

UM SISTEMA COMPUTACIONAL PARA A
VERIFICAÇÃO DE COMPONENTES ESTRUTURAIS
DE PLATAFORMAS MARÍTIMAS

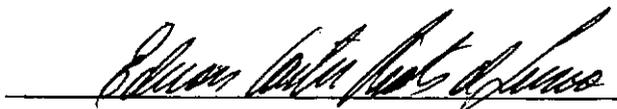
José Luis Drummond Alves

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

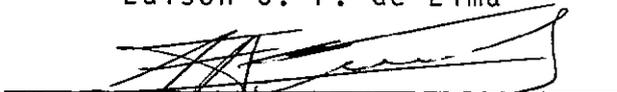
Aprovada por:



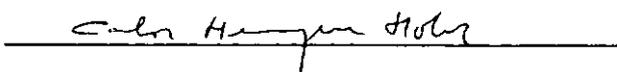
Nelson F. F. Ebecken
(Presidente)



Edison C. P. de Lima



Agustin J. Ferrante



Carlos H. Holck

Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Março - 1986

ALVES, JOSÉ LUIS DRUMMOND

Um Sistema Computacional para a Verificação de Componentes Estruturais de Plataformas Marítimas (Rio de Janeiro) 1986.

ix , 163 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1986).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Sistema Computacional. 2. Plataformas Marítimas. 3. Verificação Estrutural. 4. Critérios de Projeto.

I. COPPE/UFRJ. II. Título (série)

"Não sois máquinas, homens é o que sois"
(Charles Chaplin)

Helena,

a você e ao sentimento que nos une
dedico este trabalho, com todo o
meu carinho.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Nelson Francisco Favilla Ebecken, pelo respeito, amizade, apoio e orientação empreendidos ao longo deste e de outros trabalhos.

Aos Professores Edison C. P. de Lima, Luiz Landau e Ronaldo C. Batista pelo estímulo e amizade.

Ao Álvaro e ao Chico (Moreira) pelas discussões frutíferas, e também pelas "infrutíferas", mas sobretudo pela "grande" amizade e companheirismo.

À Ana Lucia, ao Márcio, Pimenta, Breno, Adilson, G.B. Ellwanger, Zé Paulo, Cecília, Marta, Adriana, Márcia, Ivan, Padilha e "galera", pelo convívio, atenção e coleguismo, carinho, etc. etc. etc. (e bota etc. nisso...).

Ao "Peter" Dudu, ao "Peter" Ney, ao Magluta, Regina, Tereza, Angela, Fernandão, e demais amigos da COPPE.

A todo o pessoal, docentes e funcionários do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, pelos ensinamentos e atenção dispensada.

Ao corpo de engenheiros da Petrobras, pelas críticas e sugestões dadas aos frutos deste trabalho.

À Eneida de Almeida Mendonça pelo esforço empreendido e pelo tempo recorde na datilografia dos originais, diga-se de passagem, tão bem apresentada.

À Helena Santos de Oliveira e Wilma Barros, também pelo acabamento datilográfico.

Em especial, ao Gilberto Luziê, pela presteza na elaboração e qualidade das ilustrações, além do suporte indispensável dado a todos nós, do ainda anônimo "Grupo Offshore" do PEC.

Ao Luiz Paulino, ao Rogério, Lígia, Mariana e D. Solange.

Ao Fábio, à Juraci, ao Bigo, Maurício, aos tios, tias, primos e primas.

Ao "Vô Belisário" com quem aprendi a gostar de com-

preender as "rebimbocas-das-parafusetas".

A todos vocês e outros mais, que com fê e incentivo
contribuíram à conclusão deste trabalho,

o meu muito obrigado.

Resumo da Tese Apresentada a COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Ciências(M.Sc.)

UM SISTEMA COMPUTACIONAL PARA A
VERIFICAÇÃO DE COMPONENTES ESTRUTURAIS
DE PLATAFORMAS MARÍTIMAS

José Luis Drummond Alves

Março - 1986

Orientador: Nelson Francisco Favilla Ebecken

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho trata da implementação computacional de procedimentos necessários às verificações de projeto usual - mente empregadas no âmbito da engenharia "offshore". São apresentadas as fórmulas básicas empregadas pelas normas e são discutidas algumas particularidades da sua implementação no sistema ADEP.

São comentadas as possibilidades e tendências das novas concepções de sistemas orientados ao projeto, assim como da natureza de suas estruturas de dados.

São apresentadas as aplicações dos critérios e os resultados para um modelo estrutural típico, a partir de uma análise estática linear.

Também são apresentados alguns resultados preliminares da aplicação desses critérios diretamente aos resultados obtidos através de uma análise dinâmica.

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

A COMPUTATIONAL SYSTEM FOR THE STRUCTURAL
DESIGN CODE CHECKING OF OFFSHORE
PLATFORM COMPONENTS

Chairman: Nelson Francisco Favilla Ebecken

Department : Civil Engineering

This work deals with the computational implementation of the required procedures for design code checking usually employed in offshore structural engineering. The basic criteria formulae are presented and some particular characteristics of their implementation on the ADEP system's environment are discussed.

The trends on the development of new conceptions for computational systems on engineering analysis and design, as well as the related database organization, are commented.

The application of the developed procedures on to the output obtained from a linear static analysis of a typical fixed offshore steel platform is presented and an assessment of the results is also made.

Some preliminary and interesting results from an integrated approach, based upon a dynamic analysis, for the application of such criteria are also presented.

INDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
I.1 - GENERALIDADES	1
I.2 - SISTEMAS COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA	2
I.3 - OBJETIVO	5
I.4 - O SISTEMA ADEP	6
I.5 - O SISTEMA ICES	6
I.6 - RECOMENDAÇÃO	10
 CAPÍTULO II - VERIFICAÇÃO DE BARRAS	 11
II.1 - GENERALIDADES	11
II.2 - SEÇÕES TÍPICAMENTE EMPREGADAS / INFLUÊNCIA DAS TENSÕES RESIDUAIS	13
II.3 - MODOS DE "COLAPSO"	16
II.4 - FILOSOFIAS DE DIMENSIONAMENTO	18
II.5 - PREVISÃO DA RESISTÊNCIA E VERIFICAÇÃO	21
II.5.1 - FORMULAÇÃO AISC	27
II.5.2 - FORMULAÇÃO API	31
II.5.3 - FORMULAÇÃO ABS	40
II.5.4 - FORMULAÇÃO DnV	43
II.6 - IMPLEMENTAÇÃO	51
II.7 - LIMITAÇÕES	53
II.8 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO	56
 CAPÍTULO III - VERIFICAÇÃO DE JUNTAS TUBULARES	 64
III.1 - GENERALIDADES	64
III.2 - TIPOS DE JUNTAS	65
III.3 - MODOS DE FALHA	71
III.4 - PREVISÃO DA RESISTÊNCIA	74

III.5 - PREVISÃO DA RESISTÊNCIA ESTÁTICA	75
III.6 - A IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL	82
III.7 - IDENTIFICAÇÃO DE JUNTAS	85
III.8 - APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS PARA A VERIFICAÇÃO ..	90
III.9 - LIMITAÇÕES DO PROGRAMA	91
III.10- EXEMPLO DE APLICAÇÃO	93
CAPÍTULO IV - VERIFICAÇÃO DE PAINÉIS ENRIJECIDOS	99
IV.1 - INTRODUÇÃO	99
IV.2 - MÉTODOS SIMPLIFICADOS	106
IV.3 - VERIFICAÇÃO SEGUNDO AS RECOMENDAÇÕES DO DnV .	110
IV.3.1 - CARACTERIZAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	112
IV.3.2 - CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO EQUIVALENTE	115
IV.3.3 - DETERMINAÇÃO DAS CARGAS EQUIVALENTES	124
IV.3.4 - VERIFICAÇÃO FINAL	126
IV.4 - PROGRAMA PAINEL	128
IV.4.1 - APRESENTAÇÃO	128
IV.4.2 - OPERAÇÃO	129
IV.5 - ESTUDO DE UM CASO TÍPICO	135
IV.5.1 - DESCRIÇÃO	135
IV.5.2 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	136
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES	145
BIBLIOGRAFIA	157

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1. GENERALIDADES

Um dos fatores determinantes da concepção e projeto de um sistema estrutural é adequá-lo à finalidade a que se propõe. No caso de plataformas marítimas, vencer a lâmina d'água, suportando todas as ações ambientais, através de um balanço efetivo de economia e segurança é o objetivo primordial.

Considerando fatores como a facilidade de execução, a transparência às ações ambientais, sua resistência e o baixo peso do conjunto, as concepções freqüentemente empregadas na engenharia *offshore* baseiam-se em estruturas reticuladas. Nesse tipo de estrutura a responsabilidade pela integridade e desempenho do conjunto recai em um grande número de barras interligadas, expostas direta ou indiretamente aos efeitos da interação fluido-estrutura e sujeitas às cargas inerentes à sua função principal. Tal função, para uma plataforma marítima, é prover, de forma segura, os meios necessários à acomodação e operação

de tripulação e equipamentos destinados à produção de petróleo.

Verificar a integridade de cada componente é uma forma de garantir o sucesso de uma determinada concepção estrutural.

Considerando-se a diversidade das hipóteses de carregamentos e a quantidade de elementos estruturais envolvidos no projeto de uma concepção típica, a opção pela adoção de processos computacionais para a análise e verificação é imediata. Assim sendo, torna-se bastante atraente a formulação de algoritmos e a implementação computacional de procedimentos específicos para a verificação.

I.2. SISTEMAS DE COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA

Grandes sistemas computacionais destinados à análise de estruturas proliferaram nas últimas décadas em decorrência da evolução e disponibilidades dos computadores de médio e grande porte (48). Originalmente destinados especificamente à análise estrutural, alguns poucos incorporam procedimentos próprios do projeto no tocante à verificação e dimensionamento de componentes estruturais. Dentro dessa minoria, muitas vezes o processamento das verificações exige a aplicação de programas independentes, como pós-processadores *off-line*, aproveitando dados estruturais e resultados da análise efetuada. Nesses casos a manipulação de dados não é completamente transparente ao usuário, sendo necessária a especificação de arquivos e, algumas vezes, a redefinição parcial dos dados relevantes à verificação.

Nesse ponto, cabe aqui ressaltar a distinção entre os sistemas desenvolvidos com vistas à análise estrutural e aqueles de fato orientados ao projeto. A principal diferença está no tocante à organização de sua estrutura de dados.

Sistemas orientados à análise freqüentemente possuem estruturas de dados temporárias que são eventualmente perdidas ao final de uma determinada etapa do processo de análise. Não raro, os dados estão armazenados seqüencialmente tornando o acesso e consistência, por parte de pós-processadores, ineficiente do ponto de vista computacional.

Nos desenvolvimentos mais recentes de sistemas orientados de forma mais específica ao projeto, as estruturas de dados são permanentes e de fato "estruturadas", na estrita asserção do termo, segundo alguma técnica adequada de gerenciamento de banco de dados (49 a 54).

Sistemas "CAD-CAM" (do inglês, para "projeto e fabricação assistidos por computador") organizam e manipulam estruturas de dados de acordo com essa filosofia, armazenando dados fornecido pelo projetista ou programas aplicativos e gerando informações detalhadas do projeto para a sua fabricação. Nos sistemas especialistas (ou *expert-systems*) a interação do projetista é minizada pois tais sistemas são capazes, até certo ponto, de simular a linha de raciocínio humano dentro de uma área específica do conhecimento ("inteligência artificial") podendo, inclusive, incorporar uma linha de processos de decisão em bases heurísticas. Armazenando e encadeando uma grande quantidade de informações, quer a partir de soluções subseqüentes para um mesmo problema, quer a partir das soluções obtidas em problemas dis-

tintos, tais sistemas podem "acumular" a "experiência adquirida" (*knowledge-based expert systems - KBES*) (52,54) e a empregar como subsídio à solução de um novo problema. Em ambas aplicações o fator principal da sua viabilidade computacional é a eficiência com que manipulam as suas estruturas de dados.

Modernas técnicas numéricas possibilitam a execução eficiente de análises estruturais considerando adequadamente e com grande aproximação, as principais características do comportamento estrutural (55). Sistemas capacitados à execução de análises estática linear, dinâmica linear, estática não-linear e dinâmica não-linear existem e são, há algum tempo, amplamente empregados no projeto de grandes estruturas marítimas.

Infelizmente os sistemas atualmente disponíveis não incorporam procedimentos capazes de empregar diretamente os resultados de análises mais sofisticadas nas verificações de integridade estrutural (38). Para tal, exigem do projetista uma série de cálculos intermediários, a partir dos resultados de análises mais poderosas, para então chegar à formulação de um problema estático linear de onde, finalmente, serão processadas as verificações. Um reflexo - ou causa - dessa tendência é o enfoque geralmente empregado pelas normas de projeto. Não há uma só recomendação específica, quando se depara, por exemplo, com um problema eminentemente dinâmico, quanto ao tratamento das solicitações obtidas na análise. Em geral recomendam a análise de modelos "dinamicamente equivalentes" e "simplificados", inferindo-se dessa análise, por processos nem sempre exatos e generalizáveis (4,5), subsídios necessários a uma análise estática sobre um modelo "completo". Assim sendo, nem sempre é possível assegurar, com confiança, um dimensionamento adequado.

I.3. OBJETIVO

O presente trabalho versa sobre a implementação, no sistema ADEP (Análise e Dimensionamento de Estruturas de Plataformas, da Petrobrás S.A.) (43 a 47), de procedimentos computacionais destinados à verificação da integridade de componentes estruturais, tipicamente encontrados em uma plataforma marítima. Os procedimentos aqui apresentados baseiam-se em critérios amplamente difundidos no meio técnico especializado (1,2,6, a 10). O objetivo foi dotar o sistema ADEP de procedimentos atualizados de verificação estrutural, de acordo com as publicações específicas mais recentes. São também descritos sucintamente, os critérios empregados, bem como as suas limitações. Alguns pontos relevantes quanto ao tratamento e necessidades das estruturas de dados são abordados.

Os procedimentos de verificação de barras, verificação ao colapso hidrostático de elementos tubulares, verificação ao puncionamento das juntas e de verificação de painéis enrijecidos implementados tem sido, há muito, uma ferramenta de grande utilidade aos engenheiros da Petrobrás e firmas contratadas, no projeto e verificação de cerca de 70 plataformas instaladas na costa brasileira e, recentemente em projetos encomendados por empresas estrangeiras (42).

I.4. SISTEMA ADEP

O sistema ADEP emprega uma filosofia de processamento e tratamento de dados semelhante à do ICES-STRUDL (40,57), própria de sistemas em linguagem orientada desenvolvidos para a execução como um sub-sistema sob a supervisão do programa-executivo ICES (39, 56).

Particularmente, o ADEP é orientado ao tratamento de dados estruturais e ambientais, relativos à análise e projeto de estruturas marítimas, através de comandos que empregam uma linguagem bem familiar ao engenheiro especializado na área da engenharia *offshore*. Assim sendo, um ponto fundamental ao desenvolvimento aqui apresentado foi o da concepção de comandos sob uma forma simples e atraente ao usuário, bem como de um tratamento adequado à apresentação dos resultados.

I.5. SISTEMA ICES

O sistema ICES (*Integrated Civil Engineering System*), (39), desenvolvido originalmente no MIT (*Massachusetts Institute of Technology*) na década de 60, é composto de programas-módulo e funções básicas ao gerenciamento de recursos da máquina (memória central, secundária e arquivos de acesso direto).

Atualmente ressenete-se de problemas inerentes ao conflito gerado entre o executivo e as concepções modernas dos sistemas operacionais existentes. O executivo procura gerenciar a

utilização de memória central e por sua vez a máquina tem em seu sistema operacional funções específicas para tal. Essa redundância funcional implica em gastos adicionais para a execução das análises, notadamente em máquinas que operam em ambiente de "memória virtual".

O sistema ICES permite o desenvolvimento de sub-sistemas em linguagem orientada ao problema. Esses sub-sistemas são formados, basicamente, por um conjunto de módulos-programa com acesso a uma mesma estrutura de dados e de um dicionário de comandos, específico a cada sub-sistema, em linguagem orientada para a intercomunicação usuário-sub-sistema.

Uma das características bastante interessantes do ICES é a de permitir de forma simples a manutenção e expansão de seus sub-sistemas. Dispõe para isso de uma linguagem especial à definição das regras de interpretação e incorporação de novos comandos ao dicionário do sub-sistema, bem como de uma linguagem especial para a codificação dos programas aplicativos necessários à abordagem do problema de engenharia. As regras de interpretação dos comandos (CDB - *Command Data Block*) assim como a especificação de características básicas de um determinado sub-sistema são obtidas com o emprego da linguagem CDL (*Command Definition Language*) e a descrição dos algoritmos da aplicação em ICETRAN (abreviação para ICES + FORTRAN) (56).

Devido à concepção fundamental do Executivo, não há, teoricamente, limitação quanto ao tamanho do problema analisado.

Funções intrínsecas encarregam-se, de acordo com as necessidades do problema e de algumas diretrizes, pré-estabelecidas pelo programador, de expandir, "indefinidamente", os arran-

(41) necessários ao armazenamento dos dados, sem as conhecidas limitações impostas pela linguagem FORTRAN. Entidades dessa natureza são caracterizadas na linguagem ICETAN pela expressão "arranjos dinâmicos".(41).

Além de re-alocar memória central para a acomodação ou expansão dos arranjos dinâmicos, ao Executivo cumpre a tarefa de carregar na memória o resolver referências, em tempo de execução, dos programas-módulo à medida em que o seu processamento seja necessário. Exemplificando, não há necessidade da presença na memória do código executável dos procedimentos de geração ou leitura de carregamentos enquanto estão sendo interpretados os dados relativos às coordenadas nodais.

À medida que processos são encerrados, as áreas ocupadas pelo código executável da aplicação e pelos arranjos dinâmicos por ela utilizados são marcados como disponíveis a uma nova entidade (código executável de um programa-módulo ou uma subdivisão de arranjo dinâmico). Terminado um processo, outro só de inicia havendo espaço contíguo suficiente na memória para acomodar as entidades requeridas.

Caso não haja espaço contíguo suficiente, deflagra-se um processo de reorganização da memória, em níveis cada vez mais elevados, até a obtenção do espaço requerido. Módulos programa em execução (ativos), que solicitaram ao Executivo a presença de alguma entidade na memória ou que estejam em níveis mais elevados de uma seqüência de processamento, são fixos e indelocáveis na memória na eventualidade de uma reorganização. Durante a reorganização, dependendo do seu nível, os módulos considerados inativos são descartados da memória e os arranjos dinâmicos

marcados como "liberados" podem, dentro de uma lógica, serem transferidos para a memória secundária ou simplesmente descartados. Dada a característica de imutabilidade de suas instruções, os módulos podem sempre ser recuperados da biblioteca de programas aplicativos associada ao sistema. Tal não ocorre com o conteúdo dos arranjos dinâmicos, que podem ser alterados ao longo do processamento e nesse caso devem ser salvos.

Somente após uma reorganização, as áreas marcadas são, efetivamente, tornadas disponíveis ao Executivo. Determinadas situações podem ser criadas onde a memória esteja ocupada por uma série de entidades fixas, ou já inativas, intercaladas por pequenas áreas potencialmente disponíveis, porém, individualmente, insuficientes para uma nova entidade. Processos desse tipo são chamados "fragmentação de memória" e constituem um problema que atinge, indistintamente, qualquer sistema que exerça gerenciamento de memória central. Dependendo da situação criada, o Executivo pode dispensar uma grande parcela de tempo voltada a reorganização, sem absolutamente processar cálculo algum necessário à solução do problema de engenharia proposto.

Do ponto de vista da flexibilidade do sistema em se adaptar a pequenos ou grandes problemas, tais características tem suas vantagens. Porém o tratamento dessas entidades, particularmente dos "arranjos dinâmicos" é ineficiente do ponto de vista computacional e o seu emprego deve ser criterioso.

I.6. RECOMENDAÇÃO

Embora os critérios e procedimentos descritos ao longo desse trabalho, constituam um sistema específico de verificação e diagnose de problemas, cabe ao projetista a decisão final. Dessa forma, exige-se do usuário o conhecimento dos critérios empregados, capacitando-o a inferir informações, adequadas ao projeto, a partir dos resultados apresentados.

CAPÍTULO II

VERIFICAÇÃO DE BARRAS

II.1. INTRODUÇÃO

O interesse pela investigação do comportamento de barras como elemento estrutural é antigo. Leonard Euler em 1759 estudou e formulou matematicamente o comportamento de barras esbeltas comprimidas axialmente em regime elástico linear. Considere e Engesser, por volta de 1889 introduziram a noção de flambagem inelástica com a aplicação do módulo de elasticidade tangente à teoria de Euler. Seguiram-se, em 1895, a teoria do "módulo duplo" de Engesser e, finalmente, a concepção realista do comportamento das barras metálicas comprimidas proposta por Shanley, em 1946. Huble e Beedle em 1954 publicaram resultados de estudos sobre a distribuição e efeitos das tensões residuais

Uma das aplicações racionais mais antigas em estrutura metálica, de que se tem notícia, data do ano de 1777, na Inglaterra. Tratava-se de uma estrutura reticulada, uma ponte em arco de ferro fundido, vencendo um vão da ordem de 30 m. Com o

advento do processo siderúrgico em 1870, um novo material surgia e a partir de 1890 o aço tornou-se o principal material empregado na construção metálica. Vários processos industriais foram desenvolvidos de forma a adequar o novo material às necessidades do homem. Novas formas, placas e perfis, laminados ou soldados, assim como aços especiais foram obtidos.

Paralelamente a esses progressos foram surgindo e sendo aperfeiçoados métodos de dimensionamento, visando uniformizar a técnica de construção. Várias entidades foram criadas, voltadas à pesquisa, estabelecimento e difusão de critérios de dimensionamento e projeto de estruturas metálicas. Dentro os critérios mundialmente difundidos para a construção metálica em aço, estão os da AISC (Estados Unidos), as normas DIN (Alemanha) e os *British Standards* (Inglaterra e comunidade britânica). Um rápido histórico da evolução da construção metálica, com inúmeras referências, é apresentado por SALMON e JOHNSON (11).

Com o emprego maciço do aço na engenharia offshore, as entidades certificadoras desse tipo de estruturas passaram também a publicar recomendações específicas para tais aplicações. Nesse aspecto o meio técnico pode contar com as recomendações do API e do ABS (Estados Unidos), e do DnV (Noruega), que representam o que é comumente chamado de o "estado-da-arte" na prática da engenharia offshore atual (12).

II.2. SEÇÕES TÍPICAMENTE EMPREGADAS/ INFLUÊNCIA DAS TENSÕES RESIDUAIS

Diversos são os tipos de elementos estruturais empregados na construção metálica. Diferentes processos de fabricação como a laminação e moldagem a quente, moldagem a frio e o processo de soldagem contínua fornecem as mais variadas formas de seções aos chamados perfis estruturais para as aplicações em engenharia estrutural (fig. II.1).

Nas estruturas offshore o perfil dominante é o de seção tubular circular. Devido às suas excelentes características hidrodinâmicas são amplamente empregados nas partes da estrutura sujeitas às ações provenientes da interação fluido-estrutura (jaquetas, pernas de auto-elevatórias, etc). Por razões construtivas, nas estruturas fixas, as seções circulares são também empregados no estaqueamento da plataforma ao leito oceânico. Na estrutura do convés pode ser observado o emprego de perfis de seção aberta (seção I cantoneiras, perfis soldados, etc), mais adequados à acomodação de equipamentos, módulos de processamento e habitação do pessoal. Além de razões construtivas o seu emprego deve-se à maior disponibilidade no mercado de tais perfis, ao passo que os elementos tubulares, usualmente empregados, são obtidos através de encomendas especiais.

O processo de fabricação de um perfil estrutural pode afetar em muito a sua resistência quando comparado a um corpo de prova do mesmo material. Processos de soldagem e laminação a quente, bem como os de correção de imperfeições a frio, introduzem tensões residuais sobre a seção do perfil. Após a soldagem

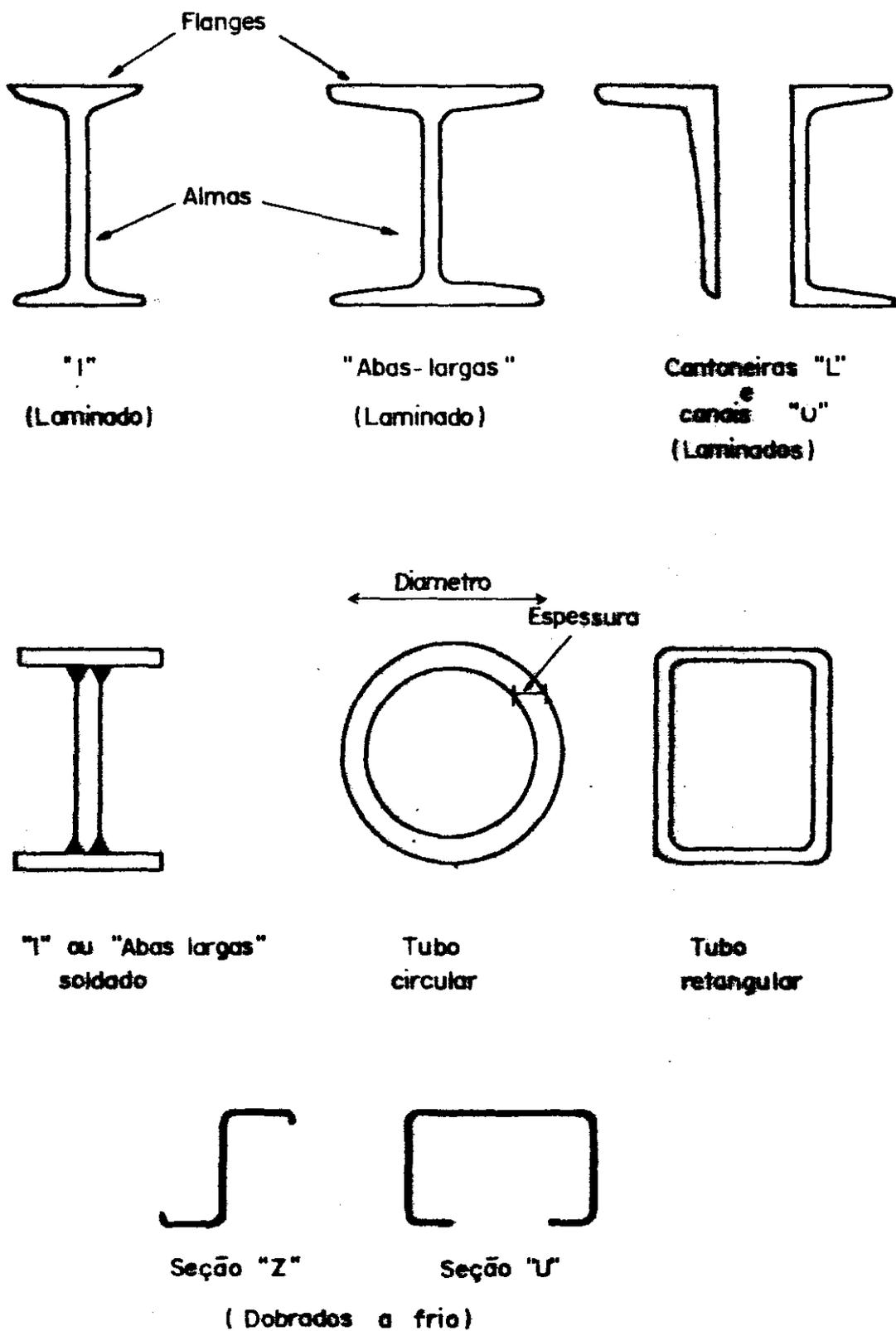


Figura II.1. Seções típicas em aplicações estruturais

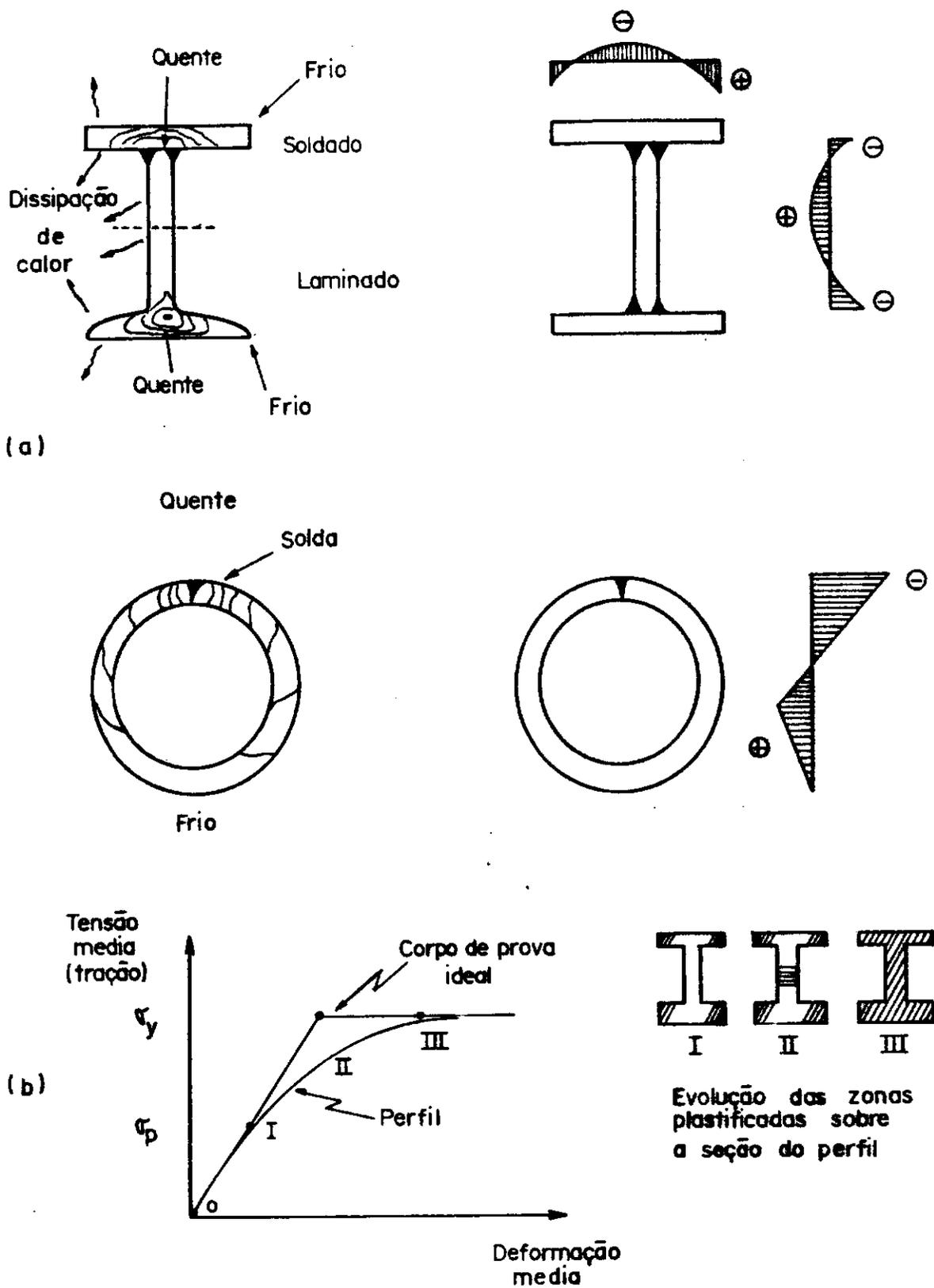


Figura II 2. Distribuição esquemática de tensões residuais (a) e sua influencia (b)

ou laminação a quente o resfriamento diferencial entre porções da seção desenvolve uma distribuição de tensões com valores de pico próximos ao limite de plastificação do material (fig. II.2a). Dessa forma ao comparar as curvas tensão-deformação, de um perfil e de um corpo de prova ideal, nota-se uma não concórdância motivada pela plastificação precoce de algumas fibras, devido ao estado inicial de tensões residuais (fig. II.2b).

II.3. MODOS DE "COLAPSO"

Na verificação da integridade de barras devem ser consideradas as diversas possibilidades de colapso características desse tipo de elemento estrutural. Da observação de seu comportamento, quatro tipos de falha podem ser distinguidos: falha por deformação plástica excessiva, por flambagem global, flambagem localizada e, nos elementos tubulares, o colapso hidrostático (fig. II.3) (13).

A deformação plástica excessiva é responsável pela falha dos elementos pouco esbeltos onde os fenômenos de instabilidade podem ser desprezados. É também o caso das peças tracionadas.

Os demais modos de falha são decorrente de fenômenos de instabilidade global ou localizada, sobretudo em elementos submetidos à flexo-compressão ou à pressão hidrostática, situação geral das estruturas submersas.

A flambagem global é característica das peças de grande

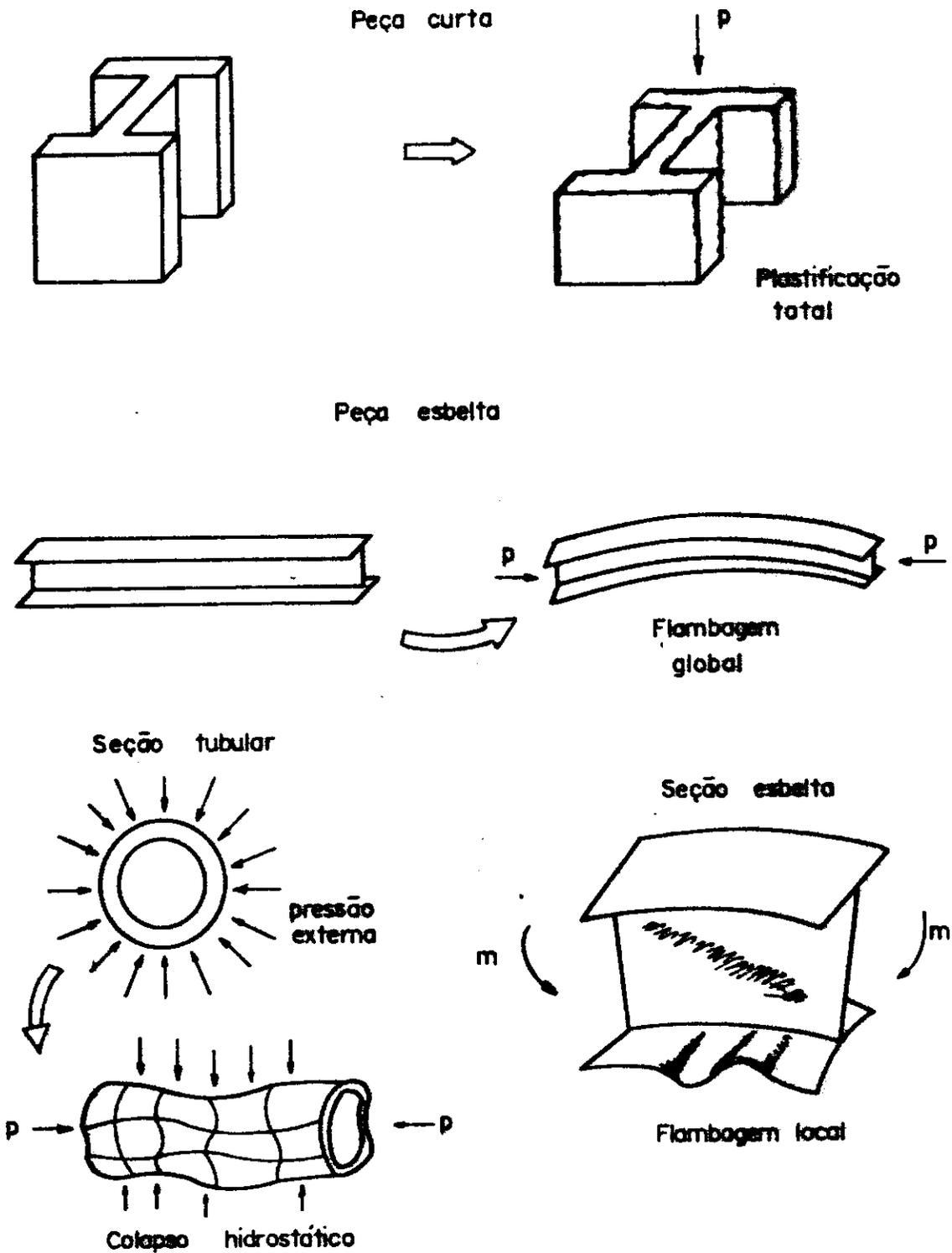


Figura II 3 Modos de falha típicos

esbeltez, tendo sido bastante estudada e bem compreendida desde o trabalho de Euler. Os processos localizados de desestabilização são característicos de peças com seções esbeltas submetidas a cargas concentradas ou elevados efeitos de flexão, independentemente da esbeltez da peça como um todo. Mesas e almas esbeltas em perfis ou a parede, de um tubo de paredes delgadas, quando comprimidas são suscetíveis a esses fenômenos. A pressão hidrostática externa, em tubos fechados, agindo em conjunto com as demais solicitações agrava o problema.

