

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CURSO DE PÓS - GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO**

CE+D/UFSC/PEPS/0312

**SISTEMA CADD PARA PROJETO DE ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ARMADO**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA PARA  
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO

ANDRÉ LUIZ TIETBÖHL RAMOS



0.221.119-4

UFSC-BU

FLORIANÓPOLIS, JULHO - 1993

SISTEMA CADD PARA PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

ANDRÉ LUIZ TIETBÖHL RAMOS

ESTA DISSERTAÇÃO FOI JULGADA ADEQUADA PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE :

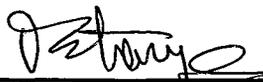
" MESTRE EM ENGENHARIA "

ESPECIALIDADE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, ÁREA DE CONCENTRAÇÃO  
"PESQUISA OPERACIONAL" E APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELO CURSO DE  
PÓS - GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO.



NERI DOS SANTOS, Dr. Ing.  
COORD. PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO

BANCA  
EXAMINADORA :



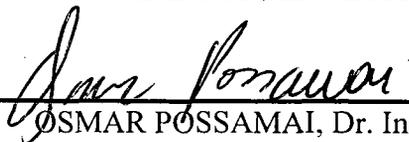
PLÍNIO STANGE, Dr. Ing.  
ORIENTADOR



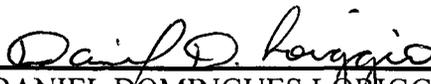
EDGAR AUGUSTO LANZER, Ph.D.



LUIZ FERNANDO M. HEINECK, Ph. D.



OSMAR POSSAMAI, Dr. Ing.



DANIEL DOMINGUES LORIGGIO, Dr.

## **DEDICATÓRIA**

Este trabalho é dedicado aos meus pais e à Carla, cujo apoio e auxílio sempre foram fundamentais na minha vida.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos Professores do Curso de Pós - Graduação em Engenharia de Produção,  
pela dedicação e apoio por mim recebidos.

Ao Prof. Plínio Stange, pela orientação dedicada ao presente trabalho e pela  
amizade demonstrada ao longo do período em que convivemos.

Aos Profs. Edgar A. Lanzer, Luiz F. M. Heineck e Ricardo M. Barcia, pelas  
valiosas sugestões, auxílio e amizade sempre disponíveis.

Aos amigos da Pós - Graduação, pela grande amizade e carinho.

---

*No templo da ciência há muitas moradas... E em verdade muitos são os que as habitam, assim como são variados os motivos que os levaram até lá.*

*Muitos se voltam para a ciência pela agradável sensação de terem uma capacidade intelectual superior; a ciência é seu divertimento especial, ao qual se dedicam para viver experiências intensas e satisfazer sua ambição. Outros habitantes do templo oferecem o fruto do seu raciocínio neste altar por motivos unicamente utilitários. Se um anjo do Senhor viesse expulsar todos os que pertencem a estas duas categorias, o templo ficaria consideravelmente mais vazio, embora ainda restassem alguns homens, tanto do presente quanto do passado... Se os tipos que acabamos de expulsar fossem os únicos existentes, o templo nem sequer teria existido, da mesma forma como não pode existir um bosque constituído apenas de trepadeiras... Aqueles que gozam das boas graças do anjo... são tipos um tanto estranhos, calados, solitários, na verdade menos parecidos uns com os outros do que os anfitriões dos rejeitados.*

*O que os trouxe para o templo foi... não se pode responder facilmente... a fuga do cotidiano, da sua dolorosa rudeza e irremediável monotonia, fuga dos grilhões dos desejos inconstantes. As personalidades delicadamente constituídas anseiam por escapar do ambiente apertado e barulhento em que se encontram, refugiando-se no silêncio das altas montanhas, onde a vista corre livremente através do ar ainda puro e alegremente acompanha os tranquilizadores contornos aparentemente eternos.*

*Albert Einstein, 1918.*

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Aspectos Iniciais .....	1
1.2. CAD e CADD .....	2
1.3. Objetivos .....	2
1.4. Organização do Trabalho .....	3
2. PROJETO E O ATO DE PROJETAR.....	4
2.1. Aspectos Iniciais .....	4
2.2. Projeto .....	4
2.3. Ato de Projetar .....	6
2.3.1. Aspectos Iniciais .....	6
2.3.2. Fases de Projeto .....	7
2.3.3. Representação de conhecimento .....	9
2.3.4. Implementação .....	11
2.3.4.1. Estratégias de solução .....	12
2.3.4.2. Sistemas de projeto .....	13
3. O SISTEMA STRUCT .....	15
3.1. Aspectos Iniciais .....	15
3.2. Histórico .....	15
3.3. Requisitos de Projeto do Sistema.....	17

---

3.4. Arquitetura.....	18
3.5. Interface .....	21
3.6. Representação de dados e de conhecimento .....	24
3.7. Gerenciador de Dados.....	28
4. CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO .....	30
4.1. Aspectos Iniciais .....	30
4.2. Cargas Atuantes .....	30
4.3. Cálculo de Lajes Maciças de Concreto Armado.....	31
4.3.1. Lajes Armadas em Duas Direções .....	32
4.3.1.1. Aspectos Iniciais .....	32
4.3.1.2. Cálculo de Momentos Fletores .....	32
4.3.1.3. Cálculo das Reações da Laje sobre as Vigas .....	36
4.3.1.4. Implementação .....	36
4.3.2. Lajes Armadas em Uma Direção .....	37
4.3.2.1. Cálculo de Momentos Fletores .....	37
4.3.2.2. Reações da Laje sobre as Vigas .....	37
4.3.2.3. Implementação .....	38
4.3.3. Espessura das lajes.....	38
4.4. Cálculo Computacional de Vigas .....	38
4.4.1. Aspectos Iniciais .....	38
4.4.2. Sistemas de Coordenadas e Conetividade.....	39

---

4.4.3. Análise Matricial de Pórticos Planos .....	40
4.4.4. Implementação .....	46
4.5. Cálculo de Pilares de Concreto Armado .....	47
4.5.1. Aspectos Iniciais .....	47
4.5.2. Modelos de Cálculo .....	48
5. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCR. ARMADO .....	53
5.1. Aspectos Iniciais .....	53
5.2. Dimensionamento Clássico de Estruturas .....	53
5.2.1. Dimensionamento ao Momento Fletor .....	53
5.2.1.1. Base Teórica .....	53
5.2.1.2. Dimensionamento de Vigas .....	58
5.2.1.3. Dimensionamento de Lajes .....	58
5.2.1.4. Dimensionamento de Pilares .....	58
5.2.2. Implementação .....	59
5.2.3. Dimensionamento ao Esforço Cortante .....	60
5.2.3.1. Base Teórica .....	60
5.2.3.2. Dimensionamento de Vigas .....	61
5.2.3.3. Dimensionamento de Lajes .....	61
5.2.3.4. Dimensionamento de Pilares .....	61
5.2.4. Implementação .....	62
5.3. Dimensionamento por Programação Matemática .....	62

---

5.3.1. Aspectos Iniciais .....	62
5.3.2. Dimensionamento de Vigas .....	64
5.3.3. Implementação .....	72
5.3.4. Resultados .....	72
5.3.5. Modelos Alternativos.....	79
6. CONCLUSÃO .....	82
6.1. Conclusões Gerais.....	82
6.2. Sugestões para Desenvolvimento Futuro.....	83
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	85
8. BIBLIOGRAFIA .....	89
APÊNDICE 1 - FUNÇÕES DO SISTEMA STRUCT .....	94
APÊNDICE 2 - MODELO DE OTIMIZAÇÃO.....	97

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Projeto visto como um elemento em uma relação de descrições .....	5
Figura 2.2 - Representação do processo de projeto estrutural .....	8
Figura 3.1 - Arquitetura do sistema STRUCT .....	19
Figura 3.2 - Níveis de abstração do sistema STRUCT .....	21
Figura 3.3 - Tipos de menu do sistema STRUCT.....	23
Figura 3.4 - Estrutura de menus do sistema STRUCT .....	24
Figura 4.1 - Laje apoiada e configuração de linhas de ruptura .....	33
Figura 4.2 - Laje engastada e configuração de linhas de ruptura.....	33
Figura 4.3 - Sistemas de coordenadas.....	39
Figura 4.4 - Cálculo matricial de pórticos / esquema .....	46
Figura 4.5 - Pilar de Concreto Armado.....	48
Figura 5.1 - Diagrama de Tensões Simplificado. ....	54
Figura 5.2 - Solicitações em uma seção submetida a momento fletor.....	55
Figura 5.3 - Solicitações em uma seção com armadura dupla.....	57
Figura 5.4 - Variáveis geométricas do modelo matemático de vigas .....	65
Figura 5.5 - Viga 1 - exemplo.....	73
Figura 5.6 - Comparação entre o custo de modelos de dimens. - Viga 1. ....	74
Figura 5.7 - Compar. entre o custo de mod. de dimens. - Viga 1 (carga dupl.).....	76
Figura 5.8 - Viga 2 - exemplo.....	77
Figura 5.9 - Compar. entre o custo de modelos de dimensionamento - Viga 2.....	79

---

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Fórmulas para cálculo de momentos .....	37
Tabela 4.2 - Matriz de conectividade .....	40
Tabela 4.3 - Matriz de coordenadas .....	40
Tabela 5.1 - Valores dos coeficientes do modelo matemático de vigas. ....	72
Tabela 5.2 - Tabela de comp. de custo entre os diferentes mod. de dimens. ....	77
Tabela A1.1 - Lista de funções do arquivo general.lsp.....	94
Tabela A1.2 - Lista de funções do arquivo laje.lsp.....	95
Tabela A1.3 - Lista de funções do arquivo concrete.lsp.....	95
Tabela A1.4 - Lista de funções do arquivo viga.lsp .....	96
Tabela A1.5 - Lista das funções do arquivo setup.lsp .....	96

## **RESUMO**

O presente trabalho descreve um Sistema CADD ( Computer Aided Design an Drafting ) para projeto de estruturas de concreto armado. A ênfase do trabalho está no estudo da arquitetura necessária à elaboração de um sistema capaz de progredir de acordo com os avanços tecnológicos e facilitar a integração com sistemas já existentes, com isto reduzindo custos de atualizações e adaptações necessárias a novos padrões.

São discutidos os aspectos relacionados aos diferentes níveis de representação necessários a um sistema deste tipo, bem como as dificuldades existentes em relação à unificação de sistemas de características diversas de forma integrada.

O objetivo do sistema é possibilitar aos engenheiros estruturais, através de uma interface gráfica, uma utilização rápida, eficiente e segura das ferramentas de projeto correntes, da mesma forma que adicionar novas alternativas, tais como otimização de componentes estruturais e representação funcional orientada a objetos.

## **ABSTRACT**

This work describes a Computer Aided Design and Drafting System ( CADD ) for the design of reinforced concrete structures. The emphasis is placed on the required architecture for a system capable of growing with technological improvements and providing easy integration with other systems, thus reducing update and conversion costs.

The aspects related to the different representation levels required are presented and discussed, as well as the difficulties found when integrating systems from distinct sources.

The system's objective is to provide to structural engineers an efficient utilization of traditional structural analysis tools through a graphical interface, as well as abetting the use of new alternatives, like structural optimization and objected-oriented functional representation.

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Aspectos Iniciais

A evolução tecnológica ocorrida durante a década de oitenta na área de informática aliada à queda real no preço dos computadores pessoais proporcionaram uma grande mudança no ambiente de projeto estrutural em engenharia civil. No plano puramente estrutural, métodos aproximados de cálculo puderam ser substituídos por métodos exatos resolvidos com rapidez na mesa do engenheiro estrutural em um computador pessoal. Praticamente todo escritório de projeto estrutural hoje em dia possui pelo menos um computador com sistemas de análise estrutural desenvolvidos de forma própria, existindo também uma oferta bastante grande de pacotes de "software" na área. Esta nova realidade propiciou um grande aumento na produtividade do engenheiro estrutural, bem como na confiabilidade do seu trabalho, fator fundamental em função da responsabilidade de sua tarefa.

Com o aumento da capacidade operacional dos computadores pessoais tornou-se também possível a utilização de técnicas de programação matemática para resolução de problemas de projeto estrutural. Embora não possuindo ainda larga utilização na prática diária da atividade de projeto estrutural, as técnicas de programação matemática, mais especificamente a programação não linear, podem proporcionar economia bastante considerável no dimensionamento de estruturas. Esta relativa falta de utilização pode ser creditada, basicamente, a três fatores : à falta de conhecimento dos profissionais de projeto sobre as técnicas de programação matemática, à dificuldade de implementação computacional dos algoritmos e à falta de modelos de otimização adaptados à realidade nacional para dimensionamento de estruturas.

A este panorama agregam-se, mais recentemente, os sistemas de projeto auxiliado por computador, popularmente conhecidos como sistemas CAD ( Computer Aided Design ). Com isto iniciou-se uma nova fase na área de projeto, na qual toda informação visual executada anteriormente em pranchetas pode ser realizada no computador em um ambiente mais completo e produtivo. Tais sistemas possibilitaram que a etapa de desenho, a qual normalmente é a que mais consome tempo, fosse executada de forma razoavelmente mais rápida e automatizada. Os sistemas CAD já vêm sendo largamente usados para tarefas de desenho em escritórios de projeto, porém logo se percebeu que as facilidades proporcionadas por estes pacotes abrangiam apenas um pequeno aspecto da atividade de projetar : o desenho, fator já reconhecido Smithers <sup>[SMI89]</sup> como insuficiente para

suportar toda a complexidade da atividade de projetar. Outra dificuldade encontrada na utilização dos sistemas CAD é a ausência de facilidades que auxiliem tanto a comunicação como a integração a sistemas e pacotes já desenvolvidos em outras áreas, tais como análise estrutural e orçamentação, as quais são fundamentais na área de projeto estrutural em engenharia civil.

Desta forma surge a necessidade de, utilizando a grande capacidade gráfica dos sistemas CAD, proporcionar um ambiente de projeto mais completo, que auxilie o engenheiro estrutural em sua tarefa. Ao mesmo tempo é necessário que este ambiente possibilite fácil integração e comunicação com outros sistemas, evitando assim custos inaceitáveis de desenvolvimento de novos sistemas adaptados à nova realidade.

## 1.2. CAD e CADD

O presente trabalho procura abranger de forma mais completa a atividade de projetar, não se restringindo apenas ao aspecto de representação visual, ou seja, os desenhos que pertencem a um projeto. Neste sentido, muitos sistemas ditos CAD ( Computer Aided Design ) disponíveis atualmente são, na verdade, sistemas para desenho ( CAD - Computer Aided Drafting ), em sua arrasadora maioria. Conforme já mencionado, o sistema proposto neste trabalho procura englobar mais aspectos da atividade de projeto em um ambiente integrado. Daí a necessidade de uma nomenclatura mais abrangente - CADD ( Computer Aided Design and Drafting ); que resuma os objetivos do sistema.

## 1.3. Objetivos

O objetivo principal do presente trabalho é o estudo e implementação de uma arquitetura computacional aberta para sistemas CADD que simplifique o processo de integração com outros módulos e sistemas a fim de proporcionar um ambiente mais completo para projeto. Neste trabalho o campo de projeto abordado é o de engenharia civil, mais especificamente, projeto de estruturas de concreto armado. A implementação realizada tem, portanto, o objetivo de calcular, dimensionar e detalhar estruturas de concreto armado em um ambiente auxiliado por computador em conformidade com a norma brasileira vigente [NBR61].

O objetivo secundário envolve o estudo e implementação no sistema proposto de dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado através de programação matemática, a fim de proporcionar ao engenheiro estrutural uma ferramenta mais potente e eficiente, visando a redução do custo de elementos estruturais, de forma integrada e simplificada.

## 1.4. Organização do Trabalho

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, sendo o capítulo segundo e o capítulo terceiro responsáveis, respectivamente, pela introdução de conceitos básicos na área de projeto e pela arquitetura do sistema proposto. Os capítulos terceiro a quinto estabelecem as metodologias de cálculo adotadas no trabalho, detalhando sua implementação na arquitetura computacional proposta. Finalmente, o capítulo sexto detalha as conclusões obtidas no trabalho.

De forma sintética, o trabalho está organizado como se segue :

- no capítulo segundo, conceitos fundamentais sobre projeto e a atividade de projetar são apresentados, bem como analisados os métodos de resolução de problemas de projeto, tipicamente na área de engenharia civil, através de técnicas de sistemas baseados em conhecimento;
- no capítulo terceiro são apresentados os requerimentos para um sistema CADD para projeto de estruturas de concreto armado, a arquitetura do sistema-objeto do presente trabalho (sistema STRUCT) e detalhes sobre a implementação e interface do mesmo;
- no capítulo quarto as bases teóricas de análise estrutural clássica de elementos de concreto armado são discutidas, assim como sua implementação no sistema STRUCT;
- no capítulo quinto são apresentadas as bases teóricas de dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado segundo a norma brasileira e através de programação matemática, sendo também apresentados resultados comparativos entre as duas metodologias;
- no capítulo sexto são apresentadas as conclusões obtidas sobre a utilização do sistema proposto e sobre a utilização de programação matemática como uma ferramenta para dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado. Por fim, são fornecidas sugestões para desenvolvimento futuro com relação ao sistema proposto e à implementação de modelos de otimização para elementos estruturais de concreto armado.

## 2. PROJETO E O ATO DE PROJETAR

### 2.1. Aspectos Iniciais

Para elaborar um sistema que seja capaz de auxiliar na tarefa de projeto estrutural é necessário uma maior compreensão sobre a atividade de projetar em si própria, isto é, quais são os fatores e qual a metodologia utilizada pelo projetista para resolver um problema de projeto. Este capítulo desenvolve este tópico, procurando estabelecer uma base teórica consistente para o desenvolvimento de um sistema computacional de projeto estrutural auxiliado por computador.

### 2.2. Projeto

O que é um projeto ? Esta pergunta leva às interpretações mais ambíguas e a uma interminável discussão sobre a definição exata de o que seja um projeto. As duas principais abordagens ao problema são:

- Projeto como um Processo - define projeto como sendo um processo que leva à obtenção de um objeto que corresponda às restrições impostas no programa de necessidades. Este processo utiliza métodos científicos e empíricos, normas legais, restrições impostas e experiência acumulada para alcançar uma configuração que seja compatível com as restrições impostas no programa de necessidades do projeto;
- Projeto como um Produto - define projeto como um objeto resultante da aplicação de processos diferentes em estágios diferentes de desenvolvimento. Sob esta ótica, um projeto é definido como uma descrição de um produto acabado.

Nenhuma das definições anteriores é capaz de capturar a abrangência do que seja um projeto. A primeira definição procura estabelecer projeto como um conjunto de métodos e processos sem precisar o que seja um projeto. A segunda definição apenas define como projeto um conjunto de descrições ( desenhos, lista de materiais, etc. ) mesclando projeto com um objeto que atende a um programa de necessidades.

A abordagem que parece ser mais apropriada ao problema é a que procura separar projeto de processos ou produtos. Esta abordagem é utilizada por Stiny <sup>[STY90]</sup> e procura inserir projeto como

um elemento em uma relação com formas de descrição, ou seja, desenhos, modelos sólidos, listas de materiais, etc.

- *Definição 1.1* - um projeto é um elemento em uma relação n-ária entre desenhos e outros tipos de descrições conforme necessário.

Visto como um elemento em uma relação, abrem-se grandes possibilidades para desenvolvimento teórico abrangendo a atividade de projetar pois, através do estudo das formas de interação entre os elementos que compõem um projeto, isto é, das relações entre os elementos, poder-se-á chegar a uma estrutura que possibilite a obtenção de um projeto a partir da utilização das relações apropriadas entre os elementos necessários. A Figura 2.1 a seguir ilustra a representação desta abordagem:

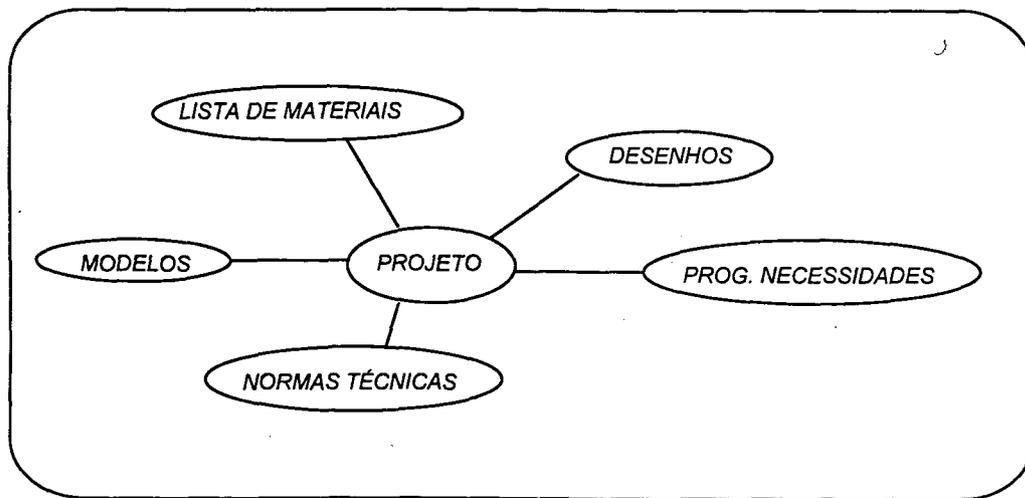


Figura 2.1 - Projeto visto como um elemento em uma relação de descrições

A partir da definição anterior, podem-se apresentar definições adicionais, as quais serão necessárias à compreensão futura deste trabalho:

- *Definição 1.2* - um *estado* de projeto é o conjunto único de relações e configuração entre os elementos que compõem um projeto.
- *Definição 1.3* - um *operador*, ou funcional, é uma ação que altera qualquer uma das formas de descrição ou relações em um estado de projeto.

Pode-se, portanto, concluir que o espaço de solução de um projeto é constituído por todos estados resultantes da aplicação de todos operadores sobre todas possibilidades de combinação entre os

elementos descritores de um projeto. O número de estados que compõem um espaço de solução é normalmente grande demais para qualquer tratamento computacional direto.

Na próxima seção são analisados os métodos que procuram definir o ato de projetar, objetivando diminuir o espaço de solução e tornar mais tratável computacionalmente o problema.

## 2.3. Ato de Projetar

### 2.3.1. Aspectos Iniciais

O projetista, quando do ato de projetar, avalia uma quantidade imensa de estados potenciais que podem levar a uma solução do problema. Esta avaliação é feita com a utilização de operadores, ou funcionais, que agem sobre cada estado [COY85a] iterativamente. O ato de projetar é portanto, segundo Coyne e Gero [COY85b], "uma busca dirigida a um objetivo através de um espaço de estados ou soluções potenciais de projeto".

A definição anterior é bastante útil de forma geral, porém para o domínio de engenharia é necessário um aprofundamento técnico maior; Dym [DYM92] apresenta uma definição bastante útil para o ato de projetar em engenharia:

- *Definição 1.4* - o ato de projetar em engenharia é a geração e avaliação sistemática de especificações e representações para objetos que devem alcançar determinados objetivos e satisfazer determinadas restrições.

A fim de entrar no escopo deste trabalho, é apresentada a seguir a definição do ato de projetar estruturas adotada por Garrett [GAR90]:

- *Definição 1.5* - projetar estruturas é o ato de definir as propriedades espaciais e funcionais de estruturas sujeitas à ação de cargas e de seus componentes, de tal forma que as restrições impostas pelas leis físicas, normas legais, práticas construtivas e proprietários sejam satisfeitas.

Da definição anterior pode-se retirar algumas propriedades que um projeto estrutural deve possuir:

- satisfazer uma especificação funcional;

- estar de acordo com as limitações impostas pelo seu meio, por exemplo: se o projeto for de uma estrutura de aço, deve respeitar os limites estabelecidos para estruturas deste tipo;
- respeitar critérios implícitos e/ou explícitos em relação à performance da estrutura e à utilização de recursos;
- satisfazer critérios implícitos e/ou explícitos de projeto sobre a forma da estrutura; e
- satisfazer as restrições em relação ao processo de projeto em si, tais como período de execução, custo, etc.

### 2.3.2. Fases de Projeto

Conforme já visto anteriormente, o número de estados possíveis de serem gerados em um procedimento de solução é muito grande; neste sentido tem sido comum a divisão do processo de projetar em fases distintas, para análise separadamente. É apresentada a seguir a classificação de fases de projeto adotada por Brown e Chandrasekan [BRO89]:

- Projeto Conceitual - o foco está na análise dos "trade-offs" entre os objetivos conflitantes de alto nível;
- Projeto Preliminar - nesta fase os componentes principais e/ou sub-sistemas de projeto são escolhidos;
- Projeto Detalhado - as opções definidas na fase anterior são refinadas até a individualização das partes componentes;
- Análise e Otimização - as partes individualizadas são verificadas e avaliadas;
- Documentação - são elaborados todos documentos descritivos que definem o projeto.

Esta classificação fornece a base para que sistemas de projeto possam ser construídos de forma coerente e limita o número de estados possíveis em cada uma das fases, sem o que seria muito difícil o estabelecimento de objetivos não conflitantes para a solução.

A classificação para fases de projeto estrutural apresentada a seguir é uma adaptação da utilizada por Garrett [GAR90] e baseia-se em um processo iterativo:

- Projeto Conceitual - é a síntese de uma configuração inicial da estrutura que satisfaz restrições de funcionalidade e recursos, juntamente com poucas restrições de integridade estrutural. Várias configurações estruturais iniciais diferentes são analisadas sob o ponto de vista dos custos de materiais utilizados, dos custos de construção, da funcionalidade da estrutura, etc. Ao final desta fase a configuração da estrutura está definida e as propriedades dos principais elementos da estrutura estão determinadas;
- Análise Estrutural - nesta fase é feita a determinação da resposta da estrutura às ações externas, tais como cargas e localização dos apoios. A resposta desta fase é o conjunto de solicitações e deslocamentos aos quais a estrutura é submetida;
- Projeto Detalhado - é feita a seleção de propriedades ( dimensões, armaduras em uma estrutura de concreto, por exemplo ) baseada na mais recente resposta da fase de Análise Estrutural. Nesta etapa o foco de atenção está na satisfação de restrições de integridade estrutural. É importante notar que podem advir da etapa de Projeto Conceitual restrições que limitem a seleção de propriedades; por exemplo: pode existir uma restrição geral de custo que limite o custo individual de cada elemento;
- Avaliação - o objetivo é verificar se a estrutura satisfaz todas restrições impostas. Da mesma forma é feita a verificação em relação a todos componentes individuais da estrutura; se alguma violação é feita o componente necessita ser redefinido, retornando-se à fase de Projeto Detalhado. Se a violação for significativa em termos globais, então é necessário retornar à fase de Projeto Conceitual;
- Documentação - são elaborados todos elementos descritivos ( plantas, modelos, listas de materiais, etc. ) resultantes das etapas anteriores.

A figura a seguir ilustra o processo de projeto estrutural:

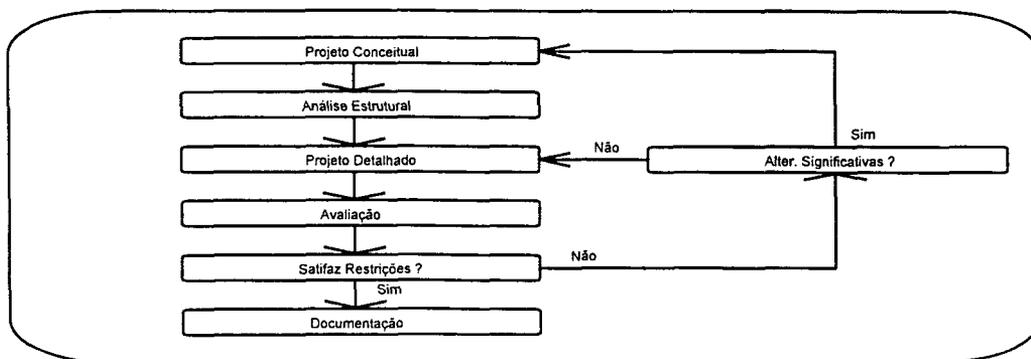


Figura 2.2 - Representação do processo de projeto estrutural

Um projeto pode ser classificado ainda segundo o seu tipo:

- Projeto Criativo - é aquele no qual, na sua maioria, são utilizados pelo projetista elementos não repetitivos de projeto. É o caso do projeto inicial de uma casa ou máquina nos quais a criatividade desempenha fator fundamental;
- Projeto de Rotina - é aquele no qual aspectos repetitivos estão presentes em maioria. Um exemplo é o projeto de uma máquina composta de vários componentes diferentes que são alterados apenas por solicitações de encomendas.

### 2.3.3. Representação de conhecimento

Para que um sistema de projeto de engenharia possa alcançar seus objetivos, o fator chave a ser considerado é o da *representação de conhecimento* [DYM<sup>92</sup>]. Pode-se compreender melhor a importância deste fator verificando-se a grande quantidade de informação de fontes distintas necessária a um sistema de projeto: informações geométricas, econômicas, propriedades dos materiais, listas de materiais, normas técnicas, heurísticas de projeto, etc. Cada tipo de informação pode requerer diferentes tipos de representação, por exemplo: a estrutura mais propícia para representar informações geométricas não necessariamente é a mais adequada para representar listas de materiais ou heurísticas de projeto.

Além disto, existe o problema da *forma* de representação de um determinado objeto, por exemplo: em um sistema CAD a forma de representação de uma parede é dada por uma sequência de pontos unidos por linhas na tela do computador e, internamente, talvez seja representada por uma série de matrizes; o projetista, por sua vez, observa a parede com todas suas propriedades: material, acabamento, função, etc. Esta diferença entre a representação interna de conhecimento e a forma como esta representação é percebida pelo usuário é um dos principais problemas para um sistema de projeto auxiliado por computador.

