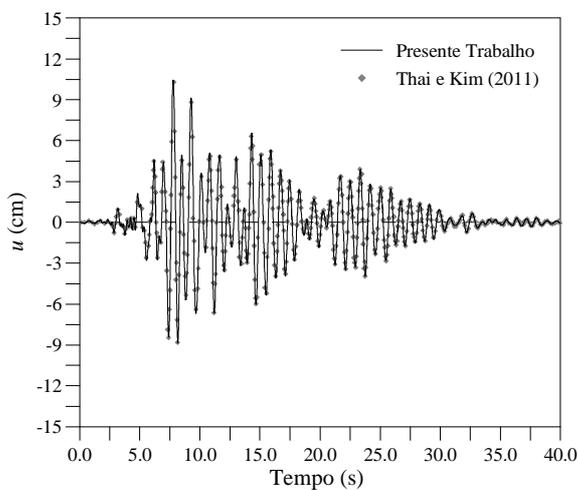


a) Resposta inelástica de segunda ordem

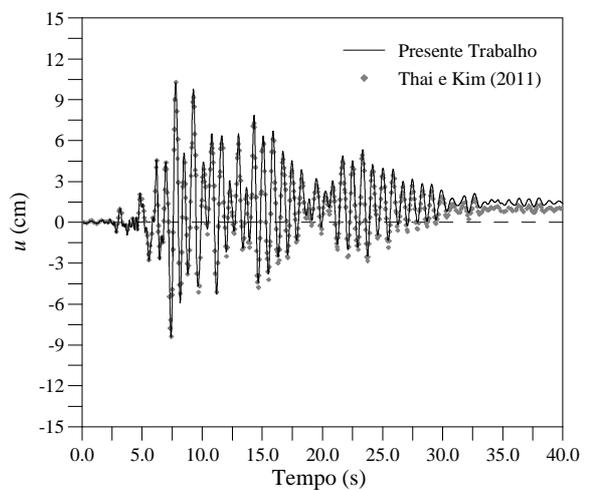


b) Modelo constitutivo Huu e Kim (2009)