Considerando a possibilidade de interação entre esses modos o problema da verificação torna-se complexo e muitas vezes as normas valem-se de resultados empíricos na formulação de seus critérios.

Deve ser ressaltado nessa oportunidade que a previsão da resistência de um elementos estrutural depende de vários aspectos, dentre eles de uma correta consideração dos efeitos do carregamento sobre a estrutura, bem como de uma correta caracterização do elemento estrutural em si. São dados extremamente necessários: a forma da seção, uma noção da distribuição de tensões residuais e o conhecimento das características físicas do material empregado.

II.4. FILOSOFIAS DE DIMENSIONAMENTO

Duas filosofias de projeto são atualmente de uso bastante difundido. A filosofia baseada no conceito de "tensões atuantes" e "tensões admissíveis" tem sido a mais empregada em estru

tura metálica, há mais de um século. De acordo com esse enfoque, um elemento estrutural deve ser dimensionado de forma que as tensões desenvolvidas sob a ação das cargas de serviço (tensões atuantes) não excedam valores admissíveis pré-estabelecidos (tensões admissíveis). Essas tensões admissíveis são prescritas por uma norma ou especificação de projeto de forma a prover uma margem de segurança quanto ao desenvolvimento de alguma tensão crítica, como por exemplo a tensão mínima de escoamento ou aquela em que ocorra flambagem. As tensões calculadas sobre a seção do elemento estão no regime elástico, isto é, tensões proporcionais às deformações. Em termos de uma viga, por exemplo, o critério de verificação de acordo com essa filosofia pode ser expresso da seguinte maneira:

$$\left[f_b = \frac{M \cdot c}{I} \right] \leq \left[F_b = \frac{F_y}{FS} \left(\text{ou} \frac{F_{cr}}{FS} \right) \right] \quad (\text{II.1})$$

onde f_b é a tensão na extremidade da seção, desenvolvida pela ação do momento fletor M , calculado assumindo-se o comportamento elástico-linear da viga sob as cargas de serviço; c é a distância da fibra extrema da seção ao eixo neutro; e I é o momento de inércia da seção da viga. A tensão admissível F_b é obtida dividindo-se a tensão limite, tal como a tensão de escoamento F_y ou a tensão crítica de flambagem F_{cr} , pelo fator de segurança FS .

A outra filosofia empregada pode ser genericamente referenciada como "dimensionamento no estado limite". Esta designação relativamente nova, inclui os métodos usualmente conhecidos, dentre outros, pelos termos: dimensionamento no "estado limite último", "estado limite de utilização", dimensionamento no "re-

gime plástico", e mais recentemente, por "dimensionamento com fatores de carga e de resistência" ou com "fatores parciais de segurança". "Estados-limite" é uma denominação geral àquelas condições em que uma determinada estrutura deixa de atender aos propósitos para os quais foi projetada. Esses estados podem ser subdivididos nas categorias de resistência e de utilização. As condições onde são exigidas a capacidade ductil máxima (plastificação total ou resistência plástica), uma condição crítica de estabilidade (flambagem), a formação de mecanismos (colapso estrutural) são situações enquadradas sob um estado-limite de resistência. Os estados-limite de utilização são aqueles relacionados à operacionalidade do arranjo estrutural de acordo com sua finalidade específica. Problemas relacionados à deformabilidade da estrutura, vibração, deformações permanentes excessivas e fissuração de componentes, e que possam comprometer o desempenho das funções atribuídas a um sistema estrutural, sem no entanto levá-lo, necessariamente, a uma situação de colapso catstrófica, são enquadrados segundo um estado-limite de utilização.

No dimensionamento para os estados-limite são aplicados fatores de segurança majorando as solicitações e reduzindo a resistência, ao invés de simplesmente modificar a resistência. Para o caso da viga em flexão, tal critério pode ser expresso por:

$$M \cdot (FS) \leq M_u \quad (II.2)$$

onde M é o momento fletor máximo em serviço que é majorado pelo fator de segurança FS . O momento assim fatorado deve levar a viga ao limite de resistência/utilização relacionado. M_u é o limite de resistência que pode de fato ser atingido. Uma ex-

pressão mais geral, aplicando fatores parciais de segurança $\bar{\epsilon}$ a que se segue:

$$\Phi R_n \geq \gamma_0 (\sum \gamma_i Q_i) \quad (\text{II.2a})$$

onde R_n $\bar{\epsilon}$ a resist $\bar{\epsilon}$ ncia nominal; Φ $\bar{\epsilon}$ um fator de seguran $\bar{\epsilon}$ a associado $\bar{\epsilon}$ s incertezas na avalia $\bar{\epsilon}$ o dessa resist $\bar{\epsilon}$ ncia; Q_i s $\bar{\epsilon}$ o as solicita $\bar{\epsilon}$ o $\bar{\epsilon}$ s oriundas da parcela de carga "i" atuante na estrutura (peso pr $\bar{\epsilon}$ prio, a $\bar{\epsilon}$ o $\bar{\epsilon}$ s ambientais, cargas de opera $\bar{\epsilon}$ o, etc); γ_i $\bar{\epsilon}$ um fator de seguran $\bar{\epsilon}$ a associado $\bar{\epsilon}$ incerteza na avalia $\bar{\epsilon}$ o de Q_i (ponto de aplica $\bar{\epsilon}$ o das cargas, magnitude, etc); " Σ " deno $\bar{\epsilon}$ ta a combina $\bar{\epsilon}$ o dos efeitos fatorados e γ_0 traduz a incerteza inerente ao m $\bar{\epsilon}$ todo de an $\bar{\epsilon}$ lise estrutural empregado (14 a 16).

Portanto, fatores de seguran $\bar{\epsilon}$ a (Φ , γ_0 e γ_i) dependem do estado-limite considerado, do m $\bar{\epsilon}$ todo de an $\bar{\epsilon}$ lise empregado e da natureza de cada uma das parcelas da solicita $\bar{\epsilon}$ o. Estudos probabil $\bar{\epsilon}$ sticos, abrangendo diversas situa $\bar{\epsilon}$ o $\bar{\epsilon}$ s tipicamente observa $\bar{\epsilon}$ das na pr $\bar{\epsilon}$ tica, levaram ao estabelecimento de valores b $\bar{\epsilon}$ sicos para esses fatores de forma a uniformizar a confiabilidade do projeto estrutural.

II.5. PREVIS $\bar{\epsilon}$ O DA RESIST $\bar{\epsilon}$ NCIA E VERIFICA $\bar{\epsilon}$ O

A verifica $\bar{\epsilon}$ o de barras prism $\bar{\epsilon}$ ticas parte do estabelecimento de dois par $\bar{\epsilon}$ metros b $\bar{\epsilon}$ sicos de sua resist $\bar{\epsilon}$ ncia: a resist $\bar{\epsilon}$ ncia $\bar{\epsilon}$ solicita $\bar{\epsilon}$ o axial e a resist $\bar{\epsilon}$ ncia $\bar{\epsilon}$ s solicita $\bar{\epsilon}$ o $\bar{\epsilon}$ s de flex $\bar{\epsilon}$ o. A partir desses valores e considerando a intera $\bar{\epsilon}$ o en-

tre solicitações é estabelecida uma relação que forneça um índice característico do desempenho do elemento estrutural sob essas condições.

Contrariamente à resistência a solicitação axial de tração, que depende diretamente do limite de plastificação do material, a resistência à compressão envolve um número maior de parâmetros exigindo assim um cálculo mais elaborado.

Partindo da confrontação de resultados observados na prática com a solução clássica de Euler para a coluna comprimida, diversos estudos evidenciaram fatores que afetam o valor final da resistência das peças comprimidas. Além da esbeltez da peça, a forma da seção e a distribuição das tensões residuais decorrentes do processo de fabricação são alguns dos fatores relevantes à resistência.

Tendo em vista tais considerações, os critérios de projeto estabelecem curvas de resistência à compressão axial em função da esbeltez (figura (II.4)). São considerados dois limites superiores para a resistência: o limite de plastificação do material e o limite de resistência dado pela solução elástica-linear de Euler. Na faixa de baixa esbeltez (peças curtas) é observado que o fenômeno de flambagem não é relevante, sendo portanto situação crítica a plastificação da peça. Na faixa de esbeltez elevada (peças esbeltas) o comportamento verificado segue basicamente aquele previsto com as hipóteses de flambagem linear e, portanto, o limite superior é dado pela curva de Euler. Há ainda um trecho intermediário, o das peças moderadamente esbeltas que são as mais comuns nas aplicações de engenharia. Nessa faixa o comportamento das peças comprimidas é sensi

velmente afetado pela presença de tensões residuais, forma da seção e imperfeições geométricas. O aspecto desse trecho da curva é determinado através do ajuste de resultados experimentais, procurando estabelecer uma transição entre os trechos para peças curtas e esbeltas.

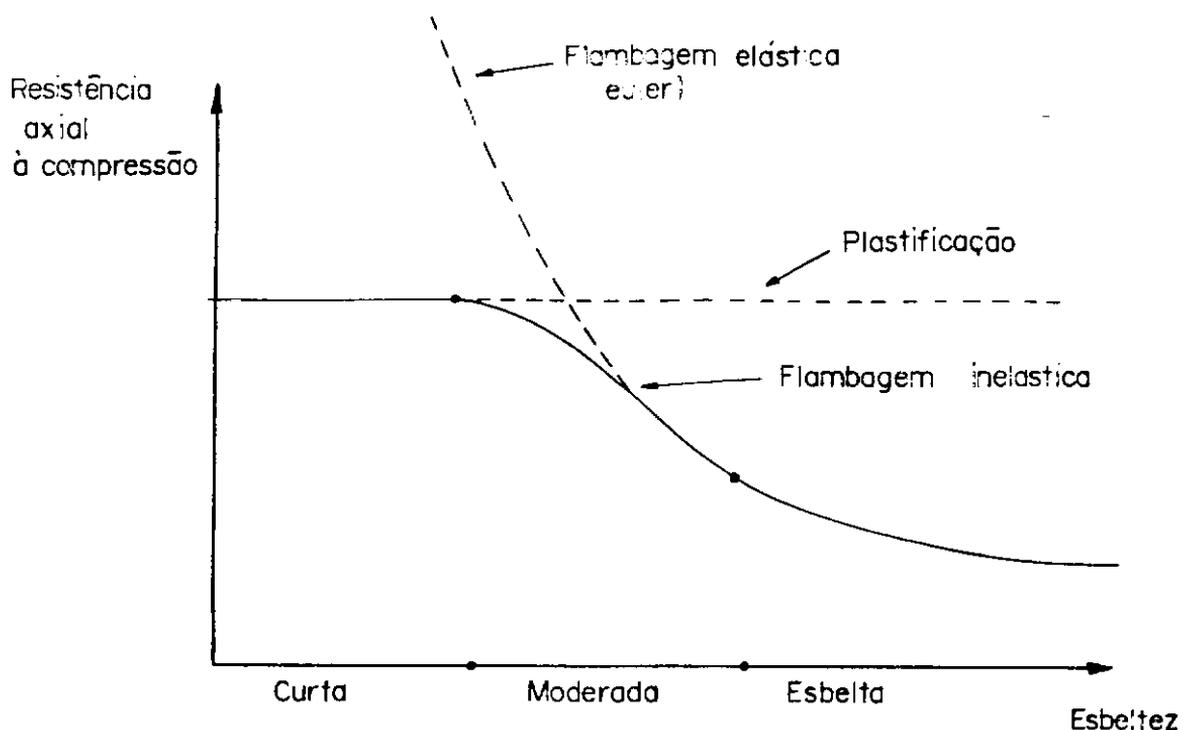


Figura II. 4 Curva de resistência à compressão axial

A esbelteza da peça é avaliada pela relação entre o seu comprimento equivalente de flambagem e o raio de giração da sua seção transversal.

A determinação da resistência à flexão considera, em função da forma da seção, a possibilidade de ocorrência de fenômenos de instabilidade localizados ao longo da peça. Segundo

alguns critérios, por exemplo o AISC, as seções ditas compactas são capazes de resistir à flexão manifestando completamente a sua resistência plástica ao contrário de seções não-compactas onde a instabilidade localizada reduz o limite de resistência. A classificação "compacta" ou "não-compacta" depende de parâmetros de esbeltez da seção transversal da peça. Em perfis do tipo "H", por exemplo, esse parâmetro é avaliado em função das relações entre a largura e espessura do flange e/ou altura e espessura da alma; para tubos circulares, da relação diâmetro por espessura. O aspecto típico da curva de resistência à flexão pode ser visto na figura (II.5).

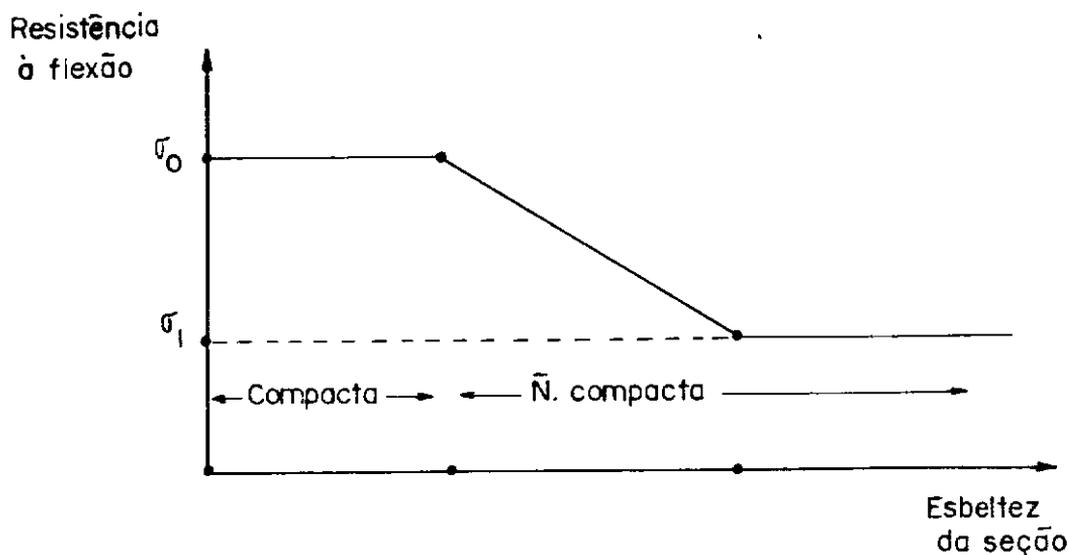


Figura II. 5 Resistência à flexão

A relação final para a interação entre as solicitações axial e de flexão podem ainda considerar, no caso de flexo-compressão, efeitos de segunda ordem majorando as solicitações ava

liadas através de uma análise elástica-linear. De uma forma geral o aspecto da relação final de interação segue a seguinte representação simbólica:

$$[\gamma \cdot \phi_a]^\alpha + [\delta \cdot \phi_f]^\beta = \eta \quad (\text{II.3})$$

onde

η é o índice final de desempenho, resultante da interação das solicitações axial e de flexão;

ϕ_a e ϕ_f são os índices parciais para a peça sujeita exclusivamente à solicitação axial e de flexão, respectivamente;

γ e δ são fatores de majoração/redução dos efeitos, podendo ser ainda funções do tipo:

$$\gamma = \gamma(\phi_a, \phi_f) \quad , \quad \text{e} \quad (\text{II.4})$$

$$\delta = \delta(\phi_a, \phi_f)$$

α e β são expoentes que caracterizam a fórmula de interação (linear, elítica, parabólica, etc).

Examina-se a seguir, de forma sucinta, alguns dos critérios existentes e os pontos principais de suas formulações, particularmente no que diz respeito à integridade de barras.

II.5.1. FORMULAÇÃO AISC

Os critérios do AISC seguem, no seu formato mais difundido, a filosofia baseada no conceito das "tensões atuantes" e "tensões admissíveis". Seus critérios são aplicáveis a qualquer tipo de elemento estrutural prismático ou não, sendo entre tanto, no âmbito de plataformas marítimas, mais freqüentemente empregados na verificação de perfis prismáticos de seção aberta (cantoneiras, perfis de abas-largas, etc).

O fator de segurança básico empregado nas relações do tipo (II.1) é 5/3 (FS = 1,67).

A resistência das peças solicitadas axialmente é dada, para peças tracionadas, por:

$$F_a = 0,60 \cdot F_y \quad (\text{II.5})$$

onde F_s é a tensão admissível, no caso à tração, e F_y é a tensão de escoamento do material.

Para as peças comprimidas a tensão admissível à compressão é dada pela expressão:

$$F_a = \frac{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{Kl/r}{C_c} \right)^2}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{Kl/r}{C_c} - \frac{1}{8} \left(\frac{Kl/r}{C_c} \right)^3} \cdot F_y, \quad (\text{II.6a})$$

$$\text{para } \frac{Kl}{r} \leq C_c$$

ou

$$F_a = \frac{12 \pi^2 E}{23 \left(\frac{K\ell}{r}\right)^2}, \text{ para } \frac{K\ell}{r} > C_c \quad (\text{II.6b})$$

onde

$K \cdot \ell$ é o comprimento efetivo de flambagem

r é o raio de giração da seção

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

E = módulo de elasticidade do material

As expressões (II.6a,b) traduzem uma única curva de resistência, aplicável a qualquer tipo de seção transversal. A expressão (II.6a) define a forma do primeiro trecho, que engloba as peças curtas e moderadamente esbeltas. A expressão (II.6a) é a expressão de Euler afetada do fator de segurança 23/12, que se aplica às peças de grande esbeltez dada a sua maior sensibilidade a imperfeições geométricas.

O valor de C_c é a esbeltez para a qual a tensão dada pela expressão clássica de Euler iguala-se a metade da tensão de escoamento, o que equivale a considerar um nível médio de tensões residuais na seção, da ordem de 50% da tensão de escoamento. Portanto, a forma básica da curva de resistência AISC é uma parábola do segundo grau concordando com a hipérbole de Euler para a esbeltez C_c . O denominador de (II.6a) é o coeficiente de segurança variável, em função da esbeltez, entre o valor básico 5/3 e o valor 23/12, procurando incorporar a progressiva sensibilidade às imperfeições geométricas.

A tensão admissível à flexão para a zona tracionada de seções compactas com dupla simetria em membros solicitados se-

gundo o eixo de maior inércia \bar{e} dada por:

$$Fb_y = 0,66 \cdot Fy \quad (II.7)$$

e para o eixo de menor inércia por:

$$Fb_z = 0,75 \cdot Fy \quad (II.8)$$

Para seções não-compactas a tensão admissível \bar{e} dada por:

$$Fb_y = 0,60 \cdot Fy \quad (II.9)$$

As seções parcialmente compactas tem o valor da sua tensão admissível \bar{e} flexão variável entre os limites acima, em função de índices de esbeltez associados \bar{e} seção transversal.

Para a zona comprimida, a tensão admissível \bar{e} flexão envolve, além de índices característicos da esbeltez da seção, a consideração do aspecto do diagrama de momentos fletores no elemento. Por exemplo, a presença de cargas concentradas no meio de um vão agrava o problema de instabilidade localizada e tal fato deve ser levado em conta. Também \bar{e} considerada a possibilidade de instabilidade lateral, nas peças com baixa rigidez torsional.

A interação entre as solicitações para barras solicitadas simultaneamente \bar{e} compressão axial e flexão bi-axial \bar{e} dada por:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right) F_{by}} + \frac{C_{mz} \cdot f_{bz}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ez}}\right) \cdot F_{bz}} = \eta \quad (\text{II.10})$$

quando

$$\frac{f_a}{F_a} \geq 0,15 \quad , \quad \text{ou então}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} = \eta \quad (\text{II.11})$$

onde

f_a = tensão atuante axial de compressão;

f_{by}, f_{bz} = tensão de compressão nas fibras extremas da seção devidas às ações dos momentos fletores segundo os eixos ortogonais da seção;

F_{by}, F_{bz} = tensões máximas admissíveis de flexão para a porção comprimida da peça;

F_{ey}, F_{ez} = tensões de flambagem elástica calculadas por (II.6b), considerando respectivamente os comprimentos equivalentes de flambagem em torno de cada eixo da seção;

C_{my}, C_{mz} = fatores de atenuação do efeito da flexão, calculados em função dos momentos nas extremidades da barra, para cada direção.

Nas fórmulas (II.10) e (II.11) está apresentado o critério de verificação de estabilidade da peça em flexo-compressão. A peça deve também ser verificada quanto à possibilidade de

plastificação e, portanto, empregando-se os mesmos parâmetros de (II.10) e (II.11), será avaliada a seguinte relação:

$$\frac{f_a}{0,60 F_y} + \frac{f_{by}}{F_{by}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} = \eta \quad (\text{II.12})$$

Para a flexo-tração emprega-se a relação (II.12), substituindo-se nas parcelas de flexão f_{by} e f_{bz} pelas tensões máximas atuantes nas fibras tracionadas. Analogamente, F_{by} e F_{bz} são substituídas pelas tensões admissíveis de tração em flexão. O termo f_a , no caso, refere-se à tensão atuante de tração para carga axial.

Os critérios do AISC permitem a majoração das tensões admissíveis em 33% nas verificações quando as solicitações forem oriundas de uma condição de carregamento extrema.

Para considerar que a peça atende às verificações, em nenhuma hipótese de carregamento os valores de η poderão exceder a unidade, ou seja:

$$\eta \leq 1 \quad (\text{II.13})$$

ou, por outro lado, analisando cada ação isoladamente, deve ser observado:

$$f_i \leq F_i \quad (\text{II.14})$$

onde f_i e F_i são, respectivamente, a tensão atuante e a tensão admissível associadas a uma determinada solicitação.

II.5.2. FORMULAÇÃO API

As recomendações do API tem o mesmo fundamento das adotadas pelo AISC. Tratando-se de uma entidade voltada a aplicações na indústria petrolífera, os critérios API-RP2A são particularmente adequados a plataformas fixas. Dessa maneira, a formulação é especialmente orientada à verificação de elementos tubulares de seção circular.

No tocante à verificação da integridade dos elementos estruturais de uma plataforma, são expostos critérios semelhantes aos do AISC para assegurar a estabilidade e não-plastificação. Além disso, a API-RP2A é provida de métodos específicos para a consideração da pressão hidrostática sobre os elementos tubulares imersos e sua interação com as solicitações de flexo-compressão ou flexo-tração (verificação ao colapso hidrostático).

Hã limitações para a aplicabilidade dos critérios expostos. Os critérios devem ser aplicados somente a seções tubulares situadas na seguinte faixa:

$$D/t < 300$$

e

(II.15)

$$t > 0,25" (6,35 \text{ mm})$$

A tensão axial admissível à compressão é dada pela mesma curva do AISC. A única distinção refere-se à consideração da possibilidade de instabilidade localizada para as seções esbeltas, ou seja, quando for verificada a seguinte relação:

$$D/t > 60 \quad (\text{II.16})$$

Nesse caso definem-se dois valores para a tensão crítica de flambagem localizada, um para flambagem elástica e flambagem inelástica, respectivamente dados por:

$$F_{xe} = 2 \cdot C \cdot E \cdot \frac{t}{D} \quad (\text{II.17})$$

$$F_{xc} = F_y \cdot 1,64 - 0,23 \cdot \left(\frac{D}{t} \right)^{0,25} \quad (\text{II.18})$$

onde

E = módulo de elasticidade;

D = diâmetro;

t = espessura;

F_y = tensão de escoamento e

C = coeficiente de flambagem elástica para cascas (valor recomendado = 0,3)

Deve ser tomado o menor dentre os valores obtidos através de (II.17) ou (II.18) e substituir a tensão de escoamento (F_y) por esse valor nas fórmulas para a avaliação das tensões admissíveis. Dessa forma a tensão admissível à flexão, por exemplo, é dada por:

$$F_b = 0,66 F_y \quad (\text{II.19})$$

ou

$$F_b = 0,66 \cdot \min (F_{xc}, F_{xe}) , \text{ quando } D/t > 60 \quad (\text{II.20})$$

Permite-se também a majoração das tensões admissíveis em 33% para as condições de carregamento extremas.

A verificação da interação flexo-compressão ou flexo-tração é análoga ao AISC, empregando fórmulas adequadas à seção circular:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{\left(\frac{C_{m_y} f_{by}}{1 - \frac{f_a}{F_{ey}}} \right)^2 + \left(\frac{C_{m_z} f_{bz}}{1 - \frac{f_a}{F_{ez}}} \right)^2}{F_b} = \eta , \quad (\text{II.21})$$

para

$$\frac{f_a}{F_a} > 0,15 \text{ (critério de estabilidade);}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{\sqrt{f_{by}^2 + f_{bz}^2}}{F_b} = \eta , \quad (\text{II.22})$$

para

$$\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15 \text{ (critério de estabilidade) e}$$

$$\frac{f_a}{0,66 \cdot F_y} + \frac{\sqrt{f_{by}^2 + f_{bz}^2}}{F_b} = \eta , \quad (\text{II.23})$$

para o critério de plastificação.

Valores para os coeficientes K e C_m , respectivamente coeficiente de comprimento efetivo e de atenuação da amplificação em flexão, são tabelados de acordo com situações tipicamente

encontradas nas concepções atuais de plataformas fixas.

Elementos tubulares não-inundados ou parcialmente inundados devem ser capazes de suportar a pressão hidrostática atuante devida a sua localização abaixo da superfície do mar. Um elemento pode estar sujeito a diferentes valores de pressão durante o processo de instalação e na posição final da estrutura. Para a avaliação da pressão hidrostática deve ser considerada a coluna d'água, incluindo a elevação das ondas acima do nível de águas tranquilas. A coluna d'água de projeto (H_z) é definida por:

$$H_z = z + \frac{H_w}{2} \left(\frac{\cosh (K \cdot (d - z))}{\cosh K \cdot d} \right) \quad (\text{II.24})$$

onde

z = profundidade abaixo do nível de águas tranquilas, incluindo a maré;

H_w = altura da onda (cavalo-crista);

$K = \frac{2\pi}{L}$, L = comprimento da onda, e

d = profundidade da lâmina d'água.

A segunda parcela de (II.24) representa o acréscimo de pressão devido à elevação da onda segundo a teoria de Airy. A pressão hidrostática de projeto é então dada por:

$$p = H_z \cdot \gamma_w \quad (\text{II.25})$$

sendo γ_w a densidade da água do mar.

A tensão circunferencial atuante (f_h) no tubo não deve exceder a tensão crítica circunferencial (F_{hc}) dividida pelo fator de segurança apropriado (v. tabela II.):

$$f_h = p \cdot \frac{D}{2t} \leq \frac{F_{hc}}{SF_h} \quad (\text{II.26})$$

A tensão crítica circunferencial é determinada através da seguinte seqüência:

a) calcule o parâmetro geométrico M, dado por:

$$M = \frac{L}{D} \sqrt{\frac{2D}{t}} \quad (\text{II.27})$$

onde

L = comprimento do cilindro entre enrijecedores, diafragmas ou extremidades (v. figura II.6);

b) calcule o coeficiente "C" para tensão de flambagem elástica circunferencial (F_{he}), dado em função de M na tabela (II.1);

c) calcule:

$$F_{he} = 2 \cdot C \cdot E \cdot t/d \quad (\text{II.28})$$

d) determine, em função de F_{he} , a tensão circunferencial crítica F_{hc} (tabela II.2).

Para a interação da flexo-tração com a pressão hidrostática, é empregada a seguinte relação:

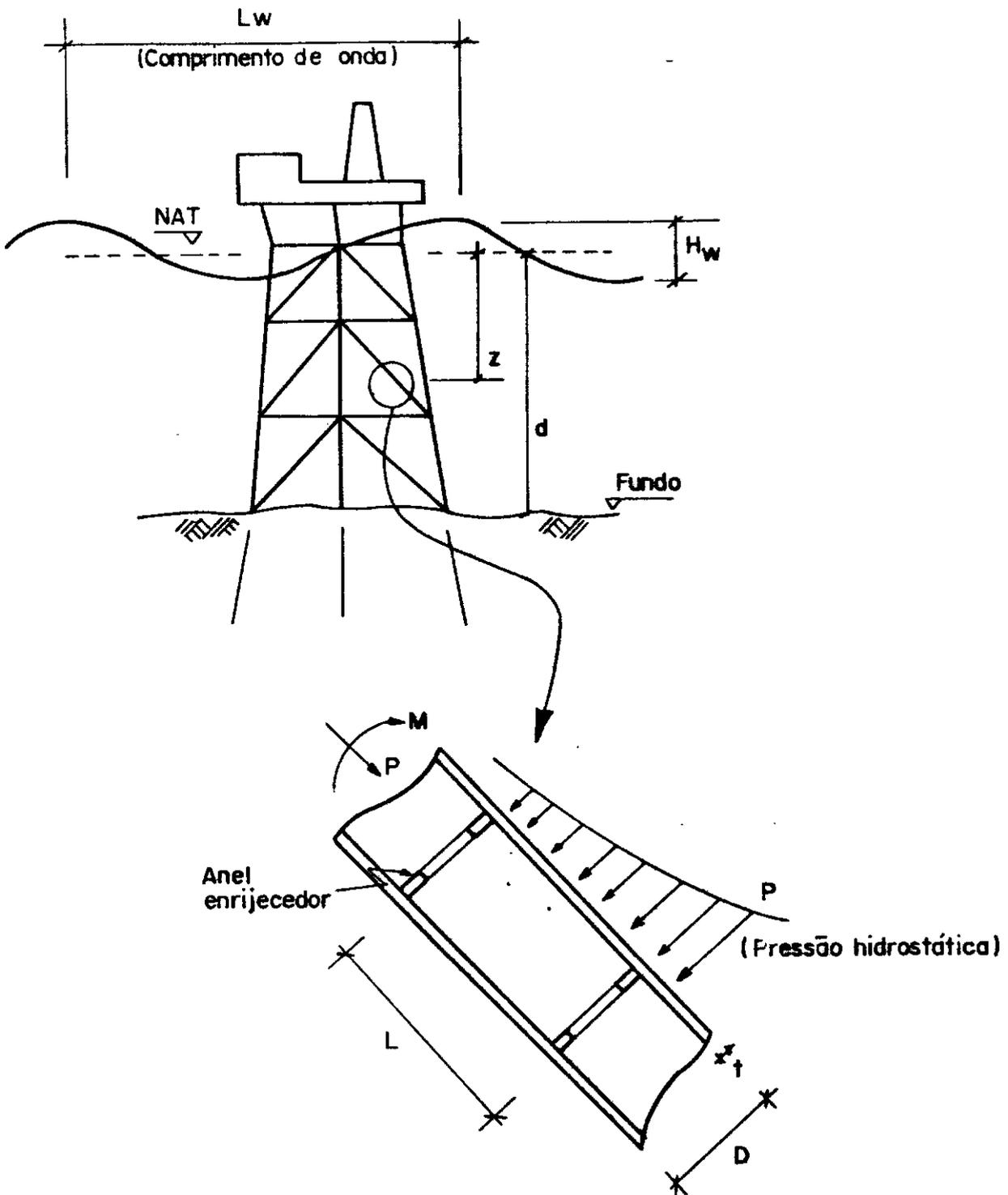


Figura II. 6 Parâmetros geométricos p/ colapso hidrostático (API-RP2A)

$$A^2 + B^2 + Z \cdot \nu \cdot |A| \cdot B \leq 1,0 \quad (II.29)$$

onde:

$$A = \frac{f_a + f_b - 0,5 \cdot f_h}{F_y} \cdot SF_x$$

$$B = \frac{f_h}{F_{hc}} \cdot SF_h$$

ν = coeficiente de Poisson = 0,3

f_a = valor absoluto da tensão axial atuante (esforço normal)

f_b = valor absoluto da tensão resultante em flexão

f_h = valor absoluto da tensão circunferencial atuante

SF_x e SF_h = fatores de segurança dados na tabela (II.3).

A interação flexo-compressão mais pressão hidrostática deve ser verificada pelas três relações a seguir:

$$\frac{f_x - 0,5 F_{ha}}{F_{aa} - 0,5 F_{ha}} + \left(\frac{f_h}{F_{ha}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (II.30)$$

$$\frac{f_x}{F_{xc}} \cdot SF_x \leq 1,0 \quad (II.31)$$

$$\frac{f_h}{F_{hc}} \cdot SF_h \leq 1,0$$

onde

$$F_{aa} = \frac{F_{he}}{SF_x}$$

$$F_{ha} = \frac{F_{he}}{SF_h}$$

$$f_x = f_a + f_b + 0,5 f_n > 0,5 \cdot F_{ha}$$

SF_x e SF_h , coeficientes de segurança (tabela II.3).

A relação (II.30) não precisa ser avaliada caso:

$$f_x \leq 0,5 \cdot F_{ha}$$

Tabela II.1 - Coeficientes para tensão de flambagem circunferencial elástica (API-RP2A)

Faixas de valores p/ "M"	Valores de "C"
$M \geq 1,6 D/t$	$0,44 \cdot t/D$
$0,825 \cdot D/t \leq M < 1,6 D/t$	$0,44 \cdot t/D + \frac{0,21 (D/t)^3}{M^4}$
$3,5 \leq M < 0,825 D/t$	$0,736/M - 0,636$
$1,5 \leq M < 3,5$	$0,755/(M - 0,559)$
$M < 1,5$	$0,8$

$$F_{he} = 2 \cdot C \cdot E \cdot t/D$$

Tabela II.2 - Tensão crítica circunferencial (F_{he}) em função da tensão de flambagem circunferencial elástica (F_{he}) (API-RP2A)

Faixas de F_{he}	Valor de F_{hc}
$F_{he} \leq 0,55 F_y$	F_{he}
$0,55 F_y < F_{he} \leq 1,6 \cdot F_y$	$0,45 \cdot F_y + 0,18 \cdot F_{he}$
$1,6 F_y < F_{he} \leq 6,2 \cdot F_y$	$\frac{1,31 \cdot F_y}{1,15 + (F_y/F_{he})}$
$F_{he} > 6,2 \cdot F_y$	F_y

Tabela II.3 - Colapso hidrostático (API-RP2A)
- Fatores de segurança para tensões admissíveis

Hipótese de Projeto	Solicitação		
	Tração (SF_x)	Compressão (SF_x)	Pressão hidrostática (SF_h)
a) condições onde as tensões admissíveis básicas são aplicáveis	1,67	* 1,67-2,0	2,0
b) condições extremas, onde o acréscimo de 33% nas tensões admissíveis é permitido	1,25	* 1,25-1,5	1,5

* Obs.: O valor utilizado não deve ser inferior ao fator de segurança do AISC para flambagem de coluna sob carga axial de compressão.