Outro problema de grande importância é o do *contexto*, por exemplo: uma parede é vista por um arquiteto de forma bastante diferente que por um projetista estrutural ou pelo engenheiro de planejamento do projeto. Um mesmo elemento pode assumir diferentes interpretações para diferentes profissionais que participam do projeto, ou até mesmo interpretações distintas para um mesmo profissional em etapas diferentes de um projeto. Estas interpretações distintas devem ser levadas em conta para que a representação seja flexível de forma a abranger toda complexidade do ato de projetar.

As necessidades de representação anteriores referem-se apenas aos dados necessários a um sistema de projeto, porém como representar os processos e métodos que o projetista utiliza ? Parece bastante claro que as formas de representação algorítmicas e/ou modelagem matemática do problema não capturam a totalidade da informação e não têm a capacidade de abstração necessária para suportar a implementação de um sistema computacional de projeto, embora existam tentativas como por exemplo Baybars e Eastman [BAY80] e Baybars [BAY82], que procuram gerar configurações arquitetônicas a partir de um programa simples de necessidades utilizando a Teoria dos Grafos[CHR75] através de grafos planares.

Desta forma, têm sido sistematicamente utilizadas técnicas de Inteligência Artificial em Sistemas Especialistas [WAT86] procurando, através da representação simbólica proporcionada por estas técnicas, superar as limitações oferecidas pelas abordagens tradicionais. Outro fator que influenciou o emprego de técnicas de Inteligência Artificial em projeto é a capacidade de retenção e manutenção do conhecimento de projetistas experientes que, de outra forma, poderia perder-se quando do saída destes profissionais da atividade em que trabalham.

As técnicas de Inteligência Artificial mais utilizadas até o momento na área de projeto são, sem dúvida, a representação de conhecimento através de regras [COY85a] e a utilização de "frames" para derivação de elementos a partir de formas primitivas, visando facilitar a elaboração de novas instâncias de elementos de projeto.

Embora notável progresso tenha sido feito nos últimos anos, tanto na área de sistemas especialistas quanto na de teoria de projeto, a integração entre as duas áreas permanece um problema ainda não completamente resolvido. A utilização de sistemas especialistas tem se mostrado mais adaptável a tarefas relacionadas à derivação de conceitos como, por exemplo, diagnósticos e monitoramento, do que a problemas que envolvem formação de idéias e conceitos, tais como planejamento e projeto [BRO86].

Esta dificuldade de implementação deve-se principalmente aos seguintes fatores:

- A atividade de projeto pertence à classe de problemas mal definidos [SIM73], os quais utilizam em um grau elevado a experiência e intuição do projetista. Além disto, existem julgamentos frequentemente subentendidos que se somam à imprecisão e falta de completeza do conhecimento utilizado no processo;

- Há falta de técnicas robustas de extração de conhecimento de projeto. Muito do conhecimento de projeto é do tipo "óbvio", ou seja, parece absolutamente claro para o especialista, porém é extremamente difícil de ser externalizado;
- O conhecimento de projeto é extremamente relacionado com as capacidades cognitivas do projetista, ou seja, envolve interações espaciais e funcionais extremamente complexas e varia de um ser humano a outro; segundo Cullen e Bryman [CUL88]: " sistemas especialistas parecem ter dificuldades em adaptar-se a processos cognitivos envolvendo manipulação de dados espaciais, tipicamente na área de projeto ";
- Ainda não foi possível estabelecer uma estrutura de conhecimento que possa abranger todos aspectos do ato de projetar. São utilizadas diversas estruturas para representação de diferentes fontes de conhecimento levando à conseqüente elaboração de rotinas que executem a homogenização do conhecimento para utilização conjunta na resolução do projeto. Este fator prejudica a compreensão e não captura a essência do problema, que é a utilização conjunta de todas fontes de conhecimento.
- Um projeto é normalmente distribuído entre uma equipe de projetistas; este fato dificulta ainda mais o processo de extração do conhecimento pois, além dos fatores anteriores, partes do conhecimento, definidas ou não, podem estar dispersas em um conjunto de pessoas com pontos de vista diferentes sobre o mesmo assunto.

Mesmo com estas dificuldades, já foram elaborados diversos sistemas especialistas de projeto com resultados promissores. Na próxima seção são apresentados alguns destes sistemas com suas bases teóricas de representação e as estratégias básicas de implementação de sistemas especialistas de projeto.

#### **2.3.4. Implementação**

Existem diversos sistemas especialistas de projeto já implementados e que provaram ser de grande valia ao auxiliar na complexa tarefa de projetar. A maioria destes sistemas utiliza-se de regras para representação do conhecimento através de "shells" comerciais ou de implementação em linguagens "nativas" de Inteligência Artificial como Prolog e Lisp, sendo que alguns possuem também interface gráfica para visualização do projeto. As regras, neste tipo de representação, são os operadores de projeto. Nesta seção, são apresentadas as estratégias principais de solução para im-

plementação de sistemas especialistas de projeto baseados em regras e alguns sistemas já desenvolvidos, com ênfase em sistemas para a área de engenharia civil.

#### 2.3.4.1. Estratégias de solução

Existem duas estratégias principais de resolução [YOO92] para implementação de sistemas computacionais de projeto:

- Geração - procura utilizar o conhecimento para elaboração de regras que produzam um projeto de acordo com uma linguagem especificada. A linguagem, neste caso, determina como os elementos são combinados para produção de um objeto. Esta abordagem é bastante útil, pois possibilita o estudo dos aspectos exploratórios da atividade de projetar, porém necessita ser combinada com formas de direcionamento da busca por uma solução e avaliação dos estados intermediários obtidos. A desvantagem é que a implementação destes "críticos" do processo pode apresentar mais dificuldades que a definição da própria linguagem de produção.
- Arrebatamento - o conhecimento é utilizado para retirar ações diretamente das necessidades de projeto. Existem duas formas de obtenção desta abordagem: a primeira é o mapeamento entre as necessidades de projeto e as descrições resultantes destas necessidades; seja, por exemplo, a regra: SE a necessidade é *X* ENTÃO o projeto deve ser configurado como *Y*. A pré-condição da regra é uma necessidade e a parte de consequência é uma ação de configuração de um estado parcial de projeto. Um exemplo prático é a regra: SE a área total deve ser a menor possível ENTÃO arrange os compartimentos em um quadrado. A segunda abordagem procura utilizar o conhecimento através da manipulação explícita de restrições de projeto para a redução do espaço de soluções, por exemplo: as restrições necessárias à funcionalidade de uma cozinha podem praticamente definir a disposição de seus componentes internos.

Embora as duas estratégias usadas tenham sido usadas separadamente para produção de sistemas de projeto, a situação ideal é a utilização das duas técnicas em conjunto. Com isto, é possível a diminuição do espaço de solução e a geração de estados intermediários de projeto durante o processo de resolução; esta combinação de estratégias foi utilizada por Yoon e Coyne [YOO92] para implementação de um sistema especialista para projeto arquitetônico.

A representação através de regras, enquanto forma de representação e explicitação do conhecimento, é bastante valiosa, porém, quando da sua implementação, apresenta uma desvantagem: a

determinação da sequência ou hierarquia de ações a serem tomadas para obtenção dos objetivos necessários. A aplicação de regras em ordem diferente pode levar a soluções potencialmente muito distintas. Isto é devido ao fato de que os objetivos do sistema não são necessariamente expressos da mesma forma que os dados que descrevem os estados possíveis do sistema.

Coyne e Gero [COY85a] apresentam duas abordagens para o problema, aumentando o conhecimento de projeto, através da utilização *metaconhecimento*, isto é, conhecimento sobre o conhecimento contido no sistema. A primeira abordagem utiliza conhecimento sobre as regras de projeto; define regras para a utilização das regras, isto é, *metaregras*. A segunda abordagem utiliza conhecimento sobre os estados de projeto, a fim de definir se um elemento de projeto já atingiu o objetivo desejado e assim evita modificação deste elemento nas avaliações seguintes do processo de inferência.

#### 2.3.4.2. Sistemas de projeto

A seguir são apresentados alguns exemplos de sistemas especialistas para projeto, com especial ênfase à área de engenharia civil :

LOOS [FLE90] - sistema especialista baseado em regras para determinação de "layouts" bidimensionais de retângulos. Foi aplicado para geração de "layouts" de cozinhas e de prédios de escritórios;

BUILD [RON90] - "shell" para construção de sistemas especialistas em engenharia civil, baseada em regras e implementada em Prolog para estações Sun. Apresenta como características principais: diferentes formas de inferência, diferentes níveis de abstração, facilidades para aquisição de conhecimento, integração com rotinas externas e uma linguagem própria de comandos para o sistema;

PRIDE [MIT86] - sistema especialista para auxiliar o projeto mecânico de subsistemas de copadoras. Utiliza diferentes métodos de representação para representar processos algorítmicos e heurísticos, possuindo esquemas de inferência variados para níveis distintos de abstração, com uma interface gráfica que permite a visualização do projeto em desenvolvimento;

CODE - sistema especialista para conferência de conformação de edificações às normas técnicas, construído sob a "shell" BUILD;

PREDIKT - sistema desenvolvido sob a "shell" BUILD para projeto preliminar de cozinhas;

SOLAREXPERT - sistema especialista para avaliação de sistemas de energia solar para prédios residenciais, construída sob a "shell" BUILD;

COFDEX [ADE91] - sistema especialista para projeto de pavimentos mistos em prédios, baseado em regras; possui uma estrutura hierárquica de representação do conhecimento e foi desenvolvido sob a "shell" GURU.

Os sistemas desenvolvidos até o momento demonstram que, mesmo que exista uma grande diferença entre o que se deseja de um sistema auxiliar de projeto e o que está disponível hoje, progresso foi feito na direção correta com a utilização de técnicas de representação mais similares ao modo como o ser humano pode representar seu raciocínio. Neste sentido, o direcionamento atual da pesquisa é na busca de estruturas que possam representar níveis de abstração cada vez mais elevados, ou seja, mais próximos do ser humano, sem perder a flexibilidade que estruturas mais objetivas proporcionam.

### **3. O SISTEMA STRUCT**

#### **3.1. Aspectos Iniciais**

Conforme já visto na introdução deste trabalho, a popularização e o conseqüente crescimento da utilização de computadores levaram a grandes mudanças no ambiente de trabalho de engenharia, especialmente na área de projeto estrutural em engenharia civil. Tabelas e calculadoras foram substituídas por rápidos e eficientes computadores. A velocidade de surgimento de ferramentas especializadas também cresceu, possibilitando a praticamente qualquer engenheiro estrutural a escolha de programas poderosos para resolução dos seus problemas.

É apresentado neste capítulo o sistema-objeto deste trabalho, procurando ter como foco a elaboração de uma arquitetura computacional aberta que possibilite a integração de módulos existentes a novas tecnologias com o menor custo possível, tornando mais acessível o emprego de técnicas modernas ao usuário comum e reduzindo o tempo de absorção e adaptação necessário a todo processo de inovação tecnológica.

#### **3.2. Histórico**

O emprego de computadores para análise estrutural já é uma realidade há pelo menos 15 anos, embora as primeiras referências bibliográficas sejam da segunda metade da década de 60 com o já clássico trabalho de Gere e Weaver "Analysis of Framed Structures" [GEW65], no qual eram analisados os principais métodos para análise estrutural de estruturas reticuladas, bem como fornecidos programas em linguagem FORTRAN para cálculo de solicitações em vigas, pórticos e grelhas. Isto foi um marco, pois possibilitou o conhecimento de técnicas que permitissem a análise de estruturas muito mais complexas do que antes era possível. O dimensionamento de elementos estruturais era feito com o uso de tabelas que resumiam em coeficientes toda uma série de cálculos exigidos, às vezes acrescentando uma margem de segurança excessiva e, com isto, levando ao desperdício de materiais e conseqüente aumento de custo. Obviamente, um grande obstáculo persistia: a utilização do computador, àquela época restrito a grandes empresas e centros de pesquisa ou disponível para aluguel, porém a preços proibitivos.

A representação do conhecimento resumia-se a um conjunto de cartões que eram entregues para processamento e uma listagem contendo as respostas ao problema. Quaisquer erros que porventura existissem implicavam a digitação de novos cartões e posterior novo ciclo de processamento. Um erro poderia causar um atraso considerável na obtenção do resultado final de cálculo de uma estrutura. A programação era acessível a poucas pessoas e a maioria das máquinas possuía seu próprio sistema operacional dificultando ainda mais o acesso de usuários comuns.

Posteriormente, no final da década de 70, os terminais de computadores de grande porte, os chamados "mainframes", tornaram-se mais comuns, possibilitando aos usuários que tivessem acesso a estes computadores, normalmente só disponíveis em instituições de pesquisa e grandes empresas, redução do ciclo de projeto pela diminuição do tempo de correção dos dados. O paradigma de projeto através do computador porém continuava o mesmo, isto é, o usuário era responsável pelos seus atos, não existia praticamente nenhum tipo de pré ou pós processamento de dados, dificultando a análise das respostas fornecidas pelo computador.

O grande fato modificador foi, no início da década de oitenta, o surgimento dos computadores pessoais. Os programas para engenharia estrutural estiveram entre as primeiras aplicações a serem portadas para o novo ambiente. Neste ambiente, o engenheiro estrutural, embora com a limitada capacidade dos computadores pessoais da época, pôde aumentar a produtividade do seu trabalho de forma eficaz e por um custo acessível. Tanto cálculo de solicitações, embora para estruturas de tamanho reduzido, quanto dimensionamento de estruturas puderam se efetuados lado a lado no computador, possibilitando a agilização do trabalho do projetista. A nível de facilidades surgem algumas possibilidades gráficas e uma manipulação mais simples de arquivos de dados e resposta.

O barateamento da tecnologia de computação, ocorrido durante a década de oitenta, influenciou e modificou muito o panorama dos computadores pessoais. Capacidades gráficas foram adicionadas, a memória foi expandida, a velocidade e a capacidade de processamento cresceram muito. Com isto a indústria de "software" floresceu, permitindo o acesso de usuários comuns a programas como planilhas eletrônicas, bancos de dados, linguagens de programação ( FORTRAN, PASCAL, C ) e "softwares" gráficos.

De forma a aproveitar especialmente as novas capacidades de memória dos computadores pessoais, surgiram esquemas alternativos de armazenagem de dados estruturais, permitindo que a resolução de estruturas antes só possível a nível de computadores de grande porte pudesse ser realizada em pouco tempo em um microcomputador.

As novas capacidades gráficas disponíveis possibilitaram a visualização da estrutura com detalhe, dando ao projetista a noção exata sobre os dados utilizados como entrada e a consequente resposta do sistema às cargas impostas. Porém, os sistemas disponíveis à época ainda não permitiam a modificação destas imagens, fazendo com que a entrada de dados ainda continuasse manual. Foram também feitas interfaces entre programas de cálculo estrutural e planilhas de cálculo de forma a facilitar a entrada de dados estruturais e interfaces com sistemas CAD .

Atualmente, as capacidades computacionais foram expandidas ainda mais, reduzindo bastante as dificuldades em relação à memória e ao tempo de processamento. A disponibilidade de tecnologias de ponta para microcomputadores, tais como sistemas especialistas e sistemas CAD, permite que a nova geração de programas para cálculo estrutural possa evoluir ainda mais, colocando nas mãos do engenheiro estrutural um sistema completo que o libere para análise de objetivos e alternativas de mais alto nível, reduzindo custos e prazos de entrega.

### **3.3. Requisitos de Projeto do Sistema**

Para a elaboração do sistema objeto deste trabalho foi estabelecido um conjunto de requisitos a serem alcançados, procurando, desde o início do trabalho, estabelecer claramente as necessidades de desenvolvimento, a fim de reduzir eventuais períodos de redefinição do sistema.

Os requisitos iniciais definidos para o sistema são :

- Robustez - devido à grande responsabilidade da tarefa do engenheiro estrutural, este tópico tornou-se o mais importante na definição inicial de requisitos. Para que exista confiança dos usuários do sistema, o conjunto de ferramentas utilizadas deve ser de comprovada precisão e eficiência, conjugadas à conformação às normas técnicas em vigor. Além disto, o sistema deve proporcionar uma interface consistente ao longo de todas etapas de projeto;
- Flexibilidade - o sistema deve proporcionar facilidades em sua estrutura para a integração com sistemas existentes, reduzindo os períodos de adaptação e integração de novos sistemas;
- Manutenção - a arquitetura estabelecida deve ser aberta e modular, com o objetivo de reduzir os custos de manutenção do sistema e auxiliar a adaptação a necessidades de um usuário particular, ou seja, a customização do sistema. A definição de uma arquitetura aberta

e modular auxilia também o crescimento futuro do sistema, pois reduz as interdependências internas, normalmente existentes em sistemas que não utilizam este tipo de arquitetura;

- Facilidade de uso - o sistema, na sua utilização, deve ser o mais parecido possível com a forma de projetar utilizada pelo engenheiro estrutural, sendo também aderente à metodologia de projeto apresentada no item 2.3.2;
- Interface - deve ser amigável, reduzindo ao máximo a digitação de dados e proporcionando tanto quanto possível informações de forma gráfica;
- Integração - o sistema deve utilizar o máximo possível sistemas já existentes e de comprovada aceitação, reduzindo ao mínimo o projeto da chamada arquitetura proprietária, a qual, na realidade, apenas reduzirá o número de usuários potenciais do sistema no futuro;
- Inovação - o sistema não deve ser um simples auxiliar de desenho ou um repositório de informações geométricas [ARB87], mas proporcionar uma representação de conhecimento mais completa de forma a auxiliar o projetista efetivamente no seu trabalho.

### **3.4. Arquitetura**

Conforme já visto na seção anterior, a arquitetura proposta é do tipo aberta e modular, visando facilitar a integração e manutenção do sistema. Para um sistema do tipo CADD, que possui uma interface primariamente gráfica, a definição de uma arquitetura deste tipo coloca um problema adicional a ser resolvido, isto é, a comunicação entre os diferentes níveis de representação exigidos e a interface gráfica.

Desta forma foram examinados sistemas CAD que possuíssem facilidades em relação à integração, custo, facilidade de uso, flexibilidade e número de usuários segundo a metodologia proposta por Vanier [VAN85] para avaliação de sistemas CAD. Tanto na avaliação feita por Vanier quanto na realizada para este trabalho, o sistema que alcançou maior número de pontos foi o AutoCAD <sup>TM</sup> produzido pela Autodesk Inc., sendo portanto o sistema escolhido para interface gráfica neste trabalho.

Influiu nesta decisão não apenas a metodologia proposta para avaliação, mas também o fato de o "software" AutoCAD <sup>TM</sup> possuir a maior base instalada de programas deste tipo no Brasil, conjuntamente com as grandes facilidades para customização do programa, uma linguagem nativa

(AutoLISP) que possibilita representação baseada em conhecimento, bem como possibilidade de integração com sistemas externos e rotinas em outras linguagens de programação.

A partir da definição do sistema-base de interface gráfica, os módulos do sistema foram determinados levando em conta as áreas principais de cálculo e as necessidades intermediárias de integração entre os módulos.

Com isto a arquitetura definida ( ver Figura 3.1 ) para o sistema STRUCT foi a seguinte :

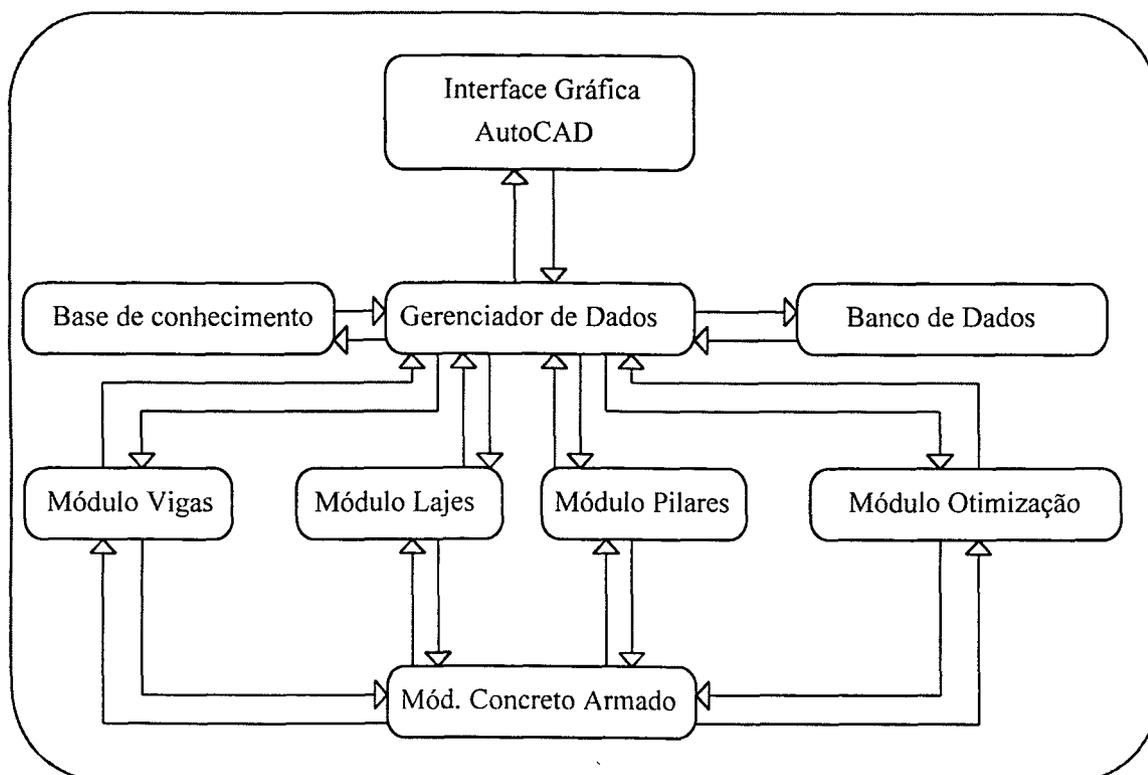


Figura 3.1 - Arquitetura do sistema STRUCT

Na arquitetura definida existem diferentes *agentes*, isto é, partes do sistema responsáveis por diferentes ações ou que atendem a diferentes necessidades [BER89]. Os agentes devem, obviamente, ser colaborativos na solução do problema; a integração entre os agentes do sistema é feita de duas formas:

1. Definição de agentes específicos responsáveis pela integração entre módulos. Isto é feito no sistema STRUCT através do módulo Gerenciador de Dados;

2. Estabelecimento de uma arquitetura em camadas, dividindo funcionalmente os agentes de cada parte do sistema em diferentes *níveis de abstração*. No sistema STRUCT existem basicamente cinco tipos de abstração em quatro níveis :

- Usuário - é representado pela interface gráfica, a qual visualmente resume todas informações definidas pelo usuário;
- Representação Conceitual - é formado pelo conjunto de formas de representação adotadas para definir as informações no sistema, tanto dados quanto ações, por exemplo: para dados estruturais a representação através de listas e para ações ou condições de projeto a representação através de regras. É importante notar que a representação conceitual é separada da representação funcional;
- Representação Funcional - é composto pelos agentes responsáveis por ações do sistema, traduzidas através de funções segundo uma linguagem de representação, no caso AutoLISP e C++;
- Gerenciamento - contém as funções responsáveis pela coordenação entre os dados no sistema;
- Básico - neste nível estão todas funções que controlam a representação das abstrações de mais alto nível na tela do computador, por exemplo: funções para desenho de elementos estruturais.

É importante salientar que os agentes pertencentes a um nível de abstração não possuem intersecção entre si, porém podem acessar outros agentes em níveis de abstração diferentes. A Figura 3.2 a seguir representa os níveis de abstração adotados no sistema :

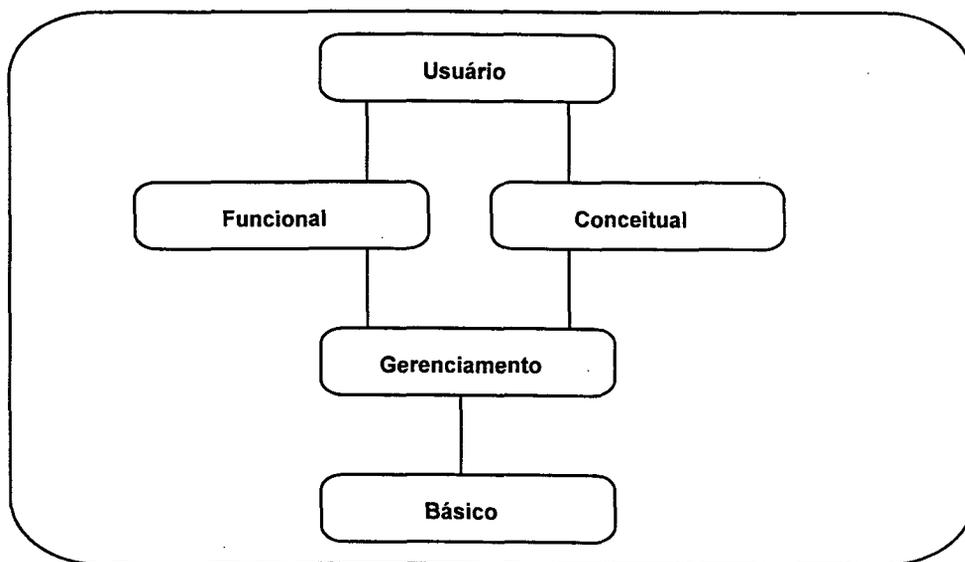


Figura 3.2 - Níveis de abstração do sistema STRUCT

As características e capacidades básicas do sistema são :

- Cálculo de estruturas de concreto armado totalmente interativo e gráfico através de interface amigável;
- Estrutura de resolução intuitiva, elaborada de acordo com metodologia de projeto utilizada pelo projetista;
- Banco de dados completo de informações estruturais;
- Dimensionamento de estruturas segundo a NBR-6118 e através de programação não linear (somente vigas);
- Possibilidade de customização de acordo com as necessidades do usuário.

### 3.5. Interface

A interface do sistema STRUCT é derivada da estrutura básica de menus do AutoCAD™ e composta de quatro tipos de entrada de dados e acesso às funções do sistema. Para a elaboração da interface, a linha principal de ação foi a definição de diferentes níveis de entrada de dados em menus distintos, modificando o menos possível a interface "standard" do AutoCAD™, de forma a continuar oferecendo as capacidades "default" através do sistema de menus. Desta forma, as funções do sistema estão disponíveis nos seguintes tipos de entrada de dados e seleção de opções:

- Menus de tela - são menus que permanecem o tempo inteiro na tela, na sua parte lateral direita. As funções de uso comum, tais como definição e cálculo de elementos estruturais estão disponíveis sempre ao usuário através de menus de tela;
- Menus "pull-down" - este tipo de menu está disponível através de opções na parte superior da tela, as quais quando acionadas provocam o surgimento de uma série de opções na tela. Funções de uso menos comum, por exemplo definição de variáveis globais do sistema e opções relativas ao tipo de material dos elementos estruturais são acessadas através deste tipo de menu;
- Menus "pop-up" - quando determinada função requer a escolha de uma opção entre várias disponíveis, todas as opções são mostradas com ícones visuais em um menu no centro da tela. Este é o caso, por exemplo, de seleção entre diversos modelos de cálculo de lajes;
- Entrada manual de comandos - existe a possibilidade de entrada de dados através do "prompt" do sistema, ultrapassando o sistema de menus e utilizando acesso direto às funções desejadas;

Os menus estão organizados de forma hierárquica mista em árvore a partir de um menu de tela principal com as principais opções do sistema. As opções principais permitem acesso a submenus que são cada vez mais restritos quanto às suas atribuições, ou seja, restritos em opções de utilização. A Figura 3.3 a seguir exemplifica os três tipos de menus disponíveis no sistema STRUCT.

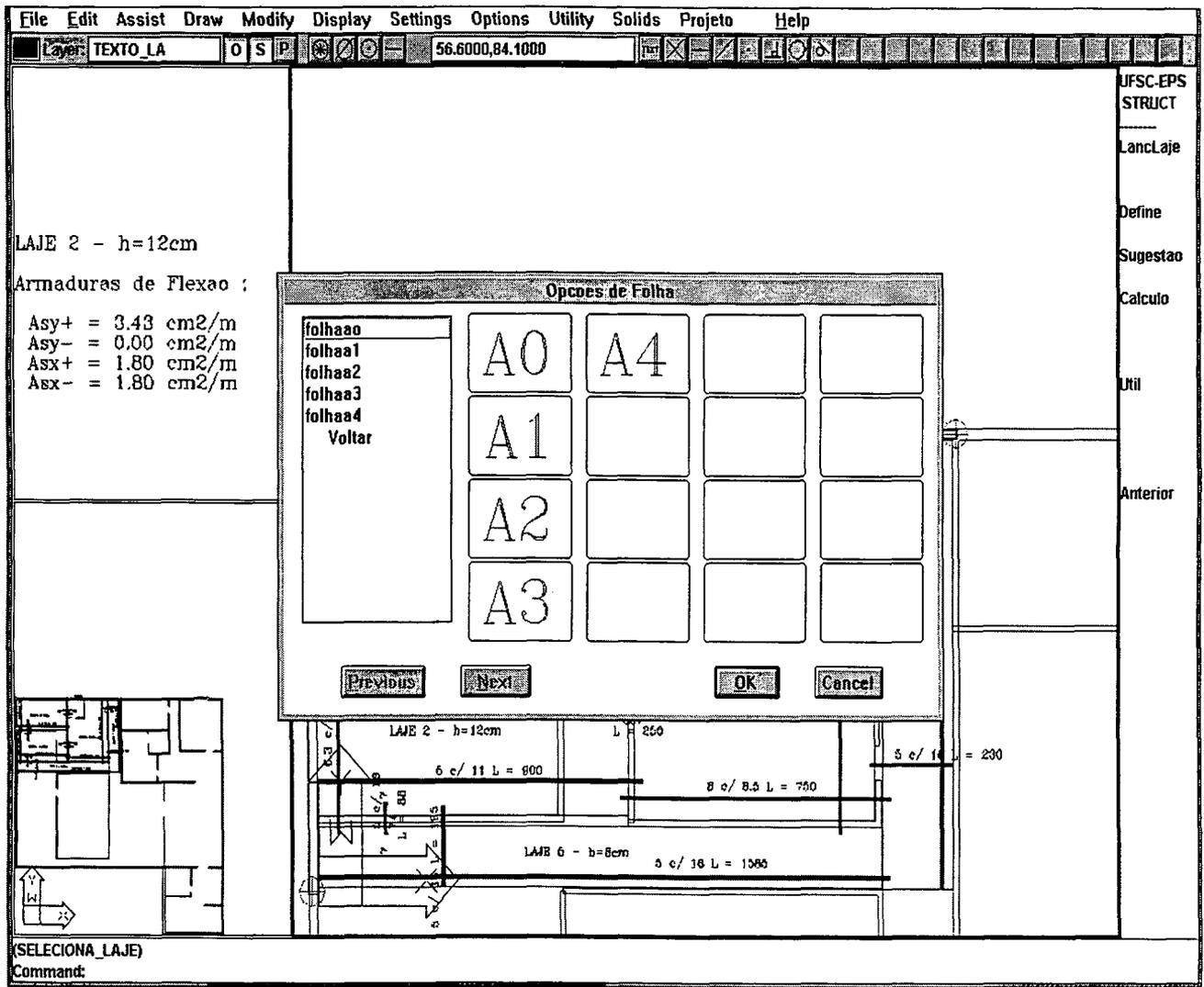
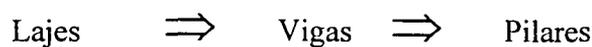


Figura 3.3 - Tipos de menu do sistema STRUCT

A interface foi elaborada de forma a ser aderente às fases de projeto apresentadas no item 2.3.2, ou seja, o projetista tem a possibilidade de executar qualquer uma das fases de projeto separadamente para lajes, vigas ou pilares. Esta facilidade auxilia em muito o estudo inicial de várias configurações da estrutura de forma rápida e eficiente, levando a estruturas mais econômicas e seguras.