**Figura 4.14** Deslocamento horizontal no topo do pórtico simples e modelo constitutivo.

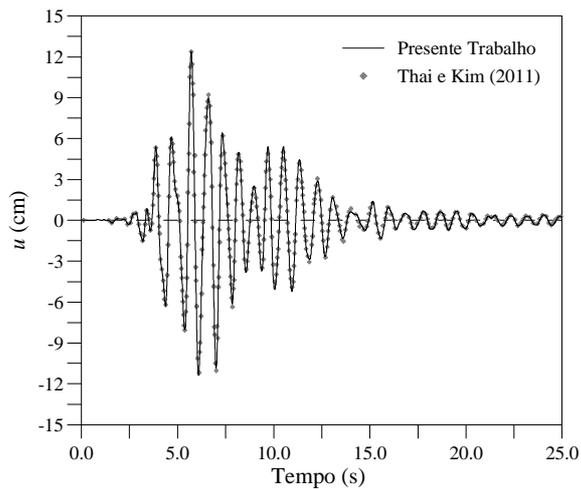


a) Resposta elástica de segunda ordem

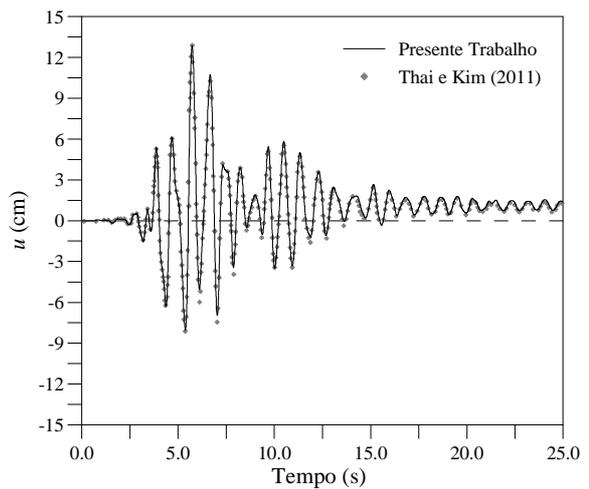


b) Resposta inelástica de segunda ordem

**Figura 4.15** Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo Loma Prieta

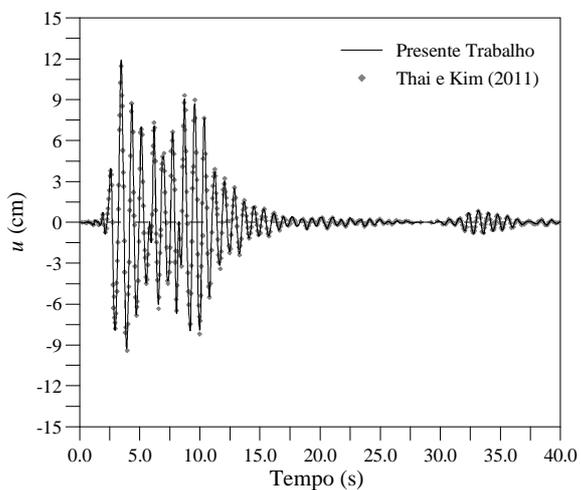


a) Resposta elástica de segunda ordem

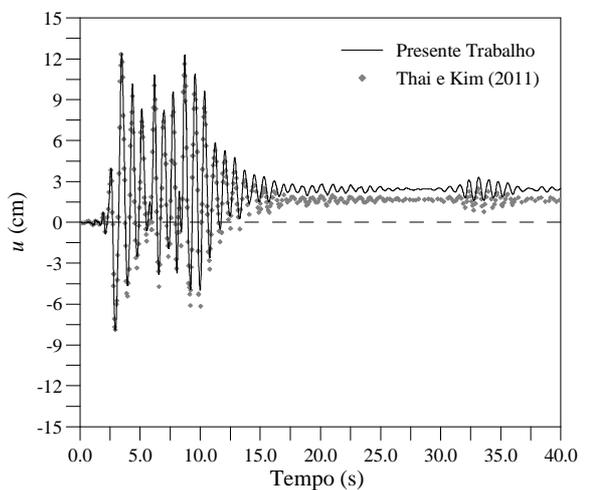


b) Resposta inelástica de segunda ordem

**Figura 4.16** Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo Northridge



a) Resposta elástica de segunda ordem



b) Resposta inelástica de segunda ordem

**Figura 4.17** Resposta transiente não linear do pórtico simples submetido ao sismo San Fernando

Na tentativa de se melhorar os resultados alcançados nessas últimas análises transientes inelásticas, foram testados refinamentos de malha com a adoção de 2 e 3 elementos finitos por membro (viga e colunas), assim como a redução dos incrementos de tempo  $\Delta t$ . Os novos resultados obtidos, entretanto, não apresentaram significativa melhora em relação aos da literatura, e assim não estão apresentados. Acredita-se então que a diferença existente entre os modelos utilizados para tratamento da plasticidade do aço bem como o emprego do modelo constitutivo apresentado Figura 4.14b, que leva em consideração o efeito de endurecimento do aço, podem ser apontados como os causadores das discrepâncias nas respostas inelásticas encontradas.

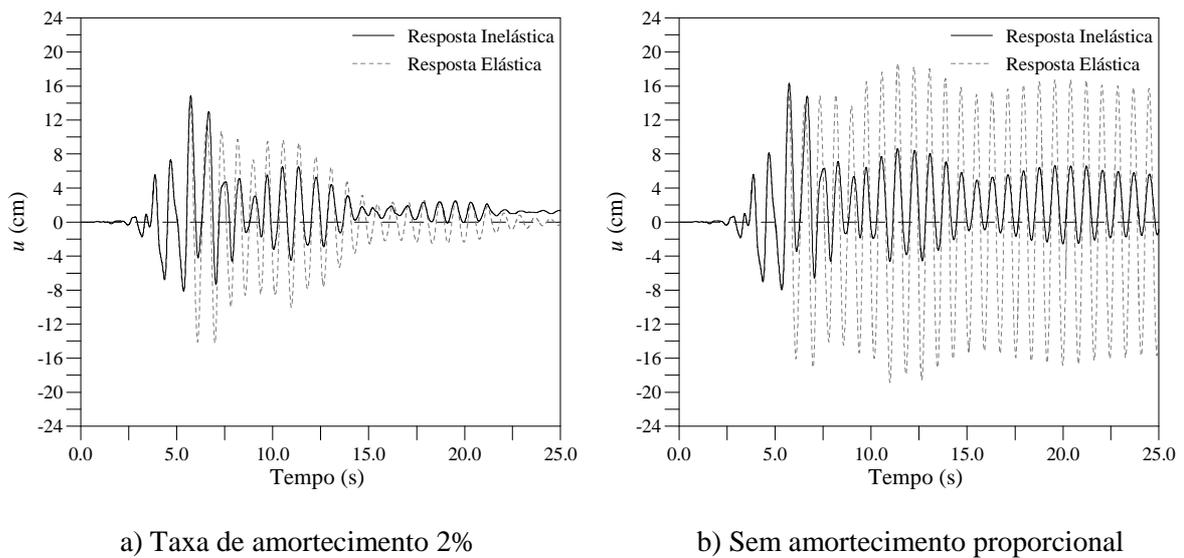
Observa-se também que para os sismos Loma Prieta, Northridge e San Fernando, a discrepância da resposta elástica de segunda ordem (ES) e da resposta inelástica de segunda ordem (IS) é bastante clara. No entanto, para o terremoto El Centro, com menor PGA, os picos de deslocamento nas análises ES e IS estão bem próximos, o que evidencia o comportamento transiente do sistema estrutural quase que totalmente em regime elástico.