II.5.3. FORMULAÇÃO ABS

As recomendações do ABS são adequadas a unidades móveis (auto-elevatórias, semi-submersíveis, etc) e abrangem vários aspectos do projeto de tais estruturas. Do ponto de vista da verificação da integridade estrutural, os seus critérios são bem semelhantes aos do AISC, baseando-se também na filosofia de "tensões admissíveis e atuantes".

As componentes individuais de um estado de tensões ou, quando aplicável, a sua combinação direta não deve exceder a tensão admissível (F) dada por:

$$F = F_y / F_S \quad (II.33)$$

onde

F_y = tensão mínima de escoamento e

F_S = fator de segurança

Os valores do fator de segurança estão apresentados na tabela (II.4) em função do tipo de solicitação.

Considerando-se a flambagem global de um elemento estrutural, define-se a tensão crítica de flambagem através das relações:

$$F_{cr} = F_y - \frac{F_y^2 \left(\frac{Kl}{r}\right)^2}{4\pi^2 E}, \quad \text{para } \frac{Kl}{r} < \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (II.34a)$$

e

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ell}{r}\right)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{K\ell}{r} \geq \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (\text{II.34b})$$

onde

F = tensão de escoamento;

E = módulo de elasticidade;

$K \cdot \ell$ = comprimento efetivo, e

r = raio de giração da seção.

As relações (II.43a) e (II.34b) definem exatamente a mesma curva básica de resistência adotada pelo AISC. O ABS distingue-se da formulação AISC para a resistência axial, no tocante ao fator de segurança aplicada à curva básica (ver tabela II.5). Como pode ser observado o fator de segurança do ABS é linear com a esbeltez, ao passo que no AISC a relação é cúbica (relação II.6a).

A flambagem localizada deve ser considerada quando:

$$\frac{D}{t} > \frac{E}{9 \cdot F_y} \quad (\text{II.35})$$

entretanto, nenhum critério específico é indicado.

A interação entre os efeitos das solicitações na flexo-compressão é verificada pela relação:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad (\text{II.36})$$

Tabela II.4 - Coeficientes de segurança (ABS-1980)

Condição de carregamento	Solicitações	
	Axial e Flexão	Cisalhamento
Ordinária	1,67	2,50
Extrema	1,25	1,88

Tabela II.5 - Coeficientes de segurança à compressão axial (ABS-1980)

Hipótese de carregamento	Faixa de esbeltez	
	$< \sqrt{2\pi^2} E/F_y$	$\geq \sqrt{2\pi^2} E/F_y$
Ordinária	$1,67 \left(1 + 0,15 \frac{Kl/r}{\sqrt{2\pi^2} E/F_y} \right)$	1,92
Extrema	$1,25 \left(1 + 0,15 \frac{Kl/r}{\sqrt{2\pi^2} E/F_y} \right)$	1,44

II.5.4. FORMULAÇÃO DNV

Adotando-se o conceito de verificação nos estados-limite, genericamente ao critério da DnV podem ser expressos por:

$$S(\sum F_i \gamma_{fi}) \leq \frac{R_k}{\sigma_m} \cdot \frac{1}{K} \quad (\text{II.37})$$

onde

$S(\sum F_i \gamma_{fi})$ = efeitos de projeto (solicitações de projeto) devidas à ação combinada das parcelas do carregamento;

R_k = resistência característica;

F_i = parcelas do carregamento;

σ_{fi} = fator de carga parcial, relativo à parcela F_i ;

γ_m = coeficiente de segurança para o material e

K = fator dependente do tipo de resistência mobilizada.

As parcelas de carregamento são classificadas quanto à sua natureza segundo as denominações: cargas permanentes, cargas de operação, cargas devidas a um estado de deformação, cargas ambientais e cargas acidentais. Considerando-se ainda a ação isolada ou em conjunto das parcelas do carregamento, a hipótese de carregamento assim constituída pode ser classificada como uma condição de carregamento ordinária ou extrema. Dessa forma são estabelecidos os fatores de carga parciais, adequados

a cada uma dessas parcelas. Na tabela (II.6) são apresentados os fatores de carga em função da condição de carregamento e da sua natureza.

As verificações podem ser efetuadas no regime elástico ou no regime plástico. No regime elástico os efeitos do carregamento são avaliados multiplicando-se os valores característicos dos efeitos pelos seus respectivos fatores de segurança. O termo "característico" refere-se a valores de resistência calculados sem a consideração de fatores parciais e a denominação "de projeto" a esses valores adequadamente fatorados. No regime plástico, os efeitos do carregamento podem ser determinados considerando-se a formação de mecanismos de colapso plásticos sob a ação das cargas de projeto. O coeficiente de segurança para o material (γ_m) vale 1,15 no regime elástico e 1,30 no regime plástico.

Sob regime elástico, os efeitos de carregamento que possam ser definidos por um único valor chamado "tensão de referência" devem ser verificados segundo duas diretrizes básicas: "controle de tensões" e "controle de estabilidade". O controle de tensões está diretamente relacionado à resistência do material em si, sendo equivalente ao critério de escoamento do AISC. O controle de tensões é realizado, verificando-se para qualquer ponto da estrutura a relação:

$$\sigma_r \leq f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (\text{II.38})$$

onde

σ_r = tensão de referência;

Tabela II.6 - Fatores parciais de carga γ_f segundo a DnV-1977

Hipótese de carregamento	Tipo de solicitação				
	P	L	D	E	A
Ordinário	1,3 ¹	1,3 ¹	1,0	0,7	-
Extrema	1,0 ¹	1,0 ¹	1,0	1,3 ²	-

P → permanente

E → ambiental

L → operação

A → acidental

D → deformação

OBS.: 1 - situações onde os efeitos sejam bem controlados (construção e instalação), $\gamma_f = 1,2$.

2 - plataformas não tripuladas e não utilizadas para armazenamento de gás ou óleo, durante tormenta e exceto terremoto $\gamma_f = 1,5$.

f_d = resistência de projeto;

f_k = resistência característica, e

$\gamma_m = 1,15$, coeficiente de segurança do material.

Por sua vez, o controle de estabilidade é dado por:

$$\sigma_r \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \cdot \frac{\psi}{k} \quad (\text{II.39})$$

onde

R_d = resistência de projeto;

R_k = resistência característica considerando o modo de instabilidade mais desfavorável;

$\gamma_m = 1,15$, coeficiente de segurança do material

ψ = fator de comportamento pós-crítico (0,90, para barras comprimidas)

k = fator dependente do tipo de membro considerado e de sua esbeltez reduzida (ver tabela II.7).

Nas situações onde não se possa definir um valor de "tensão de referência", o controle de tensões pode ser efetuado sobre um valor de "tensão equivalente" calculado de acordo com o critério de plastificação de von Mises:

$$\begin{aligned} \sigma_{ed} = & \sqrt{[\sigma_{xd}^2 + \sigma_{yd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \\ & - (\sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd} + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + \sigma_{yd} \cdot \sigma_{zd}) + \\ & + 3 (\tau_{xyd}^2 + \tau_{xzd}^2 + \tau_{yzd}^2)]} \end{aligned} \quad (\text{II.40})$$

O subíndice d indica que as componentes de tensão são as componentes "de projeto" (fatoradas), e os subíndices x y z, as componentes de um estado triaxial de tensões, no caso mais geral.

Tabela II.7 - Fator de segurança k para resistência em função da esbeltez e do tipo de elemento (DnV-1977)

Tipo de componente	Faixa de esbeltez		
	$\bar{\lambda}_k \leq 0,5$	$0,5 \leq \bar{\lambda}_k \leq 1,0$	$\bar{\lambda}_k > 1,0$
Barras e placas	1,0	$0,9 + 0,2 \bar{\lambda}_k$	1,1
Cascas	1,0	$0,7 + 0,6 \bar{\lambda}_k$	1,3

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{F_y}{f_i}}$$

F_y = tensão de escoamento

f_i = tensão crítica para flambagem elástica

O controle de estabilidade, nos casos não representáveis por um único valor de referência, valem-se também de fórmulas de interação dos efeitos. No caso específico de barras em flexo-compressão, o aspecto dessas fórmulas é dado pelas relações:

$$\bar{\sigma}_{xcd} + B_x \bar{\sigma}_{xbd} + \bar{B}_x \sigma_{xbd} + \bar{B}_y \sigma_{ybd} \leq \frac{f_y}{1,15} \quad (\text{II.41a})$$

$$\bar{\sigma}_{ycd} + B_y \bar{\sigma}_{ybd} + \bar{B}_x \sigma_{xbd} + \bar{B}_y \sigma_{ybd} \leq \frac{f_y}{1,15} \quad (\text{II.41b})$$

$$\bar{\sigma}_{ycd} + B \cdot \bar{\sigma}_{ybd} + \sqrt{(\bar{B} \cdot \sigma_{xbd})^2 + (\bar{B} \cdot \sigma_{ybd})^2} \quad (\text{II.41c})$$

As fórmulas (II.41a) e (II.41b) são para a verificação de barras de seção não-circular. Para seções circulares, a relação (II.41c) é a adequada. O significado das diversas parcelas apresentadas nas relações anteriores é o que se segue:

$$\bar{\sigma}_{cd} = \sigma_{cd} \frac{k}{\psi}$$

σ_{cd} = valor de projeto para a tensão de compressão

σ_{bd} = idem, para a tensão máxima devida à flexão

σ_{bd}^* = tensão de flexão (valor de projeto) devido às imperfeições (excentricidades; tensões residuais, etc), dada por:

$$\sigma_{bd}^* = \bar{\sigma}_{cd} \cdot \left(\frac{f_y}{R_k} - 1 \right) \left(1 - \frac{R_k \cdot \psi}{1,15 \cdot K \cdot f_i} \right) \quad (\text{II.42})$$

onde

$$f_i = \text{tensão de Euler} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ell}{r} \right)^2};$$

f_y = tensão de escoamento;

$\psi \cdot K$ = fatores referidos na eq. (II.39), e

R_k = resistência característica à compressão.

Os coeficientes B e \bar{B} nas relações (II.41a-b-c) são coeficientes de amplificação dos efeitos de flexão. Dependem do nível de solicitação axial em relação à tensão de Euler e do grau de engastamento das extremidades do elemento considerado.

A resistência característica à compressão é dada por curvas de resistência, que empregam uma formulação do tipo *Perry-*

Robertson e ajustada para as formas de seção tipicamente aplicadas em estruturas offshore (figura II.7).

$$R_k = \frac{f_y + f_i + d \cdot \alpha \cdot f_i}{2} - \sqrt{\frac{f_y + f_i + d \cdot \alpha \cdot f_i}{2}^2 - f_i \cdot f_y},$$

para $\bar{\lambda}_n > 0,2$ (II.43a)

$$R_k = f_y, \text{ para } \bar{\lambda}_k < 0,2 \quad \text{(II.43b)}$$

onde

$$\bar{\lambda}_n = \sqrt{\frac{f_y}{f_i}}, \text{ (esbeltez reduzida);}$$

f_y = tensão de escoamento;

$$f_i = \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2}, \text{ tensão de Euler;}$$

$$\lambda_k = \frac{K\ell}{r}, \text{ esbeltez da peça;}$$

$K\ell$ = comprimento equivalente de flambagem;

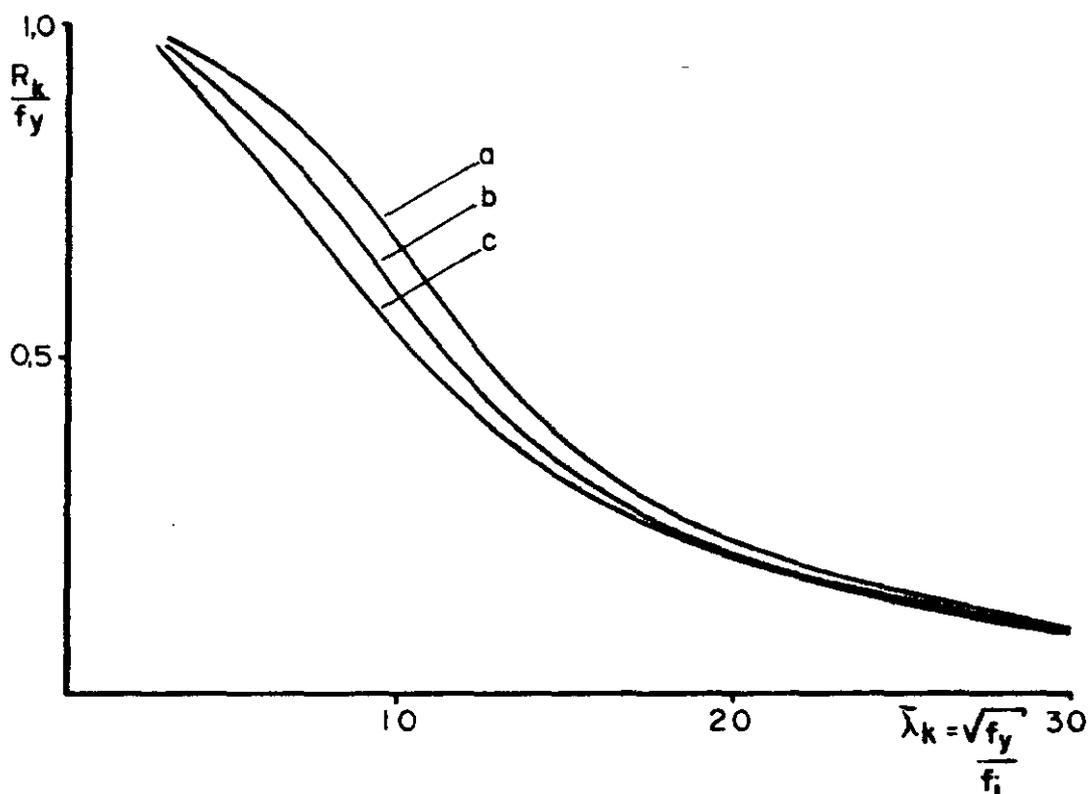
r = raio de giração da seção;

$$d = \lambda_k - 0,2 \cdot \lambda_y;$$

λ_y = esbeltez para a qual $f_i = f_y$;

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \left(1 + \frac{210000}{E} \frac{f_y - 200}{\alpha_2} \right), \text{ e}$$

α_1 e α_2 = coeficientes dependentes da forma da seção (fig. II.7).



$$R_k = \begin{cases} \frac{f_y + f_i + d\alpha f_i}{2} \sqrt{\left(\frac{f_y + f_i + d\alpha f_i}{2}\right)^2 - f_i f_y} & \text{if } \bar{\lambda}_k > 0.2 \\ f_y & \text{if } \bar{\lambda}_k \leq 0.2 \end{cases}$$

$$d = \lambda_k - 0.2\lambda_y$$

$$\alpha = \alpha_1 \left(1 + \frac{210000}{E} \frac{f_y - 200}{\alpha_2} \right)$$

		α_1	α_2
Curva	a	0.0020	480
	b	0.0035	420
	c	0.0050	500

Seção	Curva	Redução em f_y (%)
○	a	5
□	b	5
	a b b, c	
	b b, c	5
	c	

Figura II. 7 Curvas de resistência à compressão axial - DnV 1977

II.6. IMPLEMENTAÇÃO

Dentre os procedimentos para a verificação de componentes estruturais, aqueles destinados à verificação da integridade de barras são os de mais fácil implementação no ambiente de um sistema computacional para análise estrutural.

De uma forma geral, as informações necessárias à verificação de um elemento de barra, segundo os critérios existentes, são de número bastante reduzido. É necessária a caracterização adequada da seção dos elementos estruturais de forma a enquadrá-los convenientemente à luz dos critérios adotados. Dessa maneira, alguns dados adicionais, irrelevantes ao núcleo do programa de análise, deverão estar incorporados a uma estrutura de dados de elementos tornando-os disponíveis aos procedimentos de verificação.

Freqüentemente, nos grandes sistemas de análise estrutural, são encontradas algumas facilidades para a especificação das propriedades da seção de elementos de barra. Pode-se, por exemplo, associar as características da seção de um elemento ou grupo de elementos às características de um determinado perfil estrutural, pré-definidas em estruturas de dados do tipo "tabela de perfis"(47). Tais estruturas de dados podem ser facilmente adaptadas, e eventualmente expandidas, para incorporar novos tipos de seção como características geométricas particularmente relevantes a um determinado código de projeto. Todavia, não se dispondo do recurso de uma tabela, ainda assim é possível realizar pequenas alterações na entrada de dados primária de um programa de modo a acondicionar tais características na

estrutura de dados tradicionalmente empregada para os elementos.

Um outro ponto importante, tanto para a apresentação dos resultados da análise como para a verificação em si, diz respeito à avaliação dos esforços solicitantes. O sistema deve prover meios de se avaliar adequadamente as solicitações ao longo do elemento. Para tal as informações relativas ao carregamento atuante em um determinado elemento devem ser armazenadas para, numa fase posterior à análise, tornar possível uma correta avaliação dos seus diagramas de esforços solicitantes com vistas à verificação. Considerando-se a natureza das cargas que tipicamente atuam em cada elemento estrutural de uma plataforma marítima e o número de elementos envolvidos na modelação, o armazenamento de tais informações pode tornar-se proibitivo. Nesse caso, o mínimo necessário é o armazenamento das ações de engastamento perfeito e das matrizes de rigidez dos elementos para que, a partir dos resultados da análise em termos de deslocamentos, seja possível avaliar convenientemente o valor dos esforços atuantes nas extremidades dos elementos.

Genericamente, as verificações são realizadas em três etapas básicas, independentemente do critério utilizado, percorrendo-se todos os elementos definidos para a modelação.

Em uma primeira etapa são recuperadas as características geométricas do elemento e da sua seção transversal, mandatórias para a avaliação dos parâmetros básicos associados à sua resistência.

A seguir são processadas, para cada hipótese de carregamento considerada na análise, a avaliação dos efeitos das solicitações sobre o elemento, aqui referidos como parâmetros de so

licitação, e a verificação propriamente dita. De acordo com o critério empregado, informações quanto à natureza do carregamento podem alterar tanto os parâmetros de solicitação quanto os de resistência. A verificação é processada aplicando-se convenientemente um critério de interação relacionando os parâmetros de solicitação e resistência, comparando-se o resultado dessa interação a um valor limite.

Finalmente, após cada verificação ou, opcionalmente, após um conjunto de verificações associadas a um determinado elemento, são apresentados os resultados, respectivamente, para cada verificação individual ou para aquela em que se deu a situação mais crítica. Os resultados são apresentados sob a forma de diagnóstico com mensagens de advertência na eventualidade de falha no atendimento às exigências das verificações previstas.

Caso o processamento se dê no âmbito de um sistema de análise estrutural, onde haja grande flexibilidade para a entrada de dados, torna-se necessária a realização da consistência de dados ao longo de cada etapa. Dessa forma é possível detectar incoerências nos dados fornecidos e evitar erros de processamento, bem como avaliar a adequação de um determinado critério às características fornecidas para o elemento.

II.7. LIMITAÇÕES

Na versão atualmente disponível no sistema ADEP, os procedimentos para a verificação de barras aplicam os critérios baseando-se exclusivamente nos valores dos esforços obtidos nas

extremidades dos elementos. É muito comum aos programas para análise de estruturas reticuladas, baseados no modelo de deslocamentos do Método dos Elementos Finitos, o armazenamento das ações de engastamento perfeito para a avaliação dos esforços nas extremidades das barras.

A verificação com base nos esforços associados às seções intermediárias de um elemento requer a aplicação da teoria básica da Mecânica das Estruturas de forma a serem corretamente avaliados os diagramas de esforços solicitantes no elemento. Para isso é necessário recuperar as informações dos carregamentos possibilitando o conhecimento do aspecto da distribuição de cargas ao longo do elemento e a correta avaliação dos esforços para uma determinada seção.

O sistema ADEP conta com módulos-programa específicos, capazes de recuperar os dados disponíveis dos carregamentos e realizar toda a seqüência de operações necessárias à determinação dos esforços para qualquer seção ao longo do eixo de um elemento de barra. Entretanto algumas opções de processamento dos comandos de geração das cargas de onda e corrente causam o não armazenamento dos dados da distribuição sobre os elementos. Essas opções objetivam uma economia maior de recursos do sistema (manipulação e armazenamento de arranjos dinâmicos), gerando apenas as ações de engastamento perfeito. Na análise de grandes estruturas esse modo de operação é o mais adotado pelos usuários do sistema, o que em parte justifica a não implementação da seqüência de verificações para as seções intermediárias.

Essa mesma justificativa aplica-se a não operacionalidade dos procedimentos apresentados para os elementos de seção va

riável (não-prismática).

Uma outra dificuldade é a da determinação dos coeficientes de comprimento efetivo necessário à avaliação da resistência à compressão. Nas estruturas reticuladas espaciais, a correta avaliação do grau de restrição cinemática das extremidades de uma barra é bastante complexa. Métodos aplicáveis a estruturas planas, com malha de elementos ortogonais, primáticos e regularmente espaçados, existem. Porém, ao caso dos arranjos tipicamente empregados nas plataformas marítimas, tais métodos não tem validade alguma. Esse problema foi contornado deixando-se a critério do usuário a especificação direta do valor dos coeficientes para cada elemento.

Internamente aos procedimentos do AISC, ABS e API, para o módulo de elasticidade do material (aço) é adotado o valor de 29000 ksi (\approx 210 000 MPa), independentemente do valor especificado pelo usuário para um determinado elemento. Tal fato justifica-se uma vez que algumas relações empregadas pelas normas possuem coeficientes dimensionais. Em algumas, até o presente, não foi possível determinar precisamente a origem dos coeficientes de forma a adaptá-los para outros valores do módulo de elasticidade.

A tendência é de, na medida do possível, eliminar tais limitações, sempre procurando tornar os procedimentos mais eficientes e úteis, de acordo com as necessidades do projetista.

II.8 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Com o intuito de ilustrar a aplicação dos procedimentos específicos às verificações de integridade dos componentes estruturais, no âmbito do sistema ADEP, serão apresentados os resultados obtidos para alguns elementos empregados na modelação de uma estrutura típica.

O modelo estrutural empregado trata-se de uma plataforma fixa para uma lâmina d'água de 100 m. Esse modelo foi idealizado procurando-se incorporar as principais características estruturais, no tocante aos mecanismos e carregamentos que, tipicamente, manifestam-se em um caso real. A disposição geral dos elementos e a configuração das juntas, neste exemplo, são comuns à maioria das concepções estruturais empregadas na engenharia *offshore*. Na Figura (II. 8) podem ser observadas as principais dimensões do modelo e o seu aspecto geral.

Para a discretização do modelo proposto foram empregados 236 pontos nodais e 460 elementos de pórtico espacial. A estrutura do convés não foi concretizada, porém a sua rigidez e suas cargas foram incorporadas no topo da jaqueta através, respectivamente, de elementos de rigidez e de cargas concentradas aplicadas aos nós. Os demais elementos utilizados nessa discretização possuem seção tubular, com diâmetros e espessuras usualmente empregados.

Para a aplicação das condições de contorno os vértices da base da jaqueta foram considerados como rotulados, para sua fixação ao leito oceânico, em conveniência aos propósitos desta apresentação.

Além das cargas do convés, anteriormente referidas, o car

regamento aplicado considera o peso próprio da estrutura e o efeito da interação fluido-estrutura. Esta última parcela foi incorporada considerando a ação de uma onda de 10.3 seg de período e 10,566 m de altura, incidente segundo a direção X com um *offset* de 155,07 m, correspondente à máxima reação horizontal total na base da estrutura. Esta hipótese corresponde às hipóteses tipicamente empregadas no projeto de estruturas destinadas à operação na costa brasileira. O fundamento empregado para o posicionamento da onda em relação à estrutura (*offset*) também é um dos mesmos aplicados no projeto estático, ou seja, as condições de máximo *shear* na base ou máximo momento de tombamento. Não foi considerada a ação da correnteza. A hipótese de carregamento assim formada foi dado o nome "SOMA".

O modelo assim constituído, leva a um sistema de 1404 equações sobre o qual foi efetuada a análise estática linear. Em seguida procedeu-se à verificação dos componentes. Particularmente, são analisados os resultados relativos às verificações de integridade estrutural para os elementos de barra.

Com vistas às verificações, a tensão de escoamento do material foi assumida com valor *default* do sistema ($36 \text{ ksi} \approx 2520 \text{ kgf/cm}^2$), bem como os coeficientes de comprimento efetivo ($K_y = K_z = 1.0$), para todos os elementos da discretização. Aos demais parâmetros de projeto previstos no dicionário de parâmetros do sistema não foi atribuído valor algum, através da entrada de dados, sendo-lhes, portanto, dispensado o tratamento *default*.

Nas Figuras II.9 e II.10 podem-se observar trechos da impressão dos resultados da verificação efetuada para os elementos tubulares, sujeitos às solicitações obtidas da análise estática linear, de acordo com os critérios da API-RP2A. Estão apre

sentados, para cada elemento, o seu identificador e o do grupo de propriedades da seção associado (coluna "MEMBER"). Para a condição crítica observada, apresenta-se o identificador do carregamento e da extremidade considerada do elemento (coluna "CRITICAL CONDITION").

Na coluna "FYLD", são apresentados os valores da tensão de escoamento do material. Nas colunas "ALLOWABLE/MAXIMUM WORKING STRESSES" estão impressos valores das tensões admissíveis, na linha superior, e das tensões atuantes na linha inferior, respectivamente para as solicitações axial, de flexão ("BENDING") e cortante ("SHEAR"). Na coluna "STRESS RATIO" está o valor crítico da relação para a interação de tensões. Os diagnósticos relativos a cada elemento estão na coluna "REMARKS", informando o motivo no caso de uma eventual falha.

Examinando-se o caso dos elementos 37 a 40, por exemplo, observa-se que a relação de tensões foi superior à unidade (mensagem "UNITY") e que considerando a ação isolada (sem interação) de cada tipo de solicitação, a compressão foi demasiada (mensagem "COMPRESS"). Para os demais elementos apresentados nesse trecho da listagem, as relações para a interação das solicitações foram inferiores à unidade. Tais elementos atenderam aos critérios e, portanto, nenhuma mensagem é necessária.

No mais, estão impressos no topo da página, o nome da aplicação, o identificador da versão implementada, a numeração da página do relatório, os identificadores do problema analisado e as unidades empregadas na impressão dos resultados.

Verificações quanto à estabilidade dos elementos sujeitos à pressão hidrostática também foram efetuadas. Na Figura II. 11 é apresentada, ainda em seu formato preliminar, a saída obtida

através dos procedimentos de verificação ao colapso hidrostático no sistema ADEP. Estão apresentados os identificadores dos elementos e do carregamento crítico, assim como o valor da relação de tensões calculado e as mensagens de diagnose.

Exemplificando, para o elemento 164, a relação de tensões foi da ordem de 7.39×10^{-2} , avaliada para a condição de carregamento "SOMA". O elemento está sujeito à tração axial ("TENS"). O código "2-2546" tem o seguinte significado: A extremidade final do elemento foi a seção considerada (dígito 2) e a relação de tensões foi avaliada pela fórmula (2.5.4.6) da norma API - RP2A (equação II.29 apresentada neste trabalho).

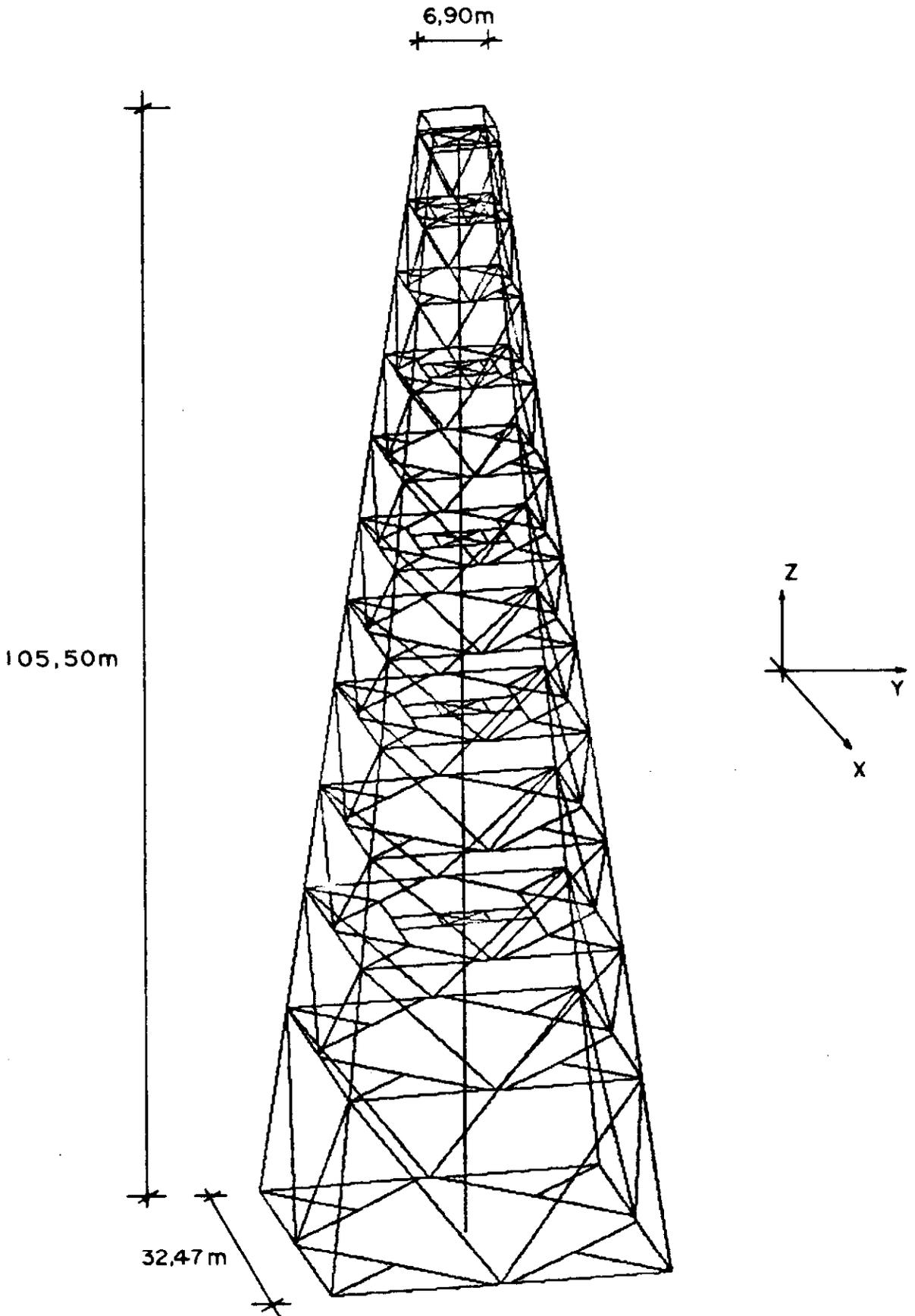


Figura II.8 Jaqueta 1ª familia (la = 100m)

JOB TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M) - ESTATICO

JOB NAME : JAQUETA

M E M B E R	ACTIVE UNITS :	CRITICAL LOADING	M CONDITION JOINT	METN FYLD	ALLOWABLE / MAXIMUM WORKING		S H E A R	STRESS RATIO	R E M A R K S PASS (BLANK) FAIL (SEE NOTES)	PROPOSED SECTION
					AXIAL	BENDING				
37	TUBE IG 2	SOMA	205	25310.42	13801.824 21479.062	16704.879 643.285	10124.164 65.630	1.599	UNITY COMPRES	
38	TUBE IG 2	SOMA	227	25310.42	13801.824 28693.363	16704.879 771.543	10124.164 37.117	2.137	UNITY COMPRES	
39	TUBE IG 2	SOMA	231	25310.42	13801.824 28693.812	16704.879 801.402	10124.164 39.828	2.139	UNITY COMPRES	
40	TUBE IG 2	SOMA	208	25310.42	13801.824 21479.566	16704.879 646.923	10124.164 63.799	1.600	UNITY COMPRES	
41	TUBE IG 3	SOMA	9	25310.42	14868.687 310.398	16704.879 329.367	10124.164 50.318	0.041		
42	TUBE IG 3	SOMA	10	25310.42	14106.359 310.800	16704.879 234.208	10124.164 32.601	0.036		
43	TUBE IG 3	SOMA	12	25310.42	14868.687 312.931	16704.879 299.778	10124.164 36.652	0.039		
46	TUBE IG 3	SOMA	16	25310.42	14868.687 310.397	16704.879 329.368	10124.164 50.314	0.041		
47	TUBE IG 3	SOMA	15	25310.42	14106.359 310.800	16704.879 234.170	10124.164 32.596	0.036		
48	TUBE IG 3	SOMA	13	25310.42	14868.687 312.931	16704.879 299.743	10124.164 36.640	0.039		
49	TUBE IG 3	SOMA	9	25310.42	12992.441 306.661	16704.879 1026.443	10124.164 187.177	0.085		
56	TUBE IG 3	SOMA	13	25310.42	12992.441 277.944	16704.879 1001.527	10124.164 174.414	0.081		

61

Figura II.9 Saida dos resultados -verificação de barras

JOB TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M) - ESTATICO

JOB NAME : JAQUETA

MEMBER	ACTIVE UNITS :	M	METN	CRITICAL CONDITION		ALLOWABLE / MAXIMUM		WORKING	STRESS	REMARKS	PROPOSED
				LOADING	JOINT	AXIAL	BENDING				
207	TUBE IG 5	SOMA	132	25310.42	11764.469 180.241	16704.879 3027.083	10124.164 239.614	0.197			
208	TUBE IG 6	SOMA	148	25310.42	14957.203 164.945	16704.879 2015.267	10124.164 74.072	0.132			
209	TUBE IG 6	SOMA	146	25310.42	14957.203 165.162	16704.879 2015.294	10124.164 74.086	0.132			
210	TUBE IG 5	SOMA	145	25310.42	11764.469 180.500	16704.879 3027.155	10124.164 239.615	0.197			
211	TUBE IG 5	SOMA	132	25310.42	15186.254 11.896	16704.879 3648.605	10124.164 209.216	0.219			
212	TUBE IG 5	SOMA	153	25310.42	13059.996 32.078	16704.879 306.829	10124.164 302.781	0.021			
213	TUBE IG 5	SOMA	160	25310.42	13059.996 32.067	16704.879 306.906	10124.164 302.789	0.021			
214	TUBE IG 5	SOMA	145	25310.42	15186.254 11.893	16704.879 3648.716	10124.164 209.211	0.219			
215	TUBE IG 5	SOMA	153	25310.42	13059.996 36.464	16704.879 251.179	10124.164 362.613	0.018			
219	TUBE IG 5	SOMA	160	25310.42	13059.996 36.480	16704.879 251.149	10124.164 362.623	0.018			
220	TUBE IG 5	SOMA	156	25310.42	15186.254 35.879	16704.879 839.963	10124.164 362.555	0.053			
224	TUBE IG 5	SOMA	157	25310.42	15186.254 35.912	16704.879 839.969	10124.164 362.556	0.053			

62

Figura II.10 Saida dos resultados _verificação de barras

HYDROSTATIC COLLAPSE CHECKING

MEMBER	CRITICAL CONDITION	STRESS RATIO	INTERACTION FORMULA	DIAGNOSTIC
164	SOMA	7.39763379E-02	TENS 2-2546	
165	SDMA	1.06922425E-02	COMP 1-2548	
166	SOMA	1.27976798E-02	COMP 1-2548	
167	SDMA	6.03646263E-02	TENS 2-2546	
168	SDMA	7.39724636E-02	TENS 2-2546	
169	SOMA	1.06917545E-02	COMP 1-2548	
170	SDMA	1.27966926E-02	COMP 1-2548	
171	SOMA	1.06033009E-02	COMP 1-2548	
172	SDMA	6.26895685E-03	COMP 2-2548	
173	SOMA	6.83226436E-03	COMP 1-2548	
174	SDMA	1.00281090E-02	COMP 2-2548	

----- SYSTEM ACCOUNTING TABLE -----

DATE TUE 25/03/86 (84.1986) TIME 15.18.23

	TOTAL	PARTIAL
TCB (MSECS)	26128	132
SRB (MSECS)	231	43
PAGE-IN (PAGES)	780	1
PAGE-OUT (PAGES)	485	0
RECLAIMS (PAGES)	23	0
SWAPS (SECS)	4	0
TOTAL SERVICE (UNITS)	336615	4983
CPU SERVICE (UNITS)	103600	786
I/O SERVICE (UNITS)	5720	860
MSD SERVICE (UNITS)	226365	3182
SRB SERVICE (UNITS)	920	152
ACTIVE TIME (MSECS)	214525	4770
RESIDENT TIME (MSECS)	236340	4770
PAGING RATE (PG/S)	44.6	0.0

Figura II.11 Verificação ao colapso hidrostático

CAPÍTULO III

VERIFICAÇÃO DE JUNTAS TUBULARES

III.1. GENERALIDADES

Tecnicamente, uma conexão tubular é a porção localizada de uma estrutura onde ocorre a junção de vários elementos de seção tubular, e uma "junta tubular" é a interface gerada pela interseção das superfícies destes elementos. O melhor e mais econômico método de se executar essa ligação é através da soldagem direta da extremidade, adequadamente recortada, de um dos membros sobre a superfície externa de outro tubo. O membro tubular cuja extremidade sofre este recorte é denominado *brace*, o outro, cuja superfície é mantida inalterada e sobre o qual o *brace* é então soldado, é chamado *chord*.