A estratégia de solução do sistema segue o padrão de projeto estrutural de estruturas correntes de concreto armado segundo a seguinte regra :



onde :  $\Rightarrow$  significa "descarrega carga sobre".

O sistema de menus oferece uma série de opções para suportar projeto de estruturas conforme a filosofia definida anteriormente, principalmente nas fases de projeto de Análise Estrutural e Projeto Detalhado, auxiliando o projetista no estabelecimento automático de dependências entre os diversos elementos estruturais existentes em um determinado projeto. Exemplificando: é possível a definição das cargas atuantes sobre uma viga selecionando a opção correspondente no menu e posteriormente apontando com o "mouse" as lajes e/ou parede atuantes.

A estrutura do sistema de menus é representada na Figura 3.4 a seguir:

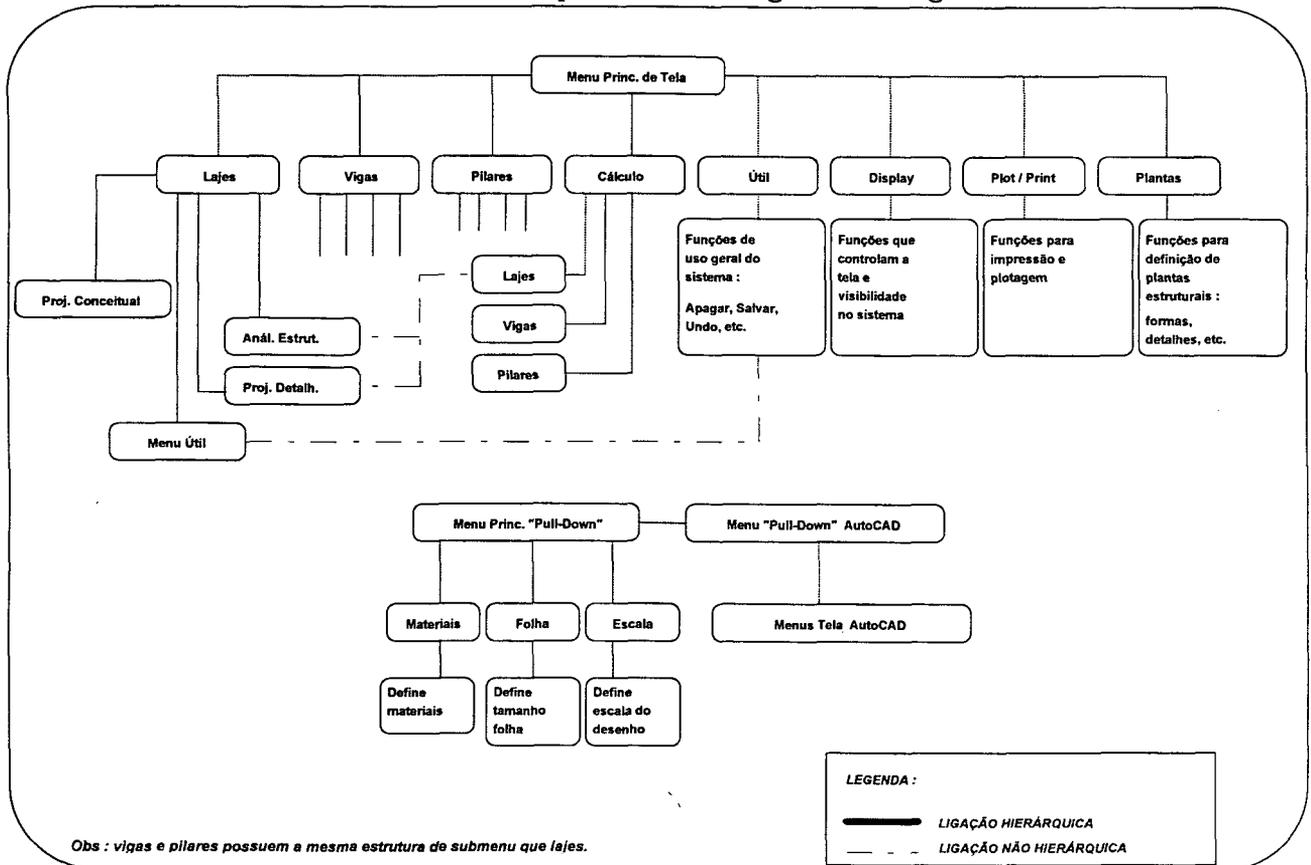


Figura 3.4 - Estrutura de menus do sistema STRUCT

Nas próximas seções são analisados os agentes internos do sistema STRUCT, ou seja, os componentes que permitem a integração entre os diversos módulos específicos para cálculo estrutural e a estrutura interna de representação de conhecimento adotada.

### 3.6. Representação de dados e de conhecimento

Conforme já visto no segundo capítulo deste trabalho, a representação de dados e conhecimento para sistemas CADD é extremamente complexa devido principalmente à natureza



.....  
 (*grupo\_n* dados\_do\_grupo .....

)

onde : *handler\_principal* - é o elemento principal de acesso a um elemento estrutural no banco de dados.

*grupo\_n* - é o código de um grupo de informações de determinado tipo, dependendo do elemento estrutural.

Exemplo - uma laje tem seus dados distribuídos da seguinte forma :

(*handler* (1 handlers de entidades gráficas da laje)  
 (2 dimensões ....)  
 (3 lado\_menor lado\_maior H d categoria)  
 (4 peso\_próprio rev+reboco carga\_acident. carga\_parede<sub>1</sub> carga\_parede<sub>2</sub>)  
 (5  $i_1 i_2 i_3 i_4 \rho$ )  
 (6  $R_1 R_2 R_3 R_4$ )  
 (7 carga\_tot  $M_1^+ M_1^- M_2^+ M_2^-$ )  
 (8  $As_1^+ As_1^- As_2^+ As_2^-$ )  
 (9 handlers de entidades gráficas das armaduras)  
 (20 handlers gerais de texto)  
 )

Esta definição sintetiza uma série de dados diferentes agrupados de forma simples e flexível. A laje tem definidas todas as suas propriedades básicas, tanto geométricas quanto analíticas, em uma estrutura única.

Um banco de dados no sistema STRUCT é uma sequência de elementos tais como o descrito anteriormente agrupados em uma lista principal, em qualquer ordem. Desta forma pode existir o número de bancos de dados que o usuário desejar, limitado apenas pelo espaço de memória e em disco.

A representação da base de conhecimento, embora incompleta na versão atual, foi implementada também através do uso de listas e sublistas. Este nível de representação foi definido apenas como protótipo para desenvolvimento futuro, não possuindo capacidade de utilização efetiva atualmente.

A forma de representação escolhida foi através de regras de produção, que são definidas da seguinte forma ( em LISP ) :

```
(regra_n  (se      (and  (condição_1)
                        (condição_2)
                        (condição_3)
                        ....
                        )
          )
          (então  (ação_1)
                  (ação_2)
                  (ação_3)
                  ....
          )
)
```

onde : *regra\_n* - é um nome para a regra.  
*(se ...)* - é uma sublista que define todas pré-condições da regra.  
*(então ....)* - é uma sublista que define as conclusões da regra.  
*(condição\_n)* - é uma sublista que define uma pré-condição da regra.  
*(ação\_n)* - é uma sublista que define uma conclusão da regra.

As regras são agrupadas em uma lista arbitrária, de acordo com o esquema anterior para banco de dados. No protótipo atual **não** foi implementado motor de inferência; os resultados da aplicação de regras são fornecidos pela utilização de funções primárias de resposta, capazes apenas de comparar as pré-condições necessárias e efetuar a ações decorrentes. Tais funções permitem tanto o uso de padrões ( variáveis nas regras ), quanto utilização direta de variáveis.

Foram implementadas 15 regras para definição do modelo estrutural de lajes, como forma de testar a abordagem apresentada anteriormente, e os resultados obtidos foram os seguintes :

- obtém-se uma definição mais precisa de estratégias de resolução, devida à separação entre conhecimento de projeto e métodos de cálculo;
- existe uma maior facilidade para gerenciamento do sistema, devida basicamente à forma simples de definição de solução de problemas e maior facilidade para execução de modificações que sejam necessárias e,

- leve perda de performance.

Um exemplo de implementação é a seguinte regra para escolha da vinculação de uma laje :

```
(regra_2 (se (and (= lado_1 "apoiado")
                  (= lado_2 "engastado")
                  (= lado_3 "apoiado")
                  (= lado_4 "apoiado")
                )
          )
        (então (= i1 0.0)
              (= i2 1.0)
              (= i3 0.0)
              (= i4 0.0)
            )
      )
)
```

### 3.7. Gerenciador de Dados

Para que exista uma utilização eficiente e eficaz do banco de dados, bem como para executar a transformação, tradução e controle de entidades estruturais na interface gráfica, foi elaborado um Gerenciador de Dados. Este agente utiliza uma série de funções para controlar o fluxo de dados entre os diversos módulos e permite aos outros agentes as seguintes operações:

- inserção e remoção de dados;
- criação de bancos de dados;
- atualização de informações;
- busca seletiva de informações.

O Gerenciador de Dados foi implementado de forma a ser um agente independente da aplicação, no caso o sistema STRUCT, podendo ser utilizado para manipular dados de qualquer natureza em qualquer aplicação, desde que o banco de dados siga o modelo apresentado na seção 3.6.

Outra função importante deste agente é a manutenção de consistência dos dados comuns a diferentes módulos do sistema, por exemplo: as reações de uma determinada laje são descarregadas

sobre uma viga, a qual recebe uma referência do Gerenciador de Dados sobre a reação apropriada a ser levada em conta no cálculo das ações atuantes sobre a viga.

## 4. CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 4.1. Aspectos Iniciais

O cálculo de estruturas de concreto armado engloba a definição da resposta de uma estrutura às ações aplicadas, ou seja, como a estrutura reage às cargas existentes. As reações existem em dois níveis: podem ser internas ( momento fletor, esforço cortante, momento torçor ) e externas ( reações resultantes de somas não nulas das reações internas em um determinado nó da estrutura ). As reações internas, ou solicitações, que o sistema STRUCT abrange atualmente são momento fletor e esforço cortante.

Neste capítulo são analisados os métodos para cálculo de solicitações em estruturas correntes de concreto armado, de acordo com a NBR-6118 [NBR61] ( antiga NB-1 ), com especial ênfase nas soluções adotadas no sistema STRUCT. É importante salientar que este capítulo aborda somente os tópicos implementados no sistema STRUCT, não pretendendo abranger a totalidade da disciplina de análise de estruturas, o que está fora do escopo do presente trabalho.

### 4.2. Cargas Atuantes

As cargas que atuam sobre estruturas são sempre distribuídas sobre áreas, grandes ou pequenas. A distribuição das cargas sobre as estruturas segue leis relativamente complexas, porém o efeito destas cargas pode ser calculado de forma mais fácil, sem perda da precisão, se forem adotadas leis de distribuição simplificadas [LEO82].

Segundo seu tipo, as cargas podem ser classificadas em :

- concentradas - são cargas aplicadas em áreas reduzidas, quando comparadas com as demais dimensões do elemento estrutural;
- distribuídas - podem ser subdivididas em dois tipos :
  - lineares - são aquelas nas quais a carga é distribuída sobre uma superfície, a qual possui uma dimensão predominante sobre a outra, sendo consideradas distribuídas ao longo da linha média da dimensão predominante;

- superficiais - são aquelas nas quais a carga é distribuída sobre uma superfície que não possui nenhuma dimensão predominante, sendo consideradas distribuídas sobre toda superfície de aplicação.

Ainda segundo sua ocorrência as cargas podem ser classificadas da seguinte forma :

- permanentes - são aquelas cargas de atuação constante durante toda vida do elemento estrutural, por exemplo: peso próprio do elemento, revestimento, reboco, etc.
- acidentais - são aquelas que atuam apenas durante um período temporal, de forma não permanente, no elemento estrutural, por exemplo: pessoas, móveis, veículos, etc.

As cargas disponíveis por "default" no sistema STRUCT seguem os valores propostos pela Norma Brasileira de Cargas para o Cálculo de Estruturas e Edificações / NBR-6120 de 1980 [NBR62] .

### **4.3. Cálculo de Lajes Maciças de Concreto Armado**

Lajes são estruturas laminares planas solicitadas preponderantemente por cargas normais ao longo do seu plano médio; são normalmente os elementos constituintes dos pisos das edificações de forma geral. As lajes possuem as seguintes características principais: forma, vinculação e relação entre os lados.

Quanto à forma, as lajes podem ser: retangulares, triangulares, poligonais ou redondas. Nas edificações correntes normalmente as lajes são retangulares e este é o único caso atualmente disponível no sistema STRUCT.

Quanto à vinculação, as lajes podem ser vinculadas diferentemente em cada um de seus lados; um lado de uma laje pode ser simplesmente apoiado, parcialmente engastado, engastado ou possuir a borda livre.

Quanto à relação entre os lados, as lajes podem ser :

- armadas em uma só direção - quando a relação entre o comprimento e a largura for maior que 2.0, ou quando a laje for suportada por apenas duas bordas opostas paralelas, ou quando possuir três bordas livres ( no caso de laje retangular ).
- armadas em duas direções - nos demais casos em que a relação entre comprimento e largura for menor que 2.0.

### 4.3.1. Lajes Armadas em Duas Direções

#### 4.3.1.1. Aspectos Iniciais

A norma brasileira NBR-6118 ( item 3.3.2 [NBR61]) permite o cálculo de lajes maciças de concreto armado segundo dois métodos principais: elástico e rígido-plástico. O método elástico é baseado na Teoria da Elasticidade e pressupõe que o material da laje seja homogêneo, isotrópico e se comporte linearmente. Com a utilização deste método são obtidas as cargas de serviço, ou seja, uma aproximação das cargas realmente atuantes na estrutura. A partir das cargas atuantes obtidas, é escolhida a distribuição de armaduras para as diversas áreas da laje. O problema principal na utilização do método elástico é o uso de equações diferenciais, de solução não trivial, para obtenção das solicitações resultantes; a solução pode ser encontrada através do método dos elementos finitos com a utilização de computadores, resultando em um sistema de equações lineares. Uma solução alternativa é a utilização de tabelas para o cálculo [MON73], porém existe a dificuldade de implementação computacional desta opção.

O método rígido-plástico, que pressupõe que o material utilizado se comporte como um corpo rígido-plástico, leva a uma estimativa mais racional da carga última na situação de limite de ruptura da laje e conduz, normalmente, ao menor consumo de aço [GOB86]. Uma vantagem adicional do método rígido-plástico é a implementação computacional simples, sem perda de exatidão e sem aumento de custo, sendo portanto o método escolhido para o cálculo de lajes no sistema STRUCT.

#### 4.3.1.2. Cálculo de Momentos Fletores

Seja uma laje retangular apoiada nas quatro bordas sujeita a um carregamento uniforme de  $p$  ( $kN/m^2$ ). Admite-se neste primeiro caso que a laje é isotrópica, ou seja, os momentos nas duas direções principais, paralelas aos lados da laje, são iguais, levando, conseqüentemente, a armaduras idênticas. Suponha que a laje seja submetida a carregamento crescente de zero até a ruptura.

A laje inicialmente funciona no regime elástico até que seja alcançado o limite de escoamento na a seção mais solicitada. Após este instante o momento interno na seção mais solicitada não aumenta mais e, neste ponto, o momento de plastificação foi atingido. As outras seções, que permaneciam sob o regime elástico, com o aumento da carga alcançarão o valor do momento plástico, formando fissuras que, reunidas, são conhecidas como linhas de ruptura ( Figura 4.1 ). As linhas de ruptura funcionam como "dobradiças" ( charneira plástica ) que, apesar de se dobrar, resistem ao momento fletor; as bordas, no caso apoiadas, não oferecem resistência e funcionam como eixos de rotação.

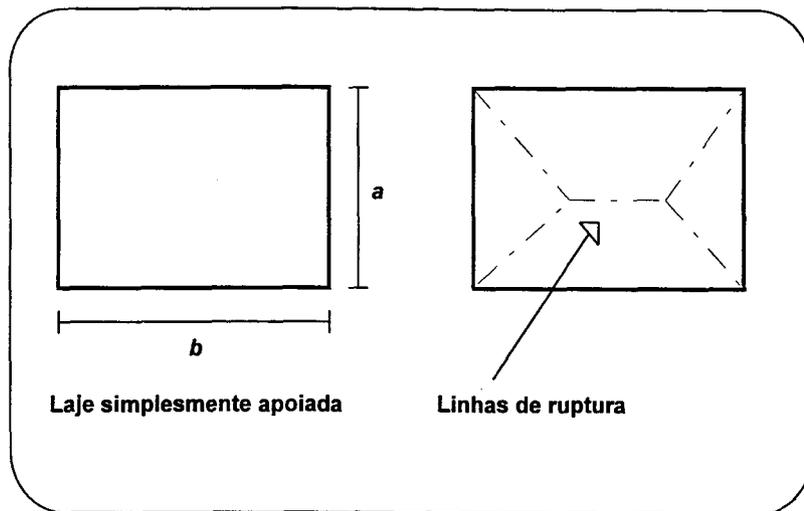


Figura 4.1 - Laje apoiada e configuração de linhas de ruptura

No caso de lajes que possuem bordas engastadas surgem momentos fletores negativos nas mesmas de valor  $-m^- = i \times m$ , onde  $m$  é o momento no vão correspondente e  $i$  é um coeficiente de engastamento arbitrário (variando de 0,7 a 2,0) [GOB86]. As bordas são, neste caso, numeradas de 1 a 4, a partir do lado menor, e o coeficiente  $i$  pode ser escolhido individualmente para cada borda. Quando as bordas são engastadas, oferecem resistência ao giro e, conseqüentemente, formam-se linhas de ruptura também ao longo das mesmas em adição às existentes no caso simplesmente apoiado (Figura 4.2).

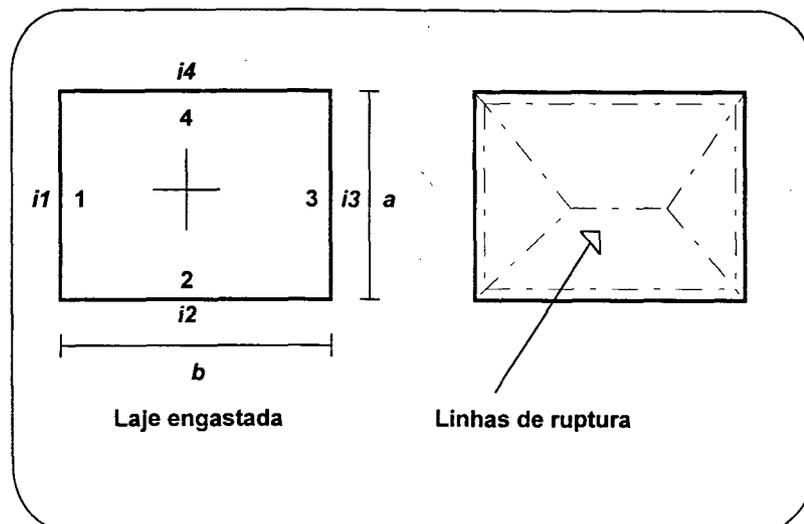


Figura 4.2 - Laje engastada e configuração de linhas de ruptura

Para determinação do valor dos momentos utiliza-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais [SUS84], ou seja, o trabalho virtual executado pelas forças externas é igual ao trabalho virtual executado pelas

forças internas. Uma explanação detalhada sobre o método está fora do escopo deste trabalho, porém maiores detalhes podem ser encontrados em Gobetti [GOB86].

Existem muitos casos nos quais não é conveniente calcular uma determinada laje supondo que a mesma seja isótropa, devido à elevação de custo e a problemas de fissuração. Desta forma quando a relação  $a/b$  é menor 0.8 é interessante calcular armaduras distintas nas duas direções principais da laje. Este tipo de laje é denominada ortótropa e pode ser calculada através da sua substituição por uma laje isótropa equivalente.

A seguir é apresentado o conjunto de fórmulas utilizadas pelo sistema STRUCT para o cálculo de lajes armadas em duas direções, tanto isótropas quanto ortótropas.

#### Lajes isótropas

$$m = \frac{p' \times a_r' \times b_r'}{8} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{a_r'}{b_r'} + \frac{b_r'}{a_r'}\right)} \quad (4.1)$$

onde :  $p'$  - carga superficial distribuída equivalente, calculada de acordo com a eq. 4.2 .  
 $a_r'$  e  $b_r'$  - lados corrigidos para influência de paredes, calculados de acordo com as eq. 4.5 e 4.6, respectivamente.

$$p' = p \times (1 + \alpha + 2\beta) \quad (4.2)$$

onde :  $p$  - carga distribuída de cálculo ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )  
 $\alpha$  e  $\beta$  - fatores de correção para cargas de parede, calculados de acordo com as equações 4.3 e 4.4, respectivamente.

$$\alpha = \frac{p_a}{b \times p} \quad (4.3)$$

$$\beta = \frac{p_b}{p \times a} \quad (4.4)$$

onde :  $p_a$  e  $p_b$  - carga uniforme linear de parede ( $\text{kN}/\text{m}$ ) paralela às direções a e b, respectivamente.

$a$  e  $b$  - dimensões dos lados da laje ( $m$ ).

$$a_r' = a_r \quad (4.5)$$

$$b_r' = b_r \times \sqrt{\frac{1 + \alpha + 2\beta}{1 + 3\beta}} \quad (4.6)$$

onde:  $a_r$  e  $b_r$  - lados corrigidos (  $m$  ), calculados de acordo com as eq. 4.7 e 4.8, respectivamente.

$$a_r = \frac{2 \times a}{\sqrt{1 + i_2} + \sqrt{1 + i_4}} \quad (4.7)$$

$$b_r = \frac{2 \times b}{\sqrt{1 + i_1} + \sqrt{1 + i_3}} \quad (4.8)$$

onde:  $a$  e  $b$  - dimensões dos lados da laje (  $m$  ).

$i_1$  a  $i_4$  - coeficientes arbitrários de engastamento de cada borda ( vide Figura 4.2 ).

### Lajes Ortótropas

Conforme já comentado anteriormente, o cálculo de lajes ortótropas ( relação  $a / b < 0.8$  ) é feito através da substituição da laje ortótropa por uma laje isótropa equivalente. Esta substituição é feita com a utilização do coeficiente de ortotropia, que relaciona os coeficientes de engastamento de cada borda e a proporção existente entre os lados da laje. O coeficiente de ortotropia é calculado pela seguinte fórmula :

$$\Psi = \frac{12 - i_2 - i_4}{12 - i_1 - i_3} \left( \frac{a}{b} \right)^{1.7} \quad (4.9)$$

onde:  $a$  e  $b$  - dimensões dos lados da laje (  $m$  ).

$i_1$  a  $i_4$  - coeficientes arbitrários de engastamento de cada borda ( ver Figura 4.2 ).

O formulário básico de cálculo de momentos permanece praticamente o mesmo, exceto que agora existem dois momentos agindo na laje, um na direção  $a$  e o outro na direção  $b$ . Desta forma, no dimensionamento existirão armaduras diferentes em cada direção principal. As alterações nas fórmulas 4.1 e 4.6 são as seguintes :

$$m_a = \frac{p' \times a_r' \times b_r'}{8} \times \frac{1}{\left( 1 + \frac{a_r'}{b_r'} + \frac{b_r'}{a_r'} \right)} \quad (4.10)$$

$$m_b = \Psi \times m_a \quad (4.11)$$

$$b_r' = \frac{b_r}{\sqrt{\Psi}} \times \sqrt{\frac{1 + \alpha + 2\beta}{1 + 3\beta}} \quad (4.12)$$

onde :  $m_a$  - momento fletor na direção do menor lado  
 $m_b$  - momento fletor na direção do maior lado

#### 4.3.1.3. Cálculo das Reações da Laje sobre as Vigas

O cálculo das reações pode ser feito da mesma forma que o cálculo de momentos, através de dois métodos: elástico e rígido-plástico. O método elástico determina que as reações de uma laje com carga uniformemente distribuída sejam calculadas considerando para cada apoio as cargas correspondentes aos triângulos ou trapézios obtidos com traçado de retas inclinadas a partir dos vértices em planta da laje, segundo os seguintes ângulos: 45 graus entre apoios do mesmo tipo, 60 graus a partir do apoio engastado quando a borda adjacente for simplesmente apoiada e 90 graus a partir do apoio quando a borda adjacente for livre ( em concordância com item 3.3.2.9 [NBR61] ).

Visto que para o cálculo de momentos foi adotado o método rígido-plástico e que os momentos de continuidade são menores segundo este método, levando à modificação dos ângulos entre bordas adjacentes e, conseqüentemente, reduzindo o valor das reações calculadas segundo o método elástico, adotou-se para o cálculo de reações o método simplificado sugerido por Gobetti [GOB79] para o caso rígido-plástico. As reações são calculadas da seguinte forma :

$$r_a = \frac{1}{4} p \times a \quad (4.13)$$

$$r_b = r_a \left( 2 - \frac{a}{b} \right) \quad (4.13a)$$

onde :  $r_a$  - reação ao longo do menor lado (  $kN/m$  )  
 $r_b$  - reação ao longo do maior lado (  $kN/m$  )

#### 4.3.1.4. Implementação

O cálculo de lajes armadas em duas direções no sistema STRUCT permite o cálculo de lajes retangulares maciças de concreto armado conforme explanado anteriormente, possibilitando a inclusão ou não de paredes ( no máximo duas, nas direções principais ) para cálculo de momentos e de reações sobre as vigas de forma automática. As cargas atuantes podem ser definidas pelo usuário ou adotadas as definições padrão ( NBR-6120 [NBR62] ). A implementação atual executa também o reconhecimento automático de paredes ( até duas, no máximo ), reduzindo desta forma a possibilidade de erros por parte do engenheiro estrutural.

### 4.3.2. Lajes Armadas em Uma Direção

#### 4.3.2.1. Cálculo de Momentos Fletores

A norma brasileira NBR-6118 [NBR61] permite que as lajes armadas em uma direção sejam calculadas como se fossem vigas, pois o efeito das bordas menores é insignificante quando comparada à deformação causada pela carga atuante no sentido das bordas maiores.

O método utilizado para o cálculo dos momentos positivo e negativo foi o rígido plástico, o qual supõe que o momento positivo seja igual ao negativo. As fórmulas para cálculo dos momentos são apresentadas na tabela 4.1 a seguir :

Fórmula	Borda 1	Borda 2
$M_p = \frac{p \times l^2}{8}, X_p = 0.0$	Apoiada	Apoiada
$M_p = X_p = \frac{p \times l^2}{11.66}$	Apoiada	Engastada
$M_p = X_p = \frac{p \times l^2}{16}$	Engastada	Engastada
$M_p = 0.0, X_p = \frac{p \times l^2}{2}$	Livre	Engastada

Tabela 4.1 - Fórmulas para cálculo de momentos em lajes armadas em uma direção pelo método rígido-plástico [GOB86].

onde :  $M_p$  - momento positivo no vão (  $kN.m$  ).  
 $X_p$  - momento negativo no engaste (  $kN.m$  ).  
 $p$  - carga distribuída (  $kN/m^2$  ).  
 $l$  - comprimento do lado menor da laje (  $m$  ).

#### 4.3.2.2. Reações da Laje sobre as Vigas

As reações da laje sobre as vigas são as mesmas reações resultantes do cálculo de uma viga com dois apoios ( exceto no caso de borda livre ) e com vinculação correspondente à laje. A favor da segurança, adota-se também uma reação igual a  $\frac{p \times a}{4}$  ao longo dos lados menores da laje.

#### 4.3.2.3. Implementação

O cálculo de lajes armadas em uma direção implementado no sistema segue os princípios estabelecidos anteriormente e possui as mesmas características gerais que o cálculo da lajes armadas em duas direções no tocante a facilidades na entrada e gerência de dados; a exceção é que a versão atual não permite o cálculo de lajes armadas em uma direção com paredes apoiadas sobre a mesma.