A Tabela 4.3, como já comentado, apresenta os picos de deslocamentos encontrados nas análises dinâmicas não lineares do pórtico simples sob diferentes terremotos. Note que em todos os casos analisados, os resultados aqui obtidos são próximos aos da literatura.

**Tabela 4.3** Picos de deslocamento (cm) do pórtico simples

Terremotos	Max/min	Tipo de Análise	ABAQUS Thai e Kim (2011)	Modelo de Fibra Thai e Kim (2011)	Presente Trabalho
El Centro	Max	Elástica	8.9447	9.1787	9.0888
		Inelástica	8.9493	8.6533	8.9180
	Min	Elástica	-7.8098	-8.0445	-7.9405
		Inelástica	-7.8097	-8.0294	-7.7882
Loma Prieta	Max	Elástica	10.4576	10.4576	10.4522
		Inelástica	10.5376	10.3762	10.2362
	Min	Elástica	-8.8719	-8.7768	-8.8482
		Inelástica	-8.4099	-8.4876	-8.4327
Northridge	Max	Elástica	12.3636	12.5493	12.3912
		Inelástica	12.6865	12.8751	12.8512
	Min	Elástica	-11.3722	-11.4509	-11.3834
		Inelástica	-8.0012	-8.2589	-8.0451
San Fernando	Max	Elástica	11.8745	12.0599	11.9078
		Inelástica	12.1073	12.4123	12.4147
	Min	Elástica	-9.2390	-9.4892	-9.2613
		Inelástica	-7.8846	-7.9333	-7.9005

A fim de destacar o amortecimento histerético introduzido pela consideração do escoamento do material, a Figura 4.18 mostra as respostas transientes elásticas e inelásticas de segunda ordem para uma taxa de amortecimento proporcional de 2% e sem a consideração dessa taxa de amortecimento. Observa-se que a formação de rótulas plásticas ocorre em cerca de  $t = 5,6s$ , e desse ponto em diante o amortecimento histerético introduzido pelo escoamento do material é facilmente percebido.

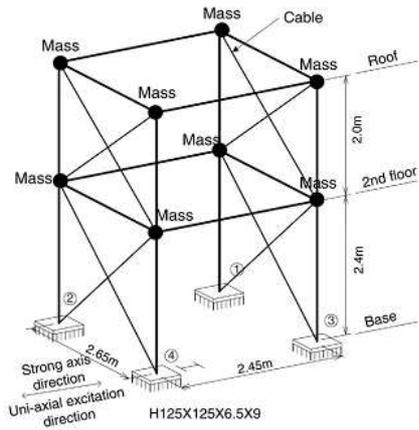


**Figura 4.18** Resposta transiente não linear do pórtico simples, com e sem amortecimento, submetido ao sismo Northridge

### 4.3.2 Pórtico de Dois Andares

As análises numéricas de estruturas são realizadas com o intuito de representar, com certa precisão, o comportamento de edificações reais. Essas análises são muito úteis, uma vez que facilitam e tornam mais rápido o processo de avaliação por parte do projetista. Assim, esse exemplo, que traz resultados de um modelo experimental submetido à ação sísmica, é apresentado com o objetivo de avaliar mais uma vez a eficiência da abordagem inelástica proposta. O modelo experimental, como apresentado na Figura 4.19 e estudado por Kim *et al.* (2007), representa um pórtico de dois andares com ligações soldadas e colunas rigidamente fixadas na base.

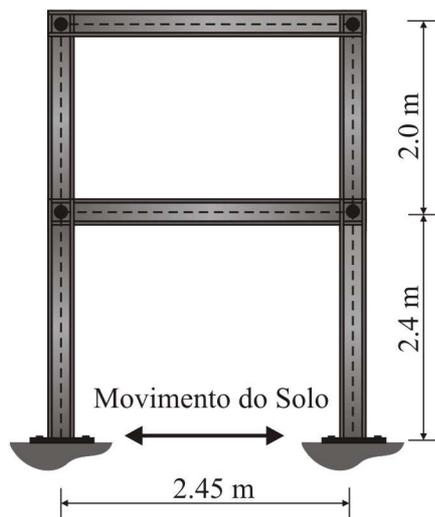
Para a análise numérica transiente não linear realizada aqui é considerado o modelo bidimensional apresentado na Figura 4.20, em que as vigas e as colunas são representadas por apenas um elemento finito. É adotado um incremento de tempo  $\Delta t = 10^{-3}$ s. Mais uma vez, a calibração do modelo proposto é realizada através da análise de vibração livre da estrutura, e os períodos de vibração naturais e os modos de deformação obtidos dessa análise são comparados com os dos autores Kim *et al.* (2007) nas Tabela 4.4 e 4.5, respectivamente. Através dessas tabelas pode-se observar que os resultados obtidos dessa calibração estão bem próximos daqueles fornecidos pela literatura.