O compromisso das ligações entre membros de uma estrutura com a integridade e a vida útil do conjunto exige do projetista um cuidado todo especial ao tratar o problema. O dimensionamento de juntas tubulares soldadas, é um problema frequentemente encontrado em plataformas marítimas e para o qual, mui-

tas vezes, a aplicação de uma solução simples e imediata não é recomendável. Para exemplificar, no caso de plataformas concebidas para a operação em lâminas d'água de grande profundidade, as juntas podem, em muitos casos, serem enrijecidas com a utilização de anéis externos ou internos, diafragmas ou *goussets*. Tais configurações de juntas constituem-se em estruturas de grande complexidade no que diz respeito à determinação exata do estado de tensões e, portanto, requerem técnicas de análise sofisticadas para o seu correto dimensionamento e a elaboração de um detalhamento adequado. Para casos como esse, a utilização do método dos elementos finitos, com a eventual consideração das não-linearidades inerentes ao problema, é a ferramenta mais indicada e eficaz, já que as soluções analíticas esbarram na grande complexidade do problema.

A pesquisa experimental tem sido a maior responsável pelo atual estado-da-arte no que diz respeito a juntas tubulares. Com a proliferação de entidades certificadoras dos projetos de estruturas marítimas, vários critérios e recomendações de caráter prático difundiram-se no meio técnico especializado. Tais critérios são fundamentados em formulações de enfoque semi-empírico, abrangendo os tipos mais frequentes de juntas, proporcionando ao projetista meios confiáveis e relativamente simples de assegurar o bom desempenho de sua estrutural.

III.2. TIPOS DE JUNTAS

Na prática, há uma enorme variedade de configurações pa-

ra juntas tubulares, se for considerada a geometria tri-dimensional. Considerando-se apenas os casos de conexões planas (onde os eixos de todos os tubos estão contidos em um único plano), ainda assim, há um número muito grande de configurações possíveis.

Para facilitar a referência e o estudo do seu desempenho, o meio técnico costuma classificar as juntas tubulares segundo as denominações "simples" e "complexas". Assim como descritora da quantidade de detalhes construtivos envolvidos, esta terminologia dá ainda uma idéia do grau de dificuldade inerente ao seu correto dimensionamento.

Segundo GRAFF (27) e diversas publicações, para ser enquadrada como "simples", uma junta deve, em primeira instância, ser uma junta plana. Além disso, deve ser formada sem que haja a interseção das superfícies de dois *braces* adjacentes (um caso de junta *overlapping*) e sem o emprego de disfragmas, enrijecedores ou *goussets* (também denominados "borboletas"). Para evitar o desenvolvimento de tensões localizadas excessivamente altas, as juntas simples poderão apresentar, ao longo de um pequeno trecho, uma seção de espessura superior à dos membros incidentes. Dessa maneira, além dos evidentes benefícios ao desempenho estático da junta, é também melhorado o desempenho da junta com relação aos efeitos de carregamentos cíclicos, ou seja, aos efeitos de fadiga.

Qualquer desvio, a partir dessas considerações de caráter construtivo, implica na classificação de uma junta como "complexa". Este termo é utilizado para designar os seguintes tipos de juntas:

- juntas com superposição parcial dos *braces* (*overlap*);
- juntas com anéis enrijecedores externos ou internos, diafragmas ou ainda, *goussets*;
- juntas fundidas;
- juntas com concreto injetado (*grouting*),
- juntas multi-planares e
- juntas com penetração do *brace* no *chord*.

Ainda sob a classificação geral de "juntas simples", podem ser encontradas configurações geométricas subdivididas segundo os termos "T", "K", "Y", "X", "DT", etc. Na figura (III.1) são apresentadas algumas configurações típicas, com a respectiva classificação.

Muitos códigos e recomendações de projeto apresentam um critério de classificação baseado, além do aspecto geométrico, na maneira pela qual os esforços distribuem-se entre os *braces*. A norma DnV, por exemplo, só admite o dimensionamento de uma junta como um "K" no caso em que as componentes dos esforços nos *braces*, segundo a direção normal ao *chord* estiverem em perfeito equilíbrio. Além disso há limitações para os valores dos ângulos θ_1 e θ_2 (fig. III.2) e para a distância mínima (chamada *gap*) entre as linhas das interseções *brace-chord*. Caso tais parâmetros não estejam dentro dessas limitações, a junta deve ser considerada como dois "Y" independentes.

A norma API permite, através de uma análise da distribuição dos esforços entre os *braces*, classificar a junta como uma superposição dos casos mais simples (fig. III.3).

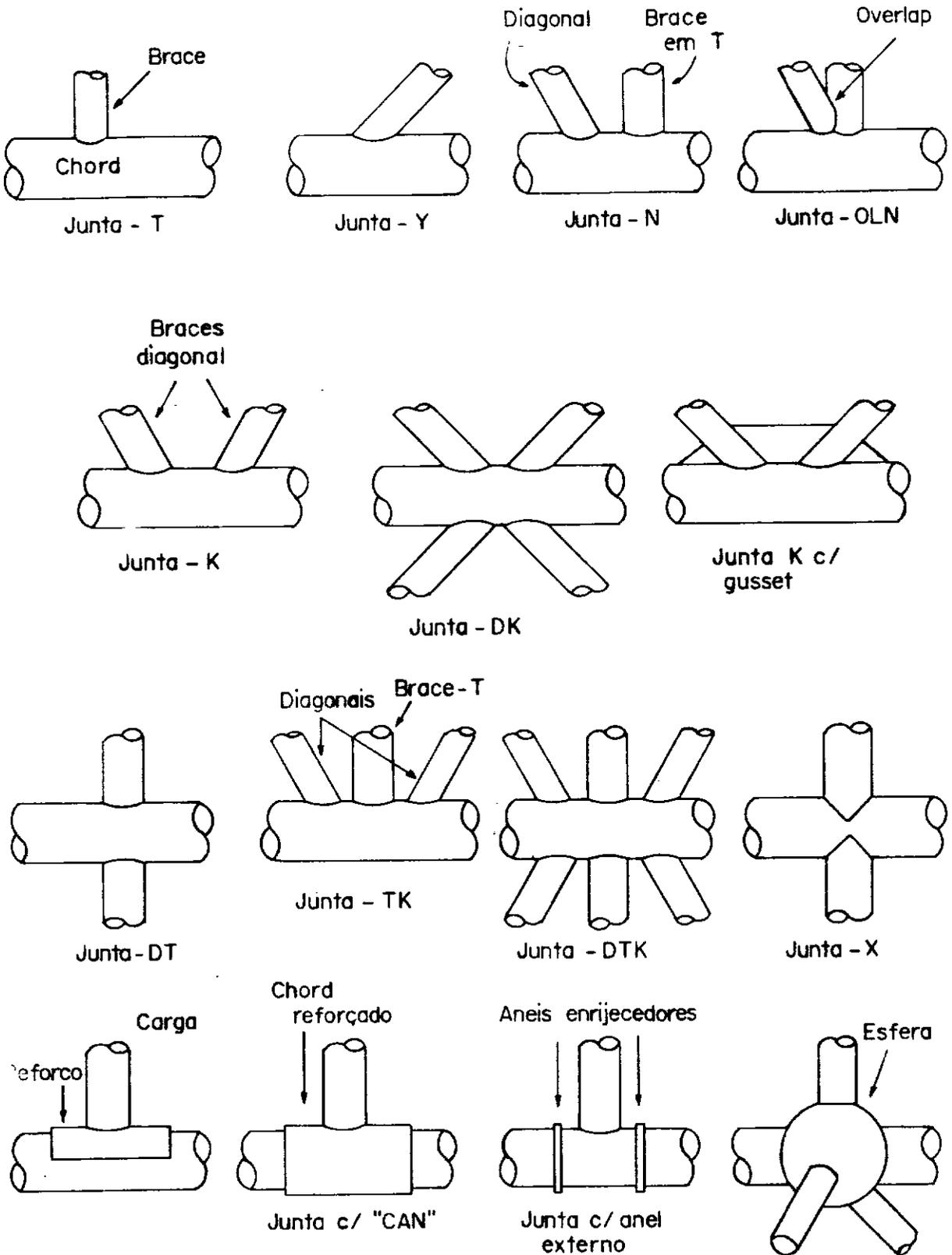
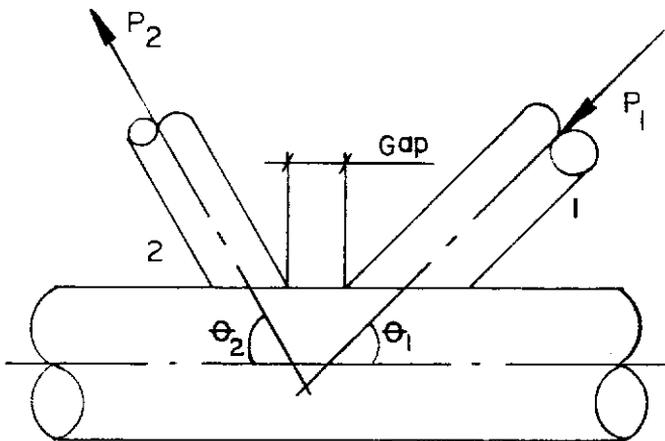


Figura III.1 Configurações típicas de juntas tubulares



$$P_1 \sin \theta_1 = P_2 \sin \theta_2$$

$$\theta_1, \theta_2 > 30^\circ$$

$$\text{Gap} > g_0$$

Figura III 2 Classificação DnV para juntas "K"

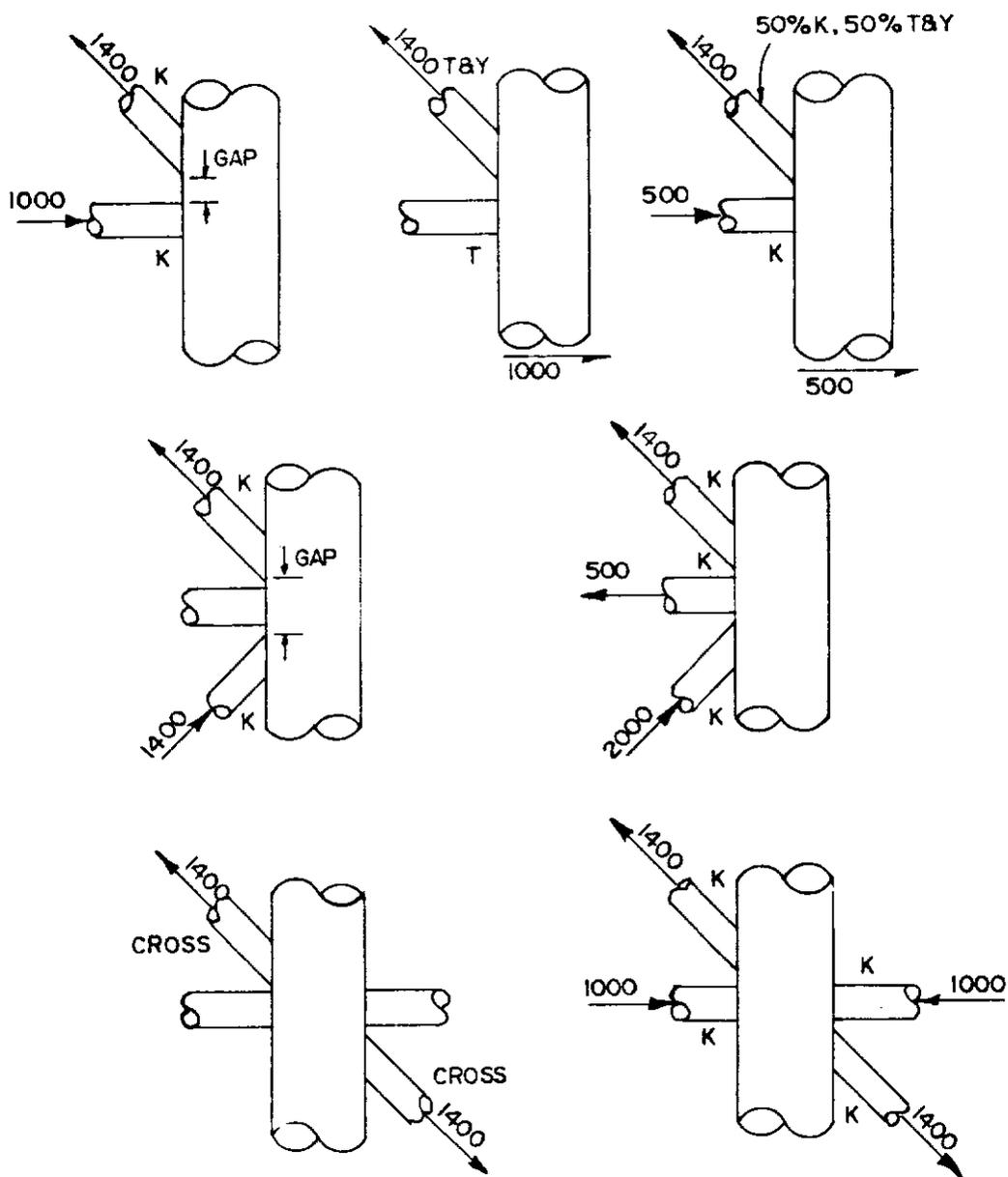


Figura III.3 Juntas tubulares, classificação API-RP2A

III.3. MODOS DE FALHA

BILLINGTON, LALANI e TEBBET (24) citam os tipos mais comuns de falha, verificados nos estudos experimentais. Ainda em seu trabalho, são expostos os fundamentos empregados na elaboração das fórmulas para a verificação das juntas.

Os modos de falha listados abaixo são todos possíveis em se tratando de juntas tubulares. Aqueles que levam à carga mínima de ruptura são dependentes da geometria e do tipo de carga aplicada como descrito abaixo:

(i) deformação plástica excessiva na parede do *chord*;

(ii) propagação de fratura, conduzindo à ruptura e separação entre o *brace* e o *chord* (puncionamento);

(iii) flambagem localizada nas regiões comprimidas dos membros,

(iv) cisalhamento do *chord* e

(v) fratura ou ruptura lamelar.

O tipo (i) é o mais comum, ao passo que o tipo (ii), em geral, ocorre para as juntas "K" ou "TY" com baixa relação entre os diâmetros do *brace* e do *chord*, se os *braces* diferem consideravelmente em diâmetro.

O tipo (iii) pode ocorrer em juntas onde concorrem tubos de paredes relativamente delgadas. A fratura lamelar é mais provável em juntas, com *chords* de paredes muito espessas, nas quais o *brace* está tracionado.

A falha por cisalhamento do *chord* na região do *gap* pode ser crítica para juntas "K" e "TY" com grande relação entre os diâmetros do *brace* e do *chord*.

A falha da seção do *chord* ou do *brace* devido aos esforços cortantes e momentos ou uma combinação destes na vizinhança da junta, também pode ocorrer, porém este caso não é considerado como falha da junta em si.

Estes modos podem ser visualizados na figura (III.4).

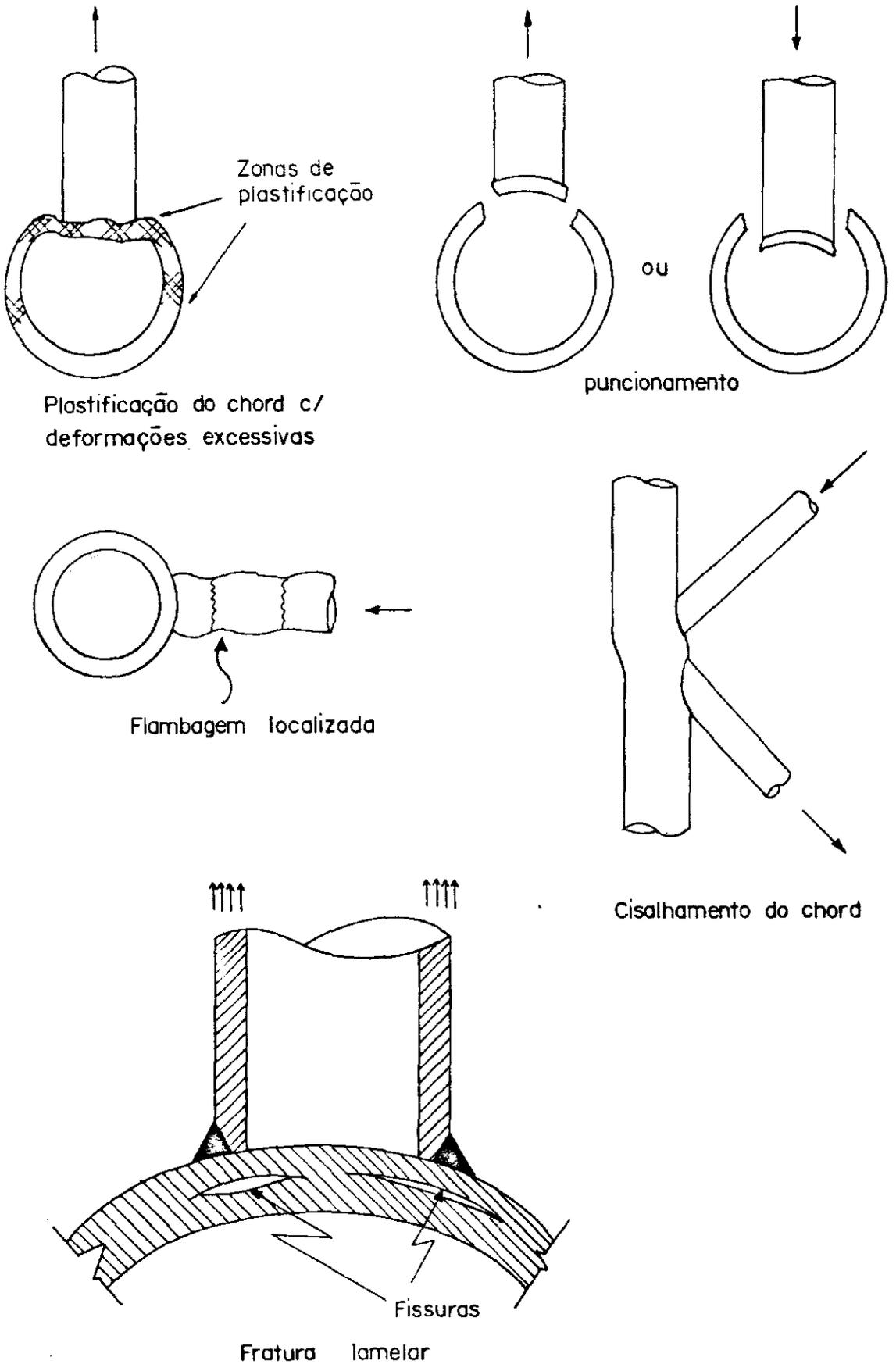


Figura III 4. Modos típicos de falha em juntas tubulares.

III.4. PREVISÃO DA RESISTÊNCIA

As tensões em juntas tubulares, assim como na maioria dos elementos estruturais, são uma combinação de estados simples de tensão oriundos de tração, compressão, flexão ou cisalhamento. A determinação teórica exata do estado de tensões presente em uma junta tubular ainda não foi demonstrada devido à grande complexidade apresentada pelo problema, quando tratado analiticamente. Esforços nesse sentido foram empreendidos por BIJLAARD, DUNDROVA e SCORDELIS (20 a 26). Baseados em versões da teoria de cascas cilíndricas, não foi possível, entretanto, considerar a estrutura da junta como um todo, devido às simplificações que se fizeram necessárias no modelo teórico para a obtenção das soluções.

Do ponto de vista prático, introduzir elementos de reforço, seletivamente nas regiões críticas de uma junta, é o objetivo fundamental do seu projeto. A intuição e o conhecimento de alguns dados de caráter prático desempenham um importante papel neste processo. Entretanto, depositar excessiva confiança nesses métodos pode, em alguns casos, ser uma atitude não-conservativa. Sem o conhecimento detalhado da distribuição de tensões em uma junta, pode-se tender ao enrijecimento de uma região aparentemente frágil, resultando em um aumento das tensões em outras regiões da junta.

Um outro ponto importante está relacionado à natureza das solicitações impostas à estrutura. Para uma dada configuração de junta, as características de resistência a solicitações estáticas podem ser ideais. Em contrapartida tais característi

cas podem ser danosas quando forem consideradas solicitações cíclicas.

Segundo BOUWKAMP e SCORDELIS (20), o detalhe mais eficiente com vistas à resistência estática é o de *overlap* entre os *braces*, ao passo que para solicitações cíclicas observa-se juntamente o contrário. A priori tal fato deve-se à concentração de tensões desenvolvida na junta.

No caso de solicitações eminentemente estáticas os picos localizados de tensão são redistribuídos em função da flexibilidade radial do *chord* e, sem dúvida, a custa da manifestação do comportamento não-linear do material. Tal evolução do estado de tensões não traz risco estrutural acentuado, ao contrário, pode-se esperar que tal redistribuição aumente a capacidade última da junta com relação às solicitações estáticas.

Em contrapartida, em juntas solicitadas ciclicamente, o desenvolvimento de picos de tensão aumenta o nível de flutuação de tensões, que constitui um dado de grande relevância em termos de fadiga do material. Tal fenômeno pode provocar o desenvolvimento e propagação de trincas na região de concentração de tensões, elevando o risco de sérios comprometimentos estruturais.

III.5. PREVISÃO DA RESISTÊNCIA ESTÁTICA

Se uma forma geral, as verificações são feitas através da comparação entre um valor associado ao nível de tensões desenvolvido na parede do *chord*, e um valor que traduza, ou que

esteja associado, ao nível máximo de tensões que possa ser desenvolvido, dentro dos limites de segurança estipulados para a verificação.

A norma API-RP2A, baseando-se no processo de verificação pelas tensões admissíveis, fornece o valor da tensão máxima admissível de funcionamento que será, então, comparada com o valor da tensão atuante.

A norma DnV, fundamentada no processo de verificação para os estados-limite, fornece o valor da resistência característica ao funcionamento. Este valor, afetado por coeficientes de segurança, fornece o valor da resistência de projeto que, finalmente, é comparado ao valor da solicitação de projeto.

Um terceiro enfoque é baseado na carga última para o *brace*, onde as fórmulas para o dimensionamento são desenvolvidas por regressão, a partir de uma quantidade significativa de resultados experimentais. Dessa forma, são obtidos os valores médios para a carga última.

Com relação aos critérios do API, RODABAUGH (26) faz uma explanação detalhada das fórmulas empregadas para a verificação de juntas tubulares. Em seu trabalho, faz referência às pesquisas que contribuíram significativamente para o atual estágio de desenvolvimento dos critérios de projeto aplicáveis às juntas tubulares.

Segundo a norma API-RP2A, as tensões atuantes de funcionamento podem ser calculadas a partir das seguintes expressões, em função das tensões presentes no *brace* e da geometria da junta:

$$v_a = \tau \cdot \frac{f_a \cdot \text{sen}\theta}{K_a} \quad (\text{III.1})$$

$$v_{ib} = \tau \cdot \frac{f_{ib}}{K_b} \quad (\text{III.2})$$

$$v_{ob} = \tau \cdot \frac{f_{ob}}{K_b} \quad (\text{III.3})$$

A tensão v_a é oriunda da parcela f_a de tensão normal no *brace*, devida à ação de um esforço axial. As tensões v_{ib} e v_{ob} são relacionadas às parcelas f_{ib} e f_{ob} de tensão normal desenvolvidas no *brace* devidas à ação de momentos, respectivamente, no plano e fora do plano de definição da junta.

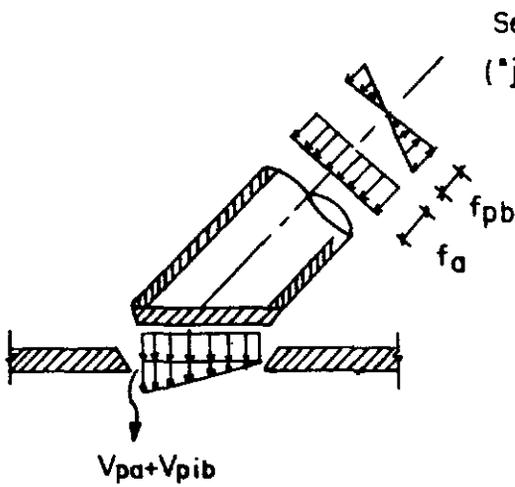
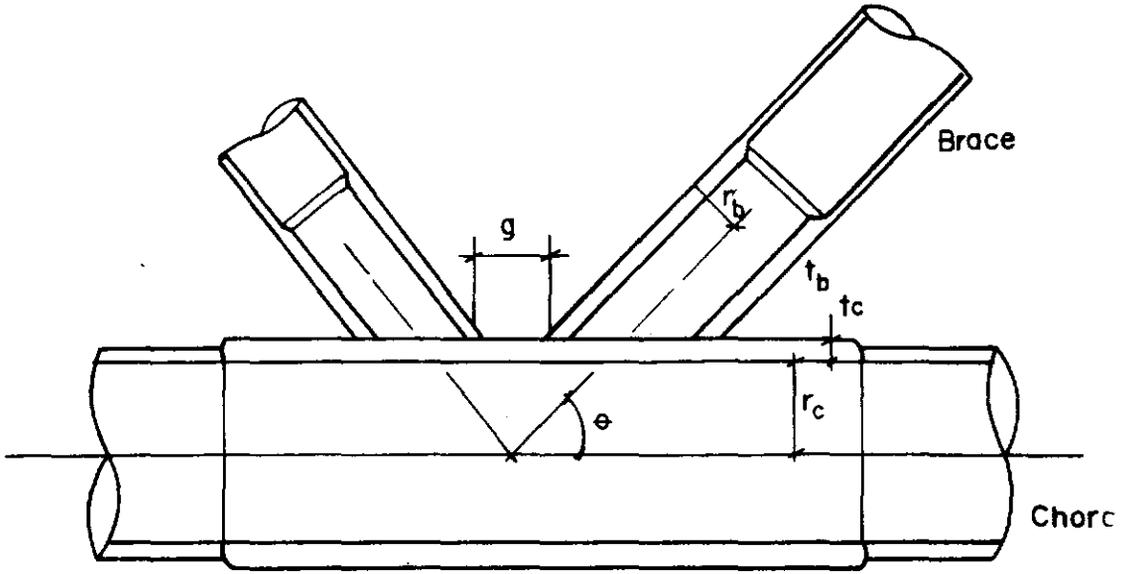
O valor de θ é o ângulo entre o *brace* e o *chord*. O parâmetro τ é a relação entre as espessuras do *brace* e do *chord*. E os valores de K_a e K_b são obtidos em função de θ , através das relações:

$$K_a = \frac{1 + \text{sen}\theta}{2 \cdot \text{sen}\theta} \quad (\text{III.4})$$

$$K_b = \frac{1 + 3 \cdot \text{sen}\theta}{4 \text{sen}\theta} \quad (\text{III.5})$$

Os coeficientes K_a e K_b procuram relacionar o comprimento e os momentos de inércia da interseção *brace-chord* com as respectivas propriedades da seção transversal do *brace*.

Na figura (III.5) podem ser visualizadas a terminologia empregada e os parâmetros geométricos envolvidos nas fórmulas para a verificação de juntas tubulares simples, segundo o API.



$$V_{pa} = \tau \cdot \frac{f_a \cdot \sin \theta}{K_a}$$

$$V_{pb} = \tau \cdot \frac{f_b}{K_b}$$

r_c → raio medio do chord (na junta)

r_b → raio medio do brace (")

t_c → espessura do chord (")

t_b → espessura do brace (")

g → "gap"

$$\tau = \frac{t_b}{t_c}$$

$$\gamma = \frac{r_c}{t_c}$$

$$\xi = \frac{g}{r_c}$$

$$\beta = \frac{r_b}{r_c}$$

$$\eta = \beta / \sin \theta$$

Figura III.5 Juntas tubulares terminologia e parâmetros geométricos

As tensões admissíveis são dadas pela fórmula geral:

$$V_{pi} = Q_{pi} \cdot Q_f \cdot \frac{F_y}{0.9 \cdot \gamma^{0,7}} \leq 0.40 F_y \quad (\text{III.6})$$

onde F_y é a tensão de escoamento do aço empregado para o *chord* na região da junta. Os coeficientes Q_{qi} são obtidos do quadro da figura (III.6) e Q_f é dado por:

$$Q_f = 1,00 \quad (A \leq 0.44) \quad (\text{III.7a})$$

$$Q_f = 1,22 - 0,5 \cdot A \quad (A > 0.44) \quad (\text{III.7b})$$

onde A é a relação de tensões no *chord* devida à presença de carga axial (no *chord*):

$$A = \frac{|f_a| + |f_b|}{0.6 \cdot F_y} \quad (\text{III.7c})$$

f_a = tensão axial no *chord*

f_b = tensão normal de flexão no *chord*

Para a verificação final, recorre-se à uma fórmula que considera a interação entre as tensões obtidas a partir de (III.1) até (III.3):

$$|\Psi_a| + \frac{2}{\pi} \cdot \text{arc sen} (\Psi_{ib}^2 + \Psi_{ob}^2)^{1/2} \quad (\text{III.8})$$

sendo os valores de Ψ , dados por:

$$\Psi_i = \frac{v_i}{V_{pi}} \quad ; \quad i = a, ib, ob \quad (\text{III.9})$$

onde os índices se referem às parcelas axial, flexão-no-plano e flexão-fora-do-plano.

TIPO DE JUNTA	GEOMETRIA	TIPO DE SOLICITAÇÃO NO BRACE			
		TRAÇÃO	COMPRESSÃO	FLEXÃO NO PLANO	FLEXÃO FORA DO PLANO
K	OVERLAP	1,5		2,5	1,0
	$\xi < 0,15$	$1,3 - 2\xi$		2,25	1,0
	$\xi \geq 0,15$	1,0		2,25	1,0
	$\beta > 0,60$	Q_β se $>$ valores acima		2,25	Q_β
	$\eta > 1,00$	Qq/η		Qq/η	Qq/η
TY	$\beta \leq 0,60$	1,4	1,0	2,0	1,0
	$\beta > 0,60$	$\max(1,4, Q_\beta)$	Q_β	2,0	Q_β
	$\eta >$	Qq/η		$\min(Qq/\eta, 1.5)$	$\min(Qq/\eta, 1.5)$
X	$\beta \leq 0,60$	1,0	$\min(0,7 Q_\beta, 1.0)$	1,4	0,7
	$\beta > 0,60$	Q_β	$0,7 Q_\beta$	1,4	$0,7 Q_\beta$
	$\eta > 1,0$	Qq/η		Qq/η	Qq/η

$$Q_\beta = 0.3 / [\beta \cdot (1 - 0.833 \cdot \beta)]$$

FIGURA III.6 - JUNTA TUBULARES - COEFICIENTES Qq (API-RP2A - 1983)

III.6. A IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

Assim como para outros critérios de verificação estrutural, onde a repetitividade e seqüência dos cálculos é grande, a implementação computacional dos procedimentos para a verificação de juntas tubulares, como um pós-processador em relação à análise global da estrutura, tem vários atrativos. A quantidade de dados envolvidos no tratamento do problema para uma junta e a quantidade de juntas existentes em um modelo estrutural, do porte de uma plataforma marítima, requerem do projetista uma considerável parcela de tempo dispendido para os cálculos e interpretação dos resultados.

Na fase de planejamento da implementação computacional foram identificados dois problemas básicos.

O primeiro diz respeito à estrutura de dados necessária à identificação e classificação dos membros incidentes na junta. É necessário, inicialmente, identificar quais membros deverão ser considerados como os *chords* e quais o deverão como *braces*.

Tal problema poderia ser contornado suprindo o comando, específico para a execução do programa, com dados adicionais. Estes dados forneceriam as configurações das juntas a serem analisadas, definindo os *braces* e os *chords*. Os demais dados necessários tais como os esforços, as características geométricas dos membros, as constantes físicas, etc., já são disponíveis e organizados na atual estrutura de dados do sistema ADEP. Tal estrutura é construída à medida em que são fornecidos os dados

básicos do modelo estrutural, com vistas à análise global, e estão armazenados em arranjos dinâmicos ou em arquivos de acesso direto em disco.

A não viabilidade imediata da implementação do comando em linguagem orientada, com as características citadas anteriormente, estava no fato de tornar obrigatória a expansão da estrutura de dados do sistema. Tal expansão estaria destinada ao armazenamento dessa nova entrada de dados. Além disso, como consequência final, traria a nível de usuário o inconveniente da especificação dos dados adicionais, que poderiam adquirir uma extensão considerável em função das dimensões do problema e dos objetivos da análise.

Optou-se, então, pela implementação de um algoritmo capaz de identificar e gerar todos os dados necessários à verificação da junta. Para o usuário é suficiente fornecer a lista com os nomes das juntas para as quais a verificação é desejada, minimizando assim o esforço para a codificação do problema.

O outro problema surgia na aplicação dos critérios de verificação propriamente ditos.