#### 4.3.3. Espessura das lajes

O cálculo das solicitações resultantes em uma laje não inclui a definição da espessura da laje. Esta definição é de grande importância devido à magnitude das cargas atuantes em face à espessura da laje. A norma brasileira NBR-6118 [NBR61] determina que a espessura da laje deve atender às condições relativas ao estado limite de utilização ( item 4.2.3.1 [NBR61] ), às exigências construtivas, à espessura mínima em função da utilização ( item 6.1.1.1 [NBR61] ) e à flecha ( item 4.2.3.1 [NBR61] ). A verificação de flecha é dispensada quando for atendida a expressão ( item 4.2.3.1 [NBR61] ) :

$$d \geq \frac{l}{\Psi_2 \times \Psi_3} \quad (4.14)$$

onde :  $l$  - comprimento do menor vão

$d$  - altura útil, usualmente calculada por  $d = h - 1.0$  ( cm )

$\Psi_2$  - coeficiente dependente do tipo de vinculação.

$\Psi_3$  - coeficiente dependente do tipo de aço ou da tensão utilizada no dimensionamento das armaduras.

No cálculo de espessura de lajes o sistema STRUCT adota como espessura mínima o valor calculado através da expressão anterior, ou o valor mínimo de 8 cm.

### 4.4. Cálculo Computacional de Vigas

#### 4.4.1. Aspectos Iniciais

Esta seção aborda a determinação de solicitações em vigas através do método da rigidez, utilizando o computador. Considerando que o cálculo de vigas através do método da rigidez é um caso particular do cálculo de pórticos planos [SAN84], a base teórica é estabelecida para esta estrutura, apontando, quando necessário, a particularização devida para o cálculo de vigas.

É importante notar que é abordado no presente trabalho apenas o cálculo de estruturas reticulares prismáticas lineares, ou seja, estruturas nas quais cada elemento possui seção constante e que os deslocamentos e sollicitações resultantes são diretamente proporcionais às ações aplicadas.

#### 4.4.2. Sistemas de Coordenadas e Conetividade

Para o cálculo de estruturas de múltiplos elementos faz-se necessário o estabelecimento de sistemas de coordenadas de forma a identificar a estrutura no espaço. Normalmente são estabelecidos dois sistemas de coordenadas: um local para cada elemento e outro global para a estrutura como um todo.

O sistema local de coordenadas referencia todas as propriedades inerentes ao elemento; neste sistema o eixo local  $x$  é coincidente com o eixo geométrico do elemento e o seu sentido é do primeiro nó da conetividade ( explicado adiante ) ao segundo nó da conetividade. Os eixos restantes  $y$  e  $z$  são definidos de forma a coincidirem com os eixos principais de inércia da seção transversal do elemento. O sistema global de coordenadas ( Tabela 4.3 ) é responsável pela referência geral entre elementos da estrutura e todas coordenadas dos nós são em relação a este sistema de coordenadas (Figura 4.3).

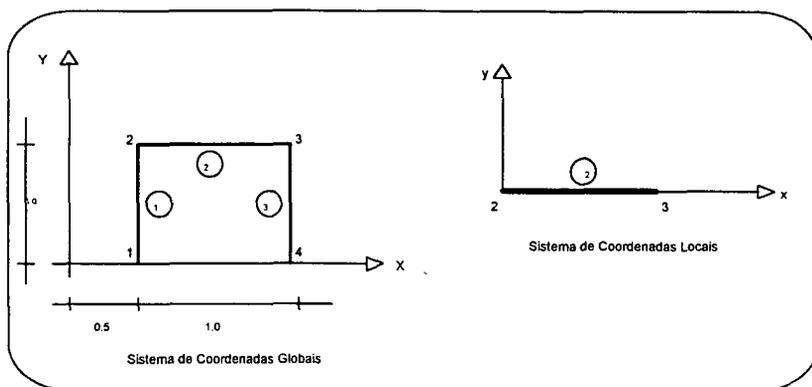


Figura 4.3 - Sistemas de coordenadas

A conetividade define como os elementos se ligam através dos nós da estrutura; é normalmente definida por uma *matriz de conetividade* que define para cada elemento o nó inicial e o nó final (Tabela 4.2).

Elemento	Nó Inicial	Nó Final
1	1	2
2	2	3
3	3	4

Tabela 4.2 - Matriz de conectividade

Nó	X	Y
1	0.5	0.0
2	0.5	1.0
3	1.5	1.0
4	1.5	0.0

Tabela 4.3 - Matriz de coordenadas

#### 4.4.3. Análise Matricial de Pórticos Planos

Um pórtico plano é uma estrutura plana constituída de elementos, ou barras, ligados uns aos outros por nós, dois a dois. Cada nó tem associado um conjunto de deslocamentos e ações nodais (cargas). Os elementos têm associadas solicitações nos seus extremos resultantes da aplicação de cargas ao longo do seu comprimento, bem como de deslocamentos impostos por ações nodais.

Em um pórtico plano, cada nó tem associadas duas translações e uma rotação no plano do pórtico. Um elemento tem associadas as seguintes solicitações em cada extremo: força axial, esforço cortante e momento fletor. A obtenção do valor correspondente a cada uma destas solicitações é feita com a imposição de um deslocamento unitário em uma direção especificada, fazendo todos outros deslocamentos permanecerem nulos. Para o elemento de pórtico plano existem seis deslocamentos possíveis: dois deslocamentos na direção x, dois deslocamentos na direção y, e duas rotações. Desta forma, define-se a *matriz de rigidez do elemento i* em coordenadas locais como a matriz que relaciona as forças de extremidade do elemento em função dos deslocamentos nodais. A relação entre as forças de extremidade de um elemento e os deslocamentos nodais é denominada *equação matricial do elemento i* em coordenadas locais e definida, para um elemento de pórtico plano, por :

$$\begin{bmatrix} F_x^j \\ F_y^j \\ M_z^j \\ F_x^k \\ F_y^k \\ M_z^k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{-EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{-12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & 0 & \frac{-6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} \\ \frac{-EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{l^3} & \frac{-6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{-6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & \frac{-6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} D_x^j \\ D_y^j \\ D\theta^j \\ D_x^k \\ D_y^k \\ D\theta^k \end{bmatrix} \quad (4.15)$$

onde :

- $\bar{F}_m^s$  - força na direção  $m$  no nó  $s$ .
- $\bar{M}_m^s$  - momento no plano  $m$  no nó  $s$ .
- $\bar{D}_m^s$  - deslocamento na direção  $m$  no nó  $s$ .
- $E$  - módulo de elasticidade do material.
- $A$  - área da seção do elemento.
- $I$  - momento de inércia da seção do elemento.
- $l$  - comprimento do elemento.

de forma resumida :

$$\bar{F}^i = \bar{S}^i \times \bar{D}^i \quad (4.16)$$

onde :  $\bar{S}^i(i, j)$  - representa a força na direção  $i$  devido a um deslocamento unitário na direção  $j$  com todos outros deslocamentos igualados a zero em coordenadas locais.

$\bar{F}^i$  - vetor de forças resultantes em coordenadas locais.

$\bar{D}^i$  - vetor de deslocamentos em coordenadas locais.

A equação 4.16 é válida apenas para cargas aplicadas nos nós da estrutura. Infelizmente esta não é a situação mais comum de projeto. Normalmente existem cargas distribuídas ao longo dos membros relativas ao seu peso próprio e a reações de lajes ou paredes. A solução para este problema é a utilização de *cargas nodais equivalentes* àquelas aplicadas ao longo dos elementos da estrutura. As cargas nodais equivalentes normalmente tomadas são as forças de engastamento perfeito com o

sentido invertido. Quando houver cargas atuando ao longo de um elemento da estrutura a equação 4.16 deve ser modificada para :

$$\bar{F}' = \bar{S}' \times \bar{D}' + \bar{W}' \quad (4.17)$$

onde :  $\bar{W}'$  - vetor de forças de engastamento perfeito do elemento em coordenadas locais.

Os elementos da estrutura foram analisados até agora individualmente, isto é, em termos de suas ações e reações independentemente. Para que a estrutura seja calculada corretamente, existe a necessidade de representar as ações e reações em relação a uma mesma referência: o sistema global de coordenadas. A transformação da equação 4.17 para coordenadas globais é feita com a utilização da matriz de rotação a qual, para um elemento de pórtico plano, é dada por:

$$\bar{R} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \text{sen}\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\text{sen}\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \text{sen}\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen}\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

onde :  $\theta$  - ângulo entre o eixo  $x$  local e o eixo  $X$  global.

$\bar{R}$  - matriz de rotação de coordenadas globais para coordenadas locais.

A matriz  $\bar{R}$  transforma coordenadas globais em coordenadas locais, porém o que se deseja é a transformação inversa. Com isto em mente e lembrando que  $\bar{R}$  é ortogonal, portanto  $\bar{R}^T = \bar{R}^{-1}$ , o vetor de reações no elemento pode ser expresso em coordenadas globais por :

$$\bar{F} = \bar{R}^T \times \bar{F}' \quad (4.19)$$

onde :  $\bar{F}$  - vetor de solicitações de extremidade do elemento em coordenadas globais.

Da mesma forma, o vetor de deslocamentos pode ser expresso em coordenadas globais por :

$$\bar{D} = \bar{R}^T \times \bar{D}' \quad (4.20)$$

onde :  $\bar{D}$  - vetor de deslocamentos em coordenadas globais

Substituindo  $\bar{D}'$  em 4.17 por 4.20 e  $\bar{F}'$  em 4.19 por 4.17 vem:

$$\bar{F} = \bar{R}^T \times \bar{S}' \times \bar{R} \times \bar{D} + \bar{R}^T \times \bar{W}' \quad (4.21)$$

Simplificando vem :

$$\bar{F} = \bar{S} \times \bar{D} + \bar{W} \quad (4.22)$$

onde :  $\bar{S}$  - matriz de rigidez de um elemento em coordenadas globais.  
 $\bar{W}$  - vetor de forças de engastamento perfeito em coordenadas globais.

com  $\bar{S}$  e  $\bar{W}$  dados por, respectivamente :

$$\bar{S} = \bar{R}^T \times \bar{S}' \times \bar{R} \quad (4.23)$$

$$\bar{W} = \bar{R}^T \times \bar{W}' \quad (4.24)$$

A próxima etapa é a obtenção da equação matricial global da estrutura. Esta equação relaciona as *ações externas* aplicadas a cada nó da estrutura com as solicitações existentes no nó. A relação é a tradicional condição de equilíbrio para um nó, a qual define que a soma das cargas externas aplicadas deve ser igual à soma das solicitações de extremidade dos elementos que estão conectados ao nó. Supondo que dois elementos *a* e *b* de uma estrutura sejam conectados a um determinado nó *j* e que o vetor de cargas externas nodais e as equações matriciais dos elementos ( em coordenadas globais ) sejam dados, respectivamente, por :

$$\bar{W}^j = \begin{bmatrix} W_x^j \\ W_y^j \\ W_\theta^j \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

$$\bar{F}^a = \bar{S}^a \times \bar{D}^a + \bar{W}^a \quad (4.26)$$

$$\bar{F}^b = \bar{S}^b \times \bar{D}^b + \bar{W}^b \quad (4.27)$$

onde :  $\bar{W}^m$  - vetor de cargas nodais externas no nó *m*.

As equações 4.26 e 4.27 podem ser particionadas da seguinte forma ( supondo que o elemento *a* tenha conetividade *i,j* e que o elemento *b* tenha conetividade *j,k* ) :

$$\begin{bmatrix} \bar{F}_i^a \\ \bar{F}_j^a \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{S}_{ii}^a & \bar{S}_{ij}^a \\ \bar{S}_{ji}^a & \bar{S}_{jj}^a \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \bar{D}_i^a \\ \bar{D}_j^a \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{W}_i^a \\ \bar{W}_j^a \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

$$\begin{bmatrix} \bar{F}_j^b \\ \bar{F}_k^b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{S}_{jj}^b & \bar{S}_{jk}^b \\ \bar{S}_{kj}^b & \bar{S}_{kk}^b \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \bar{D}_j^b \\ \bar{D}_k^b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{W}_j^b \\ \bar{W}_k^b \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

onde :  $\bar{F}_m^s$  - vetor de solicitações da extremidade  $m$  do elemento  $s$ .  
 $\bar{D}_m^s$  - vetor de deslocamentos da extremidade  $m$  do elemento  $s$ .  
 $\bar{W}_m^s$  - vetor de forças de engastam. perfeito da extremidade  $m$  do elemento  $s$ .  
 $\bar{S}_{mn}^s$  - submatriz de rigidez com os coeficientes da extremidade  $m$  devido aos deslocamentos unitários na direção  $n$  do elemento  $s$ .

A equação de equilíbrio para o nó é definida por :

$$\bar{W}^j = \bar{F}^a + \bar{F}^b \quad (4.30)$$

Substituindo em 4.30 as equações 4.28 e 4.29 vem :

$$\bar{W}^j = \bar{S}_{ji}^a \times \bar{D}_i^a + \bar{S}_{jj}^a \times \bar{D}_j^a + \bar{W}_j^a + \bar{S}_{jj}^b \times \bar{D}_j^b + \bar{S}_{jk}^b \times \bar{D}_k^b + \bar{W}_j^b \quad (4.31)$$

O deslocamento deve ser nulo no nó, logo :

$$\bar{D}_j^a = \bar{D}_j^b \quad (4.32)$$

Com isto a equação 4.31 pode ser reescrita substituindo-se os deslocamentos parciais  $\bar{D}_j^a$  e  $\bar{D}_j^b$  por um deslocamento total para o nó,  $\bar{D}_j$ . Desta forma se obtém:

$$\bar{W}^j = \bar{S}_{ji}^a \times \bar{D}_i^a + (\bar{S}_{jj}^a + \bar{S}_{jj}^b) \times \bar{D}_j + \bar{S}_{jk}^b \times \bar{D}_k^b + \bar{W}_j^a + \bar{W}_j^b \quad (4.33)$$

A equação 4.33 pode ser generalizada para todos o nós de uma estrutura. A equação de cada nó é formada por procedimento idêntico ao anterior considerando-se os elementos concorrentes em cada nó, segundo a matriz de conetividade. Tomando como exemplo os nós 2 e 3 da estrutura mostrada na Figura 4.3 e transformando a equação para forma matricial chega-se a :

$$\begin{bmatrix} \bar{W}^1 \\ \bar{W}^2 \\ \bar{W}^3 \\ \bar{W}^4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{S}_{11}^1 & \bar{S}_{12}^1 & \bar{0} & \bar{0} \\ \bar{S}_{21}^1 & \bar{S}_{22}^1 + \bar{S}_{22}^2 & \bar{S}_{23}^2 & \bar{0} \\ \bar{0} & \bar{S}_{32}^2 & \bar{S}_{33}^2 + \bar{S}_{33}^3 & \bar{S}_{34}^3 \\ \bar{0} & \bar{0} & \bar{S}_{43}^3 & \bar{S}_{44}^3 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \bar{D}_1 \\ \bar{D}_2 \\ \bar{D}_3 \\ \bar{D}_4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \bar{W}_1^1 \\ \bar{W}_2^1 + \bar{W}_2^2 \\ \bar{W}_3^2 + \bar{W}_3^3 \\ \bar{W}_4^3 \end{bmatrix} \quad (4.34)$$

De forma resumida :

$$\bar{W}_e + \bar{W}_{jep} = \bar{S} \times \bar{D} \quad (4.35)$$

onde :  $\bar{W}_e$  - vetor de ações nodais externas.

$\bar{W}_{sep}$  - vetor de cargas nodais equivalentes, ou seja, forças de engastamento perfeito com sinal invertido.

$\bar{S}$  - matriz de rigidez global.

$\bar{D}$  - vetor de deslocamentos nodais.

fazendo  $\bar{W}_e + \bar{W}_{sep} = \bar{W}$  chega-se a :

$$\bar{W} = \bar{S} \times \bar{D} \quad (4.36)$$

A equação 4.36 é denominada *equação matricial global da estrutura*. Existe um aspecto adicional a ser levado em conta na resolução do sistema: a matriz  $\bar{S}$  é singular, conseqüentemente o sistema é indeterminado. A razão deste fato é que não foi considerada até o momento a interação da estrutura com o exterior, ou seja, a sua vinculação com o exterior. A partir da consideração da vinculação da estrutura com o exterior, a singularidade da matriz  $\bar{S}$  é retirada e o sistema pode ser resolvido por qualquer método de resolução de sistemas de equações lineares como, por exemplo, o método de Gauss (obviamente a vinculação considerada deve ser suficiente para impedir o deslocamento da estrutura como um todo).

A introdução de condições de vinculação é feita através do uso de artifícios de manipulação das matrizes do sistema da equação 4.36 [SAN84]. Um destes artifícios para introdução de um deslocamento conhecido na direção  $i$  é igualar o elemento da diagonal principal a um e anular todos elementos restantes na linha e coluna deste elemento; deve-se também substituir  $w_i$  pelo valor do deslocamento conhecido e subtrair de todos  $w_i$  restantes os coeficientes  $s_{ji} \times d_i$ . Desta forma o sistema de equações 4.36 torna-se, para um deslocamento  $d_i$ , por exemplo :

$$\begin{bmatrix} w_1 - s_{1i} \times d_i \\ w_2 - s_{2i} \times d_i \\ \dots \\ d_i \\ \dots \\ w_n - s_{ni} \times d_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_{11} & \dots & 0 & \dots & s_{1n} \\ s_{21} & \dots & 0 & \dots & s_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & 1 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ s_{n1} & s_{n2} & \dots & 0 & \dots & s_{nn} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \dots \\ d_i \\ \dots \\ d_n \end{bmatrix} \quad (4.37)$$

A determinação das solicitações nos extremos dos elementos, com os deslocamentos já calculados, é feita através com a resolução da equação 4.28 ou 4.29. Estas solicitações estão referenciadas ao sistema global de coordenadas. Para que as solicitações estejam referenciadas ao sistema local de coordenadas efetua-se a multiplicação pela matriz de rotação  $\bar{R}$ . Supondo um elemento  $s$  de conectividade  $i, j$  as equações resultantes são :

$$\bar{F}_i^s = \bar{R} \times (\bar{S}_{ii}^s \times \bar{D}_i + \bar{S}_{ij}^s \times \bar{D}_j + \bar{W}_i^s) \quad (4.38)$$

$$\bar{F}_j^s = \bar{R} \times (\bar{S}_{ji}^s \times \bar{D}_i + \bar{S}_{jj}^s \times \bar{D}_j + \bar{W}_j^s) \quad (4.39)$$

O cálculo das reações nodais é feito somando-se todas solicitações de extremidade de todos os elementos conectados ao nó ( em coordenadas globais ). Se o nó for um apoio, o resultado será o vetor de reações no apoio; se o nó não for apoio o resultado será o vetor de cargas do nó. Desta forma, para um nó  $i$  ligado a  $p$  elementos, o vetor de reações é dado por :

$$\bar{T}_i = \sum_{s=1}^p \bar{F}_i^s \quad (4.40)$$

onde :  $\bar{T}_i$  - vetor de reações no nó  $i$ .

$\bar{F}_i^s$  - vetor de solicitações de extremidade  $i$  do elemento  $s$ .

com  $\bar{F}_i^s$  dado por :

$$\bar{F}_i^s = \bar{S}_{ii}^s \times \bar{D}_i + \bar{S}_{ij}^s \times \bar{D}_j + \bar{W}_i^s \quad (4.41)$$

O processo de cálculo é apresentado de forma resumida na Figura 4.4 :

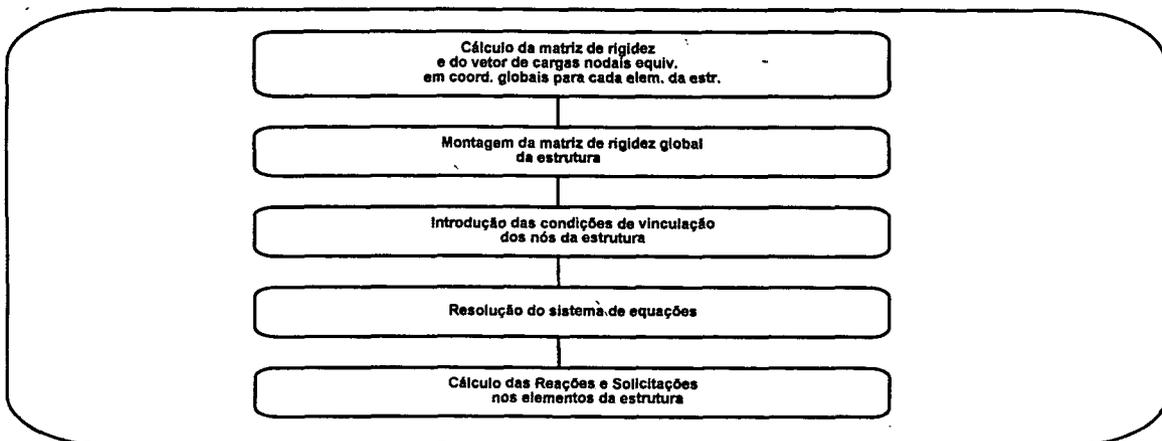


Figura 4.4 - Cálculo matricial de pórticos / esquema

#### 4.4.4. Implementação

A implementação deste agente segue em linhas gerais a apresentada anteriormente para lajes no tocante ao gerenciamento de dados. As características específicas principais são :

- cálculo de vigas contínuas com número de vãos limitado apenas pela memória do computador,

- possibilidade de combinação de qualquer tipo entre cargas distribuídas uniformes e cargas concentradas e,
- definição automática de cargas atuantes e propriedades de vigas.

O código, escrito em linguagem C++, foi elaborado como um módulo integrado externo de forma a permitir maior flexibilidade quanto ao gerenciamento de memória e facilidade de customização por parte do usuário.

## 4.5. Cálculo de Pilares de Concreto Armado

### 4.5.1. Aspectos Iniciais

O cálculo de pilares segundo a norma NBR-6118 [NBR61] engloba uma série de simplificações para o caso de pilares nos quais o índice de esbeltez é  $\lambda \leq 80$  ( explicado adiante ). Esta seção abrange estes tópicos da norma, que são os casos mais comuns, estabelecendo o procedimento utilizado para o cálculo de pilares de concreto armado no sistema STRUCT.

O cálculo de pilares, segundo o item 4.1.1.3 da NBR-6118, é feito com adoção de modelos de cálculo simplificados [GOB85] para as diversas situações de comprimento do pilar, posição da carga aplicada e tipo do pilar, de extremidade ou intermediário ( item 3.2.3 [NBR61] ).

A carga total recebida por um pilar intermediário é a soma das reações das vigas mais o peso próprio do pilar. No caso de pilar de extremidade deve-se considerar também a ação de um momento fletor devido ao efeito de pórtico; nos pilares de canto devem ser considerados dois momentos fletores segundo as direções principais da seção transversal do pilar. A norma brasileira permite o cálculo simplificado destes momentos ( vide item 3.2.3 [NBR61] ).

Para o cálculo dos pilares é necessário que a área da seção transversal seja conhecida; pode-se arbitrar um valor inicial para a área da seção utilizando a fórmula apresentada por Gobetti em [GOB85] :

$$A_c = \frac{1.4 \times \left(1 + \frac{6}{h}\right) \times N_d}{0.85 \times f_{cd} + 0.02 \times \sigma'_{sd}} \quad (4.42)$$

onde :  $A_c$  - área de concreto da seção transversal.  
 $N_d$  - carga de projeto do pilar (  $kN$  ).  
 $h$  - menor dimensão (  $cm$  ) da seção transversal ( arbitrada ).

$f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto.

$\sigma'_{sd}$  - tensão normal de cálculo na armadura (  $\sigma'_{sd} = 42 \text{ kN/cm}^2$  para aço CA-50A e  $\sigma'_{sd} = 35.6 \text{ kN/cm}^2$  para aço CA50-B ).

com  $N_d$  dado por :

$$N_d = N \times f_c \quad (4.42a)$$

onde :  $N$  - carga de serviço do pilar (  $kN$  ).

$f_c$  - fator de segurança de cargas.

#### 4.5.2. Modelos de Cálculo

Os modelos de cálculo de pilares estão baseados em combinações de dois aspectos: o índice de esbeltez (  $\lambda$  ) e a introdução de excentricidade acidental para o ponto de aplicação da carga do pilar segundo as direções principais da seção transversal.

A excentricidade acidental é considerada por segurança em relação à definição da real posição de aplicação da carga. A excentricidade deve ser calculada para ambas direções principais da seção transversal segundo a seguinte fórmula ( considerando o pilar da Figura 4.5 ).

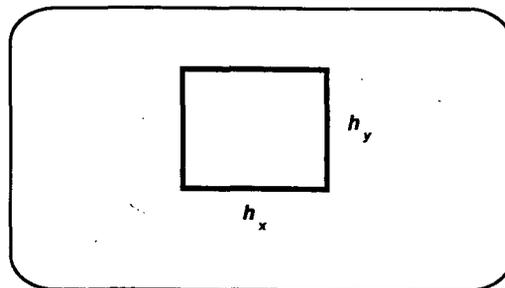


Figura 4.5 - Pilar de Concreto Armado

$$e_a \geq \begin{cases} h_x/30 \text{ e } h_y/30 \\ 2 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.43)$$

onde :  $h_x$  e  $h_y$  - comprimentos dos lados segundo as direções  $x$  e  $y$ , respectivamente (  $cm$  ).

Em relação à esbeltez de um pilar a norma brasileira determina que sejam considerados efeitos de segunda ordem quando  $\lambda > 40$  e que os processos simplificados podem ser utilizados para índices de esbeltez até  $\lambda \leq 80$ , com  $\lambda$  dado por :

$$\lambda = \frac{l_c}{i_{\min}} \quad (4.44)$$

onde :  $l_c$  - comprimento do pilar, tomado como o comprimento entre os eixos das vigas superior e inferior do pavimento em que se situa ( m ).

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{A}} \quad (4.44a)$$

$J_{\min}$  - momento mínimo de inércia na direção considerada (  $m^4$  ).

$A$  - área da seção transversal (  $m^2$  ).

ou alternativamente :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_c}{h} \quad (4.44b)$$

onde :  $h$  - comprimento do lado paralelo à direção de flambagem.

Com base nas combinações possíveis entre o índice de esbeltez e a posição de aplicação da carga são definidas as seguintes situações de projeto :

*Pilares Curtos* (  $\lambda \leq 40$  )

• Compressão Pura - não existe momento de primeira ordem; calcula-se o pilar sob a ação de  $N_d$  com as excentricidades acidentais  $e_{ax}$  e  $e_{ay}$  nas direções principais da seção transversal. O dimensionamento é feito para duas solicitações de flexo-compressão normal :

$$M_{xd} = N_d \times e_{ax} \quad (4.45)$$

$$M_{yd} = N_d \times e_{ay} \quad (4.46)$$

• Flexo-compressão Normal - existe um momento de primeira ordem atuando segundo uma direção principal. Com isto deve ser levada em conta a excentricidade de primeira ordem  $e_{1x} = M_{xd}/N_d$  ou  $e_{1y} = M_{yd}/N_d$  mais as excentricidades acidentais  $e_{ax}$  e  $e_{ay}$ . O dimensionamento recai em um caso de flexo-compressão normal e um caso de flexo-compressão oblíqua ( neste caso a norma brasileira permite substituir o momento oblíquo por um momento normal segundo a simplificação a seguir ), supondo um momento de primeira ordem segundo a direção x :

$$M_{xd} = N_d \times (e_{1x} + e_{ax}) \quad (4.47)$$

e

$$M_{yd} = \begin{cases} N_d \times \sqrt{e_{1x}^2 + e_{ay}^2} \\ \text{ou} \\ \pm N_d \times e_y \end{cases} \quad (4.48)$$

$$\text{onde : } e_y = \begin{cases} e_{ay} & \text{se } e_{1x} > 3e_{ay} \\ 1.6e_{ay} - 0.2e_{1x} & \text{se } e_{ay} \leq e_{1x} \leq 3e_{ay} \\ e_{ay} - 0.4e_{1x} & \text{se } 0 \leq e_{1x} < e_{ay} \end{cases} \quad (4.49)$$

• Flexo-compressão Oblíqua - existem dois momentos de primeira ordem atuantes segundo as direções principais da seção transversal. Neste caso a norma brasileira permite, se o pilar for retangular e se for utilizada armadura igual nas 4 faces, substituir cada caso de projeto por uma situação de flexo-compressão normal equivalente em uma direção principal  $\bar{D}$ , calculado por :

$$\bar{D} = \begin{cases} \bar{X} & \text{se } e_x/h_x > e_y/h_y \\ \bar{Y} & \text{se } e_x/h_x < e_y/h_y \end{cases} \quad (4.50)$$

onde :  $e_x$  e  $e_y$  são as excentricidades nas direções principais resultantes em cada caso de projeto.

Os casos de projeto são :

1. Carga aplicada com uma excentricidade igual a  $e_1 + e_a$ , com a soma feita diretamente na direção da excentricidade  $e_1$ .
2. Carga aplicada com uma excentricidade igual a  $e_1 + e_{ax}$ , com a soma feita na direção da excentricidade  $e_{ax}$ .
3. Carga aplicada com uma excentricidade igual a  $e_1 + e_{ay}$ , com a soma feita na direção da excentricidade  $e_{ay}$ .

A excentricidade equivalente  $e_{\bar{D}}$  é calculada em cada caso por :

$$e_{\bar{D}} = e_D + \beta \times \left( \frac{e_{D_2}}{h_{D_2}} \right) \times h_D \quad (4.51)$$

onde :  $D$  e  $D_2$  - indicam a excentricidade e o tamanho do lado na direção principal  $\bar{D}$  e na direção secundária  $D$ , respectivamente.

$\beta$  - coeficiente fornecido na tabela da pág. 19 da NBR-6118.

*Pilares Longos com  $40 < \lambda \leq 80$* 

Neste caso a norma brasileira permite o cálculo segundo processo simplificado ( item 4.1.1.3c [NBR61] ), para pilares com seção e armadura constantes ao longo do seu comprimento, através da adição de um momento complementar  $M_{2d}$  atuando em plano paralelo à excentricidade com que se calcularam os momentos de primeira ordem existentes. Este momento de segunda ordem causa uma excentricidade adicional  $e_2$  na seção intermediária do pilar, dada por :

$$e_2 = \frac{l_c^2}{10} \times \frac{0.0035 + f_{yd}/E_s}{(\nu + 0.5) \times h} \quad (4.52)$$

onde :  $f_{yd}$  - resistência de projeto do aço.