a) Dimensões e condição de carregamento

b) Pórtico utilizado no experimento

**Figura 4.19** Pórtico de dois andares com ligações rígidas (Kim *et al.*, 2007)



Massa Concentrada

● 1.26 T

Vigas e Colunas

⌚ 125x125x6.5x9

$E = 212236 \text{ MPa}$

$f_y = 320 \text{ N/mm}^2$

**Figura 4.20** Pórtico plano de dois andares: dimensões, condições de carregamento e propriedades geométricas e do material

**Tabela 4.4** Os dois primeiros períodos naturais de vibração do sistema estrutural

Modos	Kim <i>et al.</i> (2007)	Presente Trabalho
1	0.393	0.397
2	0.112	0.113

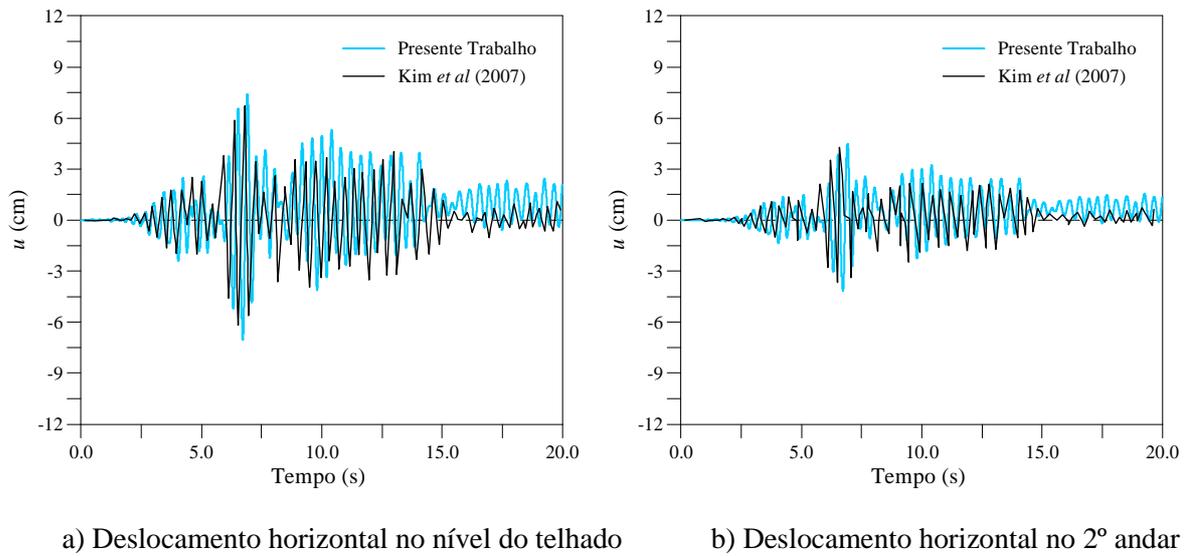
**Tabela 4.5** Os dois primeiros modos de deformação do sistema estrutural

	<b>Kim et al. (2007)</b>		<b>Presente Trabalho</b>	
	<b>1°</b>	<b>2°</b>	<b>1°</b>	<b>2°</b>
Telhado	1.000	-0.596	1.000	-0.596
2° Andar	0.582	1.000	0.582	1.000
1° Andar	0.000	0.000	0.000	0.000

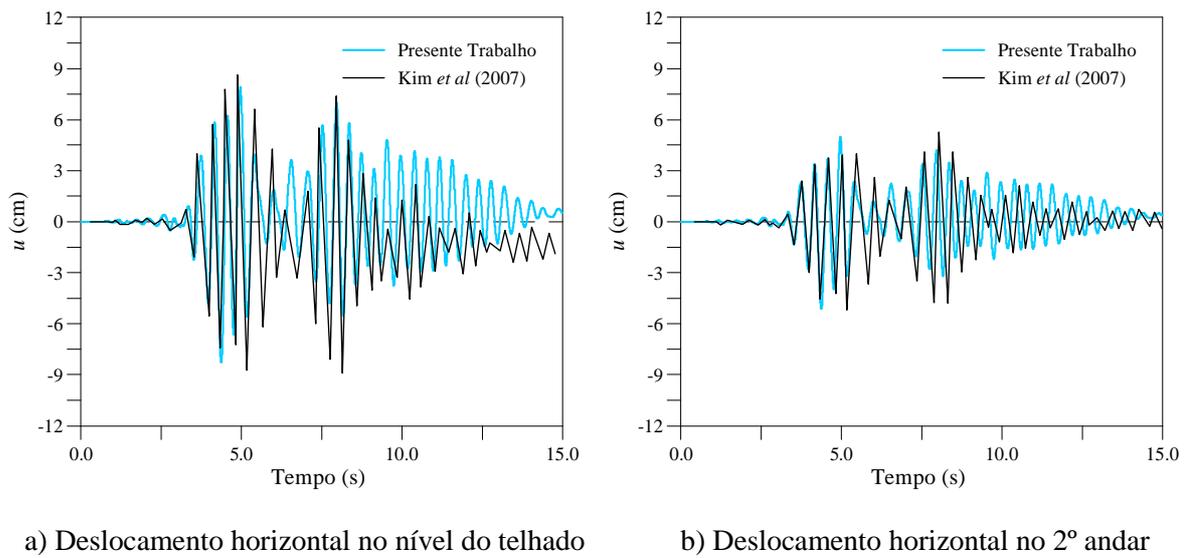
Muitas análises transientes foram realizadas no sentido de se estabelecer a taxa de amortecimento que deveria ser usada. Foram usadas taxas amortecimento de 0,5% a 5%. Os resultados encontrados nessas análises numéricas e os dados experimentais de registro dos deslocamentos horizontais no intervalo de comportamento elástico do sistema até 6,5s, ou seja, antes da formação de rótulas plásticas, indicaram a relação de amortecimento de 4 % como a ideal. Assim, os resultados apresentados a seguir foram obtidos considerando essa taxa de amortecimento.