O formulário desenvolvido e publicado nos códigos de projeto tem a sua aplicabilidade restrita aos casos em que a junta está geometricamente definida em um único plano. Tendo-se em mente esta particularidade, tornava-se necessário adotar um processo de análise viável para, no caso mais geral, uma junta de estrutura tri-dimensional, com *braces* dispostos segundo mais de um plano.

para isso, o algoritmo de identificação decompõe a jun-

ta, no caso desta ser multi-planar, agrupando os membros copla-
nares segundo os chamados "planos-de-junta". Estando assim agru-
pados, a verificação será processada para os elementos de um de-
terminado plano, sem levar em consideração a influência dos de-
mais membros situados em outros planos. Ainda com relação à
identificação de juntas, é considerada a distribuição dos esfor-
ços imposta pela análise de cada hipótese de carga. Dependendo
da quantidade de membros situados em um único plano e da distri-
buição de esforços encontrada, a junta é classificada como uma
combinação dos tipos mais simples, para os quais a aplicação do
formulário é imediata.

III.7. IDENTIFICAÇÃO DAS JUNTAS

O algoritmo desenvolvido para a identificação das juntas e geração dos dados relevantes à verificação das tensões de punção é composto, basicamente, por seis etapas distintas.

A primeira etapa é realizada a nível global, com respeito à estrutura de dados do sistema ADEP. As outras duas, realizam-se a nível da massa de dados associada a cada junta e seus membros componentes.

Na primeira etapa, são efetuados testes básicos para que seja assegurada a execução normal de todo o processo de verificação. Os testes estão orientados no sentido verificar a existência ou definição de toda a estrutura dinâmica de dados necessária ao processo. Fundamentalmente, essa estrutura de dados deve conter:

a) a definição topológica da malha empregada para a modelação do problema, e

b) os resultados da análise global da estrutura sob a forma de esforços nos membros, para cada hipótese de carga considerada.

Na etapa seguinte, são recuperados os identificadores internos e as propriedades geométricas da seção de cada membro corrente à junta. Um determinado membro só será considerado na verificação, caso tenha sido especificado como tubo de seção circular. Isso feito, ainda nessa etapa, a junta em questão só poderá ser analisada caso atenda a dois requisitos:

a) ser uma "JUNTA ATIVA" no âmbito do SISTEMA ADEP, e

b) possuir no mínimo três elementos tubulares incidentes, a fim de que se possa caracterizar o problema do funcionamento.

Satisfeitas as condições das etapas anteriores, procede-se à terceira etapa: a identificação dos membros principais da junta (os *CHORDS*). Inicialmente é processada a ordenação dos elementos tubulares segundo seus diâmetros e espessuras. Essa ordenação pressupõe que, para serem capazes de resistir às solicitações de funcionamento, os *CHORDS* deverão ser os elementos passantes da junta e, portanto, dotados de uma seção transversal com porte relativamente superior à dos demais. Deve ser salientado que, isoladamente, a ordenação dos membros não define, dentro do conjunto de membros concorrentes à junta, qual o par de elementos que poderá ser considerado como o dos *CHORDS*. Para isso é necessário pesquisar a disposição relativa dos elementos, detectando a primeira ocorrência, dentro desse conjunto ordenado, de um par de membros co-lineares. Caso não se verifique tal ocorrência, o processo para essa junta é interrompido. Nesse caso é emitida a mensagem conveniente e o processo é iniciado para a próxima junta, a partir da segunda etapa anteriormente citada.

Determinados os membros principais (*CHORDS*) e conhecido o número total de membros incidentes na junta, procede-se à determinação dos conjuntos de *braces* coplanares na junta em questão. Para cada conjunto coplanar define-se um sistema de eixos de referência, chamado sistema planar, em analogia aos conhecidos sistemas de referência local e global. Este sistema planar é definido através de vetores unitários, computados a partir dos

co-senos diretores dos *braces* e do *chord-base*.

Na figura (III.7), é apresentada a configuração de uma junta tubular genérica, com a representação dos diversos sistemas de referência envolvidos.

O *chord-base* é aquele que possuir a menor diferença entre a numeração interna dos nós que definem as suas extremidades. Para definir os sistemas de referência planar e verificar se um dado *brace* está contido em um determinado plano, são tomados os vetores unitários na direção axial do *brace* e do *chord-base*, orientados a partir do nó da junta.

Os vetores unitários para o sistema de referência planar da figura são calculados da seguinte forma:

$$\underline{Z}_{\pi} = \frac{\underline{X}_m \times \underline{X}_c}{\| \underline{X}_u \times \underline{X}_c \|} \quad (\text{III.8})$$

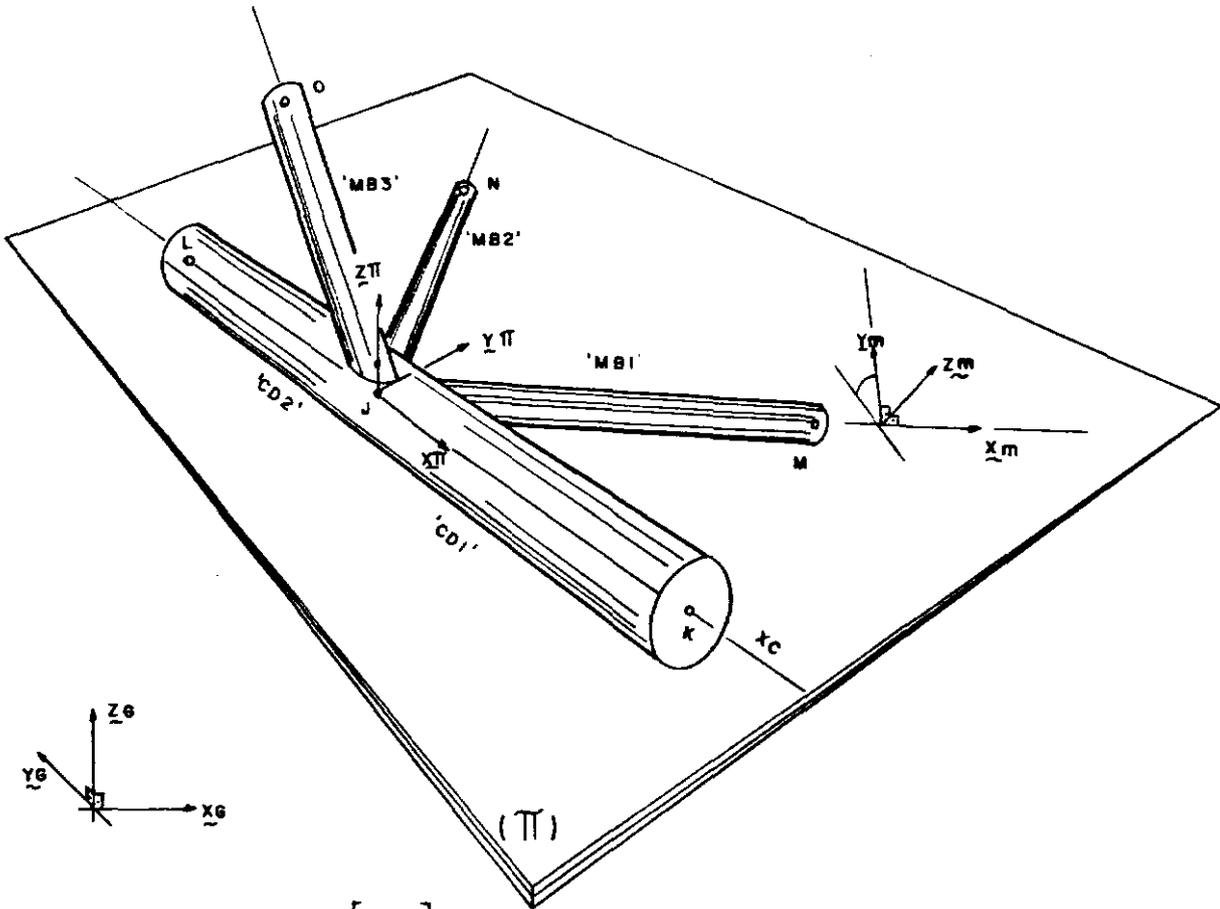
$$\underline{X}_{\pi} = \underline{Z}_{\pi} \times \underline{X}_{\pi} \quad (\text{III.9})$$

onde \underline{X}_{π} possui a direção do *chord-base* e tem sua origem no nó 'J'.

Um outro membro, no caso 'MB1', só será incluído no plano π , caso seja verificada a relação:

$$\underline{X}_m \cdot \underline{Z}_{\pi} = \phi \quad (\text{III.10})$$

do ângulo θ procurando corrigir o perímetro do *brace* para então obter-se o comprimento real da interseção *brace-chord*.



Sistema global:

$$\begin{bmatrix} \underline{x}_G \\ \underline{y}_G \\ \underline{z}_G \end{bmatrix}$$

Sistema local (elemento):

$$\begin{bmatrix} \underline{x}_m \\ \underline{y}_m \\ \underline{z}_m \end{bmatrix} = \underline{R}_L$$

Sistema local (chord):

$$\begin{bmatrix} \underline{x}_c \\ \underline{y}_c \\ \underline{z}_c \end{bmatrix} = \underline{R}_C$$

Sistema planar:

$$\begin{bmatrix} \underline{x}_\pi \\ \underline{y}_\pi \\ \underline{z}_\pi \end{bmatrix} = \underline{R}_P$$

	Membros	incidências
Chords	'CD1'	J K
	'CD2'	L J
Braces	'MB1'	J M
	'MB2'	J N
	'MB3'	O J

$$(MB1, MB2) \subset (\pi)$$

$$MB3 \notin (\pi)$$

Figura III.7 Juntas tubulares sistemas de referência

Estabelecidos os conjuntos de *braces* coplanares, passa-se à classificação final da junta e à sua verificação. O processo de verificação, exposto na norma API-RP2A, analisa a ação de cada *brace*, individualmente, sobre o *chord* e, portanto, para cada *brace* incide uma classificação particular. Tal classificação baseia-se no padrão segundo o qual a componente normal à direção do *chord*, do esforço axial em um dado *brace*, é distribuída entre os demais, para cada hipótese de carga.

Para avaliar esse padrão, os esforços desenvolvidos nos membros, para a extremidade correspondente à junta em questão, devem estar referidos ao sistema de referência planar. As transformações necessárias são dadas por:

$$\underline{F}_p = - \underline{R}_p \times (\underline{R}_G^T \times \underline{F}_L) \quad (\text{III.11})$$

e

$$\underline{M}_p = - \underline{R}_p \times (\underline{R}_G^T \times \underline{M}_L) \quad (\text{III.12})$$

onde \underline{F}_L e \underline{M}_L são os vetores de esforços e momentos, para a extremidade correspondente à junta, referidos ao sistema local da barra; \underline{R}_G^T é transposta da matriz de rotação global-local, \underline{R}_p é a matriz de rotação global-planar e, \underline{F}_p e \underline{M}_p são, respectivamente, os vetores com as ações, do *brace* sobre o *chord*, referidas ao sistema planar.

$$F_p(1) = \text{força na direção } \underline{X}_p$$

$$F_p(2) = \text{força na direção } \underline{Y}_p$$

$$F_p(3) = \text{força na direção } \underline{Z}_p$$

$$M_p(1) = \text{momento fletor na direção } \underline{X}_p$$

$M_p(2)$ = momento fletor na direção \underline{Y}_p

$M_p(3)$ = momento fletor na direção \underline{Z}_p

A componente $F_p(2)$, de acordo com a convenção utilizada na figura (III.7), é aquela normal ao *chord*. As componentes $M_p(1)$ e $M_p(3)$ são os chamados momentos fletores "fora-do-plano" e "no-plano", respectivamente.

De posse desses valores, são estabelecidas as relações entre a carga segundo a direção \underline{X}_p , do *brace* considerado com a dos demais *braces*. Estas relações são acumuladas, caso haja oposição na orientação das cargas em função da disposição relativa dos *braces*, segundo as chamadas porcentagens de junta "K" e "X" preferencialmente nessa ordem. A restante da carga do *brace*, não absorvida pelos demais como "K" ou "X", é absorvida pelo *chord* como junta "TY". A soma das relações acumuladas "K" "X" e "TY" é sempre igual à unidade.

III.8. APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS PARA A VERIFICAÇÃO

Tendo sido identificada como uma combinação de juntas mais simples, através das relações acumuladas, ou porcentagens de junta, é possível então calcular a tensão máxima admissível para cada uma das ligações *brace-chord*.

De posse das características dos membros, são calculados os parâmetros geométricos da junta (τ , γ , β , η , ξ (v. fig. (III.3)). Com estes valores, são obtidos os valores de Q_q na tabela da figura (III.5) para os tipos "K", "TY" e "X", para as

solicitações axiais e de flexão. Os valores finais de Q_q , para cada tipo de solicitação, são calculados através da ponderação dos valores para "K", "TY" e "X", pelas respectivas porcentagens de junta, avaliadas previamente.

Avalia-se o valor de Q_f pelas fórmulas (III.7a,b,c) em função das tensões presentes no *chord* e, com a tensão de escoamento, F_y , são calculadas as tensões máximas admissíveis para cada tipo de solicitação.

No cálculo dos coeficientes K_a e K_b , fórmulas (III.4,5), foi introduzido o coeficiente K_{ib} , dado por:

$$K_{ob} = \frac{1 + 3 \cdot \text{sen}\theta}{4 \cdot \text{sen}\theta} \quad (\text{III.13})$$

adequado ao cálculo de v_{ob} na fórmula (III.3), conforme o exposto por KUANG (22) passando o coeficiente K_b (III.5) a ser empregado apenas na fórmula (III.2).

Isso feito, são calculadas as tensões atuantes por intermédio de (III.1,2,3) com a modificação citada para, finalmente, serem avaliadas as relações (III.9) e a interação (III.8). Caso algum desses valores exceda o limite estipulado pelo critério, são emitidas mensagens, sob a forma de códigos alfanuméricos, alertando o projetista para que tome as providências cabíveis.

III.9. LIMITAÇÕES DO PROGRAMA

Quanto ao volume de dados, especificamente, a quantidade

de juntas e quantidade de placas por junta que possam ser detectados, não há limitação. O programa foi desenvolvido procurando otimizar a utilização de arranjos dinâmicos. Visou-se, principalmente, evitar a formação de "buracos" na memória, reduzindo assim o tempo empregado pelo executivo para uma eventual reorganização da memória.

A versão atualmente implementada não foi preparada para considerar os casos de *overlap* entre os *braces* concorrentes à junta. Tal fato deve-se à insuficiência da estrutura de dados disponível no sistema ADEP para abrigar tal tipo de informação. Uma série de dados adicionais devem ser fornecidos para que sejam possíveis essas verificações. Tais dados, a priori, não são relevantes à análise global da estrutura tendo-se em mente o tipo de discretização usualmente empregado em sistemas estruturais reticulados. Desta forma a estrutura de dados original do sistema não incorpora os dados necessários, como por exemplo: qual *brace* faz *overlap* e com quem o faz em uma junta específica, e que extensão da extremidade do *brace* está em contato direto com o *chord* e/ou *brace* passante.

Atualmente, já tendo sido estudadas as expansões da estrutura de dados necessárias à abordagem do problema, encontra-se em sua fase final a implementação dos procedimentos adequados à verificação de juntas, co-planares ou não, nas quais haja a ocorrência de *overlaps*.

Tem sido também testado um procedimento destinado à proposição de nova seção para o *chord* e/ou *brace*, caso não se enquadrem nas verificações (re-dimensionamento).

III-10 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Sobre o mesmo modelo estrutural e para a mesma hipótese de carregamento, descritos no capítulo anterior (item II.8), processaram-se as verificações ao funcionamento das juntas tubulares, segundo os critérios da norma API-RP2A.

As verificações foram processadas sobre todas as juntas existentes, considerando os diversos planos identificados em cada situação.

Nas Figuras III.8 a III.11 podem-se observar o aspecto da impressão para alguns dos resultados obtidos nas verificações efetuadas.

As colunas "JOINT", "PLANE" e "LOAD", identificam, respectivamente, a junta analisada, o plano de junta e o carregamento considerados. As colunas "BRACE" e "CHORD", identificam a ligação verificada. Na coluna "PERCENTAGES" estão apresentadas as porcentagens de distribuição de carga para o *brace* segundo as classificações "TY", "K" e "X", para juntas-T, juntas-K e juntas-X, respectivamente. Na linha inferior às porcentagens estão impressos os valores dos coeficientes Q_f calculados para as solicitações axial, flexão-no-plano e flexão-fora-do-plano. Analogamente à impressão das verificações de barra, nas colunas "ALLOWABLE/WORKING STRESS" estão apresentados os valores das tensões admissíveis (linha superior) e das tensões atuantes (linha inferior) para cada tipo de solicitação. A coluna "RATIO" apresenta o valor final da relação de interação para as solicitações. No campo "MESSAGES" é apresentado o diagnóstico de verificação.

Mensagens devidas a inconsistências relativas ao processo de verificação de juntas, são também emitidas no relatório.

Na junta 210, por exemplo, o *brace* concorrente (283) possui diâmetro superior aos dos *chords* detectados (277 e 278), sendo então desconsiderado. Como sãõ hã trẽs elementos concorrentes ao nã em questãõ, sendo um ignorado, a definiçãõ do problema de funcionamento torna-se impossível para esta junta.

O cabeçalho impresso ẽ anãlogo ao da verificaçãõ de barras.

JOB : JAQUETA

TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA-100M) - ESTATICO

UNITS : M - METN

JOINT	PLANE	LOAD	BRACE	CHORD	PERCENTAGES			ALLOWABLE / WORKING STRESSES			RATIO	MESSAGES
					TY QFAX	K QFIB	X QFOB	AXIAL	IN-PLANE BENDING	OUT-OF-PLANE BENDING		
200	****	BRACE 297	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 302					AND 301	. MEMBER SKIPPED.			
200	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										
201	1	SOMA	390 IG 7	39 IG 2	0.0 -0.811	1.000 *****	0.0 -0.268	0.0 8.64673E+01	0.0 4.44274E+02	0.0 3.11634E+02	*****	QF
201	1	SOMA	302 IG 5	35 IG 2	0.342 -0.745	0.658 *****	0.0 -0.222	0.0 1.66906E+02	0.0 2.16192E+03	0.0 1.96100E+02	*****	QF
201	2	SOMA	391 IG 7	39 IG 2	0.0 -0.811	1.000 *****	0.0 -0.268	0.0 9.24021E+02	0.0 3.64932E+02	0.0 3.37814E+02	*****	QF
201	2	SOMA	276 IG 5	35 IG 2	0.017 -0.746	0.983 *****	0.0 -0.222	0.0 1.19444E+03	0.0 2.24604E+03	0.0 1.81900E+02	*****	QF
201	3	SOMA	298 IG 5	35 IG 2	1.000 -0.746	0.0 *****	0.0 -0.222	0.0 2.80036E+00	0.0 3.00690E+03	0.0 5.14069E+00	*****	QF
202	****	BRACE 294	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 276					AND 275	. MEMBER SKIPPED.			
202	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										
204	****	BRACE 365	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 278					AND 279	. MEMBER SKIPPED.			
204	****	BRACE 366	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 278					AND 279	. MEMBER SKIPPED.			
204	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										
205	1	SOMA	387 IG 7	37 IG 2	0.093 -0.021	0.907 -0.532	0.0 0.285	0.0 7.35618E+02	0.0 4.01953E+02	0.0 3.96011E+02	*****	QF
205	1	SOMA	261 IG 5	33 IG 2	0.0 -0.037	1.000 -0.555	0.0 0.274	0.0 8.47690E+02	0.0 1.80022E+03	0.0 2.47717E+02	*****	QF
205	2	SOMA	394 IG 7	37 IG 2	0.0 -0.021	1.000 -0.532	0.0 0.285	0.0 1.01655E+02	0.0 3.08571E+02	0.0 4.02695E+02	*****	QF
205	2	SOMA	277	33	0.317	0.683	0.0	0.0	0.0	0.0	*****	QF

95

Figura III.8 Verificação de juntas

JOB : JAQUETA

TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M) - ESTADICO

UNITS : M - METN

JOINT	PLANE	LOAD	BRACE	CHORD	PERCENTAGES			ALLOWABLE / WORKING STRESSES			RATIO	MESSAGES
					IY QFAX	K QFIB	X QFOB	AXIAL	IN-PLANE BENDING	OUT-OF-PLANE BENDING		
205	3	SOMA	281 IG 5	33 IG 2	1.000 -0.037	0.0 -0.555	0.0 0.274	0.0 1.37499E+01	0.0 2.66277E+03	0.0 6.54640E+00	*****	QF
206	****	BRACE 383	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 274					AND 275	. MEMBER SKIPPED.			
206	****	BRACE 384	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 274					AND 275	. MEMBER SKIPPED.			
206	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										
207	****	BRACE 289	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 273					AND 274	. MEMBER SKIPPED.			
207	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										
208	1	SOMA	392 IG 7	40 IG 2	0.094 -0.021	0.906 -0.532	0.0 0.285	0.0 7.36322E+02	0.0 4.03461E+02	0.0 3.95416E+02	*****	QF
208	1	SOMA	273 IG 5	36 IG 2	0.0 -0.037	1.000 -0.555	0.0 0.274	0.0 8.47534E+02	0.0 1.80107E+03	0.0 2.48075E+02	*****	QF
208	2	SOMA	393 IG 7	40 IG 2	0.0 -0.021	1.000 -0.532	0.0 0.285	0.0 1.01129E+02	0.0 5.09090E+02	0.0 4.01719E+02	*****	QF
208	2	SOMA	280 IG 5	36 IG 2	0.319 -0.037	0.681 -0.555	0.0 0.274	0.0 1.88629E+02	0.0 1.87021E+03	0.0 2.24796E+02	*****	QF
208	3	SOMA	284 IG 5	36 IG 2	1.000 -0.037	0.0 -0.555	0.0 0.274	0.0 1.36909E+01	0.0 2.66317E+03	0.0 7.78856E+00	*****	QF
210	****	BRACE 283	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 280					AND 279	. MEMBER SKIPPED.			
210	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										
211	****	BRACE 282	HAS A DIAMETER GREATER THAN THOSE OF CHORDS 277					AND 278	. MEMBER SKIPPED.			
211	****	UNABLE TO DEFINE A PUNCHING SHEAR PROBLEM ****										

96

Figura III.9 Verificação de juntas

JOB : JAQUETA

TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M) - ESTATICO

UNITS : M - METN

JOINT	PLANE	LOAD	BRACE	CHORD	PERCENTAGES			ALLOWABLE / WORKING STRESSES			RATIO	MESSAGES
					TY CFAX	K QF18	X QF08	AXIAL	IN-PLANE BENDING	OUT-OF-PLANE BENDING		
232	1	SOMA	322 IG 7	310 IG 7	1.000 0.994	0.0 0.991	0.0 0.996	5.10931E+03 2.76726E+00	1.01242E+04 5.64821E+01	1.01242E+04 5.30834E+02	0.034	
233	1	SOMA	391 IG 7	309 IG 3	0.093 0.998	0.907 0.996	0.0 0.998	1.01242E+04 7.86859E+02	1.01242E+04 6.79376E+02	1.01242E+04 2.84642E+02	0.124	
233	1	SOMA	392 IG 7	308 IG 3	0.0 0.999	1.000 0.998	0.0 0.999	1.01242E+04 7.13510E+02	1.01242E+04 4.75568E+02	1.01242E+04 2.98487E+02	0.106	
234	1	SOMA	320 IG 7	307 IG 7	1.000 0.996	0.0 0.995	0.0 0.997	5.12241E+03 1.16480E+01	1.01242E+04 2.24796E+01	1.01242E+04 5.65541E+02	0.038	
235	1	SOMA	580 IG10	602 IG 2	0.140 -0.027	0.860 -0.540	0.0 0.281	0.0 5.44623E+02	0.0 4.31914E+02	0.0 4.65757E+02	****	QF
235	1	SOMA	307 IG 7	40 IG 2	0.0 -0.028	1.000 -0.543	0.0 0.280	0.0 5.29878E+02	0.0 2.08549E+03	0.0 2.72343E+02	****	QF
235	2	SOMA	581 IG10	602 IG 2	0.0 -0.027	1.000 -0.540	0.0 0.281	0.0 1.40559E+02	0.0 5.08429E+02	0.0 4.76458E+02	****	QF
235	2	SOMA	314 IG 7	40 IG 2	0.334 -0.028	0.666 -0.543	0.0 0.280	0.0 2.38706E+02	0.0 2.07868E+03	0.0 2.23313E+02	****	QF
235	3	SOMA	318 IG 7	40 IG 2	1.000 -0.028	0.0 -0.543	0.0 0.280	0.0 1.37347E+01	0.0 2.88535E+03	0.0 6.27841E+00	****	QF
236	1	SOMA	317 IG 7	314 IG 7	1.000 0.998	0.0 0.996	0.0 0.998	5.12868E+03 1.14078E+01	1.01242E+04 7.55227E+00	1.01242E+04 5.23205E+02	0.035	
237	1	SOMA	393 IG 7	313 IG 3	1.000 0.999	0.0 0.999	0.0 1.000	6.85127E+03 4.31751E+01	1.01242E+04 5.76397E+02	1.01242E+04 2.53466E+02	0.046	
237	1	SOMA	394 IG 7	312 IG 3	1.000 0.999	0.0 0.999	0.0 1.000	6.85126E+03 4.36359E+01	1.01242E+04 5.77129E+02	1.01242E+04 2.54526E+02	0.046	
238	1	SOMA	316 IG 7	311 IG 7	1.000 0.998	0.0 0.996	0.0 0.998	5.12866E+03 9.69938E+00	1.01242E+04 1.06163E+01	1.01242E+04 5.23085E+02	0.035	
244	1	SOMA	315 IG 7	319 IG 7	1.000 1.000	0.0 0.999	0.0 1.000	5.13902E+03 2.31634E+00	1.01242E+04 3.90516E+01	1.01242E+04 1.11973E+03	0.071	
245	1	SOMA	323 IG 7	321 IG 7	1.000 1.000	0.0 1.000	0.0 1.000	5.14060E+03 1.07867E+01	1.01242E+04 1.74158E+01	1.01242E+04 1.32208E+03	0.085	
246	1	SOMA	326	322	1.000	0.0	0.0	5.14063E+03	1.01242E+04	1.01242E+04	0.083	

97

Figura III.10 Verificação de juntas

JOB : JAQUETA

TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M) - ESTATICO

UNITS : M - METN

JOINT	PLANE	LOAD	BRACE	CHORD	PERCENTAGES			ALLOWABLE / WORKING STRESSES			RATIO	MESSAGES
					TY QFAX	K QFIB	X QFOB	AXIAL	IN-PLANE BENDING	OUT-OF-PLANE BENDING		
247	1	SDMA	318 16 7	317 16 7	1.000 1.000	0.0 0.999	0.0 1.000	5.13914E+03 2.17766E+00	1.01242E+04 3.76386E+01	1.01242E+04 1.12030E+03	0.071	
248	1	SDMA	501 1610	477 1610	1.000 0.997	0.0 0.996	0.0 0.998	4.55675E+03 1.08076E+01	1.01242E+04 9.68446E+00	1.01242E+04 6.65275E+02	0.044	
249	1	SDMA	575 1610	478 1611	0.0 1.000	1.000 0.999	0.0 1.000	9.74441E+03 4.93663E+02	1.01242E+04 4.97934E+02	1.01242E+04 3.23683E+02	0.088	
249	1	SDMA	576 1610	479 1611	0.169 0.999	0.831 0.998	0.0 0.999	9.11766E+03 5.94059E+02	1.01242E+04 6.78663E+02	1.01242E+04 3.16965E+02	0.112	
250	1	SDMA	506 1610	480 1610	1.000 0.995	0.0 0.993	0.0 0.997	4.54711E+03 9.41242E-01	1.01242E+04 5.30541E+01	1.01242E+04 6.11783E+02	0.039	
251	1	SDMA	583 16 9	603 16 2	0.107 -0.037	0.893 -0.556	0.0 0.274	0.0 4.20491E+02	0.0 4.62720E+02	0.0 5.00173E+02	*****	QF
251	1	SDMA	477 1610	599 16 2	0.0 -0.034	1.000 -0.551	0.0 0.276	0.0 4.19067E+02	0.0 1.96187E+03	0.0 2.36017E+02	*****	QF
251	2	SDMA	590 16 9	603 16 2	0.0 -0.037	1.000 -0.556	0.0 0.274	0.0 1.39662E+02	0.0 5.42769E+02	0.0 5.02152E+02	*****	QF
251	2	SDMA	493 1610	599 16 2	0.230 -0.034	0.770 -0.551	0.0 0.276	0.0 2.02314E+02	0.0 1.95670E+03	0.0 2.10018E+02	*****	QF
251	3	SDMA	497 1611	599 16 2	1.000 -0.034	0.0 -0.551	0.0 0.276	0.0 1.70042E+01	0.0 3.74859E+03	0.0 1.01140E+01	*****	QF

98

Figura III.11 Verificação de juntas

CAPÍTULO IV

VERIFICAÇÃO DE PAINÉIS ENRIJECIDOS

IV.1. INTRODUÇÃO

Os painéis enrijecidos são elementos de grande aplicabilidade e importância no âmbito das modernas concepções estruturais. Aliando características bastante atrativas, sob o ponto de vista do projeto estrutural, os painéis enrijecidos têm emprego maciço nas indústrias aero-espacial, da construção civil e naval. Dentre estas características, podemos ressaltar o baixíssimo peso do conjunto estrutural, quando comparado ao seu desempenho.

Especificamente, na área de engenharia *offshore* podemos observar a aplicação de elementos enrijecidos em um sem número de situações. É possível ainda, identificar os casos em que o emprego dos elementos enrijecidos é de menor ou maior relevância dentro da concepção e da função primordial do arranjo estrutural. Como exemplos para o primeiro caso podem ser citados: os painéis que formam o piso do convés e as anteparas dos módulos

habitáveis em uma plataforma fixa. E, para as situações de maior responsabilidade estrutural, teríamos como exemplos: os tanques das *tension legs*; os elementos do casco (pontões) e das "colunas" de uma plataforma semi-submersível e a estrutura do casco das plataformas do tipo auto-elevatórias (*jack-ups*).

Formados tipicamente pela fixação de perfis estruturais—por assim dizer, mais compactos a uma chapa, os painéis enrijecidos apresentam um comportamento estrutural bem mais complexo, quando comparado a barras e placas isoladamente. (Figs. IV.1 e IV.2)

A função dos enrijecedores é a de reduzir a esbeltez da placa, aumentando a rigidez do conjunto em relação às deflexões, segundo a direção normal ao plano da placa.

Quando solicitados, interações importantes podem ocorrer entre trechos adjacentes, compreendidos entre os enrijecedores. O modo de flambagem mais comum envolve o colapso dos enrijecedores longitudinais e dos vãos de placas a eles associados.

Os enrijecedores, por sua vez, podem apresentar o comportamento de placa ou de uma associação de placas e, portanto, são suscetíveis a problemas localizados de instabilidade estrutural.