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço.

$\nu$  - coeficiente dado por :

$$\nu = \frac{1.4 \times N}{A_c \times f_{cd}} \geq 0.5 \quad (4.53)$$

Observando as mesmas situações de projeto do caso de pilares curtos obtém-se :

- Compressão Pura - calculam-se índices de esbeltez para as duas direções do pilar e para as direções com  $40 < \lambda \leq 80$  são adicionadas excentricidades de segunda ordem às excentricidades acidentais nas direções respectivas. O dimensionamento é feito para duas solicitações de flexo-compressão normal, supondo que exista efeito de segunda ordem apenas na direção x :

$$M_{xd} = N_d \times (e_{ax} + e_{2x}) \quad (4.54)$$

$$M_{yd} = N_d \times e_{ay} \quad (4.55)$$

- Flexo-Compressão Normal - neste caso o pilar está sujeito a um momento de primeira ordem segundo uma direção principal. O único caso considerado no presente trabalho é de pilares com nós indeslocáveis em ambas extremidades sem cargas transversais ao longo do comprimento. Com isto é necessário considerar duas situações de solicitação no pilar, supondo que exista efeito de segunda ordem apenas segundo a direção x :

1. Seção de extremidade - o cálculo é feito na extremidade em que atua o maior dos momentos de primeira ordem. Com isto as solicitações de cálculo são duas flexo-compressões normais :

$$M_{xd} = N_d \times (e_{ax} + e_{1x}) \quad (4.56)$$

$$M_{yd} = N_d \times e_y \quad (4.57)$$

onde :  $e_{1x} = M_{1x} / N_d$ .  
 $e_y$  - obtido da eq. 4.49 comparando  $e_{1x}$  e  $e_{ay}$ .

2. Seção intermediária - o cálculo é feito levando em conta os momentos atuantes nas duas extremidades do pilar e a excentricidade de segunda ordem, calculada segundo a equação 4.46. Nesta situação a excentricidade deve ser calculada segundo a seguinte expressão :

$$e_{1x} = \text{maior valor entre} \begin{cases} 0.6e_{1A} + 0.4e_{1B} \\ 0.4e_{1a} \end{cases} \quad (4.58)$$

onde :  $e_{1A}$  e  $e_{1B}$  - excentricidades nas seções de extremidade A e B do pilar, com  $e_{1A} > e_{1B}$ ,  
 $e_{1A} > 0$  ; e  $e_{1B} < 0$  quando os momentos forem de sentidos opostos.

As situações de solicitação para dimensionamento são as seguintes :

$$M_{xd} = N_d \times (e_{ax} + e_{1x} + e_{2x}) \quad (4.59)$$

$$M_{yd} = N_d \times e_y \quad (4.60)$$

onde :  $e_{1x}$  - dado obtido da eq. 4.58.  
 $e_y$  - obtido da eq. 4.49 comparando  $e_{1x}$  e  $e_{ay}$ .

• Flexo-Compressão Oblíqua - neste caso  $\lambda_x$  e/ou  $\lambda_y$  são maiores que 40 e existem dois momentos atuantes segundo as direções principais. A resolução nas seções de extremidade é feita adicionando os valores obtidos para  $e_{2x}$  e/ou  $e_{2y}$  às excentricidades acidentais  $e_{ax}$  e  $e_{ay}$  respectivamente; recaindo-se na situação de flexo-compressão oblíqua para pilares curtos. A seção intermediária é calculada da mesma forma que no item anterior, apenas levando em conta que neste caso existem excentricidades de primeira ordem nas duas direções principais e a resolução obedece também o disposto no caso de flexo-compressão oblíqua para pilares curtos.

#### 4.5.3. Implementação

A implementação de pilares permite ao engenheiro estrutural a definição das cargas atuantes em um pilar, bem como suas características geométricas ( apenas para seções retangulares ) e possui as mesmas facilidades para gerenciamento de dados disponíveis para lajes e vigas. O cálculo de pilares não foi implementado na versão atual sistema.

## 5. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 5.1. Aspectos Iniciais

O dimensionamento de estruturas de concreto armado abrange a definição das dimensões (altura, largura, espessura) e dos tipos de materiais constituintes dos elementos de uma estrutura (tipo de aço, tipo de concreto), bem como a quantificação destes materiais. Neste capítulo são analisados os métodos para dimensionamento de elementos retangulares de estruturas de concreto armado sob a ação de momentos fletores e esforços cortantes segundo a NBR-6118 [NBR61] e através de programação matemática. É importante notar-se que podem existir outros tipos de solicitações em um elemento estrutural (momento torçor, por exemplo), porém visto que nos casos correntes de projeto procura-se não englobar estas solicitações, optou-se por restringir as opções de dimensionamento aos casos de momento fletor e esforço cortante.

### 5.2. Dimensionamento Clássico de Estruturas

#### 5.2.1. Dimensionamento ao Momento Fletor

##### 5.2.1.1. Base Teórica

O dimensionamento de elementos estruturais ao momento fletor segundo a NBR-6118 é feito no estado limite último, ou seja, o estado no qual uma seção submetida a um esforço normal atinge seu limite por esmagamento do concreto ou por deformação plástica excessiva na armadura de aço. Como simplificação admite-se que o estado limite último é alcançado quando na fibra mais comprimida do concreto o encurtamento varia de 3.5‰ a 2‰, dependendo da solicitação, ou quando o alongamento da barra de aço mais deformada da armadura de tração atinge o valor de 10‰. Admitem-se também as seguintes hipóteses para o dimensionamento [PIR84] :

- Manutenção da seção plana - as deformações normais a uma seção transversal seguem uma lei plana.
- Solidariedade dos materiais - existe solidariedade perfeita entre a armadura e o concreto que a envolve.

- Resistência do concreto à tração - não existe resistência do concreto à tração.
- Limites de deformação - o limite para o encurtamento de ruptura do concreto nas seções não inteiramente comprimidas é de  $3.5\text{‰}$ ; para as seções inteiramente comprimidas permite-se que o encurtamento varie de  $3.5\text{‰}$  a  $2\text{‰}$ , desde que a deformação seja mantida igual a  $2\text{‰}$  a uma altura igual a  $\frac{3}{7}$  da altura total, tomada a partir da borda mais comprimida.
- Alongamento da armadura - o alongamento máximo da armadura é tomado como  $10\text{‰}$ .
- Diagrama de tensões no concreto - a norma brasileira permite a substituição do diagrama retangular-parabólico de tensões no concreto por um diagrama retangular simplificado de tensões ( Figura 5.1 ). Para seções retangulares a tensão de compressão no concreto é considerada igual a  $0.85 f_{cd}$ .

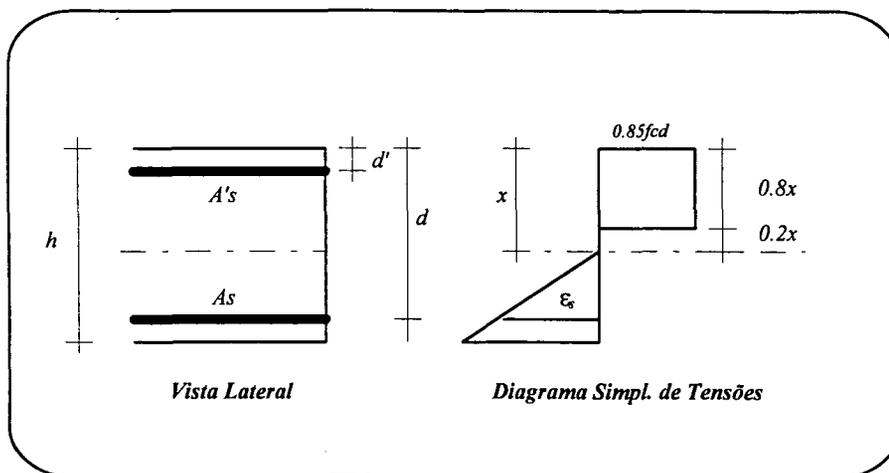


Figura 5.1 - Diagrama de Tensões Simplificado.

- onde :
- $A_s$  - armadura de tração.
  - $A'_s$  - armadura de compressão.
  - $h$  - altura do elemento.
  - $d$  - distância da borda superior à armadura tracionada.
  - $d'$  - distância da borda superior à armadura comprimida.
  - $x$  - profundidade da linha neutra.
  - $f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto.

- Tensão na armadura - a tensão na armadura é obtida do diagrama tensão-deformação simplificado ( item 7.2 [NBR61] ), com a deformação calculada a partir da aplicação das hipóteses anteriores.

O dimensionamento é feito, em geral, *arbitrando-se* as dimensões de um dado elemento e calculando-se as armaduras necessárias, sendo dados o momento de cálculo ( $M_d$ ) e as resistências dos materiais. A fim de aproveitar ao máximo as características dos materiais impõe-se o funcionamento do elemento nos domínios 3 ou 2 (deformação máxima do aço e encurtamento do concreto igual a 3.5‰, ou deformação máxima no aço e encurtamento no concreto  $0 < \epsilon_c < 3.5‰$ , respectivamente). A utilização do diagrama simplificado de tensões conduz a um pequeno erro de cálculo, devido à diferença na forma dos diagramas, porém conforme apontado por Pires [PIR84] esta diferença é ínfima, não chegando a 1.5‰.

A obtenção dos valores de armadura necessários é feita através da resolução de um sistema de equações, que exprime as equações de equilíbrio entre os esforços resistentes e o momento fletor externo aplicado ( Figura 5.2 ).

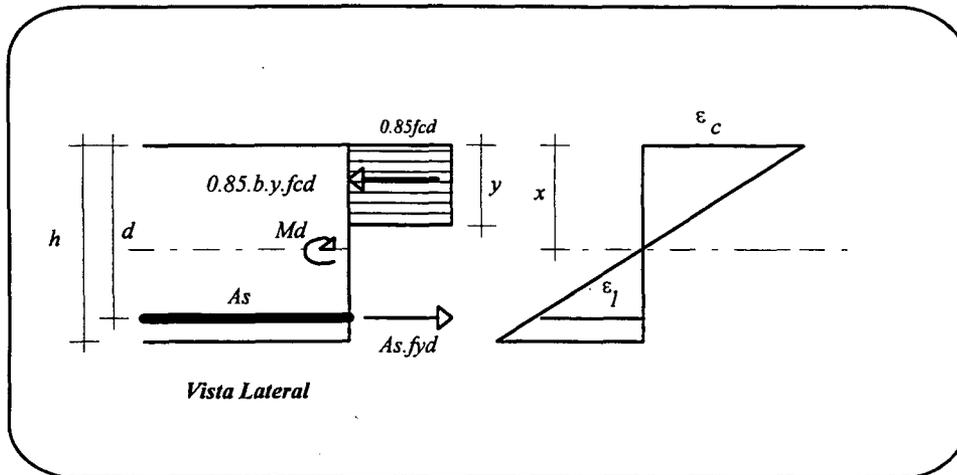


Figura 5.2 - Solicitações em uma seção submetida a momento fletor.

- onde :
- $M_d$  - momento de cálculo.
  - $b$  - base do elemento.
  - $y$  - altura de compressão, tomada como  $0.8x$ .
  - $f_{yd}$  - resistência de cálculo do aço.
  - $\epsilon_l$  - deformação ( alongamento ) da armadura tracionada.
  - $\epsilon_c$  - deformação ( encurtamento ) do concreto.

Transferindo o exposto acima para um sistema de equações chega-se a :

$$\begin{cases} 0.85 \times b \times y \times f_{cd} - A_s \times f_{yd} = 0 \\ 0.85 \times b \times y \times f_{cd} \times (d - 0.5 \times y) = M_d \end{cases} \quad (5.1)$$

O sistema de equações 5.1 é válido apenas para os casos em que  $x \leq x_{lim}$ , ou  $y \leq 0.8x_{lim}$ , onde  $x_{lim}$  é o valor limite de profundidade da linha neutra ( dado pela eq. 5.2 ) para o qual a tensão no aço  $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{yd}$  ( $\varepsilon_{yd}$  é a deformação mínima no aço, dada pela eq. 5.3 ) e, conseqüentemente, a armadura tracionada atinge a tensão de cálculo do aço  $f_{yd}$ . Neste caso o elemento é dimensionado com armadura simples resolvendo-se o sistema de equações 5.1.

$$x_{lim} = \begin{cases} \frac{d}{1 + 1.36 \times 10^{-3} \times f_{yd}} & , \text{ para aço tipo A.} \\ \frac{d}{1.57 + 1.36 \times 10^{-3} \times f_{yd}} & , \text{ para aço tipo B.} \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{yd} = \begin{cases} \frac{f_{yd}}{E_s} & , \text{ para aço tipo A.} \\ 0.002 + \frac{f_{yd}}{E_s} & , \text{ para aço tipo B.} \end{cases} \quad (5.3)$$

onde :  $E_s$  - módulo de deformação do aço.

Se o valor do momento for grande o suficiente para que  $x \geq x_{lim}$ , ou  $y \geq 0.8x_{lim}$ , o elemento deverá ser dimensionado com armadura dupla, fixando-se a altura de compressão  $y = 0.8x_{lim}$ . Neste caso deverá ser colocada uma armadura de compressão para resistir à diferença entre o momento limite de cálculo,  $M_{dlim}$ , e o momento de cálculo,  $M_d$ , evitando que a deformação da armadura tracionada seja inferior à deformação mínima permitida ( $\varepsilon_1 < \varepsilon_{yd}$ ). O momento fletor limite de cálculo para armadura simples é aquele para o qual  $x = x_{lim}$ , ou  $y_{lim} = 0.8x_{lim}$ , e calculado substituindo-se  $y$  por  $0.8x_{lim}$  na segunda equação do sistema 5.1 ( eq. 5.4 ).

$$M_{dlim} = 0.68 \times b \times x_{lim} \times f_{cd} \times (d - 0.4x_{lim}) \quad (5.4)$$

O momento a ser absorvido pela armadura de compressão é dado por :

$$\Delta M_d = M_d - M_{dlim} \quad (5.5)$$

A Figura 5.3 a seguir ilustra as solicitações para o caso de elemento com armadura dupla :

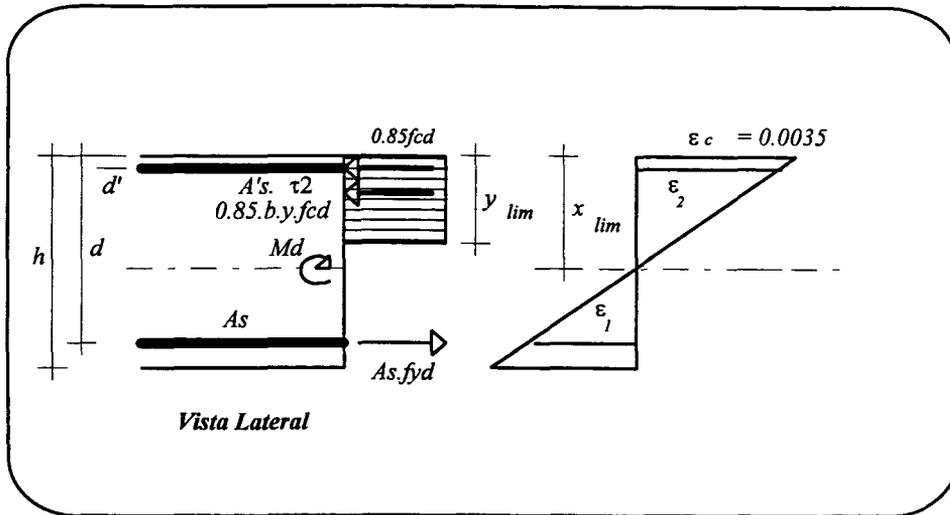


Figura 5.3 - Solicitações em uma seção com armadura dupla.

O sistema de equações a ser resolvido para o caso de armadura dupla é análogo ao sistema de equações 5.1, a única modificação é a inclusão da influência da armadura de compressão para auxiliar a resistência ao momento fletor aplicado :

$$\begin{cases} 0.85 \times b \times y_{lim} \times f_{cd} + A'_s \times \sigma_2 - A_s \times f_{yd} = 0 \\ 0.85 \times b \times y_{lim} \times f_{cd} \times (d - 0.5 \times y_{lim}) + A'_s \times \sigma_2 \times (d - d') = M_d \end{cases} \quad (5.6)$$

onde :  $\sigma_2$  - tensão na armadura comprimida, calculada a partir do diagrama tensão-deformação do aço ( $\sigma_2 = \epsilon_2 \times E_s$ ), com  $\epsilon_2$  dado por :

$$\epsilon_2 = 0.0035 \times \frac{y_{lim} - 0.8d'}{y_{lim}} \quad (5.7)$$

$y_{lim}$  - altura limite de compressão tomada como  $0.8x_{lim}$ .

Observação :

Para evitar a ruptura brusca, a norma NBR-6118 estabelece que seja utilizada uma armadura mínima de flexão (item 6.3.1 [NBR611]) igual a  $A_{s, min} = 0.15\% (b \times h)$  (para aço CA-40, CA-50, CA-60), no caso que  $A_s$  seja menor que este valor.

### 5.2.1.2. Dimensionamento de Vigas

O dimensionamento de vigas é feito arbitrando-se as dimensões principais da viga  $h, b, d, d'$  e, após a escolha dos materiais ( aço, concreto ), resolvendo os sistemas de equações 5.1 ou 5.6, dependendo do valor de  $x_{lim}$  ( ou equivalentemente  $y_{lim}$  ).

### 5.2.1.3. Dimensionamento de Lajes

As lajes são dimensionadas de forma análoga às vigas, sofrendo apenas uma modificação: a dimensão  $b$  é fixada em 100 *cm* para que a armadura resultante possa ser escolhida de forma conveniente por metro de largura em tabelas de amplo conhecimento no âmbito de engenharia civil [PRO76]. Deve-se também dispor uma armadura de distribuição normalmente à armadura principal ( item 6.3.1.1 ), no caso de lajes armadas em uma direção, de valor igual ou superior a  $\frac{1}{5}$  da armadura principal, com um mínimo de 0.9  $cm^2/m$  sendo composta de pelo menos 3 barras por metro. A favor da segurança, deve-se também adotar estas recomendações para os casos em que a armadura mínima prevista na norma brasileira ( 0.15% da área ) não alcançar os valores anteriormente especificados.

### 5.2.1.4. Dimensionamento de Pilares

A norma brasileira NBR-6118 define que os pilares sejam considerados sempre com excentricidade, no mínimo excentricidade acidental, o que na prática implica que os mesmos sofrem a ação de no mínimo um momento fletor, conforme visto na seção 4.5 deste trabalho ( $M_d = N_d \times e$ ).

O dimensionamento de pilares é matéria de complexidade relativamente elevada se forem utilizados métodos exatos para sua resolução, pois existe grande variabilidade em função das dimensões, ações presentes e forma do pilar. Além destes fatores a forma de disposição da armadura na seção do pilar também influencia definitivamente o resultado. Desta forma, para simplificação, ainda são utilizadas tabelas para dimensionamento de pilares, notadamente os diagramas adimensionais fornecidos por Montoya *et al* [MON73]. Estes diagramas utilizam fatores ( $\mu$  e  $\nu$ ) calculados em função das dimensões, carga aplicada e excentricidade resultante, que são utilizados para a obtenção da armadura do pilar. As fórmulas para dimensionamento de pilares utilizando os diagramas adimensionais estão dispostas a seguir :

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \quad (5.8)$$

onde :  $\nu$  - força adimensional.

$N_d$  - força normal de projeto ( dado pela eq. 4.42a ).

$A_c$  - área da seção transversal do pilar.

$f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto.

$$\mu = \nu \times \frac{e_0}{h} \quad (5.9)$$

onde :  $\mu$  - momento adimensional.

$e_0$  - excentricidade total na direção considerada (  $e_1 + e_a + e_2$  ).

$h$  - dimensão do pilar na direção da excentricidade considerada.

Existe também a necessidade de arbitrar-se o valor de  $d'/h$  ( recobrimento na direção considerada dividido pelo valor da dimensão na direção da excentricidade considerada ) para utilização dos diagramas. Desta forma, é obtida normalmente uma situação de dimensionamento para cada situação de cálculo ( descritas no item 4.5.2 deste trabalho ).

A partir dos coeficientes acima descritos obtêm-se nos diagramas adimensionais o valor do coeficiente  $w$  em cada situação de dimensionamento, devendo ser escolhido o coeficiente de maior valor numérico para definição da armadura do pilar. A armadura é calculada segundo a seguinte fórmula :

$$A_{s\ tot} = \frac{w \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (5.10)$$

onde :  $A_{s\ tot}$  - área total de armadura.

$f_{yd}$  - resistência de cálculo do aço.

É importante notar que, segundo o item 6.3.1.3 da NBR-6118, o limite inferior para a quantidade de armadura de um pilar é :

$$A_{s\ tot} \geq 0.8\% \times A_c \quad (5.10b)$$

### 5.2.2. Implementação

A versão atual do sistema STRUCT tem implementados agentes para dimensionamento tradicional de vigas contínuas retangulares de qualquer tamanho ( limitado apenas pela memória e espaço em disco ) e lajes retangulares ( dimensionadas segundo o item 5.2.1.3 ), os quais operam integradamente com os outros agentes do sistema. Apenas o dimensionamento de pilares não foi implementado na versão atual.

### 5.2.3. Dimensionamento ao Esforço Cortante

#### 5.2.3.1. Base Teórica

O dimensionamento ao esforço cortante segundo a NBR-6118 é baseado em um roteiro bastante simples de procedimentos e verificações detalhados a seguir :

#### 1. Verificação da seção de concreto ( item 5.3.1.2b [NBR61] )

$$\tau_{wd} = \frac{V_{\max} \times f_c}{b \times d} \leq \tau_{wu} \quad (5.11)$$

onde :  $\tau_{wd}$  - tensão de cisalhamento de cálculo.

$\tau_{wu}$  - tensão última de cisalhamento, dada por ( para estribos verticais ) :

$$\tau_{wu} \leq \begin{cases} 0.25 \times f_{cd} \\ 4.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (5.12)$$

$V_{\max}$  - esforço cortante máximo.

$f_c$  - fator de segurança de cargas.

$b$  - base do elemento.

$d$  - altura do elemento menos recobrimento.

#### 2. Cálculo da porcentagem de armadura longitudinal tracionada

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \quad (5.13)$$

onde :  $\rho_1$  - porcentagem de armadura tracionada.

$A_s$  - quantidade de armadura tracionada no semi-tramo considerado.

#### 3. Cálculo da contribuição do concreto

$$\tau_c = \Psi_1 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{MPa}) \quad (5.14)$$

onde :  $\tau_c$  - contribuição do concreto.

$\Psi_1$  - coeficiente dado por :

$$\Psi_1 = \begin{cases} 5 \times \rho_1 + 0.065 \\ \leq 0.14 \\ \geq 0.07 \end{cases} \quad (5.15)$$

#### 4. Determinação da armadura transversal por metro

$$A_{sw/s} = \frac{\left( \frac{f_s \times f_c \times V}{b \times d} - \tau_c \right)}{f_{yd}} \times b \times 100 \quad (5.16)$$

onde :  $V$  - esforço cortante.

$f_s$  - fator de segurança do aço.

$f_c$  - fator de segurança de cargas.

$b$  - base do elemento.

$d$  - altura do elemento menos recobrimento.

Observação :

Deve ser prevista uma armadura mínima de cisalhamento igual a no mínimo 0.14% da área da seção ou igual a  $\phi 5$  a cada  $\frac{1}{2}$ . A determinação para utilização de armadura mínima é feita se  $V \leq V_{\min}$ , onde  $V_{\min}$  é o cortante mínimo, dado por :

$$V_{\min} = \frac{(0.14\% \times f_{yd} + \tau_c) \times b \times d}{f_s \times f_c} \quad (5.17)$$

### 5.2.3.2. Dimensionamento de Vigas

O dimensionamento de vigas ao esforço cortante é feito seguindo-se o roteiro apresentado no item anterior, respeitando-se a observação de armadura mínima.

### 5.2.3.3. Dimensionamento de Lajes

A norma brasileira NBR-6118 permite a dispensa do uso de armadura transversal em lajes se a armadura longitudinal de tração for prolongada, sem dobrar, até os apoios e aí corretamente ancorada ( item 4.1.4.2 [NBR61] ). Também se exige que  $\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$  ( item 5.3.1.2b [NBR61] ). Visto que estes casos somente se confirmam sob circunstâncias excepcionais, normalmente as lajes não são dimensionadas ao esforço cortante.

### 5.2.3.4. Dimensionamento de Pilares

Os pilares, por sua característica, não são dimensionados ao esforço cortante, porém a norma brasileira NBR-6118 determina que seja disposta uma armadura transversal ( estribos poligonais ) ao longo dos pilares, para evitar a flambagem das barras de aço, com espaçamento não superior a :

$$esp \leq \begin{cases} 30cm \\ menor \text{ dimensão externa da seção transversal} \\ 12\phi_l \text{ e } 190\phi_t^2, \text{ para aços CA - 40, CA - 50, CA - 60} \end{cases} \quad (5.18)$$

onde :  $\phi_l$  - diâmetro da barra da armadura longitudinal  
 $\phi_t$  - diâmetro do estribo ( mínimo  $\phi 5$  )

Se existirem barras a uma distância maior que  $20\phi_l$  da barra de canto do pilar, deverão ser utilizados estribos suplementares para cada conjunto de três barras, com espaçamento igual ao do estribo poligonal.

#### 5.2.4. Implementação

A versão atual do sistema STRUCT possui implementado um agente para dimensionamento de vigas ao esforço cortante. Devido à característica que somente em casos excepcionais as lajes são dimensionadas ao esforço cortante, não foi implementado este agente para lajes. Em relação a pilares: como praticamente não existe cálculo na determinação dos estribos longitudinais e esta é uma tarefa preponderantemente de detalhamento de estruturas também não foi implementado nesta versão o dimensionamento de armaduras transversais em pilares.

### 5.3. Dimensionamento por Programação Matemática

#### 5.3.1. Aspectos Iniciais

Os procedimentos examinados na seção 5.2 deste trabalho são baseados em uma estratégia do tipo " testar e verificar ", isto é, o engenheiro estrutural examina o elemento a ser dimensionado e, baseado em sua experiência, arbitra as dimensões do elemento; o dimensionamento é feito através de uma verificação simples segundo as equações apresentadas na seção 5.2. Este procedimento é bastante simples, porém de forma alguma prioriza a redução de custo, pois as dimensões não necessariamente têm seu valor ótimo arbitrado pelo engenheiro estrutural e, conseqüentemente, o valor das armaduras de aço também não será o ótimo, influenciando decisivamente no custo final da estrutura. A base deste procedimento é derivada do período em que tabelas eram a principal ferramenta do engenheiro estrutural e sistemas e computadores capazes de resolver problemas de programação matemática não existiam ou não estavam disponíveis ao usuário comum.

O procedimento de programação matemática, de forma oposta, procura o ponto ótimo de dimensionamento da estrutura, isto é, o ponto no qual o conjunto formado pela combinação de todas as variáveis do problema leva a um ponto de mínimo de uma função que representa usualmente o custo da estrutura ( função objetivo ), respeitando as condições impostas ( restrições ). Desta forma o problema clássico de programação matemática para otimização estrutural pode ser definido como<sup>[KIR91]</sup>:

$$\min \quad Z = f(\mathbf{C}, \mathbf{X}) \quad (5.19)$$

$$\text{s.a.} \quad g(\mathbf{C}, \mathbf{X}) \leq 0 \quad (5.20)$$

$$\mathbf{X}, \mathbf{C} \in \mathfrak{R}^n \quad (5.21)$$

onde :

- $Z$  - valor da função objetivo.
- $f(\mathbf{C}, \mathbf{X})$  - função objetivo.
- $g(\mathbf{C}, \mathbf{X})$  - conjunto de restrições.
- $\mathbf{C}$  - conjunto de parâmetros pré-definidos.
- $\mathbf{X}$  - conjunto de variáveis de projeto.

Tanto a função objetivo quanto as restrições podem ser lineares ou não lineares; normalmente no caso de otimização estrutural todas as funções ( função objetivo e restrições ) são não lineares, tornando o tratamento matemático do problema bastante difícil. Uma discussão detalhada dos métodos de resolução de problemas não lineares de programação matemática está fora do escopo deste trabalho, porém aconselha-se a leitura de Bazaraa e Shetty<sup>[BAZ79]</sup> para maiores detalhes. O problema de otimização estrutural pode ser dividido em dois tipos principais :

- Otimização da Estrutura - procura-se a redução de um funcional ( usualmente o custo ) através da redução das variáveis de projeto dos elementos de uma estrutura pré-definida. Pode ser ainda global ( otimização da estrutura como um todo ) ou local ( otimização de cada elemento da estrutura separadamente ).
- Otimização de "Layout" - procura-se obter uma estrutura ótima a partir das ações atuantes e restrições definidas. Neste caso não existe uma forma de estrutura pré-definida, caberá ao modelo matemático a obtenção da forma ótima de uma estrutura, bem como as variáveis ótimas de projeto. Este problema é de grande complexidade, porém segundo Rosyid e Caldwell<sup>[ROS91]</sup> estruturas mais econômicas podem ser obtidas através deste método.