A Figura 4.21 apresenta as respostas transientes inelásticas de segunda ordem, em que são comparados o deslocamento horizontal do segundo andar e do nível do telhado do pórtico sob ação do sismo Loma Prieta. Observe que os períodos de resposta do sistema obtidos neste trabalho coincidem com aqueles da literatura, e que de um modo geral os picos de deslocamentos apresentam razoável concordância, apresentando pequena divergência a partir de 10s. Como no exemplo anterior, uma possível justificativa para essa divergência é a não consideração do efeito de endurecimento do aço, que tem como consequência uma deformação residual permanente mais elevada. Nesse exemplo, em particular, outro fator que pode justificar essa divergência ou diferença é o fato das ondas sísmicas no experimento serem introduzidas de maneira bastante aproximadas.

O mesmo pórtico é submetido também a ação do sismo Northridge, que tem maior potencial de dano. A resposta transiente não linear para esse sistema estrutural, quando submetido a essa solicitação extrema, é apresentada na Figura 4.22. Mais uma vez, os resultados encontrados neste trabalho, apesar das simplificações envolvidas na formulação numérica inelástica, apresentam boa concordância com os literatura, com divergência a partir de um determinado instante  $t$ . Finalmente, através da Tabela 4.6, observa-se que os deslocamentos máximos relativos obtidos numericamente e experimentalmente apresentam razoável concordância, com diferença máxima de 9,026%.



**Figura 4.21** Resposta transiente não linear do pórtico de dois andares submetido ao sismo Loma Prieta



**Figura 4.22** Resposta transiente não linear do pórtico de dois andares submetido ao sismo Northridge

**Tabela 4.6** Deslocamento máximo relativo do segundo andar e do nível do telhado (cm)

		Kim et al. (2007)	Presente Trabalho	Diferença (%)
Loma Prieta	2º andar	4.206	4.483	6.586
	Telhado	7.135	7.383	3.475
Northridge	2º andar	5.340	5.822	9.026
	Telhado	9.032	9.053	0.232

# Capítulo 5

## Considerações Finais

### 5.1 Introdução

Esta dissertação apresentou uma investigação abrangente sobre o comportamento inelástico de estruturas apertadas de aço sob ação de carregamentos dinâmicos extremos. Nessas situações de carga é fundamental a realização de uma análise avançada do sistema estrutural, isto é, uma análise com a inclusão de vários efeitos não lineares pois o sistema pode sofrer grandes deslocamentos e desenvolver deformação plástica em seus membros. As análises dinâmicas inelásticas de segunda ordem foram feitas através do programa computacional CS-ASA (Silva, 2009), que serviu também de base para novas implementações. O estudo realizado aqui contemplou apenas análises numéricas.

Nesta pesquisa foram apresentadas metodologias para a modelagem do comportamento inelástico de estruturas de aço, com destaque para o método da rótula plástica refinado e o modelo cíclico de plasticidade do aço representado a partir de sua curva momento-rotação. Nesse modelo cíclico foram introduzidas novas expressões para a definição do momento de plastificação reduzido, obtidas a partir da norma britânica BS 5950 (2000) (Gonçalves, 2013).

A fim de verificar a eficiência das estratégias e metodologias presentes no CS-ASA, foram escolhidos exemplos de pórticos metálicos que apresentam soluções numéricas e experimentais encontradas na literatura. As conclusões obtidas das análises realizadas no capítulo anterior, bem como algumas sugestões para trabalhos futuros, são descritas nas seções seguintes.