As imperfeições iniciais e o estado de tensões residuais são fatores que devem também ser considerados na análise do painel, já que podem reduzir drasticamente a sua capacidade última de carga. Tais desvios, a partir da situação ideal, devem-se aos processos empregados na fabricação dos painéis. Os enrijecedores são fixados às placas através de soldagem contínua ou intermitente, o conjunto, por sua vez, pode ser submetido a um

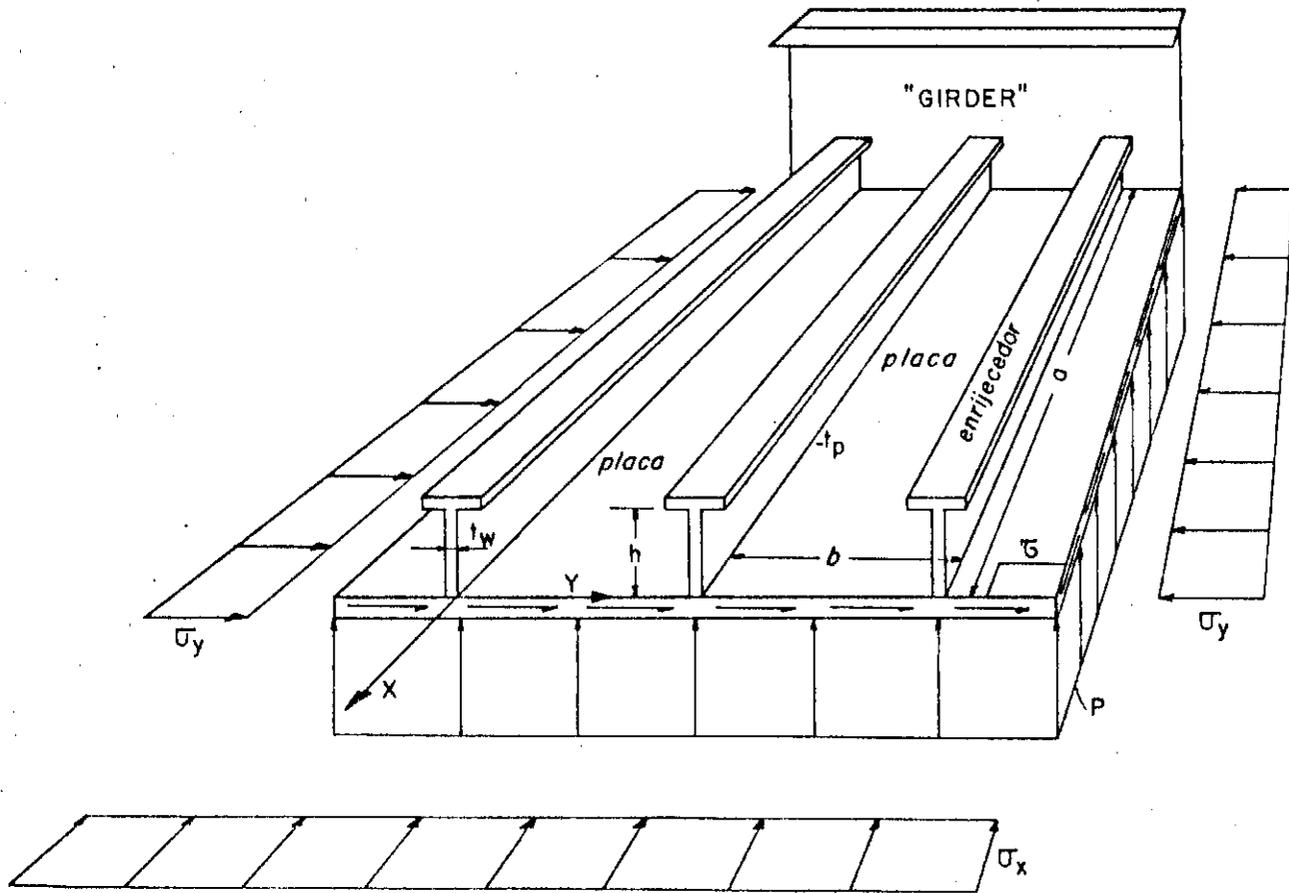
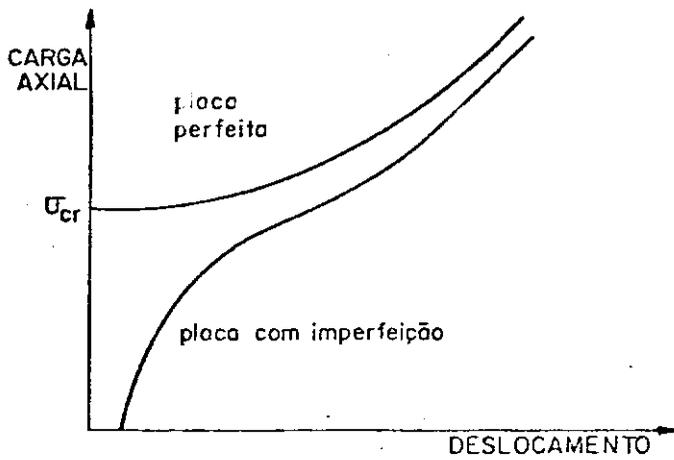
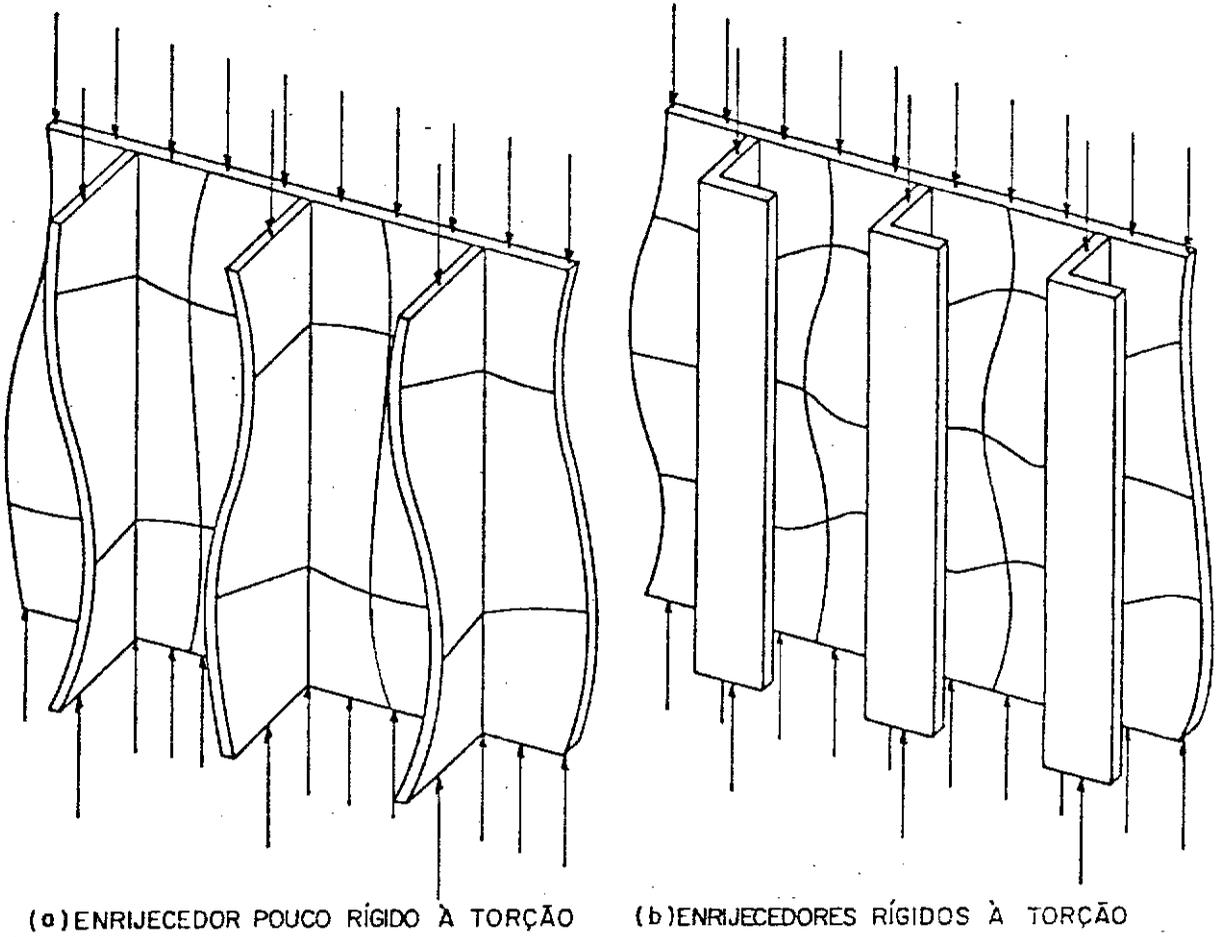


Figura IV.1 Placa enrijeçada



(c) COMPORTAMENTO DO ELEMENTO DE PLACA

Figura IV.2 Flambagem de painéis curtos

recozimento, para o alívio de tensões residuais, e/ou a um processo de retificação mecânica, para atenuar as imperfeições geométricas. (Figs. IV.3 e IV.4).

A consideração da interação de todos esses fatores torna o problema analiticamente inviável. A grande maioria das pesquisas, até hoje realizadas, restringe-se à análise do colapso de elementos estruturais, isolados, quando submetidos à compressão uni-axial. Porém, na prática, verifica-se que o estado de tensões presente em um painel real, de uma estrutura *offshore*, por exemplo, é bem mais complexo devido à diversidade e simultaneidade das ações. Podem interagir a compressão longitudinal, a compressão transversal, cisalhamento e, além dessas, a pressão hidrostática, agindo segundo a direção normal ao plano do painel.

Em segundo lugar deve-se considerar que, devido ao grau de redundância estática com que as estruturas são usualmente concebidas, o colapso de um componente isolado não conduz automaticamente ao colapso do conjunto.

Entretanto é possível levar a cabo, com grande precisão, a determinação numérica da carga última para um painel enrijecido através de uma formulação baseada no método dos elementos finitos ou de diferenças finitas.

A análise numérica do problema, aliada à análise experimental em protótipos, tem sido a ferramenta mais importante e utilizada em grande escala por diversos pesquisadores (referências a

O enfoque geralmente adotado para o estudo do problema é

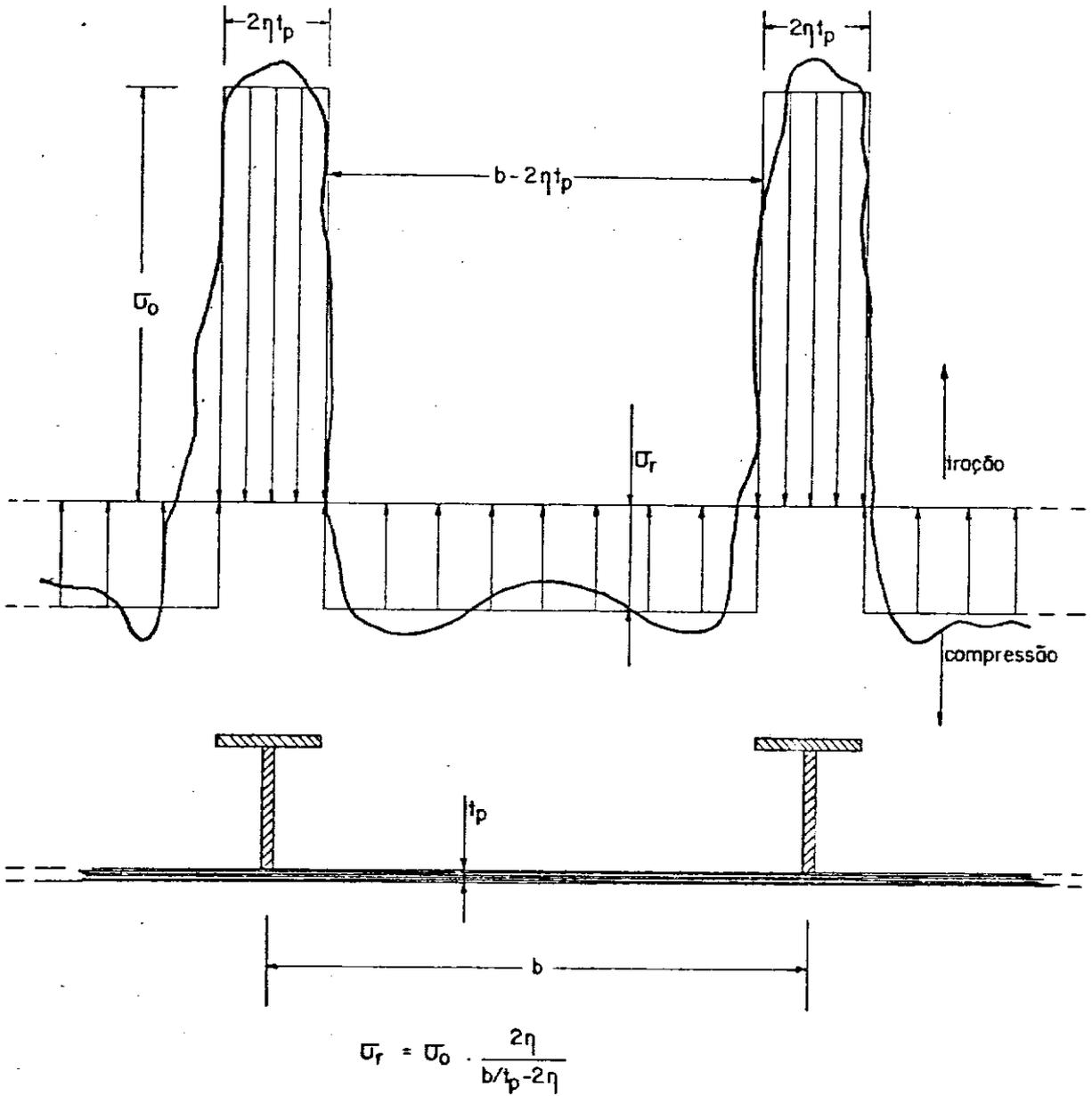


Figura IV.3 Distribuição idealizada das tensões residuais

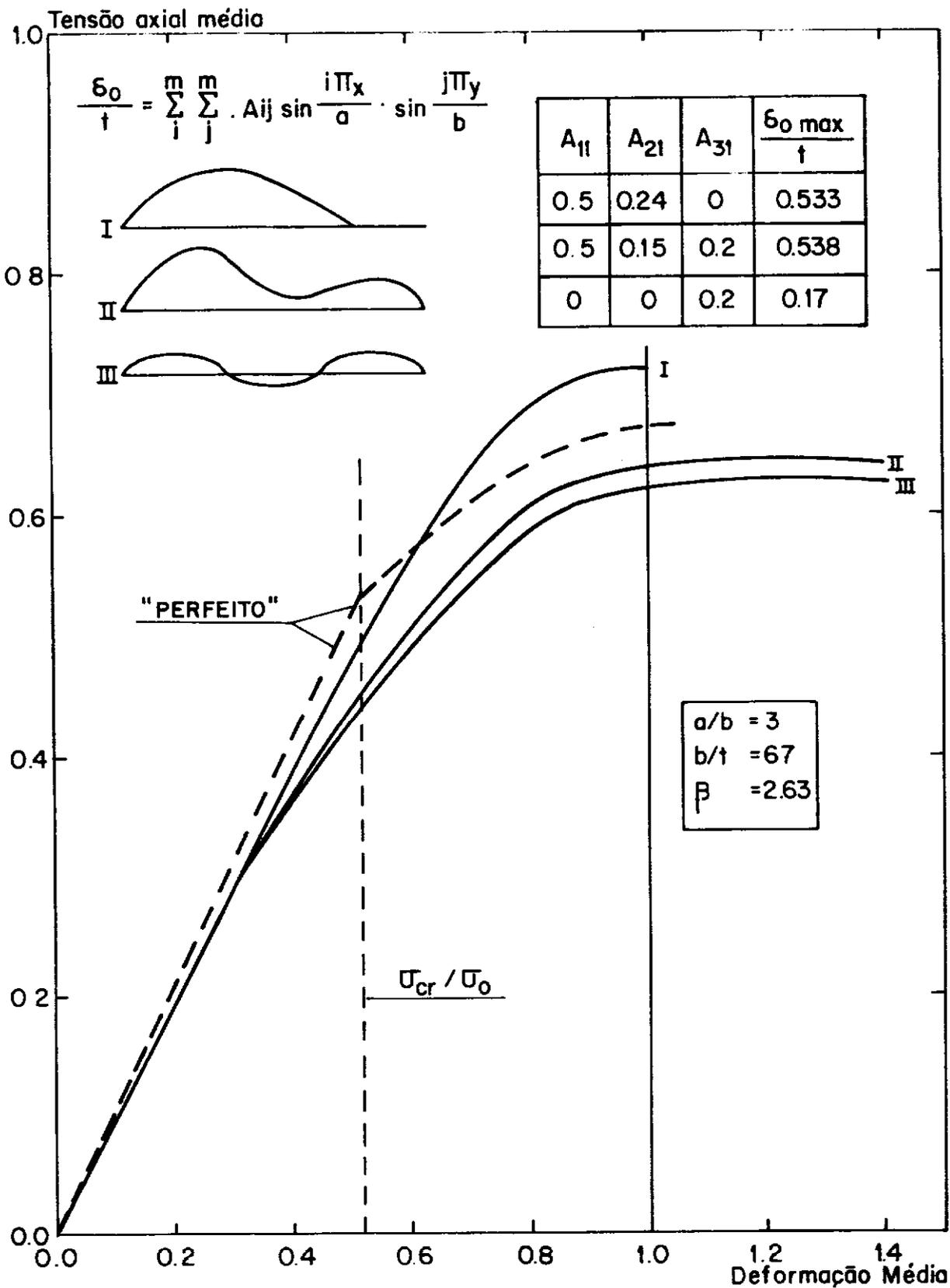


Figura IV.4 Influência da imperfeição inicial

o de isolar o comportamento de um elemento de placa submetido ao carregamento, e, então prever o comportamento da combinação placa e enrijecedor.

IV.2. MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Da observação criteriosa de resultados obtidos, quer através da análise numérica ou experimental, formulações de caráter simplista puderam ser desenvolvidas para o problema, baseados no conceito de viga-coluna equivalente.

A característica fundamental desses métodos é a de encarar o comportamento de uma viga coluna, em flexo-compressão, como representativo do comportamento de todo o painel. As propriedades físicas e/ou geométricas dessa barra são calculadas em função das características do painel considerado.

A seção considerada é constituída pela associação da seção transversal do enrijecedor a um flange, formado pela placa, e cuja largura corresponde ao espaçamento entre enrijecedores.

A partir da seção, assim formada, podem ser aplicados, basicamente, dois procedimentos para a modificação de suas propriedades. O primeiro gênero modifica (reduz) o valor da tensão de escoamento do material, sendo conhecido na literatura como o método da "TENSÃO DE ESCOAMENTO EFETIVA". O outro processo modifica (reduz) a largura do flange (placa) que será considerada na seção equivalente. Este último processo é o de uso mais difundido entre os projetistas e é conhecido como o da

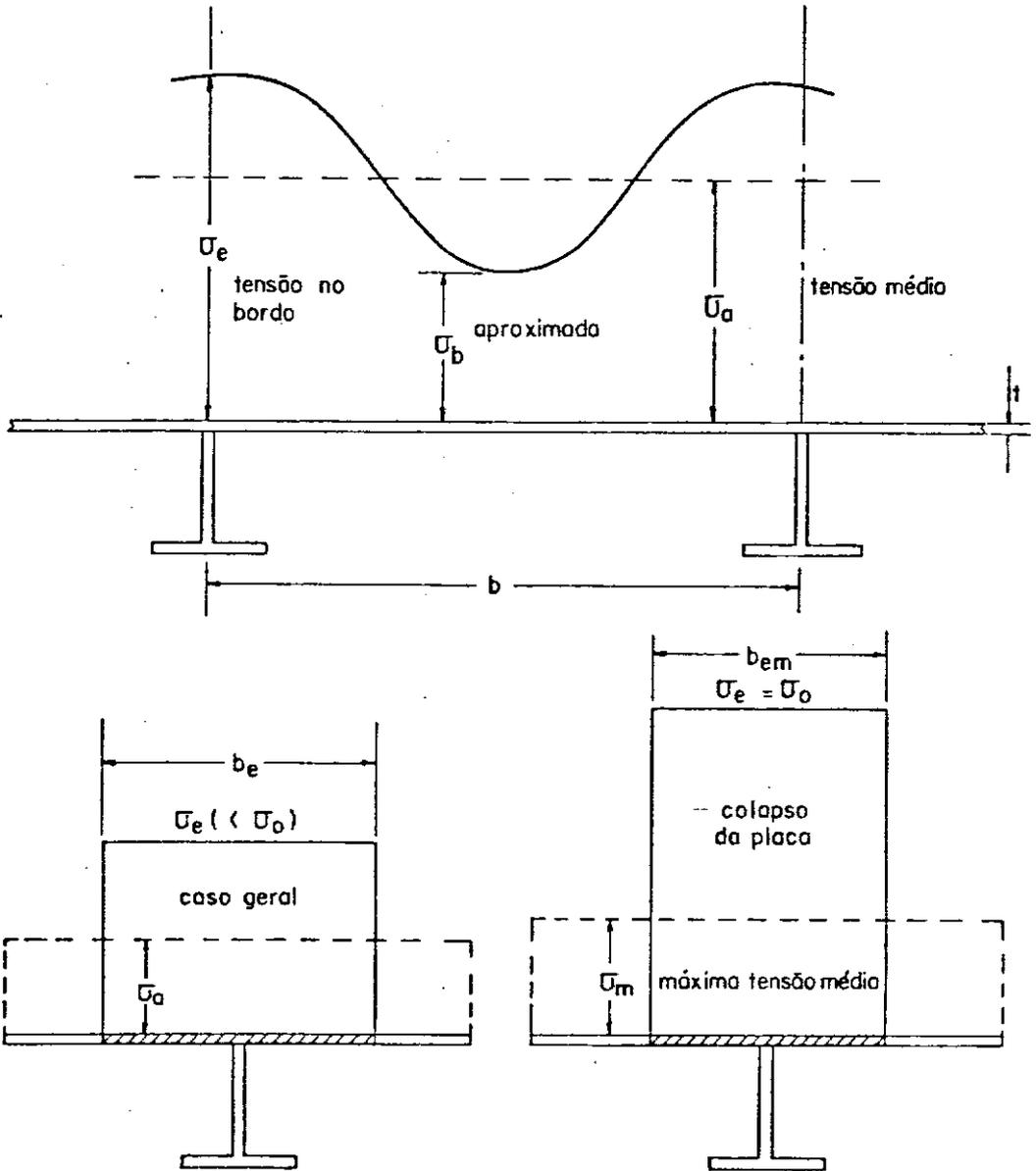
"LARGURA EFETIVA DE PLACA".

Com algumas exceções, em ambos os processos, as reduções são feitas em função de um único conjunto de parâmetros. Tais parâmetros estão associados ao aspecto geométrico do painel e ao tipo de carregamento atuante.

Estes métodos permitem, de forma simplificada, o tratamento da interação entre os modos de flambagem global e localizado. Pela sua generalidade, permitem estimativas da resistência dos mais variados tipos de painéis de forma rápida e com relativa confiabilidade.

O meio técnico ressen-te-se ainda da relativa escassez de resultados experimentais que confirmem os procedimentos simplifi-cados para a redução de características, quando da atuação de um estado múltiplo de tensões sobre o elemento de placa (Fig. IV.5), (30)

$$\frac{b_{em}}{b} = \frac{\sigma_m}{\sigma_0} = \frac{1.9t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma_0}} = \frac{1.9}{\beta}$$



b_e = Largura efetiva da placa

σ_b = Tensão de flambagem crítica

Figura 14.5. O conceito de largura efetiva

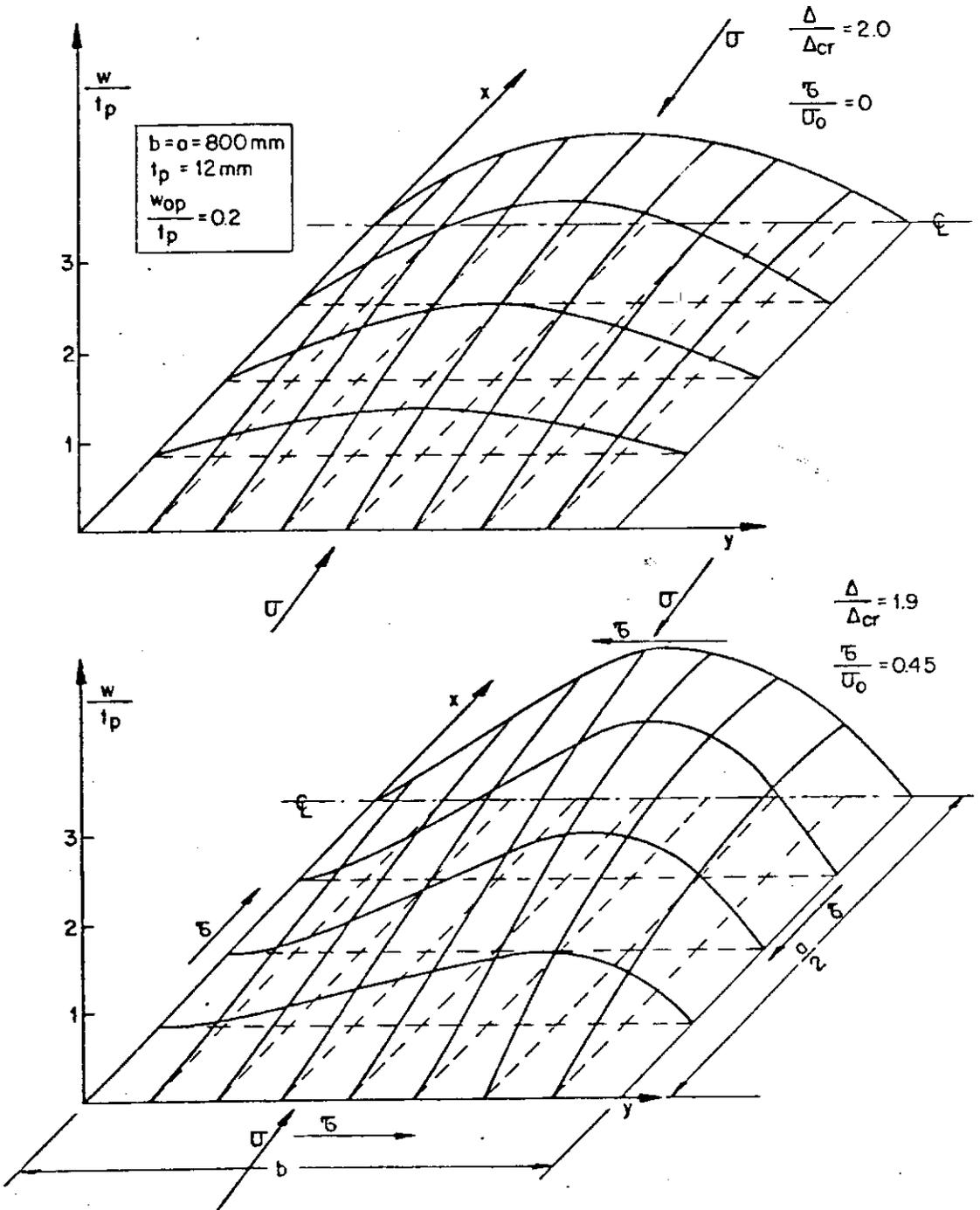


Figura IV.6 Flambagem com interação compressão-cisalhamento

III.3. VERIFICAÇÃO SEGUNDO AS RECOMENDAÇÕES DA DNV

As considerações feitas neste texto referem-se ao tratamento dado pela DnV para painéis enrijecidos em estruturas móveis, de acordo com as publicações correlatas (referências 8 e 9)

Permitindo a abordagem simplificada do problema a DnV propõe uma formulação adequada a painéis enrijecidos segundo o método da barra equivalente. A verificação é feita considerando o estado limite último (colapso) da barra sujeita à flexo-compressão.

O estado limite último para o modelo é encarado como o do início da formação de uma rótula plástica no meio do vão, um mecanismo, portanto, já que a barra é considerada bi-rotulada nas extremidades.

São consideradas as imperfeições iniciais do painel (barra). As características da seção transversal da barra são obtidas com a noção de "largura efetiva da placa", em função da geometria do painel do, estado de tensões existente, além do modo de flambagem considerado. (Fig. IV.7)

Esse mesmo estado de tensões determina os valores para as cargas axial e transversal aplicadas ao modelo da barra equivalente.

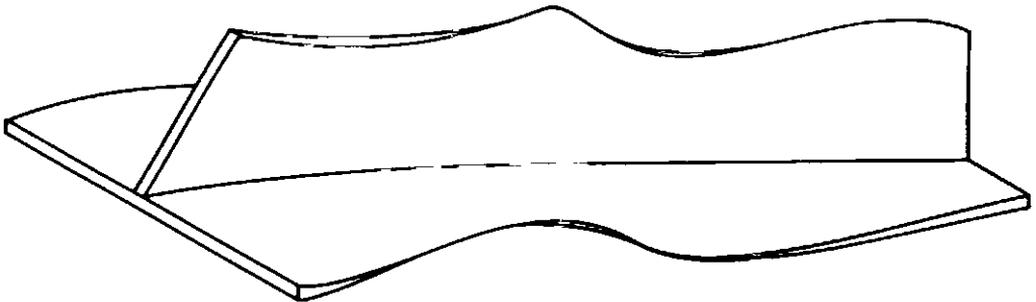
Os passos subseqüentes da verificação são análogos aos procedimentos de verificação de tensões em barras prismáticas.



(a) COLAPSO INDUZIDO PELA PLACA



(b) COLAPSO INDUZIDO PELO ENRIJECEDOR



(c) "TRIPPING"

Figura IV.7 Modos críticos em painéis enrijecidos

IV.3.1. CARACTERIZAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para cada modo de flambagem considerado, calcula-se o valor da tensão crítica para a compressão axial empregando-se uma formulação do tipo PERRY-ROBERTSON. Tal formulação é deduzida para o início da plastificação de barra esbelta, com imperfeição inicial, submetida à compressão axial.

Para a barra esbelta em compressão, cuja deflexão inicial é dada por uma meia senóide de amplitude w_{0s} , o valor da flecha no meio do vão, em função da tensão normal média na seção, σ_x , pode ser expressa por:

$$w_s = w_{0s} \frac{1}{\frac{\sigma_x}{\sigma_{Es}}} \quad (\text{IV.1})$$

onde:

$$\sigma_x = \frac{N}{A}$$

e σ_{Es} é a tensão de EULER para a barra (flambagem elástica, sendo:

N = esforço normal e,

A = área da seção trasnversal.

O momento de segunda ordem máximo é

$$M = N \cdot w_s \quad (\text{IV.2})$$

e a tensão máxima sobre a seção da barra é:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (\text{IV.3})$$

W - módulo resistente da seção.

Como situação crítica para a barra, a formulação do tipo PERRY-ROBERTSON considera o início da plastificação sobre a seção. Portanto, o instante em que:

$$\sigma_{\max} = \sigma_f \quad (\sigma_f = \text{tensão de escoamento do material}).$$

Levando-se IV.1 e IV.2 em IV.3, para a plastificação inicial da seção, tem-se:

$$\sigma_f = \sigma_{x_{cr}} + \sigma_{x_{cr}} \cdot \frac{A w_{os}}{W} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\sigma_{x_{cr}}}{\sigma_{Es}}} \quad (\text{IV.4})$$

$\sigma_{x_{cr}} \rightarrow$ tensão crítica

Com algum algebrismo, chega-se à seguinte expressão:

$$\left(\frac{\sigma_{x_{cr}}}{\sigma_f} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_{Es}} - \left(\frac{\sigma_{x_{cr}}}{\sigma_f} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_f}{\sigma_{Es}} + \frac{A \cdot w_{os}}{W} + 1 \right) + 1 = 0 \quad (\text{IV.5})$$

que é uma equação do 2º grau em $\left(\frac{\sigma_{x_{cr}}}{\sigma_f} \right)$.

Fazendo ainda:

$$\lambda^2 = \frac{\sigma_f}{\sigma_{Es}} \quad \text{e} \quad \mu = \frac{A \cdot w_{os}}{W}$$

temos para a raiz inferior de (IV.5) a expressão:

$$\frac{\sigma_{x_{cr}}}{\sigma_f} = \frac{(\lambda^2 + \mu + 1) - \sqrt{(\lambda^2 + \mu + 1)^2 - 4\lambda^2}}{2 \lambda^2} \quad (\text{IV.6})$$

que é conhecida como fórmula de PERRY-ROBERTSON.

IV.3.2. CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO EQUIVALENTE

Para o cálculo da largura efetiva da placa, a DnV considera duas situações de instabilidade:

IV.3.2.1.1. FLAMBAGEM INDUZIDA PELA PLACA

Na flambagem induzida pela placa (Fig. IV.7a), verifica-se uma acentuada perda de resistência na placa devido à flambagem localizada. Como o processo de flambagem localizada da placa é dependente do estado de tensões presente, é proposta a seguinte expressão para a largura efetiva:

$$\frac{S_e}{S} = c_x \cdot c_y \cdot c_\tau \quad (\text{IV.7})$$

onde os termos c_x , c_y e c_τ traduzem a influência de tensões na direção longitudinal, transversal, e da tensão cisalhante, respectivamente.

IV.3.2.1.1. COMPRESSÃO LONGITUDINAL

Para a compressão longitudinal, a primeira solução, visando uma aplicação prática para o problema, foi dada por von Karman, em 1932. Com base nas suas hipóteses, chega-se a uma expressão para a largura efetiva de placa associada ao enrijecedor (Fig. IV.5).

mula de PERRY-ROBERTSON para a determinação da tensão crítica na barra equivalente.

O parâmetro de esbeltez λ fica definido pela expressão:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\sigma_k}{\sigma_E}}$$

onde

σ_f , para flambagem induzida para placa

$$\sigma_k = \quad \quad \quad (IV.14)$$

0.95 σ_T , para flambagem induzida pelo enrijecedor

por sua vez, σ_T é a tensão crítica para flambagem por torção do enrijecedor. (Fig. IV.7c). Caso essa hipótese esteja asseguradamente excluída, σ_k é dado por:

$$\sigma_k = 0.95 \sigma_f \quad \quad \quad (IV.15)$$

O parâmetro de imperfeição μ possui também duas definições. A imperfeição geométrica inicial \bar{e} , em ambos os casos, idêntica:

$$w_{0s} = 0.0015 \cdot \ell \quad \quad \quad (IV.16)$$

Para flambagem induzida pelo enrijecedor há pouca influência do comportamento da placa e o critério de início da plastificação deve ser aplicado com relação ao topo do enrijecedor (Fig. IV.8a), portanto:

$$\frac{S_e}{S} = 1.9 \cdot \frac{t_p}{S} \sqrt{\frac{E}{\sigma_f}} \quad (\text{IV.8})$$

ou

$$\frac{S_e}{S} = \frac{1.9}{\beta}$$

sendo

$$\beta = \frac{S}{t} \sqrt{\frac{\sigma_f}{E}} \quad (\text{"esbeltez" do trecho de placa entre enrijecedores})$$

E = m\u00f3dulo de elasticidade.

Os experimentos demonstram haver boa correla\u00e7\u00e3o para valores altos de β , sendo um tanto otimista para os valores mais baixos. Tal fato \u00e9 atribu\u00eddo ao n\u00edvel de tens\u00f5es residuais e \u00e0s distor\u00e7\u00f5es geom\u00e9tricas impostas pelo processo de soldagem. Em vista disso, a norma DnV adota a seguinte express\u00e3o:

$$c_x = \begin{cases} \frac{1.8}{\beta} - \frac{0.8}{\beta^2} & \text{para } \beta > 1 \\ 1 & \text{para } \beta \leq 1 \end{cases} \quad (\text{IV.9})$$

IV.3.2.1.2. COMPRESS\u00c3O LONGITUDINAL E TRANSVERSAL

A intera\u00e7\u00e3o entre compress\u00e3o longitudinal (dir.x) e transversal (dir.y), numa placa longa, pode ser expressa pela f\u00f3rmula parab\u00f3lica (limite inferior para o colapso), na faixa de $\sigma_y < 0,25 \sigma_f$:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}} + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yu}} \right)^2 = 1$$

σ_{xu} = tensão crítica na direção x

σ_{yu} = tensão crítica na direção y

Baseando-se nesse tipo de interação a DnV estabelece:

$$c_y = \begin{cases} 1.0, & \text{para } \frac{\sigma_y}{\sigma_{yu}} \leq 0.4 \\ 1.0 - \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_{yu}} - 0.4 \right)^2, & \text{para } \frac{\sigma_y}{\sigma_{yu}} > 0.4 \end{cases} \quad (\text{IV.10})$$

sendo a tensão crítica segundo a direção y (σ_{yu}) dada por:

$$\frac{\sigma_{yu}}{\sigma_f} = \min \begin{cases} \frac{s}{\ell} \cdot c_x + 0.1 \left(1 - \frac{s}{\ell} \right) \left(1 + \frac{1}{\beta^2} \right)^2 \\ 1.0 \end{cases}$$

IV.3.2.1.3. TRAÇÃO TRANSVERSAL

Para tração transversal, a influência sobre a largura \bar{e} dada por:

$$c_y = \min \begin{cases} \frac{1}{2c_x} \cdot \left(\sqrt{4 - 3 \frac{\sigma_y}{\sigma_f}} - \frac{\sigma_y}{\sigma_f} \right) \\ 1.0 \end{cases} \quad (\text{IV.11})$$

IV.3.2.1.4. TENSÃO LONGITUDINAL E CISALHANTE

Para a interação entre a tensão longitudinal e a tensão

cisalhante, propõe-se a se a seguinte fórmula empírica:

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{xu}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{xy}}{\sigma_{xyu}}\right) = 1$$

onde:

σ_{xu} = tensão crítica em x

σ_{xyu} = tensão crítica em xy (cisalhante)

para

$$\tau_{xyu} = \frac{\sigma_f}{\sqrt{3}},$$

define-se então:

$$c_\tau \sqrt{1 - 3 \left(\frac{\sigma_{xy}}{\sigma_F}\right)^2} \quad (\text{IV.12})$$

IV.3.2.2. FLAMBAGEM INDUZIDA PELO ENRIJECEDOR

A verificação do painel deve também ser feita para a situação de flambagem induzida pelo enrijecedor (Fig. IV.6b). Nesse caso, devido à configuração da deformada, a placa tem suas tensões longitudinais aliviadas e verifica-se pouca influência das outras componentes de tensão. Assim, propõe-se uma expressão dependente, exclusivamente, da esbeltez da placa:

$$\frac{S_e}{S} = \min \begin{cases} 1.1 - 0.1 \beta \\ 1.0 \end{cases} \quad (\text{IV.13})$$

Determinadas as larguras efetivas, aplica-se então a fôr

$$\mu = \frac{\bar{A}_E \cdot w_{os}}{W_s} = \frac{w_{os} \cdot z_t}{r_e^2} \quad (\text{IV.17})$$

onde z_t é a distância do topo do enrijecedor ao centróide da seção de área A_T (enrijecedor mais toda a largura da placa disponível) e r_e é o raio da seção efetiva.

$$r_e = \sqrt{\frac{I_E}{A_E}}$$

$$A_E = A + S_e \cdot t_p, \quad A = \text{área do enrijecedor}$$

$$I_E = \text{momento de inércia da seção equivalente}$$

Para a flambagem induzida pela placa, nota-se a perda de eficiência da placa, devido ao acréscimo de tensão longitudinal nas suas fibras. Essa "perda de eficiência" provoca o deslocamento da linha neutra da seção efetiva em direção ao topo do enrijecedor (Fig. IV.8b). Tal fato pode ser encarado como uma excentricidade inicial extra (e_o), fornecendo então:

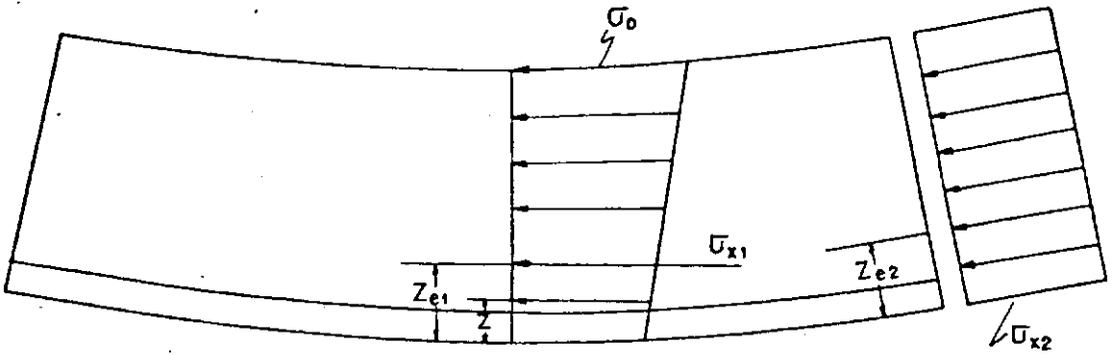
$$w = w_{os} + e_o \quad (\text{IV.18})$$

$$e_o = z_p \left(\frac{A_T}{A_E} - 1 \right)$$

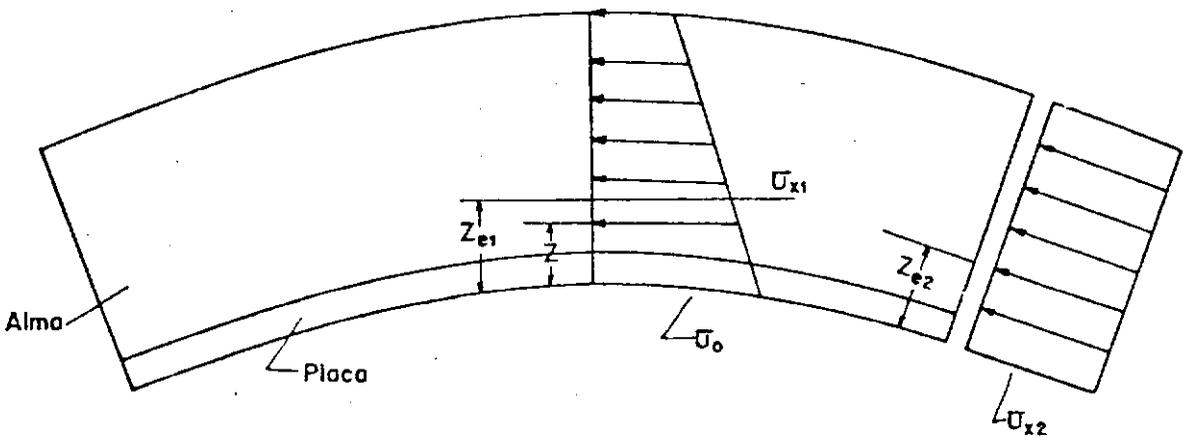
z_p = distância da superfície média da placa ao centróide da seção A_E .