A abordagem de otimização estrutural utilizada no presente trabalho é a de otimização de cada elemento estrutural separadamente, devido ao procedimento típico de projeto de estruturas correntes de concreto armado, ou seja, a resolução da estrutura é feita de forma iterativa, sendo definido um elemento estrutural de cada vez. O presente trabalho também está limitado à otimização de vigas devido aos seguintes fatores :

- a otimização de lajes conduz a esquemas de disposição de armaduras relativamente complexos [ROZ76], o que em um ambiente construtivo como o brasileiro, no qual a mão de obra é pouco especializada, poderia gerar erros na execução dos elementos estruturais,
- a metodologia adotada atualmente pela NBR-6118 para projeto de lajes conduz a valores bastante razoáveis, tanto do ponto de vista construtivo quanto de funcionamento estrutural, o que não justificaria a adoção de técnicas de grande complexidade, como o são as técnicas de otimização de lajes.
- a otimização de pilares, da mesma forma que o tópico anterior, não se justifica, pois a metodologia utilizada pela NBR-6118, em conjunto com a utilização de diagramas adimensionais, é mais flexível que o procedimento de otimização. Neste caso a norma brasileira ( item 4.1.1.3 [NBR61] ) só permite que as armaduras calculadas sejam iguais ( $A_s = A'_s$ ), reduzindo muito a vantagem do método de programação matemática.

### 5.3.2. Dimensionamento de Vigas

A abordagem utilizada na formulação do modelo matemático de otimização de vigas no presente trabalho é uma adaptação da utilizada por Stange [STA81] para estruturas pré-moldadas de concreto armado. Neste trabalho são consideradas vigas de seção retangular de múltiplos vãos submetidas a cargas distintas ao longo do seu comprimento. O objetivo é a determinação das dimensões e armaduras ótimas que minimizam o custo da viga, ou seja, o custo dos materiais (concreto e aço) mais o custo da execução ( custo das formas e custo da mão de obra ). A Figura 5.4 a seguir ilustra as variáveis geométricas utilizadas no modelo matemático :

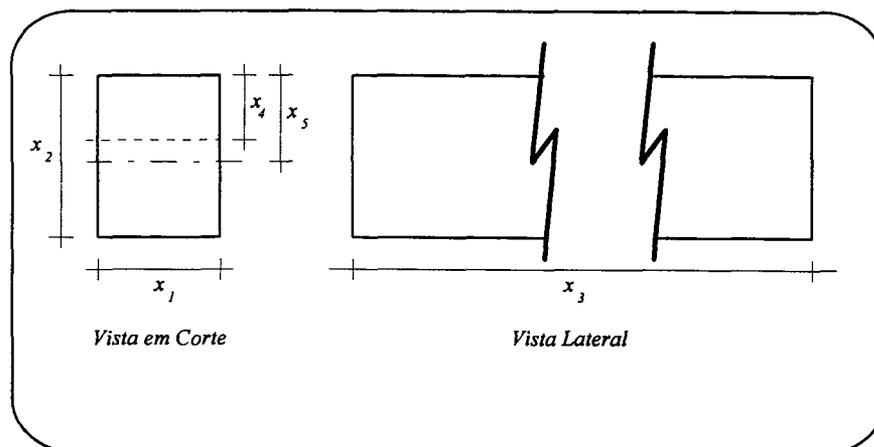


Figura 5.4 - Variáveis geométricas do modelo matemático de vigas

- onde :
- $x_1$  - base da viga.
  - $x_2$  - altura da viga.
  - $x_4$  - altura de compressão, tomada como  $0.8x_5$ .
  - $x_5$  - altura da linha neutra.

As variáveis não geométricas do problema são :

- $A_s$  - armadura de tração.
- $A'_s$  - armadura de compressão.
- $A_{sw}$  - armadura de cisalhamento.
- $\varepsilon_1$  - alongamento na armadura tracionada.
- $\sigma_2$  - tensão na armadura comprimida.

Os parâmetros que devem ser fornecidos são os mesmos do processo tradicional de dimensionamento, à exceção das variáveis acima descritas, que serão determinadas pelo processo de otimização. Parâmetros do problema :

- $M$  - momento fletor atuante na seção.
- $V$  - esforço cortante atuante na seção.
- $x_3$  - comprimento da viga.
- $r$  - recobrimento da armadura de tração da viga.
- $r_1$  - recobrimento da armadura de compressão da viga.
- $f_{ck}$  - resistência característica do concreto.
- $f_{yd}$  - resistência característica do aço.
- $E_s$  - módulo de elasticidade do aço.
- $f_s$  - fator de segurança do aço.
- $f_{con}$  - fator de segurança do concreto.

$f_c$  - fator de segurança de cargas.

$N_f$  - número de vezes que a forma é reutilizada ( tomada igual a quatro no presente trabalho ).

A figura 5.4 ilustra o caso de uma viga com um único vão ( dois apoios ), porém infelizmente esta não é a situação mais comum de projeto. O caso mais comum é o de vigas com vários apoios, exigindo um procedimento de cálculo diferente ( cálculo computacional de vigas - método da rigidez / seção 4.4 ), que fornece diferentes solicitações em cada um dos pontos principais de cada vão (apoio e vão). Para suplantar esta aparente dificuldade foi adotado neste trabalho o seguinte procedimento: as solicitações  $M$  e  $V$  obtidas no cálculo e escolhidas para o dimensionamento ótimo são as maiores ao longo de toda a viga, tal como sugerido por Kanagasundaram e Karihaloo [KAN91]. Desta forma fica garantida a segurança de todas as seções da viga, pois se a seção e a armadura resistem à situação mais desfavorável de carga com certeza as seções menos solicitadas também resistirão. Obviamente as armaduras não serão estendidas ao longo de toda viga, mas apenas até a distância de momento nulo mais a ancoragem necessária para a armadura em particular; para maiores detalhes vide [NBR61].

A função objetivo deve incluir os custos relativos às quantidades de concreto utilizado, formas, armaduras ( compressão, tração e cisalhamento ) e mão de obra para: lançamento do concreto, montagem e colocação das formas, montagem e colocação das armaduras. Desta forma, a função objetivo para o problema pode ser definida por :

$$Z = \sum_{i=1}^4 f_i(C, X) \quad (5.22)$$

onde :  $f_1(C, X)$  - custo do concreto.

$f_2(C, X)$  - custo da forma ( mão de obra + materiais + montagem ).

$f_3(C, X)$  - custo do acabamento ( não incluído neste trabalho pois se admite a estrutura como não aparente ).

$f_4(C, X)$  - custo do aço ( mão de obra + materiais + montagem ).

As funções  $f_i(C, X)$  são dadas por :

$$f_1(C, X) = (a_1 + a_2) \times V(X) \quad (5.23)$$

onde :  $a_1$  - custo do metro cúbico de concreto.

$a_2$  - custo da mão de obra por  $m^3$  de concreto.

$V(X)$  - volume de concreto ( $m^3$ ), dado por :

$$V(\mathbf{X}) = x_1 \times x_2 \times x_3 \quad (5.24)$$

$$f_2(\mathbf{C}, \mathbf{X}) = (a_3 + a_4) \times S(\mathbf{X}) / N_f \quad (5.25)$$

onde :  $a_3$  - custo dos materiais da forma por metro quadrado.

$a_4$  - custo da mão de obra por metro quadrado de forma.

$S(\mathbf{X})$  - superfície da forma ( m<sup>2</sup> ), dada por :

$$S(\mathbf{X}) = (2x_2 + x_1) \times x_3 \quad (5.26)$$

$$f_3(\mathbf{C}, \mathbf{X}) = a_5 \times S(\mathbf{X}) \quad (5.27)$$

onde :  $a_5$  - custo de acabamento por metro quadrado.

$S(\mathbf{X})$  - superfície da forma a ser corrigida ( m<sup>2</sup> ).

$$f_4(\mathbf{C}, \mathbf{X}) = (a_6 + a_7 + a_{10}) \times COEF_{tra} \times f_4'(C, X) + (a_6 + a_8 + a_{11}) \times COEF_{com} \times f_4''(C, X) + (a_6 + a_9 + a_{12}) \times COEF_{cis} \times f_4'''(C, X) \quad (5.28)$$

onde :  $a_6$  - custo da montagem da armadura ( já incluído em  $a_7, a_8, a_9$  ) por quilo de aço.

$a_7$  - custo de mão de obra para montagem e colocação da armadura de tração por quilo de aço.

$a_8$  - custo de mão de obra para montagem e colocação da armadura de compressão por quilo de aço.

$a_9$  - custo de mão de obra para montagem e colocação da armadura de cisalhamento por quilo de aço.

$a_{10}$  - custo da armadura de tração por quilo de aço.

$a_{11}$  - custo da armadura de compressão por quilo de aço.

$a_{12}$  - custo da armadura de cisalhamento por quilo de aço.

$COEF_{tra}$  - coeficiente de custo para armadura de tração, adotado para obtenção do peso em quilos da armadura ( calculado em função de uma barra de 12.5 mm ), dado por :

$$COEF_{tra} = \frac{\text{peso por metro}_{barra\ 12.5} \times \text{comprimento da viga}}{\text{área}_{barra\ 12.5}} = 0.8099 \times x_3 \quad (5.28a)$$

$COEF_{com}$  - coeficiente de custo para armadura de compressão, adotado para obtenção do peso em quilos da armadura, tomado igual ao coeficiente de custo de tração.

$COEF_{cis}$  - coeficiente de custo para armadura de cisalhamento, adotado para obtenção do peso em quilos da armadura, calculado em função de um estribo de  $\phi$  6.3 c / 12 cm em uma viga-padrão de 12 cm x 30 cm :

$$COEF_{cis} = \frac{7^{m/m} \times \text{peso por metro}_{\text{barra 6.3}} \times \text{comprimento da viga}}{\text{área}_{\text{barra 6.3}} \times 100} = 0.055257 \times x_3 \quad (5.28b)$$

$f_4'(C, X)$  - quantidade de aço da armadura de tração ( em quilos ).

$f_4''(C, X)$  - quantidade de aço da armadura de compressão ( em quilos ).

$f_4'''(C, X)$  - quantidade de aço da armadura de cisalhamento ( em quilos ).

As funções  $f'$  são definidas da seguinte forma :

$$f_4'(C, X) = \begin{cases} \frac{0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 / f_{yd}}{f_{yd}} & , \text{ se } x_4 < 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{lim} \\ \frac{0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 + \left( \frac{M_d - 0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 \times ((x_2 - r) - 0.5 \times x_4)}{\sigma_2 \times ((x_2 - r) - r_1)} \right) \times \sigma_2}{f_{yd}} & , \text{ se } x_4 = 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{lim} \end{cases} \quad (5.29)$$

onde :  $M_d$  - momento de projeto, dado por :

$$M_d = M \times f_c \quad (5.30)$$

$f_{yd}$  - resistência de projeto do aço, dada por :

$$f_{yd} = f_{yk} / f_s \quad (5.31)$$

$f_{cd}$  - resistência de projeto do concreto, dada por :

$$f_{cd} = f_{ck} / f_{con} \quad (5.32)$$

$\xi_{lim}$  - coeficiente para limitação de armadura simples ou dupla, dado por :

$$\xi_{lim} = \frac{1}{1 + 1.36^{-3} \times f_{yd}} \quad , \text{ para aço tipo A} \quad (5.33)$$

$$f_4''(C, X) = \begin{cases} \frac{M_d - 0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 \times ((x_2 - r) - 0.5 \times x_4)}{\sigma_2 \times ((x_2 - r) - r_1)} & , \text{ se } x_4 = 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{lim} \\ 0 & , \text{ caso contrário} \end{cases} \quad (5.34)$$

onde :  $\sigma_2$  - tensão no aço ( para a expressão de cálculo vide restrições )

$$f_4'''(C, X) = \frac{\left( \frac{f_s \times f_c \times V}{x_1 \times (x_2 - r)} - \frac{5 \times \left( \frac{0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 / f_{yd}}{x_1 \times (x_2 - r)} \right) + 0.065 \times \sqrt{f_{ck}}}{10} \right) \times x_1}{f_{yd}} \quad (5.35)$$

As restrições do problema são :

*Equilíbrio das forças internas :*

$$M_d - 0.85 \times x_1 \times x_4 \times f_{cd} \times ((x_2 - r) - 0.5 \times x_4) - g_1'(C, X) = 0 \quad (5.36)$$

onde :

$$g_1 = \begin{cases} \left[ \frac{M_d - 0.85 \times f_{cd} \times x_1 \times x_4 \times ((x_2 - r) - 0.5 \times x_4)}{\sigma_2 \times (x_2 - r - r_1)} \right] \times (\sigma_2 \times (x_2 - r - r_1)) & , \text{ se } x_4 = 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{lim} \\ 0 & , \text{ caso contrário} \end{cases} \quad (5.37)$$

*Limitação superior na armadura de cisalhamento*

$$\frac{f_c \times V}{x_1 \times (x_2 - r)} \leq \tau_{wu} \quad (5.38)$$

onde :  $\tau_{wu}$  - tensão última de cisalhamento, dada pela eq. 5.12.

*Limitação inferior na armadura de cisalhamento*

$$\frac{f_c \times V}{x_1 \times (x_2 - r)} \geq 0 \quad (5.39)$$

*Taxa máxima de armadura longitudinal ( recomendação do CEB [CEB78] )*

$$g_4'(C, X) + g_4''(C, X) \leq 0.04 \times x_2 \times x_1 \quad (5.40)$$

onde :

$$g_4'(C, X) = \begin{cases} \frac{0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 / f_{yd}}{f_{yd}} & , \text{ se } x_4 < 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{lim} \\ \frac{0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 + \left( \frac{M_d - 0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 \times ((x_2 - r) - 0.5 \times x_4)}{\sigma_2 \times ((x_2 - r) - r_1)} \right) \times \sigma_2}{f_{yd}} & , \text{ se } x_4 = 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{lim} \end{cases} \quad (5.41)$$

$$g_4''(C, X) = \frac{\left( \frac{f_s \times f_c \times V}{x_1 \times (x_2 - r)} - \frac{5 \times \left( \frac{0.85 \times f_{cd} \times x_4 \times x_1 / f_{yd}}{x_1 \times (x_2 - r)} \right) + 0.065 \times \sqrt{f_{ck}}}{10} \right) \times x_1}{f_{yd}} \quad (5.42)$$

*Taxa mínima de armadura longitudinal ( item 6.3.1 [NBR61] )*

$$g_5'(C, X) + g_5''(C, X) \geq 0.015 \times x_2 \times x_1 \quad (5.43)$$

onde :  $g_5'(C, X)$  - função dada pela eq. 5.41.

$g_5''(C, X)$  - função dada pela eq. 5.42.

*Limitação inferior na altura da viga ( $x_2$ )*

Esta restrição dispensa a conferência da flecha da viga. ( item 4.2.3.2C [NBR61] ).

$$x_2 \geq \left( \frac{100 \times x_3'}{17} \right) + r \quad (5.44)$$

onde :  $x_3'$  - maior dos vãos da viga.

*Limitação inferior na altura de compressão ( $x_4$ )*

$$x_4 \geq 0.8 \times 0.259 \times (x_2 - r) \quad (5.45)$$

*Limitação superior na altura de compressão ( $x_4$ )*

$$x_4 \leq 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{\text{lim}} \quad (5.46)$$

As duas últimas restrições limitam o funcionamento da viga ao Domínio 3 [PIR84] de tensões na seção de concreto, pois o mesmo possibilita a situação mais econômica de aproveitamento das características dos materiais ( concreto + aço ).

*Cálculo da altura de compressão ( $x_4$ )*

$$x_4 = \begin{cases} 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{\text{lim}} & , \text{ se } x_4 \geq 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{\text{lim}} \\ \frac{0.0035 \times (x_2 - r)}{\varepsilon_1 + 0.0035} & , \text{ se } x_4 < 0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{\text{lim}} \end{cases} \quad (5.47)$$

*Cálculo da tensão na armadura comprimida ( $\sigma_2$ )*

$$\sigma_2 \leq \frac{E_s \times 0.0035 \times (0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{\text{lim}} - 0.8 \times r_1)}{0.8 \times (x_2 - r) \times \xi_{\text{lim}}} \quad (5.48)$$

*Limites auxiliares nas variáveis geométricas ( em cm )*

$$x_2 \leq 50 \quad (5.49)$$

$$x_2 \geq 10 \quad (5.50)$$

$$x_1 \leq 22 \quad (5.51)$$

$$x_1 \geq 10 \quad (5.52)$$

*Limite superior no alongamento da armadura tracionada ( $\varepsilon_1$ )*

$$\varepsilon_1 \leq 0.01 \quad (5.53)$$

*Limite inferior no alongamento da armadura tracionada ( $\varepsilon_1$ )*

$$\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{yd} \quad (5.54)$$

onde :  $\varepsilon_{yd}$  - dado por 5.3.

*Limite inferior na tensão na armadura comprimida ( $\sigma_2$ )*

$$\sigma_2 \geq 0 \quad (5.55)$$

*Limite superior na tensão na armadura comprimida ( $\sigma_2$ )*

$$\sigma_2 \leq f_{yd} \quad (5.56)$$

Os coeficientes  $a_i$ , ou seja, os coeficientes de custo, foram obtidos de composições padrão de custo para a região de Porto Alegre - RS [FRA90]. A Tabela 5.1 a seguir contém os valores dos coeficientes em unidades monetárias ( U.M. ). Cada unidade monetária equivale a US\$ 1.5053.

Coefficiente	Significado	Valor
$a_1$	custo do metro cúbico de concreto.	55.9295
$a_2$	custo da mão de obra para elaboração e lançamento de $1m^3$ de concreto.	10.9509
$a_3$	custo dos materiais por metro quadrado de forma.	7.0598
$a_4$	custo da mão de obra por metro quadrado de forma.	5.9637
$a_5$	custo de acabamento por metro quadrado de superfície acabada.	0
$a_6$	custo da montagem da armadura ( já incluído em $a_7, a_8, a_9$ ) por quilo de aço.	0
$a_7$	custo de mão de obra para montagem e colocação da armadura de tração por quilo de aço.	0.3098
$a_8$	custo de mão de obra para montagem e colocação da armadura de compressão por quilo de aço.	0.3098

$a_9$	custo de mão de obra para montagem e colocação da armadura de cisalhamento por quilo de aço.	0.3098
$a_{10}$	custo da armadura de tração por quilo de aço.	0.6902
$a_{11}$	custo da armadura de compressão por quilo de aço.	0.6902
$a_{12}$	custo da armadura de cisalhamento por quilo de aço.	0.8098
$a_{13}$	custo total da armadura de tração por quilo de aço.	1.00
$a_{14}$	custo total da armadura de compressão por quilo de aço	1.00
$a_{15}$	custo total da armadura de cisalhamento por quilo de aço.	1.1197

Tabela 5.1 - Valores dos coeficientes do modelo matemático de vigas.

### 5.3.3. Implementação

Na resolução do modelo anterior pode ser utilizado qualquer um dos métodos de programação não linear; no presente trabalho foi adotado o sistema GAMS [GAM88], o qual utiliza o "solver" MINOS para problemas não lineares de programação matemática. O método de resolução adotado no "solver" MINOS é o Lagrangeano Projetado; para maiores detalhes sobre o método vide [GAM88] ou Murtagh e Saunders [MUS80]. Para utilização de forma integrada do modelo de programação matemática de vigas no sistema STRUCT foi implementado um agente responsável pela interface entre o sistema GAMS e o sistema STRUCT. Este agente é responsável por toda preparação do modelo matemático para um determinado elemento estrutural, atualização do banco de dados, bem como controle da execução do sistema GAMS.

### 5.3.4. Resultados

A fim de ilustrar a aplicabilidade da técnica de programação não linear à otimização de vigas segundo a norma brasileira é apresentado a seguir um exemplo real de viga contínua executada em um edifício residencial na cidade de Porto Alegre - RS. A viga em questão é ilustrada na Figura 5.5.

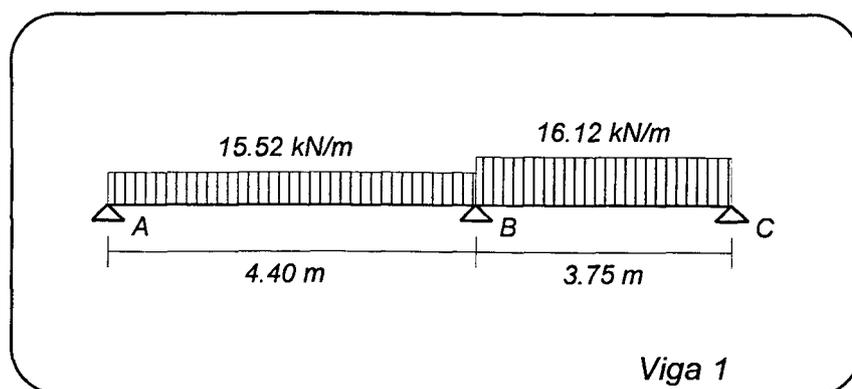


Figura 5.5 - Viga 1 - exemplo.

A viga possui seção constante, o aço utilizado é do tipo CA-50A e o concreto possui  $f_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$ . Através do agente de cálculo de vigas do sistema STRUCT são obtidas as solicitações máximas atuantes na viga, em módulo ( utilizam-se apenas os valores máximos para fins de comparação entre as abordagens clássica e de programação matemática ) :

$$M_{\max} = M_{\text{ponto B}}^- = 33.32 \text{ kN.m}$$

$$Q_{\max} = Q_{\text{ponto B}}^{\text{esq}} = 41.71 \text{ kN}$$

O dimensionamento realizado através do método clássico adotou como parâmetros geométricos os seguintes valores :

$$x_1 = 12 \text{ cm}$$

$$x_2 = 35 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$r' = 3 \text{ cm}$$

Os valores de armaduras resultantes de flexão e cisalhamento são os seguintes :

$$A_s = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_w} = 3.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Substituindo os valores obtidos na função objetivo do modelo de otimização ( eq. 5.22 ) obtém-se o valor do custo total da viga, para  $x_3 = 8.15 \text{ m}$  :

$$Z = 22.89 + 21.76 + 29.04 + 2.38 + 1.78 = 77.83 \text{ U.M.}$$

As diferentes parcelas representam o custo relativo ao concreto, formas, armadura de tração, armadura de compressão e armadura de cisalhamento, respectivamente.

A viga foi submetida ao dimensionamento através do processo de otimização, tomando como ponto inicial para as variáveis geométricas as mesmas dimensões definidas para o caso de dimensionamento através do processo clássico. Os resultados obtidos para as dimensões, armaduras e custo da viga são :

$$x_1 = 10 \text{ cm} \qquad x_2 = 42.07 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.49 \text{ cm}^2 \qquad A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 3.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O custo da viga é dado por :

$$Z = 22.93 + 24.98 + 23.04 + 0 + 1.65 = 72.60 \text{ U.M.}$$

O gráfico a seguir ( vide Figura 5.6 ) ilustra a comparação de custo entre as diferentes parcelas da função objetivo para a viga dimensionada pelos processos clássico e de programação matemática:

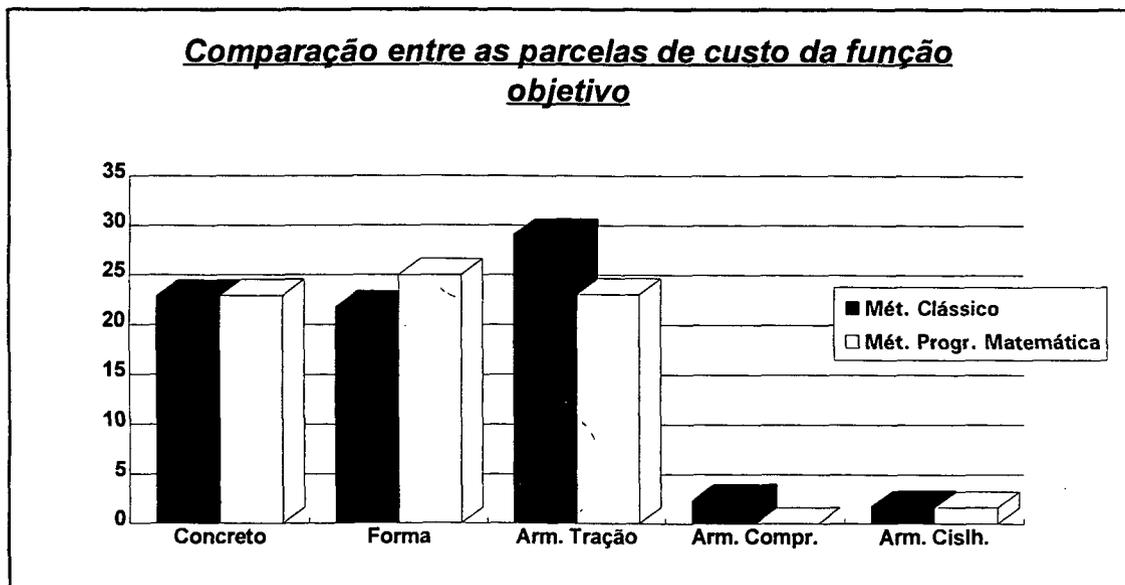


Figura 5.6 - Comparação entre o custo de modelos de dimensionamento - Viga 1.

A diferença de custo obtida na viga é da ordem de 7 %, valor que tomado *per se* não representa grande economia. A fim de estudar a influência do aumento de cargas no custo da viga e a possível economia resultante da aplicação do modelo de otimização a vigas de maior responsabilidade foi efetuado um segundo estudo na viga anterior com suas cargas duplicadas. Os resultados relativos às solicitações máximas são os seguintes :

$$M_{\max} = M_{\text{ponto B}}^- = 66.63 \text{ kN.m}$$

$$Q_{\max} = Q_{\text{ponto B}}^{\text{esq}} = 83.43 \text{ kN}$$

As dimensões propostas para a viga são as seguintes :

$$x_1 = 12 \text{ cm} \qquad x_2 = 40 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm} \qquad r' = 3 \text{ cm}$$

As armaduras resultantes são :

$$A_s = 7.18 \text{ cm}^2 \qquad A_s' = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 6.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O custo final da viga é dado por :

$$Z = 32.42 + 30.25 + 58.73 + 20.45 + 4.28 = 146.13 \text{ U.M.}$$

Com o dimensionamento através de programação matemática, tomando como ponto inicial o mesmo conjunto de valores definidos para o dimensionamento pelo método clássico, obteve-se os seguintes resultados :

$$x_1 = 15.43 \text{ cm} \qquad x_2 = 45 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.82 \text{ cm}^2 \qquad A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 6.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O custo final da viga é dado por :

$$Z = 37.84 + 27.98 + 45.04 + 0 + 3.17 = 114.03 \text{ U.M.}$$

O gráfico a seguir ( vide Figura 5.7 ) ilustra a comparação de custo entre as diversas parcelas da função objetivo para a viga com carga duplicada, segundo os modelos clássico e de programação matemática :

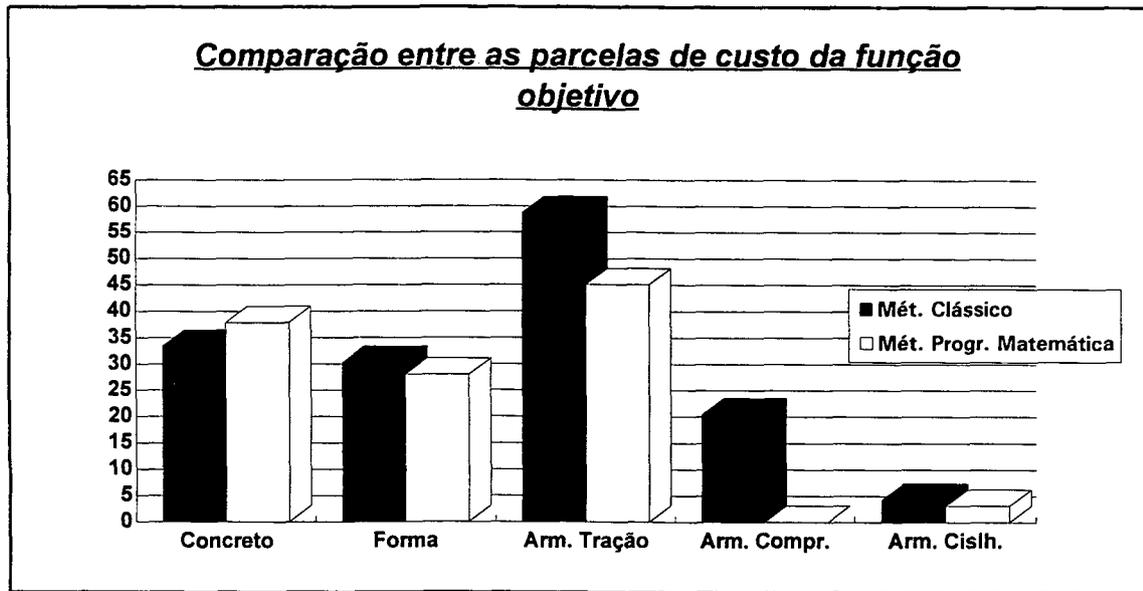


Figura 5.7 - Comparação entre o custo de modelos de dimens. - Viga 1 ( carga duplicada ).

A economia obtida neste caso é de aproximadamente 22%, valor bastante razoável, sugerindo que em vigas com cargas maiores ( ou equivalentemente com maiores vãos ), a redução de custo no dimensionamento através do modelo de programação matemática pode ser bastante vantajosa. É importante salientar que a participação da estrutura no custo de uma edificação típica é da ordem de 15% do custo total, portanto a obtenção de uma economia de até 22% no custo de vigas pode representar aproximadamente 1.65% do custo total da edificação ( assumindo que as vigas respondem por 50% do custo da estrutura ). Este valor talvez não seja significativo em termos percentuais, porém em termos monetários é bastante importante, senão vejamos :

*Exemplo* : prédio com 8000  $m^2$

CUB = 186.49  $US\$/m^2$  ( junho 1993 )

Custo total = US\$ 1491920.00

Economia =  $0.0165 \times 1491920.00 = US\$ 24616.68$

A Tabela 5.2 a seguir resume os valores no dimensionamento da viga para os casos clássico e de programação matemática :

Método	Viga 1		Viga 1 - Carga Duplicada	
	Clássico	Prog. Matem.	Clássico	Prog. Matem.
Ponto Inicial $x_1, x_2$		$x_1 = 12 \quad x_2 = 35$		$x_1 = 12 \quad x_2 = 40$
$x_1$	12.00	10.00	12.00	15.43
$x_2$	35.00	42.07	40.00	45.00
$A_s$	4.40	3.49	7.18	6.82
$A'_s$	0.36	0.00	2.50	0.00
$A_{s,w}$	3.52	3.27	6.85	6.23
Custo Concr.	22.89	22.93	32.42	37.84
Custo Forma	21.76	24.98	30.25	27.98
Custo Tração	29.04	23.04	58.73	45.04
Custo Comp.	2.38	0.00	20.45	0.00
Custo Cisalh.	1.76	1.65	4.28	3.17
Custo Total	77.83	72.60	146.13	114.03

Tabela 5.2 - Tabela de comparação de custo entre os diferentes modelos de dimensionamento.