## **5.2 Conclusões**

Através da avaliação dos resultados encontrados nos exemplos do Capítulo 4, pode-se afirmar que, de uma maneira geral, as respostas obtidas nesta dissertação e aquelas da literatura apresentaram boa concordância. Com isso, é possível concluir que a metodologia numérica adotada, que se baseou no método da rótula plástica refinada, juntamente com os métodos de Newmark e Newton-Raphson, se mostrou bastante eficiente na aproximação do comportamento transiente não linear de pórticos de aço sob ações dinâmicas extremas como, por exemplo, cargas de impacto e terremotos.

Projetar estruturas de forma que elas apresentem apenas comportamento elástico em situações de carregamento extremo tende a ser antieconômico. Dessa forma, é aceitável que haja certa quantidade de dano nas estruturas nessas situações, desde que esses não coloquem em risco a segurança da edificação. Assim, para os exemplos estudados, buscou-se explorar a capacidade de amortecimento histerético da estrutura em decorrência da energia absorvida durante o processo de deformação plástica de seus membros estruturais, com a consequente redistribuição de esforços internos e formação de rótulas plásticas. Como já mencionado, situações envolvendo cargas de impactos e sismos foram analisadas. A seguir, outras conclusões e comentários são fornecidos baseados nas respostas transientes das análises estruturais realizadas.

### **5.2.1 Pórticos de Aço Sob Ação de Cargas de Impacto**

O primeiro grupo de análises apresentadas no Capítulo 4 consistiu de dois pórticos de aço simples e um pórtico de dois andares sob ação de cargas dinâmicas de impacto. Validou-se com essas análises a implementação computacional das expressões fornecidas pela BS 5950 para a definição da superfície de resistência da seção metálica, que tinham sido usadas até então apenas em problemas estáticos não lineares (Gonçalves, 2013). Os resultados encontrados dessas análises foram comparados com os encontradas na literatura, que também utilizaram o método da rótula plástica ou o método da rótula plástica refinado, e tiveram boa concordância.

Nesse primeiro grupo de análises ficou bem evidenciado o surgimento do amortecimento histerético da estrutura em decorrência da deformação plástica dos

membros estruturais; também foi possível verificar as diferenças entre os resultados encontrados, através do CS-ASA, com os métodos da rótula plástica e rótula plástica refinada. Com esse refinamento, foi possível acompanhar quando a seção começa a escoar até a sua plastificação total, o que contribuiu com um maior amortecimento e a consequente diminuição da amplitude dos deslocamentos da estrutura. Verificou-se também que essa abordagem numérica refinada permitiu uma melhor redistribuição dos esforços internos, o que pode ajudar o projetista na concepção de edificações mais seguras.

### **5.2.2 Pórticos de Aço Sob Ação de Sismos**

O segundo grupo de análises apresentadas no Capítulo 4 consistiu de um pórtico simples, um pórtico de dois andares e um pórtico de múltiplos andares. Essas estruturas foram expostas à ação de movimentos de solo através de acelerogramas de sismos reais encontrados na literatura. Através dessas análises, verificou-se, mais uma vez, a eficiência da metodologia numérica simplificada de tratamento da plasticidade quando comparada a outras abordagens inelásticas mais precisas (plasticidade distribuída). De um modo geral, os resultados obtidos com o CS-ASA apresentaram boa concordância com os da literatura, mas pequenas divergências foram encontradas após determinado tempo de registro do sismo. Acredita-se que essas divergências estão relacionadas com: a diferença existente entre as estratégias adotadas para tratamento da plasticidade do aço; como o emprego do modelo constitutivo que leva em consideração o efeito de endurecimento do aço, que não foi considerado no presente estudo.

Por fim, como nos exemplos do primeiro grupo de análises, nos pórticos submetidos a ação de sismos, o amortecimento histerético devido à plastificação contribuiu para absorção de energia e diminuição da amplitude de deslocamentos. No entanto, não foi possível observar, de um modo geral, a diferença entre as análises dinâmicas inelásticas realizadas com o método da rótula plástica e com o método da rotula plástica refinado. A resposta transiente da estrutura para ambos os métodos foram próximas e, em alguns casos idênticas, diferentemente do que foi observado nos pórticos sob ação de cargas de impacto. Assim, optou-se em mostrar no capítulo anterior apenas os resultados obtidos com a abordagem refinada.