Nessa situação a condição crítica é de plastificação na placa, portanto:

$$\mu = \frac{w \cdot z_p}{r_e^2} \quad (\text{IV.19})$$



FLAMBAGEM INDUZIDA PELO ENRIJECEDOR



FLAMBAGEM INDUZIDA PELA PLACA

Figura IV.8 Distribuição de tensões no enrijecedor para as situações críticas (esquemático)

IV.3.2.3. TORÇÃO DOS ENRIJECEDORES

O colapso do painel pode também ocorrer devido à flambagem por torção dos enrijecedores esbeltos e de seção aberta (barras chatas, seções "T" ou cantoneiras) são muito sensíveis a esse problema. O efeito global sobre o painel é a súbita perda de rigidez à flexão do conjunt, constituindo-se um modo muito instável (Fig. IV.9a).

O DnV considera essa possibilidade adotando um procedimento bem semelhante ao aplicado por BIJLAARD (37) para o estudo do problema.

Inicialmente, em função das características da seção do enrijecedor, é calculada a sua tensão crítica de torção supondo o comportamento elástico linear. Para isso BIJLAARD apresenta um modelo (Fig. IV.9a) sobre o qual são estabelecidas as equações diferenciais do equilíbrio para o enrijecedor. Resolvido este sistema de equações chega-se à expressão para o valor da tensão crítica elástico-linear. Para seções do tipo "T" a expressão final tem o seguinte aspecto:

$$\sigma_{ETB} = \frac{EI_z \cdot \frac{h^2 \cdot n^2 \pi^2}{\ell^2} + G \cdot I_T + K_\phi \cdot \frac{\ell^2}{n^2 \pi^2}}{I_{pN}} \quad (IV.20)$$

onde:

n - é o número de meias-ondas verificadas na direção longitudinal;

I_T - é a constante de torção de St Venant para a seção do enrijecedor ($\int dt^3$);

I_{pN} - é o momento de inércia polar da seção do enrijecedor em torno do ponto de sua interseção com a superfície média da placa;

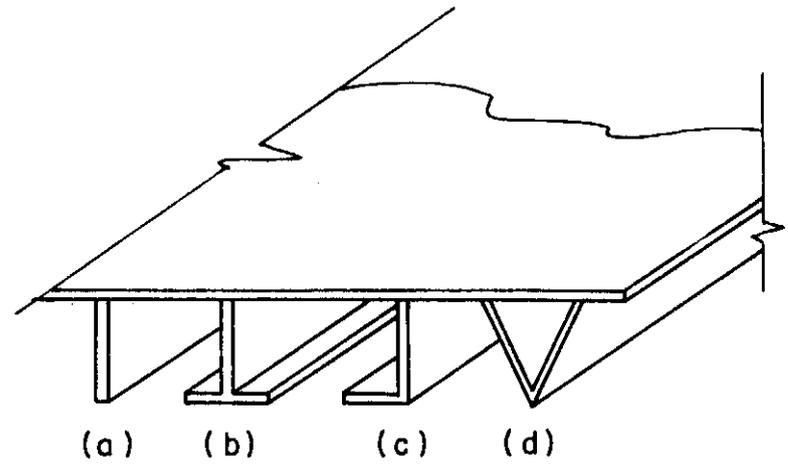
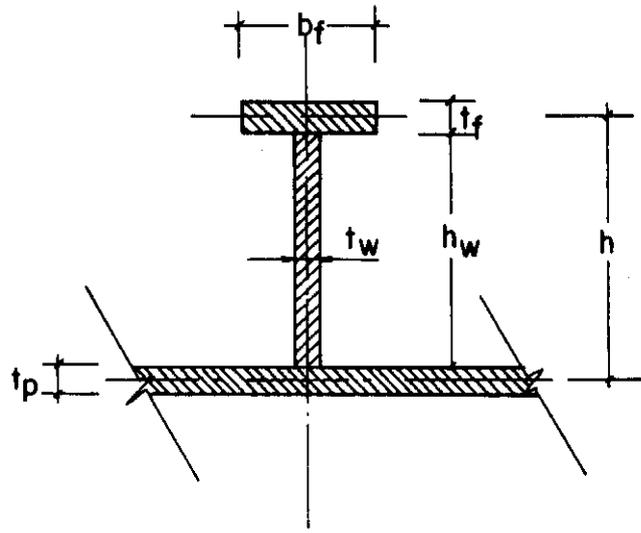
h - é a altura do enrijecedor;

I_z - é o momento de inércia da seção enrijecedor em relação ao eixo que, passando pelo seu centróide, é normal à superfície da placa;

K_ϕ - é a constante de mola linear, associada à restrição imposta pela placa à rotação do enrijecedor em torno da interseção com a placa. É desprezada a rigidez da placa segundo a direção normal ao seu plano ($K_z = 0$) e supõe-se a indeslocabilidade da placa em seu plano ($K_y = \infty$) (Fig. IV.9b);

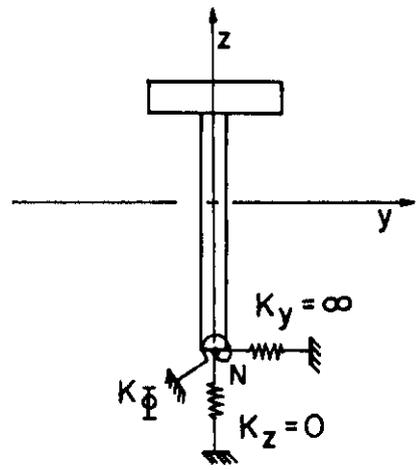
G - módulo de cisalhamento, e

E - módulo de elasticidade.



- (a) barra chata
- (b) "T"
- (c) cantoneira
- (d) seção fechada

(a) SEÇÕES TÍPICAS DE ENRIJECEDORES



(b) MODELO PARA DETERMINAÇÃO DA TENSÃO CRÍTICA (ELÁSTICA) DE TORÇÃO PARA O ENRIJECEDOR (BIJLAARD)

Figura IV.9 Torção de enrijecedor

IV.3.3. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS EQUIVALENTES

Além da determinação das características geométricas do sistema equivalente, conforme apresentado no item anterior, para a verificação do painel é necessária a determinação das cargas equivalentes.

O sistema é verificado à flexo-compressão induzida pela aplicação de uma carga normal " N_x " e uma carga lateral distribuída " q " (Fig. IV.10).



Figura IV.10 Cargas equivalentes

O valor de N_x é dado por:

$$N_x = \sigma_x (A + st) + C \cdot \tau \cdot st \quad (\text{IV.21})$$

onde

$$C = \left[7 - S \left(\frac{S}{\ell} \right)^2 \right] \left(\frac{\tau - \tau_{crg}}{\tau_{cr\ell}} \right)^2 \quad \text{para } \tau > \tau_{crg}$$

$$C = 0 \quad \text{para } \tau < \tau_{crg} \quad (\text{IV.22})$$

e

$$Q = - 0.2 \text{ (min = 0, max = 1.0)}$$

λ → esbeltez reduzida (da barra equivalente)

τ_{crg} → tensão cisalhante crítica para a placa sem enrijecedores

τ_{crl} → tensão cisalhante crítica para a placa sem enrijecedores

A DnV permite a seguinte simplificação em qualquer situação:

$$C = l/s \quad (IV.23)$$

O carregamento lateral \bar{e} é obtido a partir de uma pressão lateral dada por:

$$p_d = p + p_0 \quad (IV.24)$$

onde

$$p_0 = \begin{cases} (0.6 + 0.4 \cdot \psi) \cdot C \cdot \sigma_{y1} & , \text{ se } \psi > - 1.5 \\ 0 & , \text{ se } \psi \leq - 1.5 \end{cases} \quad (IV.25)$$

p → pressão originalmente atuante no painel, normal à superfície da placa;

$\psi = \frac{\sigma_{y2}}{\sigma_{y1}}$ (relação entre os valores mínimo e máximo, respectivamente, da tensão normal na direção y).

$$\left[0.2 + \frac{1.6}{(1+n)^3} \cdot \frac{\sigma_f}{E} \cdot \left(\frac{\ell}{s} \right)^2 \cdot \frac{t}{h} \right]$$

$$C = \min \quad (IV.26)$$

$$0.02 \frac{t}{s}$$

n - número de enrijecedores

h - altura da alma do enrijecedor

O valor da carga uniforme lateralmente aplicada é então:

$$q = P_d \cdot \quad (IV.27)$$

As tensões atuantes sobre a seção da barra equivalente são dadas por:

$$\sigma_a = \frac{N_x}{A + S_e \cdot t} \quad (IV.28)$$

$$\sigma_b = \frac{q \cdot \ell^2}{m \cdot W_e} \quad (IV.29)$$

W_e - módulo resistente à flexão da seção equivalente;

m - 8 para a hipótese de barra bi-rotulada (mais conservativa), e

ℓ - comprimento da "barra".

IV.3.4. VERIFICAÇÃO FINAL

Tendo sido determinadas as parcelas da tensão atuante, sobre a seção efetiva, devidas à compressão na barra equivalen-

te, recorre-se a uma fórmula de interação de tensões para o cálculo do "fator de utilização". O "fator de utilização" é definido como a relação entre o valor da tensão de referência atuante (devida à ação de cargas do projeto) e o seu valor crítico:

$$\eta = \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \quad (IV.30)$$

Para a interação na flexo compressão o fator ou coeficiente de utilização dado por:

$$\eta = \frac{\sigma_a}{\sigma_{acr}} + \frac{\sigma_b}{\left(1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_{Es}}\right) \cdot \sigma_k} \quad (IV.31)$$

onde σ_a é a tensão atuante sobre a seção efetiva devido à ação da "carga normal equivalente". O termo σ_{acr} é a tensão normal crítica para a compressão axial da barra equivalente, σ_{Es} é a tensão de Euler para a barra, σ_b é a tensão máxima normal, atuante sobre a seção devida à "carga transversal equivalente" e σ_k é o valor da tensão característica para a barra submetida à flexão (definida anteriormente nas fórmulas IV.14 e IV.15).

O conceito de "cargas equivalentes" vem da necessidade de ser determinado um conjunto de ações sobre a barra equivalente que reproduza os efeitos do carregamento atuante sobre o painel. Para a carga normal sobre a barra, a DnV propõe um valor obtido em função da tensão normal na direção longitudinal e da tensão cisalhante atuante sobre o painel. Para a carga transversal (uniforme) o seu valor é dado em função da pressão hidrostática e da tensão normal segundo a direção transversal aos enrijecedores.

Por fim, o "fator utilização" calculado deve ser comparado ao seu valor máximo admissível (η_a), fornecido na seção 4-A301 da norma DnV (estrutura Tipo I) referência (7). Tal valor limite é função da natureza do carregamento considerado, do tipo de estrutura analisada e da sua esbeltez.

IV.4. PROGRAMA PAINEL

IV.4.1. APRESENTAÇÃO

Para a verificação de painéis enrijecidos foi desenvolvido um programa independente seguindo os critérios DnV expostos na referência (8) e anteriormente discutidos.

Visando maior comodidade na entrada de dados, proporcionando maior produtividade, o programa conta a utilização de recursos especiais de formatação de tela para o uso em terminais de vídeo sob sessões interativas. Conta também com recursos alternativos para entrada de dados e apresentação de resultados visando um eventual re-estudo do problema.

IV.4.2. OPERAÇÃO

O programa está preparado para operar em sessões interativas sob o OS/VS-TSO, podendo ser utilizado via "BATCH".

Os dados de entrada podem ser fornecidos diretamente no terminal ou via arquivo de dados previamente preparados e alocado na sessão TSO. Encontra-se implementada a versão com utilização dos recursos de formação de tela para maior comodidade na entrada de dados interativos, utilizando o software específico da IBM.

O aspecto da tela formatada está apresentado na Figura IV.11 e a descrição de seus campos é a que se segue:

Campos	Descrição
1	identificador da aplicação
2	identificadores dos campos relativos aos dados do <u>pa</u> nel (associados aos campos 6 até 17)
3	identificadores dos campos relativos aos dados das <u>so</u> licitações associados aos campos 18 até 23)
4	indicação sumária de operação
5	campo de mensagens para eventuais erros de operação ou entrada de dados
6 até 23	campos numéricos para a entrada de dados

Todos os campos numéricos, com exceção do campo nº 6, são destinados à entrada de dados do tipo real. O campo nº 6 é para a entrada de dados do tipo inteiro. Como exemplo de for-

mas válidas, equivalentes, de introdução de valores nos campos reais temos:

- a) 20
- b) 20.
- c= 20.0
- d) 2.E1

Para os valores inteiros só é possível a hipótese (a).

Os campos (6) até (17) só aceitam valores positivos e, dentro da lógica da análise, alguns desses valores serão, obrigatoriamente, não-nulos.

Qualquer erro na observância destas disposições causarão a apresentação da mensagem "erro" no campo nº 5 acompanhada de sinal sonoro. Além disso, os campos em que foram detectados os erros serão apresentados em destaque. Nessa eventualidade o usuário deverá corrigir esses dados e poderá também alterar outros, de acordo com a sua conveniência.

Uma vez que os dados estejam corretos deverá ser pressionada a tecla "ENTER" para que se processem as verificações. A tela original é apagada e são apresentados os resultados no próprio terminal.

Ao prosseguir para outra análise a tela original da aplicação é restabelecida, com todos os dados fornecidos no caso anterior.

Para encerrar a aplicação, deverá ser pressionada a tecla "PF3".

Caso não se disponha de terminal com recurso de formata-

ção de tela, ou para utilização no modo "BATCH", a entrada de dados pode ser efetuada através de arquivo em formato livre. Os dados deverão estar agrupados em cinco registros, em formato livre, segundo a disposição apresentada na Tabela (IV.1). Cada grupo de cinco cartões destina-se ao processamento de uma verificação.

Alternativamente, os resultados podem ser armazenados em arquivo pré-alocado na sessão para posterior consulta e/ou impressão.

O programa fonte está escrito na linguagem FORTRAN, compatível com o compilador FORTRAN IV-H da IBM.

São utilizados os seguintes arquivos:

FT05F001 - entrada primária de dados

FT06F001 - saída primária de resultados

FT07F001 - entrada alternativa de dados

FT08F001 - saída alternativa para resultados

Os arquivos FT07 e FT08 são opcionais e a necessidade de sua utilização é informada ao programa através de parâmetros na chamada para execução. A chamada típica para a execução sob o TSO tem o seguinte formato:

```
CALL 'ARQUIVO' 'WXYZ'
```

WXYZ é uma cadeia de 4 (quatro) caracteres que constituem os parâmetros associados à utilização ou não de arquivos alternativos para a entrada de dados e saída de resultados. Cada um dos quatro caracteres deve ser especificado na chamada segundo a seguinte convenção:

(1) VERIFICAÇÃO DE PAINEL ENRIJECIDO

(5)

(2)	QT. ENRIJECEDORES	==>	(6)
	ESPESSURA DA PLACA	==>	(7)
	COMPRIMENTO (PLACA)	==>	(8)
	ESPAÇAMENTO	==>	(9)
	ALTURA DA ALMA	==>	(10)
	ESPESSURA DA ALMA	==>	(11)
	LARGURA DO FLANGE	==>	(12)
	ESPESSURA DO FLANGE	==>	(13)
	EXCENTR. DO FLANGE	==>	(14)
	TENSÃO DE ESCOAMENTO	==>	(15)
MODULO DE ELASTICIDADE	==>	(16)	
MODULO DE CISALHAMENTO	==>	(17)	

SOLICITAÇÕES

(3)	X1 ==	(18)	X2 ==>	(21)	TECLE ENTER PARA PROCESSAR PF3 PARA ENCERRAR
	Y1 ==	(19)	Y2 ==>	(22)	
	XY ==	(20)	P ==>	(23)	

(4)

Figura IV-11 - Aspecto da Tela Formatada

Tabela IV.1 - Entrada de dados em formato livre

1)	NSTIFF	→ quantidade de enrijecedores	(n)
	DS	→ espaçamento entre enrijecedores	(s)
2)	DL	→ comprimento	(ℓ)
	TP	→ espessura da placa	(t_p)
	HW	→ altura da alma	(h)
	TW	→ espessura da alma	(t_w)
3)	BF	→ largura do flange	(b)
	TF	→ espessura do flange	(t_b)
	EF	→ excentricidade do flange	(e_f)
	SGF	→ tensão de escoamento	(σ_f)
4)	EYOUNG	→ módulo de elasticidade	(E)
	GSHEAR	→ módulo de cisalhamento	(G)
	SGX1	→ tensão atuante em X	(σ_{x_1})
	SGX2	→ tensão atuante em X	(σ_{x_2})
	SGY1	→ tensão atuante em Y	(σ_{y_1})
5)	SGY2	→ tensão atuante em Y	(σ_{y_2})
	TAUXY	→ tensão cisalhante atuante	(τ_{xy})
	P	→ pressão hidrostática atuante	(P)

caracter "T" (true) - indica a utilização de um determinado recurso;

caracter "F" (false) - indica a não utilização de um determinado recurso.

O quadro a seguir expõe a interpretação efetuada no programa para cada caractere da cadeia:

Parâmetro	Recurso
w	utilização da tela formatada
x	apresentação dos resultados na tela
y	utilização de entrada alternativa (FT07F001)
z	utilização da saída alternativa (FT08F001)

Exemplificando, a seguinte chamada, em uma sessão interativa sob o TSO:

```
CALL 'ARQUIVO' 'TTFT'
```

significa que serão utilizados os recursos de tela formatada, a saída no terminal, não serão lidos dados de arquivo e serão armazenados (p/ impressão/consulta) os resultados num arquivo alternativo.

OBS.:

- i) O arquivo FT06F0001 é indispensável às mensagens de processamento do programa e portanto deverá estar sempre alocado para a execução.
- ii) A omissão de **ambos** os parâmetros na chamada causará a utilização dos arquivos FT05F001 e FT06F001 para entrada e saída, respectivamente.
- iii) A opção de saída de resultados no terminal, apresentará um quadro resumido dos resultados.

IV.5. ESTUDO DE UM CASO TÍPICO**IV.5.1. DESCRIÇÃO**

Para as análises efetuadas foi tomado um painel típico de uma aplicação *offshore* com as seguintes características geométricas:

comprimento	- 584 cm
largura total	- 360 cm
espessura da placa	- 0.90 cm
espessura do enrijecedor	- 1.10 cm
altura do enrijecedor	- 26.00 cm
espaçamento dos enrijecedores	- 60.00 cm

As características físicas do aço empregado foram as seguintes:

Módulo de elasticidade	- 2.1E3	tf/cm ²
Tensão de escoamento (100 ksi)	- 6.89	tf/cm ²
Coeficiente de Poisson	- 0.3	

O carregamento considerado foi o de compressão longitudinal uniforme aplicada ao bordo superior da ordem de 0.206 tf/cm².

Foram efetuadas três análises comparativas: as duas primeiras foram processadas empregando-se o Método dos Elementos Finitos, com a formulação da matriz geométrica para determinação do parâmetro de carga crítica do problema de flambagem linear associado, e, finalmente, uma análise simplificada, segundo os critérios da DnV, para a obtenção dos fatores de utilização do painel submetido ao carregamento considerado.

Na primeira análise via MEF foi modelado o painel completo, supondo-o simplesmente apoiado no seu contorno. Considerando-se um problema simétrico, foi discretizado um quarto do painel, empregando-se a malha apresentada na Figura (IV.12), totalizando 143 pontos nodais e 240 elementos do tipo 'TGCP', com 639 graus de liberdade no total.

Na segunda análise via MEF foi modelado um trecho central, englobando dois enrijecedores de um painel largo com as demais características idênticas ao caso anterior. A malha empregada nesse caso compõe-se de 99 pontos nodais para 160 elementos do tipo 'TGCP', totalizando 477 graus de liberdade (Fig. IV.13).

IV.5.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para as análises via MEF, foram investigados, dentre os

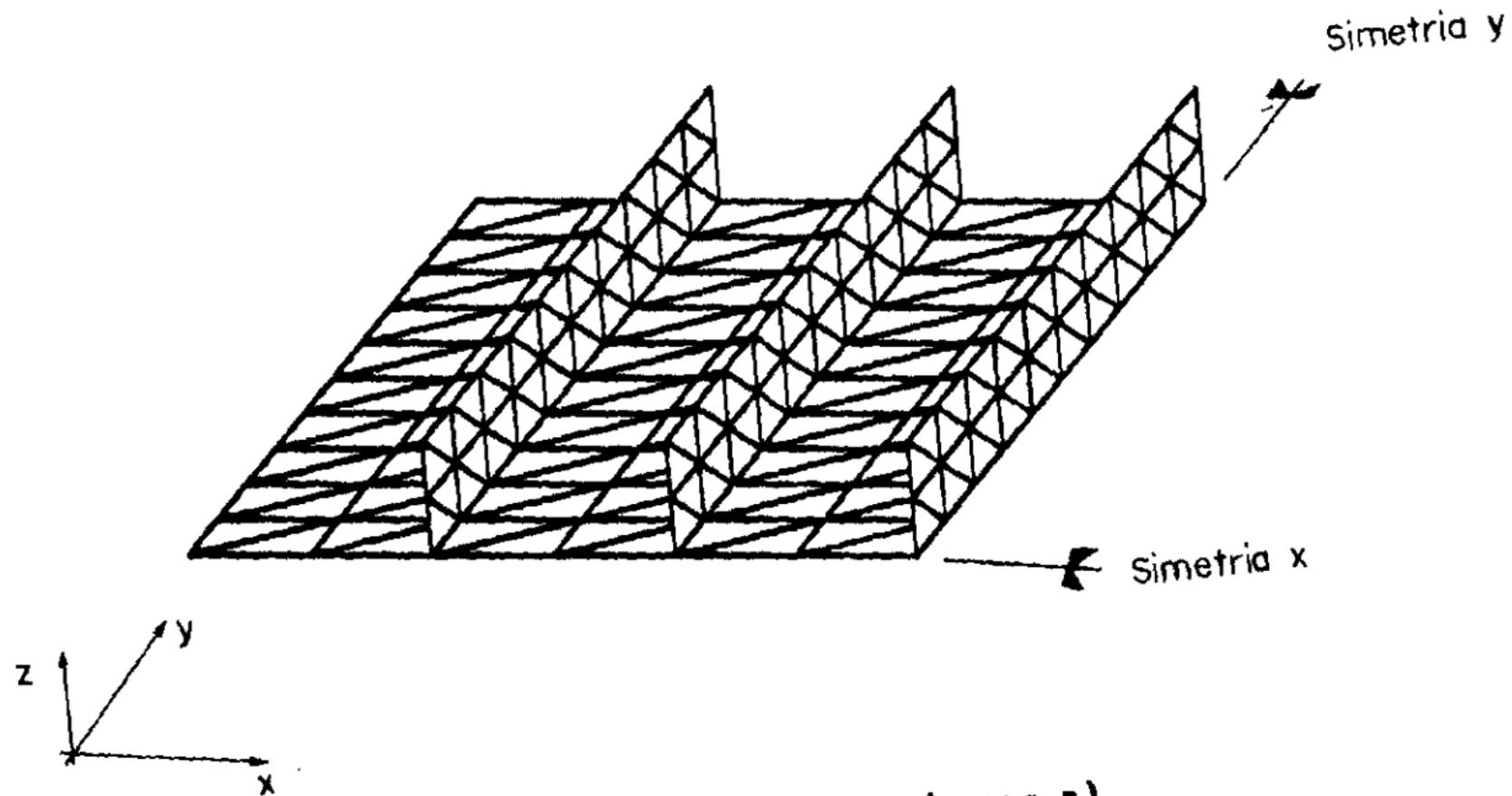


Figura IV.12 Malha para 1/4 de painel (caso I)

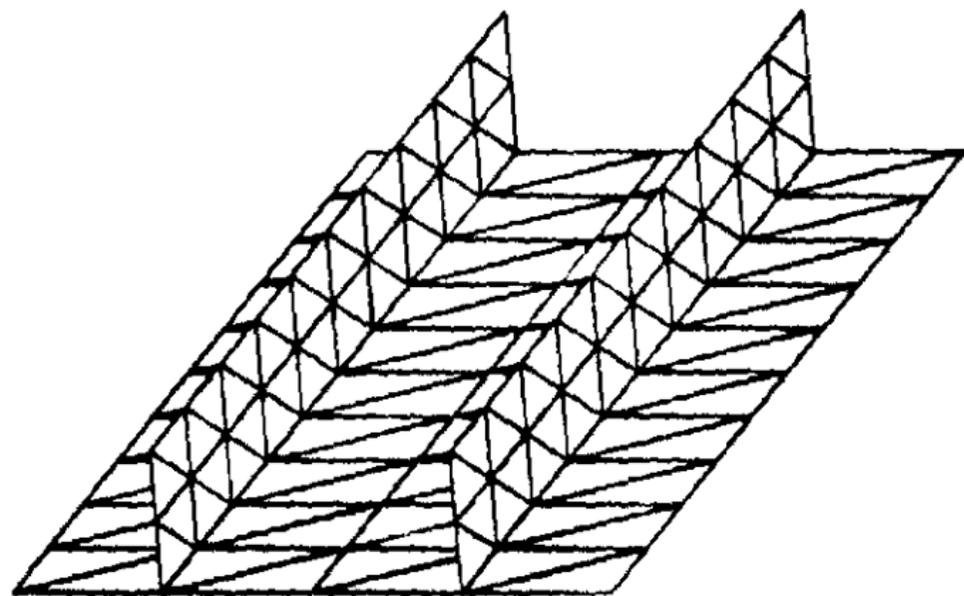


Figura IV.13 Malha para trecho de painel (caso II)

6 primeiros modos naturais de vibração, aqueles que se apresentavam mais sensíveis à presença de um estado de tensões iniciais, ou seja, para um mesmo modo, o de menor parâmetro de carga crítica no problema de flambagem linear. O parâmetro de carga crítica é dado por:

$$\lambda_{cr} = - \frac{\omega_0^2}{\omega_1^2 - \omega_0^2} \cdot (\lambda_1 - \lambda_0) \quad (\text{IV.32})$$

sendo ω_0 e λ_0 , respectivamente, a frequência natural para um modo de vibração considerando um estado de tensões iniciais e o parâmetro de carga associado. Os valores ω_1 e λ_1 são, respectivamente a frequência e o parâmetro de carga para um novo estado de tensões iniciais (33 e 34).

Nas análises efetuadas foi adotado $\lambda_0 = 0$, sendo portanto comparadas a frequência natural sem considerar o carregamento e a frequência obtida considerando o carregamento através da formulação de matriz geométrica.

Como o problema é linear, o parâmetro de carga λ_1 foi tomado negativo, o que equivale no caso a submeter o painel a cargas de tração, com a finalidade de evitar-se uma eventual singularidade da matriz de rigidez pela consideração do estado de tensões, de acordo com a formulação da matriz geométrica.

Nas Figuras (IV.14) e (IV.15) podem ser observados os aspectos do modo mais sensível para λ_0 ($p = \phi$) e λ_1 ($p = 1$), para o caso I (painel apoiado). Analogamente nas Figuras (IV.16) e (IV.17) estão apresentados os aspectos e as frequências para o caso II (trecho de painel).

Na tabela (IV.2) são apresentados os valores obtidos pa-

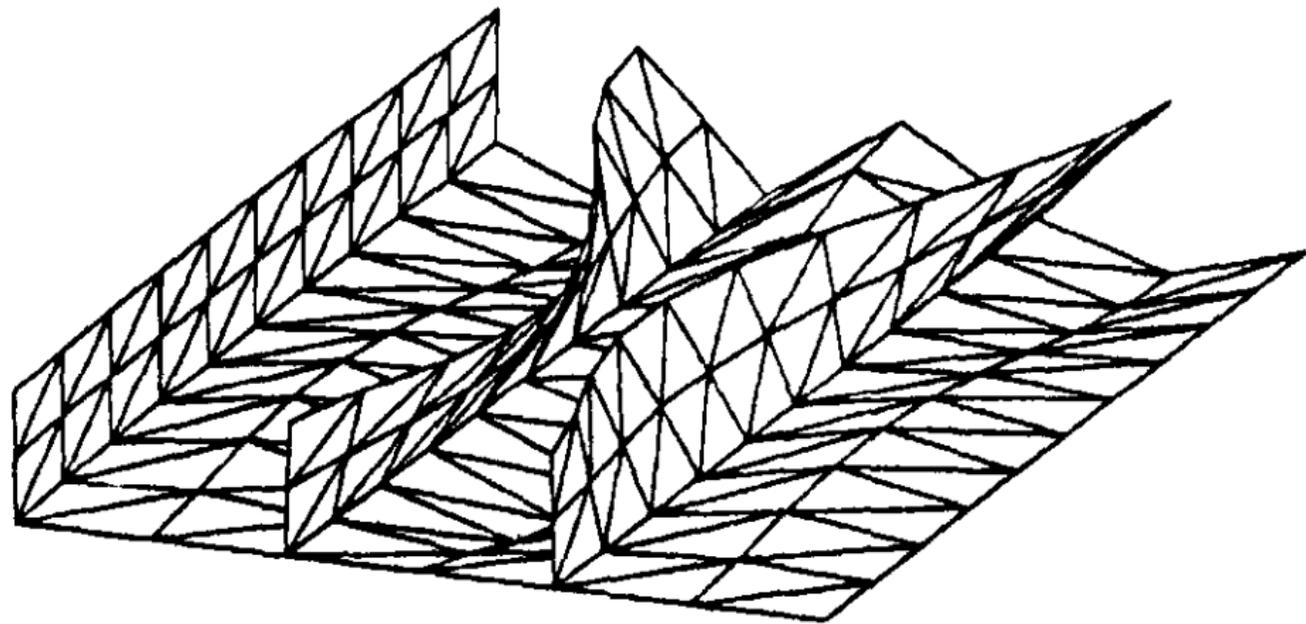
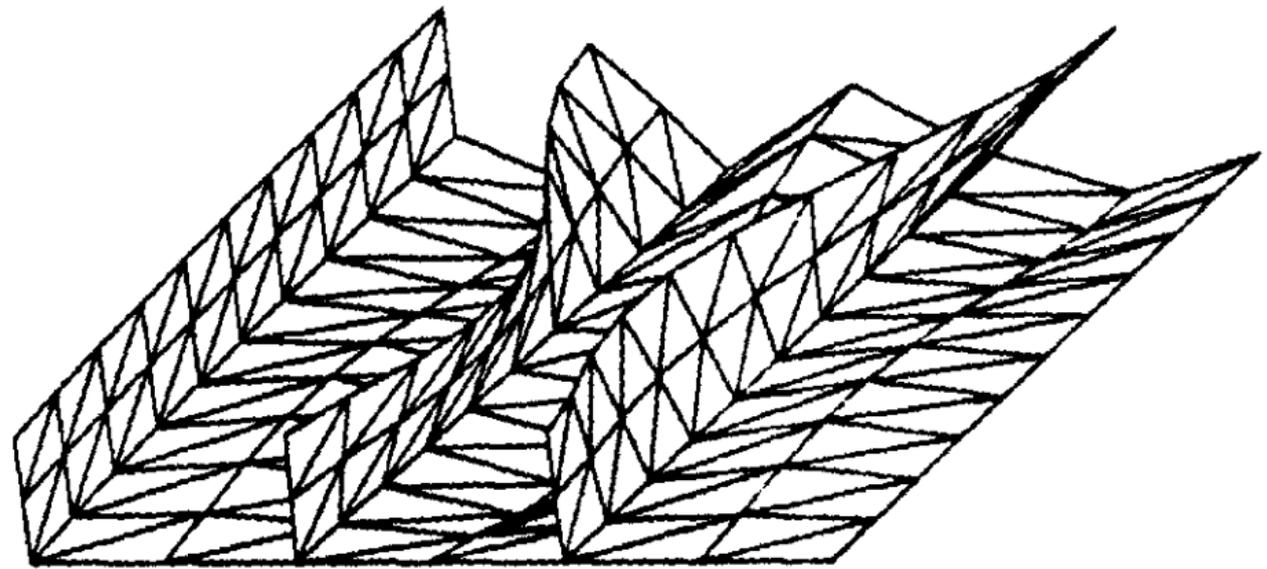


Figura iv. 14 Modo de vibração ($\lambda = 0$)



14.15 Caso I modo de vibração ($\lambda = -1$)

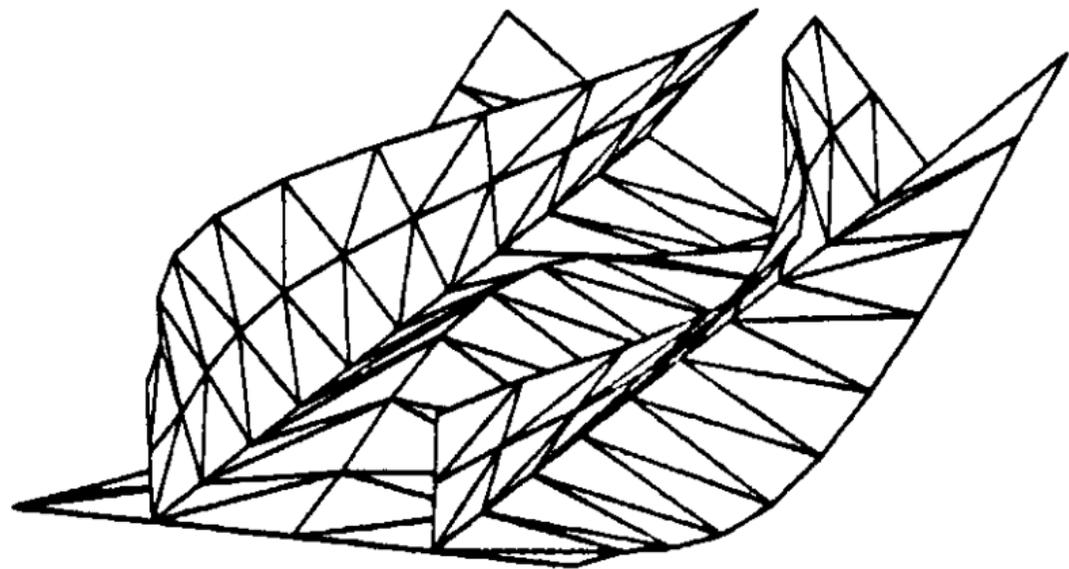


Figura IV.16 Caso II modo de vibração ($\lambda = 0$)

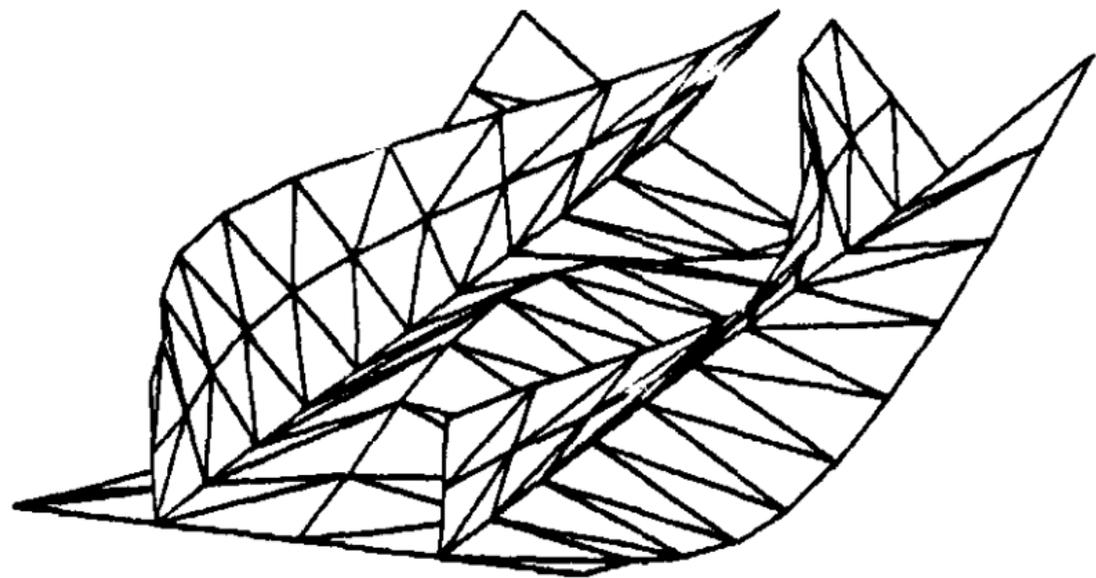


Figura iv.17 Caso II modo de vibração ($\lambda = -1$)

ra os parâmetros de carga no caso I e II.