A fim de confirmar a hipótese de que são obtidas estruturas mais econômicas através do processo de programação matemática com vigas de maior responsabilidade, foi efetuado um terceiro estudo em uma viga real com grande vão e carga, apresentada na Figura 5.8 :

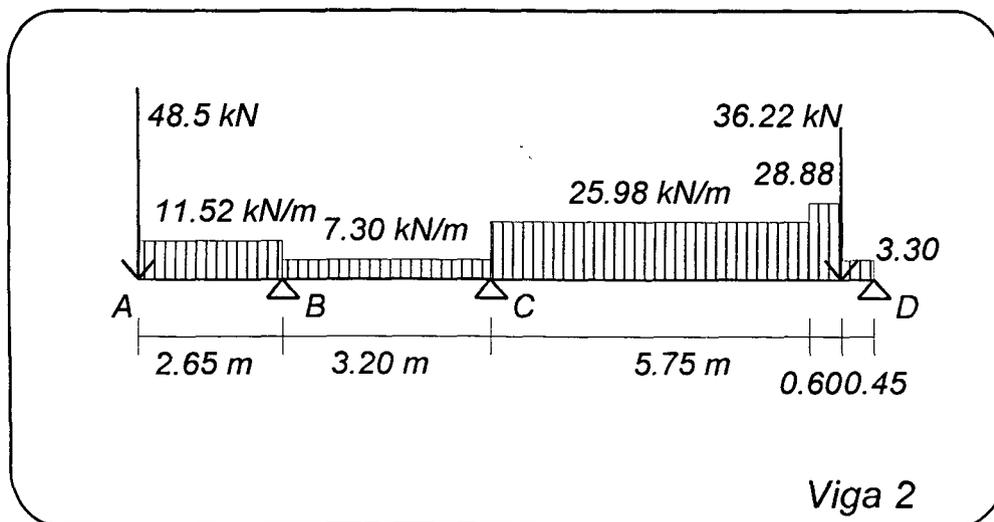


Figura 5.8 - Viga 2 - exemplo.

A viga possui os mesmos materiais da Viga 1; as solicitações máximas obtidas através do agente de cálculo de vigas do sistema STRUCT são :

$$M_{\max} = M_{\text{ponto B}}^- = 168.97 \text{ kN.m}$$

$$Q_{\max} = Q_{\text{ponto B}}^{\text{dir}} = 102.83 \text{ kN}$$

A viga foi executada com as seguintes dimensões :

$$x_1 = 22 \text{ cm} \quad x_2 = 45 \text{ cm}$$

$$r = 3 \text{ cm} \quad r' = 3 \text{ cm}$$

As armaduras resultantes são :

$$A_s = 15.84 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 6.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 6.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O custo final da viga é dado por :

$$Z = 83.76 + 46.13 + 162.28 + 62.60 + 4.95 = 359.72 \text{ U.M.}$$

Tomando como ponto inicial as mesmas dimensões da viga dimensionada pelo processo clássico ( exceto  $x_2 = 46 \text{ cm}$  e alteração no limite de  $x_2$  para  $60 \text{ cm}$  ), os resultados da viga otimizada são :

$$x_1 = 21.24 \text{ cm} \quad x_2 = 60 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.75 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{sw} = 5.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O custo da viga é dado por :

$$Z = 107.83 + 58.17 + 130.64 + 0 + 4.07 = 300.71 \text{ U.M.}$$

A economia obtida é de 16.4% confirmando, portanto, a hipótese inicial. Desta forma, utilizando programação matemática, estruturas com menor número de vigas podem ser projetadas (pois se admite maiores vãos com maiores cargas, sem aumento de custo), reduzindo o custo geral da edificação. O gráfico a seguir ( vide Figura 5.9 ) ilustra a comparação de custo entre as diversas parcelas da função objetivo para a Viga 2, segundo os modelos clássico e de programação matemática :

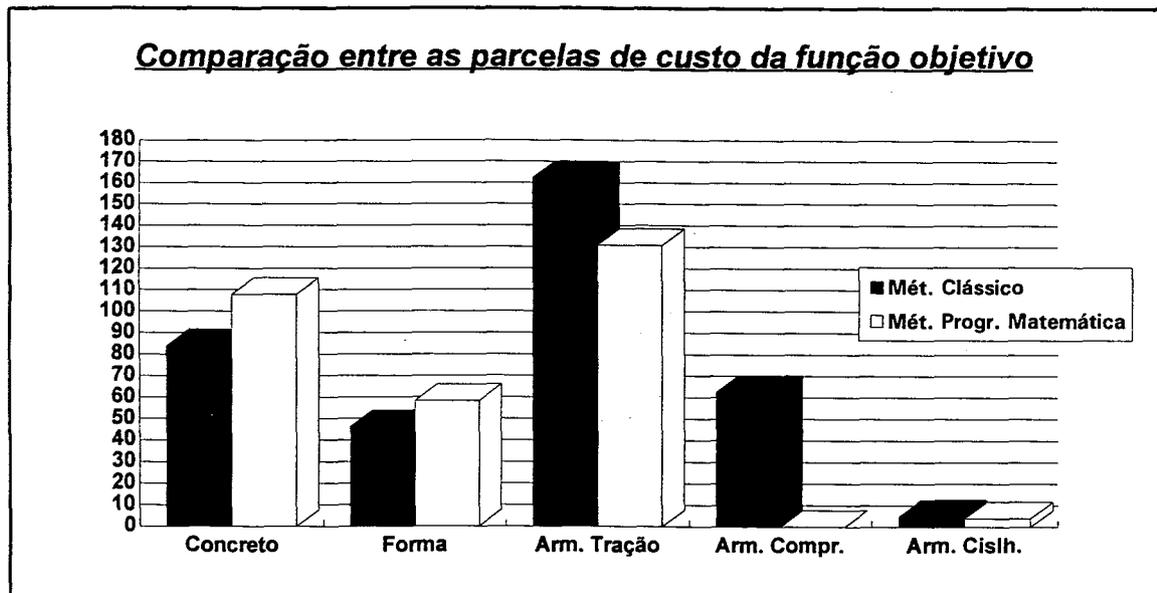


Figura 5.9 - Comparação entre o custo de modelos de dimensionamento - Viga 2.

### 5.3.5. Modelos Alternativos

Nesta seção são apresentadas duas alternativas ao modelo de programação matemática de dimensionamento de vigas, uma alternativa refere-se ao problema do ponto inicial em modelos de programação não linear e a outra apresenta um modelo alternativo para dimensionamento de vigas contínuas.

#### *Ponto Inicial e Convergência*

Em geral os problemas de otimização estrutural apresentam uma região viável bastante reduzida [KIR91]. Sob esta condição torna-se bastante difícil encontrar um ponto inicial satisfatório, ou seja, um ponto que possibilite a resolução do problema. É importante notar que ainda não se pretende que este ponto leve ao ponto de ótimo do problema, porém que o ponto inicial possa pelo menos encontrar uma solução viável. Este é o caso do modelo apresentado anteriormente: existe uma dificuldade inicial em encontrar um ponto inicial razoavelmente satisfatório, sem o que normalmente são obtidas soluções inviáveis (no sistema GAMS).

Com o propósito de simplificar a obtenção de um ponto inicial que leve a uma solução viável, Kirsch [KIR91] propõe três métodos para identificar pontos iniciais viáveis. Será apresentado a seguir apenas o método aplicado no problema de dimensionamento visto neste capítulo, o qual apresentou bons resultados em testes com o modelo de vigas. Seja o problema de programação matemática :

$$\min \quad Z = f(C, X) \quad (5.58)$$

$$\text{s.a.} \quad g_j(C, X) \leq 0 \quad \text{para todo } j = 1, \dots, J \quad (5.59)$$

$$X, C \in \mathfrak{R}^n \quad (5.60)$$

onde :  $Z$  - valor da função objetivo.  
 $f(C, X)$  - função objetivo.  
 $g_j(C, X)$  - restrição.  
 $C$  - conjunto de parâmetros pré-definidos.  
 $X$  - conjunto de variáveis de projeto.  
 $j$  - número de restrições.

A obtenção de um ponto inicial que leve a uma solução viável é feita com a resolução de um sub-problema de programação matemática :

$$\min \quad ks = \frac{1}{\rho} \ln \left[ \sum_{j=1}^J \exp(\rho \times g_j) \right] \quad (5.61)$$

onde :  $\rho$  - parâmetro controlado pelo usuário. Quanto maior o parâmetro  $\rho$  , mais próxima a função  $ks$  está do "envelope" de restrições.

A função  $ks$  aproxima a restrição máxima ( de maior valor ) com um "envelope" conservativo igual a :

$$\max(g_j) \leq ks(g_j) \leq \max(g_j) + \frac{1}{\rho} \ln(J) \quad (5.62)$$

Recomenda-se a escolha do parâmetro  $\rho$  pela seguinte expressão :

$$\rho = \frac{\ln(J)}{\varepsilon} \quad (5.63)$$

onde :  $\varepsilon$  - tolerância de restrição, ou seja, o valor para o qual a restrição é considerada ativa -  $|g| \leq \varepsilon$  .

*Modelo Alternativo de Dimensionamento*

Nos casos em que é necessário o dimensionamento de vigas contínuas com armaduras distintas em cada apoio e vão, sugere-se a seguinte modificação no modelo de dimensionamento de vigas :

$$\min \quad Z = \sum_{i=1}^I f_i(\mathbf{C}, \mathbf{X}) \quad (5.58)$$

$$\text{s.a.} \quad g_{ij}(\mathbf{C}, \mathbf{X}) \leq 0 \quad \text{para todo } i = 1, \dots, I; j = 1, \dots, J \quad (5.59)$$

$$x_1^j = x_1^{j+1} \quad \text{para todo } i \text{ que se desejar a mesma seção} \quad (5.60)$$

$$x_2^j = x_2^{j+1} \quad \text{para todo } i \text{ que se desejar a mesma seção} \quad (5.61)$$

$$\mathbf{X}, \mathbf{C} \in \mathcal{R}^n \quad (5.62)$$

onde :  $Z$  - valor da função objetivo.

$f_i(\mathbf{C}, \mathbf{X})$  - função objetivo na posição de momento máximo  $i$ .

$g_{ij}(\mathbf{C}, \mathbf{X})$  - restrição  $j$  no ponto de momento máximo  $i$ .

$\mathbf{C}$  - conjunto de parâmetros pré-definidos.

$\mathbf{X}$  - conjunto de variáveis de projeto.

$i$  - posição de momento máximo. Exemplo : em uma viga com três apoios e simplesmente apoiada existem três posições de momento máximo : uma para cada vão e uma para o apoio central.

$j$  - número de restrições.

## 6. CONCLUSÃO

### 6.1. Conclusões Gerais

*Em relação ao ambiente CADD de projeto implementado :*

A primeira conclusão é que a utilização de uma mesma interface gráfica ao longo de todo processo de projetar: projeto conceitual, análise estrutural, projeto detalhado, avaliação e documentação (vide item 2.3.2) reduz a possibilidade de erros não forçados ( erros na utilização do computador ) por parte do engenheiro estrutural, pois a entrada e manipulação de dados é praticamente toda realizada de forma gráfica e interativa. Com isto a confiabilidade de projetos realizados em ambientes computacionais como o implementado é maior, fator fundamental neste tipo de atividade produtiva.

Como segunda conclusão pode-se citar a redução de erros reais de projeto, pois o engenheiro estrutural tem a sua disposição todas informações necessárias em cada etapa de projeto, de forma gráfica através da visualização do projeto em si, ou de forma textual em uma janela na tela, através de informações sobre os valores relevantes de um dado elemento estrutural.

A terceira conclusão refere-se à redução de custo obtido na elaboração do projeto em si, pois todo o processo pode ser executado por apenas uma pessoa: o engenheiro estrutural, sendo eliminados do processo desenhistas e copistas. Além disto, são eliminados também os erros devidos a falhas na comunicação entre estes profissionais, normalmente bastante frequentes.

A quarta conclusão diz respeito à integração de sistemas: com a definição de uma interface unificada para os diferentes sistemas utilizados na área de projeto, torna-se mais simples o gerenciamento da implementação dos sistemas existentes e de eventuais novas implementações, assim como atualizações no sistema como um todo.

A última conclusão refere-se ao rumo dos sistemas CADD de projeto: embora o sistema STRUCT possibilite a execução de um projeto estrutural de forma aderente às fases de projeto de forma integrada e com grande facilidade para gerenciamento de dados e visualização gráfica, um fator importante não está presente: a experiência do engenheiro estrutural. Este aspecto só é possível

com a integração aos sistemas CADD de técnicas de sistemas baseados em conhecimento e deve ser a direção a ser seguida para novos desenvolvimentos na área.

*Em relação à utilização de técnicas de programação matemática para dimensionamento de estruturas :*

Conforme já visto no item 5.2.4, conclui-se que a utilização de programação matemática para o dimensionamento de estruturas de concreto armado é efetivamente vantajosa, podendo alcançar economia de porte considerável, sem afetar o desempenho da estrutura. Espera-se que a inclusão do agente de dimensionamento ótimo de elementos estruturais no sistema STRUCT permita uma maior divulgação da utilização da programação matemática como uma ferramenta eficaz no dimensionamento de estruturas de concreto armado.

## **6.2. Sugestões para Desenvolvimento Futuro**

*Em relação ao sistema STRUCT :*

Em uma primeira fase sugere-se a implementação de agentes para o cálculo, dimensionamento e detalhamento de pilares de concreto armado, bem como de detalhamento de vigas.

Em uma segunda fase a implementação de representação baseada em conhecimento é de grande importância, bem como de métodos para realização de inferências sobre o conhecimento. Alternativamente poderia ser elaborado um agente responsável pela integração do sistema STRUCT a uma "shell" para sistemas baseados em conhecimento e nesta "shell" ser executada a implementação da representação baseada em conhecimento.

Em uma terceira fase sugere-se a implementação de um agente de integração com um pacote profissional para orçamentação de estruturas de concreto armado.

A longo prazo sugere-se a gradativa implementação de agentes para análise estrutural de pórticos, treliças, grelhas, etc.

*Em relação aos modelos de otimização de elementos estruturais :*

Em uma primeira fase sugere-se a implementação e análise comparativa dos modelos alternativos de otimização apresentados no item 5.3.5.

Em uma segunda fase sugere-se o estudo da utilização de algoritmos genéticos para dimensionamento de elementos estruturais [JEN92][RAJ92] e, caso o estudo seja positivo, a implementação de um agente que utilize esta técnica para obtenção de um ponto inicial para o agente de otimização já implementado no sistema STRUCT.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [ADE91] - Adeli, H. ; Hawkins, D.W. ; A hierarchical expert system for design of floors in high-rise buildings, *Computers and Structures*, vol. 41(4), pg. 773-788, 1991.
- [ARB87] - Arbab, F. ; A Paradigm for Intelligent CAD; *Intelligent CAD Systems*, Springer-Verlag, 1987.
- [BAY80] - Baybars, I ; Eastman, C.M. ; Enumerating architectural arrangements by generating their underlying graphs ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 7, pg. 289-310, 1981.
- [BAY82] - Baybars, I ; The generation of floor plans with circulation spaces ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 9, pg. 445-456, 1982.
- [BAZ79] - Bazaraa, M.S. ; Shetty, C.M. ; *Nonlinear Programming - Theory and Algorithms* ; Ed. John Wiley and Sons, 1979.
- [BER89] - Bernus, P. ; Létray, Z. ; Intelligent Systems Interconnection: What Should Come After Open Systems Interconnection ? *Intelligent CAD Systems*, Springer-Verlag, 1987.
- [BRO86] - Bobrow, D.G. ; Mittal, S. ; Stefik, M.J. ; Expert Systems : perils and promises ; *Communications of the ACM*, vol. 32, pg. 198-318, 1986.
- [BRO89] - Brown, D.C. ; Chandrasekan, B. ; *Design Problem Solving* ; Pitman, London, 1989.
- [CEB78] - Comité Euro-International du Béton ; *Bulletin d'Information 124/125* ; Paris, 1978.
- [CHR75] - Christofides, N. ; *Graph Theory - An algorithmic approach* ; Academic Press, London, 1975.
- [COY85a] - Coyne, R.D. ; Gero, J.S. ; Design knowledge and sequential plans ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 17, pg. 419-442, 1985.
- [COY85b] - Coyne, R.D. ; Gero, J.S. ; Design knowledge and context ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 17, pg. 401-418, 1985.
- [CUL88] - Cullen, J. ; Bryman, A. ; The knowledge acquisition bottleneck: time for reassessment? , *Expert Systems*, vol. 5, pg. 216-225, 1988.
- [DYM92] - Dym, C.L. ; Representation and problem-solving: the foundations of engineering design ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 19, pg. 97-105, 1992.
- [FLE90] - Flemming, U. ; Knowledge representation and acquisition in the LOOS system, *Building and Environment*, vol. 25(3), pg. 209-219, 1990.

- [FRA90] - Franarin Orçamentos e Custos ; Listagem Básica Discriminada - Composições de Custos para a Construção; Ed. Franarin, Janeiro, 1993.
- [GAM88] - Brooke, A. ; Kendrick, D. ; Meeraus, A. ; *GAMS : A user's guide* ; Ed. The Scientific Press, 1988.
- [GAR90] - Garrett Jr., J.H. ; Application of Knowledge-Based System Techniques to Standards Representation and Usage ; *Building and Environment*, vol. 25(3), pg. 241-251, 1990.
- [GEW65] - Gere, J.M. ; Weaver Jr., W. ; *Analisis of Framed Structures* ; Van Nostrand Reinhold, New York, 1965.
- [GOB79] - Gobetti, L.W.G. ; Projeto e Detalhamento das Armaduras de Vigas em Concreto Armado segundo a NBR-6118; *Caderno Técnico 5 - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil*, Univers. Federal do Rio Grande do Sul, 1979.
- [GOB85] - Gobetti, L.W.G. ; Pilares de Concreto Armado / *Apostila* ; Departamento de Engenharia Civil, Univers. Federal do Rio Grande do Sul, 1986.
- [GOB86] - Gobetti, Leda C. ; Lajes Maciças de Concreto Armado ; *Cadernos de Engenharia* - Univers. Federal do Rio Grande do Sul, 1986.
- [JEN92] - Jenkins, W.M. ; Plane Frame Optimum Design Environment Based on Genetic Algorithm ; *Journal of Structural Engineering*, vol.118, no. 11, pg. 3103-3112, 1992.
- [KAN91] - Kanagasundaram, S. ; Karihaloo, B.L. ; Minimum-cost Reinforced Concrete Beams and Columns ; *Computers and Structures*, vol. 41, no. 3, pg. 509-518, 1991.
- [KIR91] - Kirsch, U. ; Feasibility and Optimality in Structural Design ; *Computers and Structures*, vol. 41, no. 6, pg. 1349-1356, 1991.
- [LEO82] - Leonhardt, F. ; Mönnig, E. ; *Construções de Concreto vol. 1 : Princípios Básicos de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*, Ed. Interciência, 1982.
- [MIT86] - Mittal, S. ; Dym, C.L. ; Morjaria, M. ; PRIDE: an expert system for the design of paper handling systems, *Computer*, vol. 19(7), pg. 102-114, 1986.
- [MON73] - Montoya, P.J. ; Meseguer, A.G. ; Cabré, F.M. ; *Hormigón Armado - Tomos I-II* ; Ed. Gustavo Gili, Barcelona, 1973.
- [MUS80] - Murtagh, B.A. ; Saunders, M.A. ; *MINOS / augmented TR SOL 80-9* ; Dept. Operations Research ; Stanford University ; Stanford, 1980.
- [NBR61] - Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - NBR-6118*, 1982.
- [NBR62] - Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações - NBR-6120*, 1980.

- [PIR84] - Pires, A.C.X. ; Cálculo de seções transversais retangulares e T sob solicitações normais, no estado limite último ; *Cadernos de Engenharia* - Univers. Federal do Rio Grande do Sul, 1984.
- [PRO76] - Promon Engenharia ; *Tabelas para dimensionamento de concreto armado, segundo a NB - 1 /76* ; Ed. McGraw-Hill, São Paulo, 1976.
- [RAJ92] - Rajeev, S. ; Krishnamoorthy, C.S. ; Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms ; *Journal of Structural Engineering*, vol.118, no. 5, pg. 1233-1250, 1992.
- [RON90] - Ronsenman, M.A. ; Application of expert systems to building design analysis and evaluation, *Building and Environment*, vol. 25(3), pg. 221-233, 1990.
- [ROS91] - Rosyid, D.M. ; Caldwell, J.B. ; Design Approach and Dimensional Similarity in Layout Optimization of Structural Systems ; *Computers and Structures*, vol. 40, no. 5, pg. 1125-1137, 1991.
- [ROZ76] - Rozvany, G.I.N. ; *Optimal Design of Flexural Systems - Beams, Grillages, Slabs, Plates and Shells*, Ed. Pergamon Press, 1976.
- [SAN84] - Santos, M.I.G.; Análise Matricial de Estruturas pelo Método de Rigidez; *Caderno Técnico 66* - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Univers. Federal do Rio Grande do Sul, 1984.
- [SIM73] - Simon, H.A. ; The Structure of ill-defined problems ; *Artificial Intelligence*, vol. 4, pg. 181-200, 1973.
- [SMI89] - Smithers, T. ; AI-based design versus geometry based design or Why design cannot be supported by geometry alone. *Building and Environment*, pg.141, April 1989.
- [STA81] - Stange, P. ; *Die Anwendung einer Mathematischen Optimierungsmethode auf die Dimensionierung einer Kassette aus Stahlbeton* ; Technische Hochschule Darmstadt ; Tese de Doutorado, 1981.
- [STO89] - Stonebraker, M. ; Future trends in database systems; *IEEE Transactions on Knowledge and Data Engineering*, vol. 1, no. 1, pg. 33-44, 1989.
- [STY90] - Stiny, G. ; What is a design ? ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 17, pg. 97-103, 1990.
- [SUS84] - Sússekind, J.C. ; *Curso de Análise Estrutural - Deformações em Estruturas / Método das Forças*; Ed. Globo, 1984.
- [VAN85] - Vanier, D.J. ; Benchmark Procedure to Evaluate Computer-Aided Design and Drafting Systems for Building Industry Applications; *National Research Council - Canada* - BPN 58, 1985.
- [WAT86] - Waterman, D.A. ; *A Guide to Expert Systems*, Addison-Wesley, 1986.

- [WRI92] - Wright, A.J. ; Lockley, S.R. ; Wiltshire, T.J.; Sharing Data Between Application Programs in Building Design: Product Models and Object-Oriented Programming; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 163-171, 1992.
- [YOO92] - Yoon, K.B. ; Coyne, R.D. ; Reasoning about spatial constraints, *Environment and Planning B : Planning and Design*, vol. 19, pg. 243-466, 1992.

## 8. BIBLIOGRAFIA

- [AUG92] - Augenbroe, G. ; Integrated Building Performance Evaluation in the Early Design Stages ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 1149-161, April 1992.
- [AUT90] - Autodesk Inc. ; *AutoLISP Programmer's Reference*, 1990.
- [AUT90a] - Autodesk Inc. ; *AutoCAD Development System : Programmer's Reference*, 1990.
- [AUT90b] - Autodesk Inc. ; *AutoCAD Reference Manual*, 1990.
- [AUT90c] - Autodesk Inc. ; *AutoCAD Advanced Modeling Extension Reference Manual*, 1990.
- [BAN91] - Bañares-Alcántara, R. ; Representing the engineering design process: two hypothesis, *Computer Aided Design*, vol. 23, no. 9, pg. 595, November 1992.
- [BAR92] - Barbry, S.A. ; Cripps, R.J. ; Executive-centred system design for CAD applications, *Computer Aided Design*, vol. 24, no. 5, pg. 235, May 1992.
- [BER91] - Berry, J.T. ; *Programando em C++*, Ed. Makron Books, 1991.
- [BER91] - Berry, K.J. ; An Efficient C-Based Wavefront Solver for PC Finite Element Applications, *Computers and Structures*, vol. 39, nos. 3/4, pg. 303-315, 1991.
- [BJO92] - Björk, B. ; A unified Approach for Modelling Construction Information ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 173-194, April 1992.
- [BUC81] - Buchanan, J.T. ; Generalized Allocation problem in Building Design-Part 1 : Formulation ; *Building and Environment*, pg. 185, July 1981.
- [CAL78] - Calogero, V. ; Barth, K. and Athanassoulis, G. ; Storing and Retrieving Locational Data ; *Building and Environment*, pg. 249, July 1978.
- [CAO90] - Cao, K. ; He, Z. ; Pan, Y. ; Automated design of housefloor layout with distributed planning ; *Building and Environment*, pg. 213, May 1990.
- [CAR90] - Carrara, G. ; Novembri, G. ; Knowledge Assistants in the Process of Architectural Design, *Building and Environment*, vol. 25, no. 3, pg. 199-207, 1990.
- [CEB70] - CEB-70, Recomendações do Comitê Europeu de Concreto, Ed. Hospital de Clínicas, Porto Alegre, 1974.
- [CHA72] - Charret, D.E. ; Rozvani, G.I.N. ; On Minimal Reinforcement in Concrete Slabs ; *Archives of Mechanics*, vol. 24 , no. 1, pg. 89 -104, January 1972.
- [CHA91] - Chandansing, R.A. ; Sliedrecht, H. ; De Bruijn, W.A. ; Vos, Ch. J. ; Computer Assisted Structural Concrete Education, , *Computers and Structures*, vol. 40, no. 5, pg. 1213-1221, 1991.

- [DEC78] - Dechtyarenko, V. ; Principles of Complex Analysis and Decision Making ; *Building and Environment*, pg. 137, September 1978.
- [EAS92] - Eastman, C. M. ; A Data Model Analisis of Modularity and Extensibility in Building Databases ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 135-148, April 1992.
- [EVA90] - Evans, P.M. ; Rule-Based Applications for Checking Standards Compliance of Structural Members, *Building and Environment*, vol. 25, no. 3, pg. 235-240, 1990.
- [EZZ91] - Ezzel, B. ; *Programação em Turbo C++: uma Abordagem Orientada por Objeto*, Ed. Ciência Moderna, 1991,
- [FAW86] - Fawcett, William W. ; Design Knowledge in Architectural CAD ; *Building and Environment*, pg. 86, March 1986.
- [FAZ89] - Fazio, P. ; Bedard, C. and Gowri, K. ; Knowledge based system approach to building envelope design ; *Building and Environment*, pg. 519, October 1989.
- [FEN90] - Fenves, S.J. ; Flemming, U. ; Hendrikson, C. ; Maher, M.L. and Schmitt, G. ; Integrated software environment for building design and construction ; *Building and Environment*, pg. 27, January/February 1990.
- [FLE89] - Flemming, U. ; More on the representation and generation of loosely packed arrangements of rectangles, *Environment and Planning B: Planning and Design*, vol. 16, pg. 327-359, 1989.
- [FRU91] - Fruchter, R. ; Gluck, J. ; Adaptative Connections of Multitype Structural descriptors in a TLS for Structural Design, , *Computers and Structures*, vol. 40, no. 1, pg. 83-91, 1991.
- [FRU91a] - Fruchter, R. ; Gluck, J. ; A Model for Parallel Training and Learning in Dynamic Structural Response Analysis, , *Computers and Structures*, vol. 40, no. 1, pg. 93-100, 1991.
- [GAL73] - Gallagher, R.M. ; Zienkiewicz, D.C. ; *Optimal Structural Design : Theory and Applications*, Ed. Wiley and Sons, London, 1973.
- [GAL92] - Galle, P. ; Kovács, L.B. ; The logic of worms: a study in architectural knowledge representation, *Environment and Planning B: Planning and Design*, vol. 19, pg. 5-31, 1992.
- [GAR92] - De La Garza, J.M. ; Oralkan, G.A. ; An Object Space Framework for Design/Construction Integration ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 243-255, April 1992.
- [GER90] - Gero , J.S. ; Bibliography of Books on Artificial Intelligence with Particular Reference to Expert Systems and Knowledge Engineering, *Building and Environment*, vol. 25, no. 3, pg. 279-283, 1990.