### 5.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

São destacados a seguir alguns desafios futuros visando dar continuidade a esta dissertação:

- Análises dinâmicas inelásticas considerando o efeito de encruamento do aço;
- Consideração das ligações semirrígidas nas análises dinâmicas inelásticas (Sekulovic e Nefovska, 2008; Chan e Chui, 2000);
- Desenvolvimento do módulo específico no CS-ASA para estudo de estruturas metálicas sujeitas a “colapso progressivo” (Liu, 2007; Oliveira *et al.*, 2013; Vlassis *et al.*, 2007);
- Inclusão de superfície de resistência da seção transversal que incorpore os esforços internos normal, cisalhante e de flexão, o que é fundamental para as análises dinâmicas de estruturas sob colapso progressivo (Liu, 2007);
- Implementação de outras superfícies de resistências para tornar possível a análise inelástica de outros tipos de seção transversal, como a tubular (Duan e Chen, 1990; Meas, 2012);
- Análise dinâmica inelástica de segunda ordem de elementos estruturais com restrições de contato impostas por um meio elástico, como o solo, por exemplo;
- Análise dinâmica não linear de membros estruturais sob flexão em torno do eixo de menor inércia considerando os efeitos da inelasticidade do material (Cheng *et al.*, 2013);
- Dar continuidade ao desenvolvimento de pré e pós-processador gráfico para o sistema computacional CS-ASA (Prado, 2012), o que é de fundamental importância para as análises dinâmicas.

# Referências Bibliográficas

- AISC-LRFD, 2005. *Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, AISC, 1ªed., Chicago, IL.
- Alves, R.V., 1993. *Formulação para Análise Não-Linear Geométrica em Referencial Lagrangiano Atualizado*. 3º Seminário de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- ASCE, 1997. *Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: implications for American steel design*. New York.
- Au F.T.K, Yan Z.H. 2008. Dynamic analysis of frames with material and geometric nonlinearities based on semirigid technique. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol 8(3), pp. 415–438.
- Batelo, E. A. P., Silva, A.R.D. e Silveira, R. A. M., 2014a. *Material Yielding and Hysteretic Damping in Steel Frames Under Extreme Dynamic Loads*. Submetido ao EUROSTEEL 2014, 6 páginas, Napoli, Itália.
- Batelo, E. A. P., Silva, A.R.D. e Silveira, R. A. M., 2014b. *Avaliação do Comportamento Inelástico de Edifícios Estruturados em Aço Submetidos a Terremotos*. Submetido ao XXXVI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Montevideú, Uruguai.
- Bathe, K.J., 1996. *Finite Element Procedures*. New Jersey, Prentice-Hall.
- BS 5950, 2000. *Structural Use of Steelwork in Buildings — Part 1: Code of practice for design — Rolled and welded sections*. British Standards Institution, London, England.

- Chan, S.L., e Chui, P.P.T., 2000. *Non-linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections*. Elsevier, Oxford.
- Chapman, S.J., 2003. *Fortran 90/95 for Scientists and Engineers*. McGraw-Hill, 2nd edn.
- Chen, W. F., Goto, Y. e Liew, J. Y. R. (1996) *Stability Design of Semi-Rigid Frames*. John Wiley.
- Chen, W.F., e Kim, S.E., 1997. *LRFD Steel Design using Advanced Analysis*, CRC Press, Boca Raton, Flórida.
- Chen, W.F., e Sohal, I., 1995. *Plastic Design and Second-order Analysis of Steel Frames*. Springer-Verlag, New York.
- Cheng, X., Chen Y., e Nethercot, D.A., 2013. Experimental study on H-shaped steel beam-columns with large width-thickness ratios under cyclic bending about weak-axis. *Engineering Structures*, vol.49, pp. 264-274.
- Chopra, A. K., 1995. *Dynamics of Structures*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Chopra, A. K., 2007. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (3rd ed.). Pearson Prentice Hall, New Jersey.
- Clough, R. W. e Penzien, J., 1993. *Dynamics of Structures*. 2 ed. New York, McGraw-Hill.
- Cook, R.D., Malkus, D.S. e Plesha, M.E., 1989. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, 3rd ed., New York, John Wiley & Sons, Inc.
- Crisfield, M.A., 1991. *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*. vol. 1, John Wiley & Sons Inc., USA.
- Duan, L., e Chen, W.F., 1990. A yield surface equation for doubly symmetrical sections. *Engineering Structures*, vol. 12, pp.114-119.
- ECCS, 1983. Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints. Pub. N° 33, European Convention for Constructional Steelwork.