Tabela IV.2 - Freqüências e parâmetros críticos

Caso	Modelo	$\omega_0 (\lambda_0=0)$	$\omega_1 (\lambda_1=-1)$	λ_{cr}	$1/\lambda_{cr}$
I	Apoiado	205.1	209.1	25.39	0.039
II	Trecho	173.0	185.5	6.678	0.150

Os resultados obtidos pelos critérios da DnV para a barra equivalente estão apresentados na Tabela (IV.3).

Tabela IV.2 - Fatores de utilização DnV

Modo considerado	Fator de utilização
induzido para placa	0.117
induzido para enrijecedor	0.282
induzido para placa (sniped)	0.121
induzido para enrijecedor (sniped)	0.336

CAPÍTULO V

CONCLUSÃO

O emprego de sistemas computacionais orientados à análise e projeto é, sem dúvida alguma, o principal instrumento responsável pela viabilidade técnica e econômica das modernas concepções estruturais. Contando com o aproveitamento eficiente dos recursos disponíveis nos sistemas operacionais e máquinas das mais recentes gerações, os sistemas orientados ao projeto proporcionam inúmeros atrativos ao engenheiro estrutural.

A utilização de uma linguagem orientada ao problema abordado é um fator que, reconhecidamente propicia grande eficiência na comunicação homem-máquina.

O desenvolvimento de novas técnicas numéricas, mais apropriadas a operação no ambiente encontrado nos equipamentos atuais, em muito contribuiu a eficiência computacional dos procedimentos de análise. Além disso, possibilitaram a execução de análise, antes, apenas cogitadas.

O caráter interativo do sistema associado às vantagens proporcionadas pelo emprego de uma linguagem orientada ao problema (POL APPROACH), o tempo de resposta decorrente da eficiência

cia dos algoritmos e, além disso, a possibilidade do emprego de vários procedimentos de análise, reduz consideravelmente o prazo necessário a passagem da concepção ao detalhamento de um projeto. A reunião e aplicação de todos os aspectos mencionados anteriormente, em um projeto estrutural específico, conduz, além de um aumento de produtividade, a um correspondente acréscimo de confiabilidade e segurança, requisitos que devem ser preenchidos integralmente ao longo do desenvolvimento do projeto.

O presente trabalho procurou apresentar, de forma sucinta, parte do esforço empreendido no sentido de dotar um sistema computacional, orientado ao tratamento de estruturas marítimas (o sistema ADEP), dos procedimentos usualmente empregados para a verificação da integridade estrutural de seus componentes. Assim sendo, foram abordados os pontos principais da formulação dos critérios das normas de projeto que constituem o atual estado da arte na engenharia *offshore*. A implementação de tais procedimentos foi realizada de forma a tirar proveito das estruturas de dados disponíveis no sistema, tendo em mente as particularidades do ambiente ICES, comentadas no Capítulo I.

Outro aspecto importante, refere-se à eficiência computacional requerida em procedimentos desta natureza, uma vez que o custo das verificações não deve representar uma parte ponderável do custo total da análise. Concretamente, tal fato pode ser verificado na Tabela V.1 onde encontram-se listados os tempos de processamento relativos à cada etapa das análises efetuadas nos Capítulos II e III.

TABELA V.1 - Tempos de CPU para Análise Estática

ETAPA	TEMPO (seg CPU)	ACUMULADO
Interpretação de dados estruturais	3.123	3.482
Geração das cargas estáticas (Peso próprio e Convês)	0.257	3.739
Geração das cargas ambientais (onda)	1.157	4.914
Análise estática linear e combinação dos resultados para três carregamento	21.630	26.544
Verificação de Barras	2.064	28.608
Verificação de juntas	1.879	30.487
Verificação ao colapso hidrostático	4.612	35.099
Tempo Total de CPU para a Análise = 35.17 seg		

Estes tempos foram obtidos em um computador IBM-3081 sob o sistema operacional OS-VS2 (memória virtual). Os valores apresentados são os tempos de CPU obtidos entre dois eventos da análise, incluindo aí o tempo de interpretação do comando ADEP, carregamento em memória do código executável, resolução de referência e eventuais reorganizações de memória. Como pode ser observado na Tabela V.1, o tempo de CPU para todas as verificações representou 24% do tempo total de análise, apesar de comparações desta natureza no ambiente ICES serem mascaradas uma vez que incorporam o custo operacional correspondente às manipulações de memória pelo Executivo. Sendo assim, pode se afirmar que tal porcentagem representa, no caso, um limite superior. Por outro lado, pode-se observar, uma degradação acentuada durante o processamento da última verificação (colapso hidrostático). Isto

pode ser justificado considerando que nas etapas finais de uma análise, o Executivo encontra dificuldades de alocação de memória, de forma a acomodar as entidades necessárias ao processamento em um dado instante.

Desta forma, os procedimentos computacionais para a verificação estrutural implementados no sistema ADEP, representam um esforço considerável no sentido de prover o projetista de estruturas marítimas, de ferramentas adequadas à elaboração de um projeto seguro, confiável e de rápida execução. Neste sentido, evidencia-se a sua ampla utilização em inúmeros empreendimentos, entre outros, nos projetos das plataformas do Polo Nordeste da Bacia de Campos, nos estudos das alternativas estruturais para águas profundas e nas concorrências internacionais da PETROBRAS S.A.

Reconhecendo-se a natureza essencialmente evolutiva das normas e concepções de projetos, a forma modular da implementação baseada nas técnicas de análise estruturada, julga-se que a manutenção e atualização dos procedimentos será extremamente facilitada.

Por outro lado, tendo em vista o caráter eminentemente dinâmico das ações ambientais e do comportamento estrutural observados nas diferentes concepções de plataformas para águas profundas, torna-se interessante o aproveitamento direto dos resultados das análises dinâmicas nas verificações dos componentes estruturais. Apesar das normas não apresentarem explicitamente recomendações neste sentido, julga-se extremamente interessante a investigação da aplicabilidade dos critérios aos resultados de uma análise dinâmica.

No presente momento, os procedimentos de verificação im-

plantados no sistema ADEP estão condicionados à operação no ambiente da análise estática. Estão previstos desenvolvimentos a curto prazo, no sentido de estender as facilidades de verificação aos sub-sistemas de análise dinâmica do ADEP (60 a 62) proporcionando, um aproveitamento mais coerente das potencialidades destas análises, além de uma abordagem integrada para o projeto de grandes estruturas.

Sendo assim, para acessar informações destes resultados, foram simulados de forma preliminar procedimentos para verificação de barras, juntas e de colapso hidrostático a partir dos resultados de uma análise dinâmica no domínio da frequência, pelo método de superposição modal com correção pseudo-estática dos modos superiores. Presentemente estão sendo investigados o comportamento dos algoritmos e as conseqüências em termos computacionais desta abordagem.

De forma a apresentar algumas conseqüências imediatas observadas no emprego deste enfoque em um problema concreto, reprocessaram-se as análises efetuadas nos Capítulos II e III, considerando a natureza das ações ambientais e do comportamento estrutural. A Tabela V.2 apresenta os períodos fundamentais da estrutura obtidos através da análise de vibrações livres.

A interação fluido-estrutura e a massa hidrodinâmica adicionada foram consideradas. Aplicou-se na estrutura um carregamento dinâmico correspondente à ação de uma onda com as mesmas características empregadas nas análises estáticas, decomposto em uma série de Fourier com seis termos. As cargas estáticas atuantes foram incorporadas à análise como parcela de carga com frequência nula.

Os esforços nos elementos foram avaliados compondo-se os

resultados obtidos para cada harmônico, em cada intervalo de tempo considerado. Foram considerados 20 intervalos de tempo sobre o período da onda (10.30 seg), que é aproximadamente 2,5 vezes o período natural da estrutura. A partir dos esforços assim calculados processaram-se as verificações (integridade de barras, juntas e colapso hidrostático) em cada intervalo de tempo. A título de comparação, as Figuras V.1a a V.1f apresenta os resultados obtidos para os mesmos componentes estruturais examinados nos Capítulos II e III.

TABELA V.2 - Períodos Naturais

MODO	PERÍODO (seg)
1	3.936
2	3.936
3	1.125
4	0.928
5	0.715
6	0.658

No tocante as verificações da integridade estrutural das barras, pode-se observar na Figura V.1 que, por exemplo, o elemento "46" não mais atende aos critérios da API-RP2A para o conjunto de solicitações atuantes no instante $t = 5.15$ seg ("LOAD10"), enquanto que através da análise estática (Figura II.9) atendia com larga margem os mesmos critérios. Outra situação interessante é encontrada na análise do elemento "37". No caso observa-se uma alteração na situação crítica. Enquanto que, na análise estática verificou-se um estado crítico por flexo-compressão, na análise dinâmica observa-se um estado crítico por flexo-tração

no instante de tempo $t = 9.785$ seg ("LOAD19").

Quanto a verificações ao funcionamento das juntas, situações semelhantestambém são notadas. Em particular, a junta "236" composta pelo *brace* "317" e *chord* "314", que satisfazia aos critérios na análise estática (Figura III. 10), apresentou um estado crítico no instante $t = 5.15$ seg ("LOAD10") devido a interação dos esforços (Figura V. 2), notadamente a componente axial no *brace*. Além disso, deve-se notar que a ligação entre o *brace* "393" e o *chord* "313", na junta "237" tem sua classificação alterada em função da distribuição de esforços presente no instante de tempo $t = 1.03$ seg ("LOAD2"). Na análise estática (Figura III. 10) as porcentagens eram $TY = 1.0$, $K = 0$ e $X = 0$, o que caracteriza uma junta "TY", ao passo que na análise dinâmica (Figura V. 2) a mesma ligação foi tratada como uma junta "K". Deve-se destacar também o fato desta junta apresentar, na análise dinâmica, condições críticas nas suas ligações ocorrendo em instantes de tempo distintos. A ligação *brace* "394", *chord* "312" tem sua situação crítica no instante $t = 3.605$ seg ("LOAD7"), diferentemente da outra ligação.

Quanto à verificação ao colapso hidrostático observa-se várias alterações de comportamento. O elemento "164", que na análise estática (Figura II. 11) apresenta-se tracionado com a condição mais desfavorável ocorrendo na sua extremidade final. Na análise dinâmica (Figura V. 3) apresenta uma condição mais desfavorável em compressão para sua extremidade inicial no instante $t = 6.695$ seg ("LOAD13"). O elemento "165" que atendeu aos critérios na análise estática, apresenta falha, e sua condição crítica é observada para o instante $t = 3.09$ seg.

De uma forma geral, observa-se ao longo de todas as veri

JOB TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M)

JOB NAME : JAQUETA

MEMBER	ACTIVE UNITS	M	MEMN	ALLOWABLE / MAXIMUM WORKING	STRESS	R E M A R K S	PROPOSED SECTION		
								CRITICAL CONDITION	LOADING
37	TUBE IG 2	LOAD19	205	25310.42	15186.254 15800.422	16704.879 2252.312	10124.164 1057.763	1.175 UNITY	TENSION
38	TUBE IG 2	LOAD1	197	25310.42	13801.824 15844.434	16704.879 2276.682	10124.164 960.028	1.289 UNITY	COMPRES
39	TUBE IG 2	LOAD1	201	25310.42	13801.824 13852.570	16704.879 2304.147	10124.164 1054.074	1.142 UNITY	COMPRES
40	TUBE IG 2	LOAD19	208	25310.42	15186.254 13820.793	16704.879 2073.646	10124.164 1012.053	1.034 UNITY	
41	TUBE IG 3	LOAD6	9	25310.42	14868.687 38.454	16704.879 30924.199	10124.164 4667.125	1.854 UNITY	BENDING
42	TUBE IG 3	LOAD6	10	25310.42	14106.359 38.197	16704.879 20852.094	10124.164 5326.559	1.251 UNITY	BENDING
43	TUBE IG 3	LOAD6	12	25310.42	14868.687 37.913	16704.879 30924.480	10124.164 4688.781	1.854 UNITY	BENDING
46	TUBE IG 3	LOAD10	16	25310.42	15186.254 0.696	16704.879 22988.094	10124.164 5102.387	1.376 UNITY	BENDING
47	TUBE IG 3	LOAD10	15	25310.42	15186.254 0.475	16704.879 10547.102	10124.164 4460.527	0.631	
48	TUBE IG 3	LOAD2	13	25310.42	15186.254 35.152	16704.879 23228.488	10124.164 5157.473	1.393 UNITY	BENDING
49	TUBE IG 3	LOAD18	9	25310.42	15186.254 357.407	16704.879 28078.133	10124.164 4921.742	1.704 UNITY	BENDING
56	TUBE IG 3	LOAD2	12	25310.42	12992.441 368.297	16704.879 28158.527	10124.164 4438.191	1.714 UNITY	BENDING

152

Figura v.1 Verificação de barras (análise dinâmica)

JOB : JAQUETA

TITLE : PRIMEIRA FAMILIA (LA=100M)

UNITS : M - METN

JOINT	PLANE	LOAD	BRACE	CHORD	PERCENTAGES			ALLOWABLE / WORKING STRESSES			RATIO	MESSAGES
					TY QFAX	K QFIB	X QFDB	AXIAL	IN-PLANE BENDING	OUT-OF-PLANE BENDING		
233	1	LOAD0	391 IG 7	309 IG 3	0.001 0.790	0.999 0.685	0.0 0.853	8.65930E+03 9.43819E+03	1.01242E+04 6.68936E+03	1.01242E+04 3.25851E+03	1.616	UN AX
233	1	LOAD19	392 IG 7	308 IG 3	0.0 0.666	1.000 0.530	0.0 0.781	7.52903E+03 9.42695E+03	1.01242E+04 6.68299E+03	1.01242E+04 2.38912E+03	1.747	UN AX
234	1	LOAD0	320 IG 7	307 IG 7	1.000 0.333	0.0 -0.000	0.0 0.533	0.0 4.71541E+03	0.0 1.12300E+04	0.0 5.95611E+03	*****	OF
235	1	LOAD19	580 IG10	602 IG 2	0.445 1.000	0.555 1.000	0.0 1.000	4.86906E+03 1.69021E+04	1.01242E+04 3.48186E+03	6.53990E+03 2.06204E+03	2.539	UN AX
235	1	LOAD0	307 IG 7	40 IG 2	0.0 1.000	1.000 1.000	0.0 1.000	6.05464E+03 6.84792E+03	1.01242E+04 4.19503E+03	6.93245E+03 2.61736E+03	1.510	UN AX
235	2	LOAD19	581 IG10	602 IG 2	0.058 1.000	0.942 1.000	0.0 1.000	5.73987E+03 1.13481E+04	1.01242E+04 3.68319E+02	6.53990E+03 2.84605E+03	2.265	UN AX
235	2	LOAD6	314 IG 7	40 IG 2	0.0 1.000	1.000 1.000	0.0 1.000	6.05464E+03 1.20708E+04	1.01242E+04 1.92258E+03	6.93245E+03 2.06613E+03	2.223	UN AX
235	3	LOAD6	318 IG 7	40 IG 2	1.000 1.000	0.0 1.000	0.0 1.000	3.78418E+03 2.54578E+02	1.01242E+04 1.31787E+04	6.93245E+03 4.22559E+03	*****	UN IB CB
236	1	LOAD10	317 IG 7	314 IG 7	1.000 0.613	0.0 0.420	0.0 0.729	3.15342E+03 4.29061E+03	7.29256E+03 1.78962E+03	1.01242E+04 7.01751E+03	1.887	UN AX
237	1	LOAD2	393 IG 7	313 IG 3	0.0 0.903	1.000 0.854	0.0 0.932	9.90052E+03 1.04729E+04	1.01242E+04 5.27579E+02	1.01242E+04 3.56996E+03	1.290	UN AX
237	1	LOAD7	394 IG 7	312 IG 3	0.135 1.000	0.865 1.000	0.0 1.000	1.01242E+04 1.20879E+04	1.01242E+04 1.02797E+02	1.01242E+04 3.87727E+03	1.444	UN AX
238	1	LOAD3	316 IG 7	311 IG 7	1.000 1.000	0.0 1.000	0.0 1.000	5.14118E+03 3.74638E+03	1.01242E+04 1.41265E+03	1.01242E+04 6.83680E+03	1.213	UN
244	1	LOAD0	315 IG 7	316 IG 7	1.000 0.425	0.0 0.138	0.0 0.598	2.18633E+03 4.44316E+02	2.39344E+03 6.19175E+03	6.66211E+03 7.37757E+03	*****	UN IB CB
245	1	LOAD19	323 IG 7	324 IG 7	1.000 0.429	0.0 0.143	0.0 0.800	2.20367E+03 4.73408E+02	2.48177E+03 6.89494E+03	6.69632E+03 7.36058E+03	*****	UN IB CB
246	1	LOAD19	326 IG 7	322 IG 7	1.000 0.392	0.0 0.088	0.0 0.575	2.01667E+03 3.94978E+02	1.53544E+03 4.90685E+03	6.32732E+03 7.43467E+03	*****	UN IB CB
247	1	LOAD0	318	320	1.000	0.0	0.0	1.97009E+03	1.29858E+03	6.23540E+03	*****	UN IB CB

153

Figura v.2 Verificação de juntas (análise dinâmica)

HYDROSTATIC COLLAPSE CHECKING

MEMBER	CRITICAL CONDITION	STRESS RATIO	INTERACTION FORMULA	DIAGNOSTIC
164	LOAD13	6.89258575E-02	COMP 1-2548	
165	LOAD6	5.31557369E+00	TENS 2-2546	FAIL
166	LOAD7	4.54699802E+00	TENS 2-2546	FAIL
167	LOAD20	2.02260780E+00	TENS 2-2546	FAIL
168	LOAD20	1.55309677E+00	TENS 2-2546	FAIL
169	LOAD20	3.71773466E-02	CUMP 1-2548	
170	LOAD19	6.05958626E-02	COMP 1-2548	
171	LOAD1	2.70083046E+00	TENS 2-2546	FAIL
172	LOAD3	1.63945293E+00	TENS 2-2546	FAIL
173	LOAD6	3.09364796E-02	CUMP 1-2548	
174	LOAD11	6.18103780E-02	CUMP 1-2548	

154

Figura v.3 Verificação ao colapso hidrostático (análise dinâmica)

ficações efetuadas na análise dinâmica, a ocorrência de situações críticas em diversos intervalos de tempo, o que obviamente não ocorre na análise estática. Além disso, o custo computacional das verificações efetuadas na forma descrita é equivalente ao processamento para 20 hipóteses de carga oriundas de uma análise estática. Ainda assim, como pode ser observado na Tabela V.3, este custo é competitivo, face aos custos envolvidos neste tipo de análise.

Como pode ser observado na Tabela V.3, o tempo de CPU para todas as verificações representou apenas 14% do tempo total da análise. Estes tempos foram avaliados da mesma forma e com as mesmas restrições da comparação apresentada na Tabela V.1.

Além disso essa taxa pode ser consideravelmente reduzida contando-se com uma implementação de forma definitiva e adequada ao ambiente dos sub-sistemas de análise dinâmica no ABEP.

As perspectivas futuras na área tendem para o desenvolvimento em larga escala de sistemas especialistas (53,54). Estes, possuindo características de inteligência artificial, são potencialmente capazes de proporcionar um aumento significativo de produtividade no projeto, em relação aos sistemas atualmente disponíveis. Entretanto, o desenvolvimento de sistemas desta natureza envolve uma análise crítica das arquiteturas dos sistemas existentes, da estrutura de dados, além de novos conceitos para análise léxico-semântica (58,59), além de sua implementação requerer a utilização de novas linguagens de programação como por exemplo a "C" e a "PROLOG". Evidencia-se um volume crescente de pesquisas orientadas neste sentido, e em particular, a aplicação de técnicas modernas para o tratamento de dados em problemas de engenharia, nos quais sua organização e gerenciamento são extrema

mente complexos.

TABELA V.3 - Tempos de CPU para Análise Dinâmica

E T A P A S	TEMPOS CPU (seg)	
	ACUMULADO	LÍQUIDO
Interpretação de dados estruturais	3.770	3.406
Cargas estáticas	4.027	0.257
Onda dinâmica - (6 harmônicos)	43.236	39.209
Incorporação das parcelas de frequência nula	43.826	0.590
Vibrações livres - (6 modos)	107.565	63.739
Resposta determinística no domínio da frequência	122.078	14.513
Geração de esforços para 20 intervalos de tempo	134.760	12.682
Verificação de barras	140.727	5.967
Verificação de juntas	152.419	11.692
Verificação de uma junta para 20 intervalos de tempo	152.705	0.286
Verificação do colapso hidrostático	157.791	5.086
Tempo Total de Processamento = 157.88 seg		

BIBLIOGRAFIA

1. AISC , "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings" - Nov. 1978, Manual of Steel Construction, 8ª edição, American Institute of Steel Construction. E.E.A. 1980.
2. SHERMAN, D.R., "Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe" - AISI, Washington, 1976.
3. CSA, "Steel Structures for Buildings - Limit States Design", Canadian Standards Association - 1978.
4. MOSES, F., "Implementation of a Reliability - based API-RP-2A Format", API PRAC PROJECT 83-22, API, Dallas - 1985.
5. MOSES, F., "Utilization of a Reliability - based API-RP-2A on a Platform Design", API PRAC PROJECT 83-22 (final report), API, Dallas - 1985.
6. API-RP-2A - "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", 14ª edição American Petroleum Institute. E.U.A. - 1983.
7. DnV, "Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977" Apendice C. Steel Structures, Det Norske Veritas, com correções, Noruega, 1982.
8. DnV, "Buckling Strength Analysis of Mobile Offshore Units, Classification Notes nº 3'.1, Det Norske Veritas, No ruega, Junho 1984.
9. DnV, "Rules for Classification of Mobile Offshore Units, Structures and Equipment, Main Class - Parte 3 Capítulo 1 - Structural Design, General. Det Norske Veritas, Noruega, setembro 1982.

10. ABS, "Rules for Building and Classing Mobile Offshore Units", American Bureau of Shipping, E.U.A. - 1980.
11. SALMON, C.G., JOHNSON, J.E., "Steel Structures Design and Behavior", 2nd Edition, Harper & Row, Publishers, New York, E.U.A. - 1980.
12. GALAMBOS, T.V., "The State-of-Art of Metal Column Design", Seventh Annual Offshore Technology Conference, paper OTC 2203, Houston, E.U.A. - maio 1975.
13. BOUWKAMP, J. G., "Buckling and Post-Buckling Strength of Circular Tubular Sections", 7th Annual Offshore Technology Conference, paper nº OTC 2204, Houston, E.U.A., maio 1975.
14. PINKHAM, C.W., HANSEL, W.C., "An Introduction to Load and Resistance Factor Design for Steel Buildings", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, 1st quarter, 1978, pp 2-7.
15. GALAMBOS, T.V., RAVINDRA, M.K., "Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design", Engineering Journal, AISC, 1st quarter, 1978, pp 8-13.
16. CARNEIRO, F.L.L.B., "Codes for Offshore Structures Design Criteria and Safety Requirements" Offshore Engineering V. 1, Pentech Press, London - 1977.
17. MASSONET, C.E., "Stability Considerations in the Design of Steel Columns", Translations of the American Society of Civil Engineers - 1962, paper nº 3385, Vol. 127, part III, pp 525 - 560.
18. BEEDLE, L.S., TALL, L., "Basic Column Strength", Journal of the Structural Division of the American Society of Civil Engineers - July - 1962 paper 2555, pp 138-179.

19. JOHNSON, B.G., ed., "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", Structural Stability Research Council, 3ª edição, John Willy & Sons, New York-1976.
20. SCORDELIS, A.C., BOUWKAMP, J.G., "Analytical Study of Tubular Tee-Joints", Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. January 1970, Vol.96, paper 7016, pp 65-87.
21. BOUWKAMP, J.G., "Concept of Tubular-Joint Design", Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, V. 90, paper 3864, April 1964 - pp 77-101.
22. PAN, R.R., PLUMMER, F.B., KUANG, J.G., "Ultimate Strength of Tubular Joints" 8th Annual Offshore Technology Conference, May 1976 - paper nº OTC 2644, Houston, E.U.A.
23. YURA, J.A., ZETTLEMOYER, N., EDWARDS, I.F., "Ultimate Capacity Equations for Tubular Joints", 12nd Annual Conference - May 1980 paper nº OTC 3690, Houston, E.U.A.
24. BILLINGTON, C.J., LALANI, M., TEBBET, I.E., "Background to New Formulae for the Ultimate Limit State of Tubular Joints", 14th Annual Offshore Technology - May, 1982, paper nº OTC 4189, Houston, E.U.A.
25. TOPPAC, A.A., JOHNSTON, L.P., NOEL, J., "Welded Tubular Connections of Stress in T-Joints", Supplement to the Welding Journal - Welding Research Council - January 1966 pp -1s-12s.
26. RODABAUGH, E.C., "Review of Data Relevant to the Design of Tubular Joints for Use of Offshore Platforms" WRC Bulletin 256, Design of Tubular Joints - Jan. 1980.
27. GRAFF, W.J., "Introduction to Offshore Structures, Design, Fabrication, Installation", Gulf Publishing Co., Houston, EUA, 1981.

28. MERRISON COMMITTEE, "Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges" - (Part I,II,II), London, 1974.
29. FAULKNER, D., ADAMCHAK, J.C., WETTER, MF., "Synthesis of Welded Grillages to Withstand Compression and Normal Loads", Computer & Structures, V. 3, 1973, pp 221-246.
30. CARLSEN, C.A., "Simplified Collapse Analysis of Stiffened Plates", Norwegian Maritime Research, nº 4 - 1977, pp 20-36.
31. ELLINAS, C.P., SUPPLE, W.J., WALKER, A.C., "Buckling of Offshore Structures", Granada Pubs., London, 1984.
32. BIJLAARD, F.S.K., "The Design of Transverse and Longitudinal Stiffeners for Stiffened Plate Panels", Heron, V. 27 - 1982, nº 4.
33. ALVES, J.L.D., EBECKEN, N.F.F., BENJAMIN, A.C., "Alterações nas Frequências Naturais de Vibração devido à Presença de um Estado Inicial de Tensões", COPPE/UFRJ, 1984.
34. ALVES, J.L.D., ELLWANGER, G.B., BENJAMIN, A.C., EBECKEN, N.F.F., "Análise de Painéis Enrijecidos", Relatório Técnico, COPPE/UFRJ, Dezembro, 1985.
35. GURFINKEL, G., ROBINSON, A.R., "Buckling of Elastically Restrained Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Dec. 1985, pp 159-183.
36. KAVANAGH, T.C., "Effective Length of Framed Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Feb. 1960, paper 2363.
37. SCHILLING, C.G., "Buckling of Circular Tubes", Journal of the Structural Division, ASCE, Oct. 1965, V. 91, nº ST5, paper 4520, pp 325-349.

38. ALVES, J.L.D., TORRES, A.L.F.L., COUTINHO, A.L.G.A., LIMA, E.C.P., EBECKEN, N.F.F., LANDAU, L., "Offshore Steel Structures Design: An Approach based upon Dynamic Analysis", BRASIL OFFSHORE'85, Rio de Janeiro, 1985.
39. ROSS, D., "Ices System Design", 2nd Edition, The MIT Press, Cambridge, July, 1967.
40. LOGCHER, R.D., CONNOR, J.J., NELSON, M.F., "ICES STRUDL II, The Structural Language - Engineering User's Manual", Vol. 1-2, MIT - June, 1971.
41. LOGCHER, R.D., "Dynamic Memory Allocation for Engineering Data", Tec. Report T66-1, MIT, 1966.
42. IBP, Pesquisa de Documentação Técnica, Relatório do Grupo de Trabalho I da Subcomissão de Projetos de Engenharia de Estrutura "Offshore", Comissão de Instalações Marítimas de Petróleo, Instituto Brasileiro do Petróleo. Ata de Reunião SC/LMP-06 de 22-10-84, Rio de Janeiro, 1984.
43. FERRANTE, A.J., ELLWANGER, G.B., MACIEL, V.G., ALENCAR, M.F., ADEP-ADES, Especificação de Dados Estruturais - Manual do Usuário, Petrobrás S.A., 1984.
44. FERRANTE, A.J., SPHAIER, S.H., ELLWANGER, G.B., ADEP-ADAM, Análise e Tratamento de Dados Ambientais - Manual do Usuário, Petrobrás S.A., 1985.
45. FERRANTE, A.J., ELLWANGER, G.B., ADEP-ANPE, Análise e Projeto Estático - Manual do Usuário, Petrobras S.A., 1985.
46. FERRANTE, A.J., "Data Structure for the ADEP and INPLA Systems", Petrobras S.A. CENPES/DIPREX/SEDEM, Agosto, 1985.

47. FERRANTE, A.J., COUTO, P.S.T., ADEP-I, Manual de Tabelas de Perfis, Petrobrás S.A., 1985.
48. BREBBIA, C.A. (ed.), "Finite Element Systems, A Handbook", 2nd Edition, Springer-Verlag, Berlin, 1982.
49. FELIPPA, C.A., "Database Management in Scientific Computing -I, General Description", Computers & Structures, Vol. 10, pp 53-61, 1979.
50. FELIPPA, C.A., "Database Management in Scientific Computing -II, Data Structures and Program Architecture", Computers and Structures, Vol. 12, pp 131-145, 1980.
51. FELIPPA, C.A., "Architecture of a Distributed Analysis Network for Computational Mechanics", Computer & Structures, V. 13 pp 405-413, 1981.
52. SKIRAM, D., MAHLER, M.L., FENVES, S.J., "Knowledge - based Expert Systems in Structural Design", Computers & Structures, V. 20, nº 13, pp 1-9, 1985.
53. RASDORF, W.G., SALLEY, G.C., "Generative Engineering Databases", Computers & Structures, V. 20, nº 13, pp 11-15, 1985.
54. FINN, G.A., CONNOR, J.J., "The Application of Knowledge-based Systems to Structural Engineering", Research Report nº A85-01, MIT, Jan. 1985.
55. BATHE, K.J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice Hall, 1982.
56. McAUTO, "McAUTO-ICES Executive System, Programmer's Reference Manual - Release 3.7", McDonnell Douglas Automation Co. St. Louis, 1983.
57. McAUTO, "STRUDL - Structural Design Language - User's Manual", McDonnell Douglas Automation Co., St. Louis, 1983.

58. FELIPPA, C.A., "A Command Reader for the Serious Beginner", Proc. 19 Congreso Iberoamericano de Metodos Computacionales en Ingenieria, Madrid, 1985.
59. AHQ, A.V., ULLMAN, J.D., "Principles of Compiler's Design", Addison-Wesley, London, 1983.
60. LIMA, E.C.P., TORRES, A.L.F.L., LANDAU, L., EBECKEN, N.F.F. MOREIRA, F. A., "ADEP-DINAF - Dynamic Analysis on the Frequency Domain - User's Manual", Petrobras S.A., 1985.
61. LANDAU, L., EBECKEN, F.F., LIMA, E.C.P., COUTINHO, A.L.G.A. MOREIRA, F.A., "ADEP-DINAT - Dynamic Analysis on the Time Domain - User's Manual" Petrobras S.A., 1985.
62. EBECKEN, N.F.F., LIMA, E.C.P., MOURELLE, M.M., BENJAMIN, A. C., JACOB, B.P., "ADEP-ANCAB - Dynamic Analysis of Cable Arrays - User's Manual", Petrobras S.A. 1985.