- [GUT90] - Gutkowski, W. ; Bauer, J. ; Zdzislaw, I. ; Explicit Formulation of Kuhn-Tucker Necessary Conditions in Structural Optimization, *Computers and Structures*, vol. 37, no. 5, pg. 753-758, 1990.
- [HAK90] - Ha, K.H. ; C Language for Finite Element Programming, *Computers and Structures*, vol. 37, no. 5, pg. 873-880, 1990.
- [HAU69] - Haug, E.J. ; *Optimal design of Structural Elements*, Lecture Notes, Dept. Mech. Hydr., Univ. Iowa, 1969.
- [HEM73] - Hemp, W.S. ; *Optimum Structures*, Ed. Clarendon Press, 1973.
- [INT72] - International Symposium on computers in optimization of structural design ; Swansea , UK ; *Building and Environment*, pg. 138, January 1972.
- [KAL68] - Kalisky, S. ; On the Optimum Design for Reinforced Concrete Structures, *Acta Techn. Scient. Hung.*, vol.6, no. 3-4, pg. 257-264, 1968.
- [LAK92] - Lakmazaheri, S. ; Rasdorf, W.J. ; An Artifact Modeling Approach for Developing Integrated Engineering Systems ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 209-220, April 1992.
- [LEO82a] - Leonhardt, F. ; Mönning, E. ; *Construções de Concreto vols. 2-5*, Ed. Interciência, 1982.
- [LUE69] - Luenberger, D.G. ; *Optimization by Vector Space Methods*, Ed. Wiley and Sons, New York, 1969.
- [MAS74] - Masur, E.F. ; Optimal Structural Design of a Discrete Set of Available Structural Members ; *J. Comp. Meth. Appl. Mech. Engng.*, vol. 3, no. 3, pg. 195-207, 1974.
- [MCN71] - McNeill, W.A. ; Structural Weight Minimization using Necessary and Sufficient conditions ; *J. Optimization Theory Appl.*, vol. 8, no. 6, pg. 454-466, 1971.
- [MIL91] - Miles, J.C. ; Moore, C.J. ; An Expert System for the Conceptual Design of Bridges , *Computers and Structures*, vol. 40, no. 1, pg. 101-105, 1991.
- [MIL91] - Miller, G.R. ; An Objected-Oriented Approach to Structural Analysis and Design , *Computers and Structures*, vol. 40, no. 1, pg. 75-82, 1991.
- [MOH90] - Mohandas, S.U. ; Phelps, T.A. ; Ragsdell, K.M. ; Structural Optimization using a Fuzzy Goal Programming Approach , *Computers and Structures*, vol. 37, no. 1, pg. 1-8, 1990.
- [MON90] - Montreuil, B. ; Requirements for representation of domain knowledge in intelligent environments for layout design; *Building and Environment*, pg. 97, March 1990.
- [MOR66] - Morley, C.T. ; The Minimum Reinforcement of Concrete Slabs ; *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 8, no. 4, pg. 305-320, 1966.

- [MYE92] - Myers, L. ; Snyder, J. ; Chirica, L. ; Database Usage in a Knowledgebase Environment for Building Design ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 231-241, April 1992.
- [NAK90] - Nakib, R. ; Frangopol, D.M. ; Reliability-Based Structural Optimization Using Interactive Graphics, , *Computers and Structures*, vol. 37, no. 1, pg. 27-34, 1990.
- [NBR71] - Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Execução de Desenhos para Obras de Concreto Simples ou Armado* - NBR-7191, 1982.
- [ORS91] - Orsborn, K. ; Using Knowledge-Based Techniques in Systems for Structural Design, , *Computers and Structures*, vol. 40, no. 5, pg. 1203-1211, 1991.
- [PRA70] - Prager, W. ; Survey Paper - Optimization of Structural Design ; *J. Optim. Theory Appl.*, vol. 6, no. 1, pg. 1-21, 1970.
- [RAO92] - Rao, S.S. ; Sundaraju, K. ; Prakash, B.G. ; Balakrishna, C. ; Multiobjective Fuzzy Optimization Techniques for Engineering Design, , *Computers and Structures*, vol. 42, no. 1, pg. 37-44, 1992.
- [RON86] - Rosenman, M.A. ; Gero, J.S. ; Hutchinson, P.S. and Oxman, R. ; Expert Systems applications in CAD ; *Building and Environment*, pg. 546, December 1986.
- [ROT88] - Roth, J. ; Hashimshony, R. ; Algorithms in Graph Theory and their use for solving problems in Architectural Design ; *Building and Environment*, pg. 373, September 1988.
- [ROZ70] - Rozvani, G.I.N. ; Concave Programming in Structural Optimization ; *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 12, no. 2, pg. 131-142, 1970.
- [ROZ71] - Rozvani, G.I.N. ; Concave Programming and Piece-wise Linear Programming ; *Int. J. Num. Methods in Eng.*, vol. 3, no. 1, pg. 131-144, 1971.
- [ROZ72] - Rozvani, G.I.N. ; Adidam, S.R. ; Structural Optimization with Piece-wise Concave Functionals ; *Int. J. Solids Struct.*, vol. 8, no. 5, pg. 409-418, 1972.
- [ROZ73] - Rozvani, G.I.N. ; Practical Aspects of the Optimization of Reinforced Structures ; *Proc. Conf. on Concr. Research and Development*, pg. 76-83, Sydney 1973.
- [SAN92] - Sanvido, V.E. ; Linking Levels of Abstraction of Building Design ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 195-208, April 1992.
- [SCH88] - Schildt, H. ; *Turbo C: guia do usuário*, Ed. McGraw-Hill, 1988.
- [SHA67] - Sharpe, R. ; Clyde, D.H. ; Rational Design of Reinforced Concrete Slabs ; *Civ. Eng. Trans. Inst. Engrs. Aust.*, vol. CE9, no. 2, pg. 209-216, 1967.
- [SIG62] - Sigalov, E. ; Strongin, S. ; *Reinforced Concrete*, Ed. Foreign Languages Publishing House, Moscow, 1962.
- [SMI91] - Smith, J. ; Gessner, R. ; *Explorando AutoCAD*, Ed. Campus, 1991.

- [SPE91] - Spengemann, F. ; Thierauf, G. ; Optimization of Large Scale Structures: Optimality Criteria and Domain Decomposition, , *Computers and Structures*, vol. 41, no. 3, pg. 495-499, 1991.
- [THO72] - Thompson, J.M.T. ; Supple, W.J. ; Erosion of the Optimum Design by Compound Branching Phenomena ; *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 21, no. 3, pg. 135-144, May 1972.
- [THO72a] - Thompson, J.M.T. ; Optimization as a Generator of Structural Instability ; *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 14, no. 9, pg. 627-630, September 1972.
- [TOM71] - Tomlinson, M.J. ; *Diseño e Construcción de Cimientos*, Ed. Urmo, Bilbao, 1971.
- [TUR92] - Turner, J.A. ; Conceptual Modeling applied to Computer Aided Architectural Design ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 125-133, April 1992.
- [VOR92] - Vorniakos, G.C. ; Knowledge-based interpretation of CAD-drawing annotation for mechanical engineering components ; *Computer Aided Design*, vol. 24, no. 10, pg. 547, October 1992.
- [WAG86] - Wagner, H.M. ; *Pesquisa Operacional*, Ed. Prentice-Hall, 1986.
- [WRI92] - Wright, A.J. *et al* ; Sharing Data Between Application Programs in Building Design: Product Models and Object-Oriented Programming ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 163-171, April 1992.
- [YIC90] - Yeh, Yi-Cherng ; Hsu, Deh-Shiu ; Structural Optimization with Fuzzy Parameters, , *Computers and Structures*, vol. 37, no. 6, pg. 917-924, 1990.
- [ZAM92] - Zamanian, M.K. ; Fenves, S.J. ; Gursoz, E.L. ; Representing Spatial Abstractions of Constructed Facilities ; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 221-230, April 1992.

## APÊNDICE 1 - FUNCÇÕES DO SISTEMA STRUCT

As seguintes funções estão disponíveis no sistema STRUCT :

*Arquivo General.lsp*

Nome da função	Objetivo
rect()	desenha um retangulo e monta listas dos grupos 1 e 2
push_ent_db(db ent)	coloca entidade no db, ent=lista
push_gr_ent(ent grupo)	coloca grupo na entidade em ordem, grupo=lista
get_ent_db(db handler)	pega uma entidade de db dado seu handler
get_gr_ent(ent grupo)	pega um grupo de uma entidade
get_el_db(elem grupo db)	retira um elemento em um banco de dados
delete_gr_ent(ent grupo)	apaga um grupo em uma entidade
change(new db)	muda entidade em um banco de dados
delete_db(db handler)	apaga entidade em um banco de dados
open_file(nome_arq modo)	abre arquivo
close_file(nome_arq modo)	fecha arquivo
select( db / nome hand_texto handler )	seleciona uma entidade de um banco de dados atraves do seu nome
delete_ent( / ent nome_texto hand_texto handler dummy)	apaga entidade
undo()	restaura o ultimo objeto apagado no banco de dados
util_exit()	prepara saida do menu util
write_db(nome_arq / lista)	escreve dados do projeto em nome_arq
dtr(graus)	transforma graus em radianos
tan(graus)	calcula a tangente de um angulo
limpa_janela(window_orig window_clear pt1 pt2)	limpa o conteudo de uma janela retorna a janela anterior
out_text( ponto_ins estilo rotacao texto camada janela / old_window )	mostra um texto em qualquer camada de uma janela de acordo com estilo e retorna a janela e camada original
biggest( lista )	calcula o maior valor de uma lista em modulo

Tabela A1.1 - Lista de funções do arquivo general.lsp

*Arquivo Laje.lsp*

Nome da função	Objetivo
lanca_laje	lanca uma laje montando as estruturas de dados dos grupos 1,2,3,4
calc_solicit_laje(ent_name)	calcula as solicitacoes de uma laje, primeiro define o modelo atualiza a entidade e o banco de dados
calc_armadura_laje( ent_name / ent h d mx mx1 my my1 grupo8 dummy )	calcula armaduras de uma laje
detalha_laje( ent_name / ent handler grupo20 ponto1 ponto2)	executa detalhamento de uma laje macica de concreto armado e atualiza o banco de dados
seleciona_laje()	seleciona uma laje para calculo de solicitacoes ou armaduras

Tabela A1.2 - Lista de funções do arquivo laje.lsp

*Arquivo Concrete.lsp*

Nome da função	Objetivo
momento_fletor(momento b h d d1 / as as1 md md_lim ksi_lim x_lim y e2 eyd t2)	calcula armadura necessaria para uma secao retangular
esforco_cortante()	calcula armadura necessaria para resistir ao esforco cortante de uma secao retangular
entra_resist_concreto()	entra o valor da resistencia do concreto no menu superior e atualiza fcd

Tabela A1.3 - Lista de funções do arquivo concrete.lsp

*Arquivo Viga.lsp*

Nome da função	Objetivo
lanca_viga()	lanca uma viga montando as estruturas de dados dos grupos 1,2,3,4
calc_solicit_viga(ent_name)	calcula as solicitacoes de uma viga atualiza a entidade e o banco de dados
calc_armadura_viga_nbr()	calcula armaduras de uma viga pela nbr
calc_armadura_viga_pnl(ent_name)	calcula armaduras e dimensoes de uma viga por programacao matematica
seleciona_viga()	seleciona uma viga para calculo de solicitacoes ou armaduras
dimensiona_viga()	seleciona metodo de calculo de solicitacao de vigas

Tabela A1.4 - Lista de funções do arquivo viga.lsp

*Arquivo Setup.lsp*

setup.lsp()	faz as definicoes iniciais do sistema
-------------	---------------------------------------

Tabela A1.5 - Lista das funções do arquivo setup.lsp

## APÊNDICE 2 - MODELO DE OTIMIZAÇÃO

O modelo está implementado na linguagem GAMS, versão 2.25. Para a sua utilização, basta atribuir os valores necessários aos escalares M, V, X3, L, R, R1 no arquivo vigascal.inc e arbitrar valores iniciais às variáveis X1 e X2 no arquivo vigavar.inc. Este modelo é válido apenas para vigas que utilizem aço CA-50A.

*Arquivo Viga.gms*

```
$TITLE MODELO DE OTIMIZACAO DE VIGA COM UM VAO C/ ACO TIPO A
```

```
$offupper
```

```
$INCLUDE "C:\STRUCT\VIGASET.INC"
```

```
$INCLUDE "C:\STRUCT\VIGASCAL.INC"
```

```
$INCLUDE "C:\STRUCT\VIGAMOD.INC"
```

```
FILE ARQUIVO / C:\STRUCT\VIGA.ANS /;
```

```
PUT ARQUIVO;
```

```
MODEL VIGA / ALL /;
```

```
OPTION DECIMALS=3;
```

```
OPTION NLP=MINOS5;
```

```
SOLVE VIGA MINIMIZING CUSTO USING NLP;
```

```
TRACAO = ((1-D.L)*0.85*FCD*X4.L*X1.L/FYD)+
          D.L*((0.85*FCD*X1.L*X4.L)+
          (
            (MD-0.85*FCD*X1.L*X4.L*((X2.L-R)-0.5*X4.L))/(T2.L*(X2.L-R-R1))
          )*T2.L
          )/FYD
          );
```

```
COMPRESS = (D.L)*( MD-0.85*FCD*X1.L*X4.L*((X2.L-R)-0.5*X4.L) ) /
            (T2.L*(X2.L-R-R1));
```

```
CISALH = ( (1.61*V)/(X1.L*(X2.L-R)) ) -
```

```

      (( 5*( (0.85*FCD*X4.L*X1.L/FYD)/(X1.L*(X2.L-R)) ) +
        0.065*SQRT(FCK)
      )/10.0
    )
  )*X1.L*100 / FYD;

```

CUSTOCON = (A('1') + A('2'))\*(X1.L/100)\*(X2.L/100)\*X3;

CUSTOFOR = (A('3') + A('4'))\*(2.0\*(X2.L/100)\*X3 + (X1.L/100)\*X3)/NF;

CUSTOTRA = COEFTC\*TRACAO;

CUSTOCOM = COEFTC\*COMPRESS;

CUSTOCIS = COEFCIS\*A('15')\*CISALH/100;

CUSTO.L = CUSTOCON + CUSTOFOR + CUSTOTRA + CUSTOCOM + CUSTOCIS;

PUT ("",X1.L,X2.L,X4.L,TRACAO,COMPRESS,CISALH,"");

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 1) "Otimo"/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 2) "OtimoLocal"/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 3) "Ilimitado"/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 4) "Inviavel"/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 5) "InvLocal"/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 6) "InvInterm."/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 7) "NOtimoInterm."/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 8) "SolInteira"/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 9) "IntermNInteir."/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 10) "InteiraInv."/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 12) "Erro Desconh."/;

PUT\$(VIGA.MODELSTAT EQ 13) "Erro S/Solucao"/;

DISPLAY FCD,FYD,KSILIM,E1.L,X1.L,X2.L,X4.L,D.L,TRACAO,COMPRESS,CISALH,  
CUSTO.L,CUSTOCON,CUSTOFOR,CUSTOTRA,CUSTOCOM,CUSTOCIS;

*Arquivo Vigaset.inc*

SETS

I / 1\*15 /;

PARAMETERS A(I) coeficientes da funcao objetivo

/

1 55.9295

2 10.9509

3 7.0598

4 5.9637

5 0.0

6 0.0

7 0.3098

8 0.3098

9 0.3098

10 0.6902

11 0.6902

12 0.8098

13 1.0000

14 1.0000

15 1.1197 /;

*Arquivo Vigascal.inc*

SCALARS

M momento fletor maximo - kN.m / 168.97 /

MD momento maximo de calculo

V cortante maximo - kN / 102.83 /

VD cortante maximo de calculo

X3 comprimento da viga - m / 12.65 /

L comprimento do maior - m / 6.80 /  
R recobrimento - cm / 3.0000 /  
R1 recobrimento secundario - cm / 3.0000 /  
FSCARGA fator seguranca cargas / 1.4000 /  
FSACO fator de seguranca aco / 1.1500 /  
FSCONCR fator de seguranca concreto / 1.4000 /  
FCK resistencia caracteristica do concreto - MPa / 15.0000 /  
FCD resistencia de calculo do concreto  
FYK resistencia caracteristica do aco - MPa / 500.0000 /  
FYD resistencia de calculo do aco  
EYD alongamento minimo permitido para armadura  
ES modulo de elasticidade - MPa / 2.1E5 /  
MULIM limite para armadura simples  
KSILIM  
TU resistencia ultima de cisalhamento do concreto  
COEFTC coeficiente de custo para armad. tracao e compressao  
COEFCIS coeficiente de custo para armad. cisalhamento  
NF numero de vezes que forma eh utilizada / 4.0 /  
TOLER tolerancia admissivel / 0.00 /  
TRACAO valor da armadura de tracao  
COMPRESS valor da armadura de compressao  
CISALH valor da armadura de cisalhamento  
CUSTOCON custo do concreto  
CUSTOFOR custo da forma  
CUSTOTRA custo armadura de tracao  
CUSTOCOM custo armadura de compressao  
CUSTOCIS custo da armadura de cisalhamento;

*Arquivo Vigavar.inc*

X1.L = 22.000;

X2.L = 46.000;

*Arquivo Vigamod.inc*

$MD = M * FSCARGA * 100.0;$

$VD = V * FSCARGA;$

$FYD = FYK / FSACO;$

$FYD = FYD / 10.0;$

$FCD = FCK / FS CONCR;$

$FCD = FCD / 10.0;$

$TU = 0.25 * (FCK / 10.0) / 1.4;$

$KSILIM = 1 / (1 + 1.36E-3 * (10 * FYD));$

$MULIM = 0.68 * KSILIM * (1 - 0.4 * KSILIM);$

$COEFTC = 0.994 * X3 / 1.2272;$

$COEFCIS = 1.75 * X3 / 0.3167;$

$ES = ES / 10;$

$EYD = FYD / ES;$

#### VARIABLES

X1 base da viga

X2 altura da viga

X4 altura de compressao NO MAXIMO oitenta por cento da altura da linha neutra

E1 deformacao na armadura tracionada

CUSTO valor do custo da viga

D variavel dummy para def. de armad. dupla : um se dupla zero se simples

T2 tensao na armadura de compressao;

POSITIVE VARIABLES X1,X2,X4,E1,D,T2;

#### EQUATIONS

FO funcao objetivo

EQINTER equilibrio das forcas internas

LIMARMCOM limitacao na armadura de compressao no maximo igual a de tracao

ARMCOMPOS armadura de compressao deve ser positiva

LIMCIS limitacao nas tensoes de cisalhamento

LIMCIS2 limitacao inferior no cisalhamento

TAXAMAX taxa maxima de armadura longitudinal  
 TAXAMIN limitacao inferior na taxa maxima de armadura  
 FLECHANBR flecha nbr  
 LIMINFX4 limite inferior para x4  
 LIMSUPX4 limite superior para x4  
 CALCX4 calculo de x4  
 EQT2 calculo de t2  
 DUMMY equacao dummy para D ;

$$\begin{aligned}
 \text{FO.. CUSTO} = & E = ( (A('1')+A('2'))*(X1/100.0)*(X2/100.0)*X3 ) + \\
 & ( (A('3')+A('4')) * ( 2.0*(X2/100.0)*X3+(X1/100.0)*X3 )/NF ) + \\
 & (1-D)*( COEFTC*0.85*FCD*X4*X1/FYD ) + \\
 & D*COEFTC*(( (0.85*FCD*X1*X4) + \\
 & \quad ( \\
 & \quad \quad (MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4))/(X2-R-R1) \\
 & \quad ) \\
 & \quad )/FYD \\
 & ) + \\
 & ( D)*COEFTC*( MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4) ) / \\
 & \quad (T2*(X2-R-R1)) \\
 & ) + \\
 & ( COEFCIS*A('15')*( ( (FSCARGA*FSACO*V)/(X1*(X2-R)) ) - \\
 & \quad ( ( 5*( (0.85*FCD*X4*X1/FYD)/(X1*(X2-R)) ) + \\
 & \quad \quad 0.065*SQRT(FCK) \\
 & \quad )/10.0 \\
 & ) \\
 & ) * X1 / FYD \\
 & );
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{EQINTER..} & MD-0.85*X1*X4*FCD*((X2-R)-0.5*X4)- \\
 & ( D)* ( ( MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4) ) / \\
 & \quad (T2*(X2-R-R1)) \\
 & )*(T2*(X2-R-R1)) \\
 & ) = E = 0.0;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{LIMARMCOM.. } & D*(MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4)) / (T2*(X2-R-R1)) \\ & =L= \\ & D*((0.85*FCD*X1*X4) + \\ & ( \\ & (MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4))/(T2*(X2-R-R1)) \\ & ) * T2 \\ & ) / FYD; \end{aligned}$$

$$\text{ARMCOMPOS.. } D*(MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4)) / (T2*(X2-R-R1)) =G= 0.0;$$

$$\text{LIMCIS.. } 1.40*V / (X1*(X2-R)) =L= TU;$$

$$\text{LIMCIS2.. } 1.40*V / (X1*(X2-R)) =G= 0.0;$$

$$\begin{aligned} \text{TAXAMAX.. } & (1-D)*(0.85*FCD*X4*X1/FYD)+ \\ & D*((0.85*FCD*X1*X4) + \\ & ( \\ & (MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4))/(T2*(X2-R-R1)) \\ & ) * T2 \\ & ) / FYD \\ & )+ \\ & (D)*COEFTC*(MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4)) / \\ & (T2*(X2-R-R1)) \\ & ) \\ & =L= 0.04*X2*X1; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TAXAMIN.. } & (1-D)*(0.85*FCD*X4*X1/FYD)+ \\ & D*((0.85*FCD*X1*X4) + \\ & ( \\ & (MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4))/(T2*(X2-R-R1)) \\ & ) * T2 \\ & ) / FYD \\ & )+ \\ & (D)*COEFTC*(MD-0.85*FCD*X1*X4*((X2-R)-0.5*X4)) / \\ & (T2*(X2-R-R1)) \\ & ) =G= 0.0015*X2*X1; \end{aligned}$$

```
FLECHANBR.. X2 =G= (100.0*L/17)+R;
LIMINFX4.. X4 =G= 0.8*0.259*(X2-R);
LIMSUPX4.. X4 =L= 0.8*(X2-R)*KSILIM;
CALCX4.. X4 =E= ((D)*0.8*(X2-R)*KSILIM)+((1-D)* 0.0035*(X2-R)/(E1+0.0035) );

DUMMY.. D*(1-D) =E= 0.0;

EQT2.. T2 =L= ES*0.0035*(0.8*(X2-R)*KSILIM-0.8*R1)/(0.8*(X2-R)*KSILIM);

X2.UP = 60.0;
X2.LO = 10.0;
X1.UP = 25.0;
X1.LO = 10.0;
X4.LO = 8.0;
X4.UP = 0.8*KSILIM*(X2.UP-R);
E1.UP = 0.01;
E1.LO = EYD;
D.LO = 0.0;
D.UP = 1.0;
T2.LO = 0.0;
T2.UP = FYD;
T2.L = FYD;

$INCLUDE "c:\struct\vigavar.inc"
```

- [SMI89] - Smithers, T. ; AI-based design versus geometry based design or Why design cannot be supported by geometry alone. *Building Environment* #April,89 pg.141.
- [STY90] - Stiny, G. ; What is a design ? ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1990, volume 17, pg. 97-103.
- [COY85a] - Coyne, R.D. ; Gero, J.S. ; Design knowledge and sequential plans ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1985, volume 17, pg. 419-442.
- [COY85b] - Coyne, R.D. ; Gero, J.S. ; Design knowledge and context ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1985, volume 17, pg. 401-418.
- [DYM92] - Dym, C.L. ; Representation and problem-solving: the foundations of engineering design ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1992, volume 19, pg. 97-105.
- [GAR90] - Garrett Jr., J.H. ; Application of Knowledge-Based System Techniques to Standards Representation and Usage ; *Building and Environment*, 1990, vol. 25(3), pg. 241-251.
- [BRO89] - Brown, D.C. ; Chandrasekan, B. ; *Design Problem Solving* ; Pitman, London, 1989.
- [BAY80] - Baybars, I ; Eastman, C.M. ; Enumerating architectural arrangements by generating their underlying graphs ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1980, volume 7, pg. 289-310.
- [BAY82] - Baybars, I ; The generation of floor plans with circulation spaces ; *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1982, volume 9, pg. 445-456.
- [CHR75] - Christofides, N. ; Graph Theory - An algorithmic approach ; Academic Press, London, 1975.
- [WAT86] - Waterman, D.A. ; *A Guide to Expert Systems* ; Addison-Wesley, 1986.
- [BRO86] - Bobrow, D.G. ; Mittal, S. ; Stefik, M.J. ; Expert Systems : perils and promises ; *Communications of the ACM*, 1986, vol. 32, pg. 198-318.
- [SIM73] - Simon, H.A. ; The Structure of ill-defined problems ; *Artificial Intelligence*, 1973, vol. 4, pg. 181-200.
- [CUL88] - Cullen, J. ; Bryman, A. ; The knowledge acquisition bottleneck: time for reassessment? , *Expert Systems*, 1988, vol. 5, pg. 216-225.
- [YOO92] - Yoon, K.B. ; Coyne, R.D. ; Reasoning about spatial constraints, *Environment and Planning B : Planning and Design*, 1992, volume 19, pg. 243-466

- [FLE90] - Flemming, U. ; Knowledge representation and acquisition in the LOOS system, *Building and Environment*, 1990, vol. 25(3), pg. 209-219.
- [RON90] - Ronsenman, M.A. ; Application of expert systems to building design analysis and evaluation, *Building and Environment*, 1990, vol. 25(3), pg. 221-233.
- [MIT86] - Mittal, S. ; Dym, C.L. ; Morjaria, M. ; PRIDE: an expert system for the design of paper handling systems, *Computer*, 1986, vol. 19(7), pg. 102-114.
- [ADE91] - Adeli, H. ; Hawkins, D.W. ; A hierarchical expert system for design of floors in highrise buildings, *Computers and Structures*, 1991, vol. 41(4), pg. 773-788.
- [GEW65] - Gere, J.M. ; Weaver Jr., W. ; *Analisis of Framed Structures* ; Van Nostrand Reinhold, New York, 1965.
- [ARB87] - Arbab, F. ; A Paradigm for Intelligent CAD; *Intelligent CAD Systems*, Springer-Verlag, 1987.
- [VAN85] - Vanier, D.J. ; Benchmark Procedure to Evaluate Computer-Aided Design and Drafting Systems for Building Industry Applications; *National Research Council - Canada* - BPN 58, 1985.
- [BER89] - Bernus, P. ; Létray, Z. ; Intelligent Systems Interconnection: What Should Come After Open Systems Interconnection ? *Intelligent CAD Systems*, Springer-Verlag, 1987.
- [STO89] - Stonebraker, M. ; Future trends in database systems; *IEEE Transactions on Knowledge and Data Engineering*, vol. 1, no. 1, pg. 33-44, 1989.
- [WRI92] - Wright, A.J. ; Lockley, S.R. ; Wiltshire, T.J.; Sharing Data Between Application Programs in Building Design: Product Models and Object-Oriented Programming; *Building and Environment*, vol. 27, no. 2, pg. 163-171, Abril 1992.
- [NBR61] - Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado* - NBR-6118; 1982.
- [LEO82] - Leonhardt, F. ; Mönnig, E. ; *Construções de Concreto vol. 1 : Princípios Básicos de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*, Ed. Interciência, 1982.
- [NBR62] - Associação Brasileira de Normas Técnicas, *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações* - NBR-6120; 1980
- [MON73] - Montoya, P.J. ; Meseguer, A.G. ; Cabré, F.M. ; *Hormigón Armado - Tomos I-II* ; Ed. Gustavo Gili, Barcelona, 1973.
- [GOB86] - Gobetti, Leda C. ; Lajes Maciças de Concreto Armado ; *Cadernos de Engenharia* - Univers. Federal do Rio Grande do Sul.

- [SUS84] - Süssekind, J.C. ; *Curso de Análise Estrutural - Deformações em Estruturas / Método das Forças*; Ed. Globo, 1984.
- [GOB79] - Gobetti, L.W.G. ; Projeto e Detalhamento das Armaduras de Vigas em Concreto Armado segundo a NBR-6118; *Caderno Técnico 5 - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil*, Univers. Federal do Rio Grande do Sul; 1979.
- [SAN84] - Santos, M.I.G.; Análise Matricial de Estruturas pelo Método de Rigidez; *Caderno Técnico 66 - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil*, Univers. Federal do Rio Grande do Sul; 1984.
- [GOB85] - Gobetti, L.W.G. ; Pilares de Concreto Armado / *Apostila* ; Departamento de Engenharia Civil, Univers. Federal do Rio Grande do Sul; 1986.
- [PIR84] - Pires, A.C.X. ; Cálculo de seções transversais retangulares e T sob solicitações normais, no estado limite último ; *Cadernos de Engenharia - Univers. Federal do Rio Grande do Sul*; 1984.
- [PRO76] - Promon Engenharia ; *Tabelas para dimensionamento de concreto armado, segundo a NB - 1 /76* ; Ed. McGraw-Hill; São Paulo; 1976.
- [KIR91] - Kirsch, U. ; Feasibility and Optimality in Structural Design ; *Computers and Structures* ; vol. 41, no. 6, pg. 1349-1356, 1991.
- [BAZ79] - Bazaraa, M.S. ; Shetty, C.M. ; *Nonlinear Programming - Theory and Algorithms* ; Ed. John Wiley and Sons, 1979.
- [ROS91] - Rosyid, D.M. ; Caldwell, J.B. ; Design Approach and Dimensional Similarity in Layout Optimization of Structural Systems ; *Computers and Structures* ; vol. 40, no. 5, pg. 1125-1137, 1991.
- [ROZ76] - Rozvany, G.I.N. ; *Optimal Design of Flexural Systems - Beams, Grillages, Slabs, Plates and Shells* ; Ed. Pergamon Press, 1976.
- [STA81] - Stange, P. ; *Die Anwendung einer Mathematischen Optimierungsmethode auf die Dimensionierung einer Kasette aus Stahlbeton* ; Technischen Hochschule Darmstadt ; Tese de Doutorado, 1981.
- [KAN91] - Kanagasundaram, S. ; Karihaloo, B.L. ; Minimum-cost Reinforced Concrete Beams and Columns ; *Computers and Structures* ; vol. 41, no. 3, pg. 509-518, 1991,
- [CEB78] - Comité Euro-International du Béton ; *Bulletin d'Information 124/125* ; Paris, 1978.
- [FRA90] - Franarin Orçamentos e Custos ; Listagem Básica Discriminada - Composições de Custos para a Construção; Ed. Franarin, Janeiro, 1993.

- [GAM88] - Brooke, A. ; Kendrick, D. ; Meeraus, A. ; *GAMS : A user's guide* ; Ed. The Scientific Press, 1988.
- [MUS80] - Murtagh, B.A. ; Saunders, M.A. ; *MINOS / augmented TR SOL 80-9* ; Dept. Operations Research ; Stanford University ; Stanford, 1980.
- [JEN91] - Jenkins, W.M. ; Plane Frame Optimum Design Environment Based on Genetic Algorithm ; *Computers and Structures* ;
- [RAJ91] - Rajeev, S. ; Krishnamoorthy, C.S. ; Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms ; *Computers and Structures* ;