- Jacob, B.P., 1990. *Estratégias Computacionais Para Análise Não-Linear Dinâmica de Estruturas Complacentes para Águas Profundas*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Kanchanalai, T., 1977. The design and behavior of beam-columns in unbraced steel frames. *American Iron and Steel Institute Project No. 189, Rep. No. 2*, Civil Engineering/Structural Research Laboratory, University of Texas, Austin, Texas.
- Kuhl, D. e Crisfield, M.A., 1999. Energy-conserving and decaying algorithm in non-linear structural dynamics. *International Journal for Numerical Methods and Engineering*, vol. 45, pp. 569-599.
- Galvão, A.S., 2000. *Formulações Não-lineares de Elementos Finitos para Análise de Sistemas Estruturais Metálicos Reticulados Planos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Galvão, A.S., 2004. *Instabilidade Estática e Dinâmica de Pórticos Planos com Ligações Semi-rígidas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil.
- Gonçalves, G.A., 2013. *Modelagem do comportamento inelástico de estruturas de aço: membros sob flexão em torno do eixo de menor inércia*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP.
- Huu, C. N. e Kim, S.E., 2009. Practical advanced analysis of space steel frames using fiber hinge method. *Journal Thin-Walled Structures*, doi:10.1016/j.tws.2008.08.007.
- Kim, S.E., Lee, D.H. e Huu, C. N., 2007. Shaking table tests of a two-story unbraced steel frame. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, pp. 412–421.
- Landesmann, A., 1999. *Análise e implementação de modelo plástico para estruturas metálicas aporticadas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- Lewandowski, R., 1997. Computational formulation for periodic vibration of geometrically nonlinear structures – Parte 1: Theoretical background. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 34(5), pp. 1925-1947.
- Lima, S.S. e Santos, S.H.C., 2008. *Análise dinâmica das estruturas*. Editora Ciência Moderna Ltda, Rio de Janeiro.
- Liu, Y., *Progressive-Failure Analysis of Steel Building Structures under Abnormal Loads*. PhD Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 2007.
- Marur, S.R., & Kant, T., 1994. A stress correction procedure for the analysis of inelastic frames under transient dynamic loads. *Computers & Structures*, Vol. 50, pp. 603-613.
- Mamaghani, I. H.P., Usami T., & Mizuno E., 1996. Inelastic large structural steel cyclic loading. *Engineering Structures*, Vol. 18, pp. 659-668.
- Meas, O., 2012. *Modeling Yield Surfaces of Various Structural Shapes*. Honor's Theses, Paper 119, Bucknell University.
- Moreira, T.V., 2002. *Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Newmark, N.M., 1959. A method of computation for structural dynamics. *Journal of Engineering Mechanics Division*.
- NBR 8800, 2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- Oliveira, C.E.M., Batelo, E.A.P., Berke, P.Z., Silveira, R.A.M., Massart, T.J., Computational assessment of the progressive collapse of RC buildings using a nonlinear multilayered beam formulation. *Submetido ao Latin American Journal of Solids and Structures*, 2013.
- Pacoste, C. e Eriksson, A., 1997. Beam elements in instability problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 144, pp. 163-197.

- Prado, I.M., *CS-ASA Preprocessor: Programa gráfico interativo de pré processamento para análise avançada de estruturas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, 2012.
- Rao, S. S., 1995. *Mechanical Vibrations*. Editora Addison-Wesley Publishing Company. Estados Unidos.
- Sekulovic, M. e Nefovska, M., 2008. Contribution to transient analysis of inelastic steel frames with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 976–989.
- Silva, A.R.D., 2009. *Sistema Computacional para a Análise Avançada Estática e Dinâmica de Estruturas Metálicas*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Deciv/EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.
- Silva, A.R.D., Fernandes, W. L., Silveira, R. A. M., e Gonçalves, P. B., 2011. *Elastoplastic analysis of plane steel frames*. In Oñate, E. & Owen, D.R.J., eds, XI International Conference on Computational Plasticity, 12 paginas, Barcelona, Espanha.
- Silva, A.R.D., Fernandes, W. L., Silveira, R. A. M. e Gonçalves, P. B., 2012. *Inelastic cyclic response of steel frames with semi-rigid connections*. X World Congress on Computational Mechanics, 1 pagina, São Paulo, Brasil.
- Silva, A.R.D., Batelo, E. A. P e Silveira, R. A. M., 2013. *Refined Elastoplastic Analysis of Plane Steel Frames Under Extreme Dynamic Loading*. XXXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, 16 páginas, Pirenópolis-GO, Brasil.
- Silveira, R.A.M., 1995. *Análise de Elementos Estruturais Esbeltos com Restrições Unilaterais de Contato*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/PUC-Rio, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Thai, H.T. e Kim, S.E., 2011. Second-order inelastic dynamic analysis of steel frames using fiber hinge method. *Journal of Constr. Steel*, doi:10.1016/j.jcsr.2011.03.022.
- Toridis, T. G. e Khozeimeh, K., 1971. Inelastic response of frame to dynamics loads. *J. Eng. Mech. Div. ASCE* 97(3), pp.847-863.

- Vlassis, A.G., *Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings*. PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, Londres, Inglaterra, 2007.
- Wilson, L.E., 2002. Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures. *Computers & Structures*, Inc., 3rd edn., Berkeley, California, USA.
- Wong, M.B. e Tin-Loi, F., 1990. Analysis of frames involving geometrical and material nonlinearities. *Computers & Structures*, vol. 34, n. 4, pp. 641-646.
- Yang, Y.B. e Kuo, S.B., 1994. *Theory & Analysis of Nonlinear Framed Structures*. Prentice Hall.
- Zienkiewicz, O.C., & Taylor, R.L., 1991. *The Finite Element Method*, Vol 2, McGraw-Hill.