

RAFAEL ALVES DE SOUZA

**CONCRETO ESTRUTURAL: ANÁLISE E
DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS COM
DESCONTINUIDADES**

Tese apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para
obtenção do Título de Doutor em
Engenharia.

São Paulo
2004

RAFAEL ALVES DE SOUZA

**CONCRETO ESTRUTURAL: ANÁLISE E
DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS COM
DESCONTINUIDADES**

Tese apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para
obtenção do Título de Doutor em
Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas.

Orientador:
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2004

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de novembro de 2004.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Souza, Rafael Alves de

Concreto estrutural : análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades / Rafael Alves de Souza. -- ed. rev. -- São Paulo, 2004.

379 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

1. Método das bielas I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações II. t.

Minha vida é um barco,
E eu sou o capitão.
Na escolha dos meus caminhos,
Sempre há uma boa razão.
Vou até onde der,
Se não der vou até onde estou.
Sem caminho de volta,
Sigo em frente, em frente eu vou.
Nas marés da vida, nas águas sem direção.
Horizonte infinito como um raio de sol
Que se põe como uma flor.
(Rafael Souza)

AGRADECIMENTOS

Ao estimado amigo e orientador Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt. Minha eterna gratidão pela sua orientação, pelo seu companheirismo, pelo seu constante incentivo e pelas excelentes oportunidades que me proporcionou dentro e fora da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo;

Ao estimado Prof. Dr. Joaquim Azevedo Figueiras. Meus agradecimentos pela sua imensurável acolhida e co-orientação na Universidade do Porto, bem como, pela sua enorme disposição em me passar seu profundo conhecimento a respeito dos modelos de escoras e tirantes e da análise não-linear;

A CAPES, por me contemplar com bolsa de doutoramento no início da jornada;

Aos colegas da Universidade Estadual de Maringá, instituição da qual fui aluno e na qual atualmente sou professor. Em especial aos professores Fábio Armando Botelho Cordovil, Sergio Henrique Demarchi, Romel Dias Vanderlei, João Adriano Rossignolo, Antonio Carlos Peralta e Nara Villanova Menon;

A todos meus amigos da Escola Politécnica, que sempre estiveram de uma forma ou de outra motivando o desenvolvimento desse trabalho. Em especial, gostaria de destacar a imensurável ajuda dos companheiros Leandro Mouta Trautwein, André Luís Gamino e Carlos Henrique Moura da Cunha, sem os quais os caminhos para a finalização desse trabalho teriam sido muito mais árduos;

A todos os meus professores na Escola Politécnica, em especial ao Prof. Dr. Henrique Lindemberg Netto e ao Prof. Dr. João Carlos Della Bella. Lhes agradeço pela constante disposição na troca de idéias, pela possibilidade da amizade e pela maneira com que inspiram os jovens professores da engenharia;

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica. Em especial, gostaria de manifestar o meu sincero agradecimento à Marly Cecília Negri Coimbra, pela amizade, simpatia, dedicação e entusiasmo com seu trabalho na pós-graduação;

Ao Prof. Dr. Jorge Bounassar Filho, colega da Universidade Estadual de Londrina, que gentilmente me presenteou com um exemplar de sua tese de doutoramento, trabalho este que em vários momentos serviu de referência em minhas investigações;

À família Arena e em especial à Luciana, pela companhia e pela força constante e imensurável ao longo dessa jornada;

Aos amigos Leandro Vanalli, Raimundo Sérgio Soarez, Luiz Carlos Bulla, Alexandre Barbeta de Souza, Cristiano Franco e Maycol Alencar;

À Eng^a Laila Valduga, por me conduzir *do “Leste da minha juventude para o Oeste do meu futuro”* em busca do concreto;

A toda a minha família e, em especial aos meus pais Nilson e Ângela, a quem dedico esse trabalho, pelo constante estímulo acadêmico e pela dedicação exemplar ao longo de minha vida. Também não posso deixar de destacar os meus irmãos Nilson e Vinícius, pelo incentivo e pela amizade, sólida como deve ser;

A todos aqueles pesquisadores que descobri e que aprendi a admirar ao longo dessa estrada, aos grandes escritores e compositores mundiais, e em especial à música e à poesia que sempre serviram de combustível para o dia-a-dia;

Finalmente, ao meu bom DEUS, sempre presente iluminando e me guiando para os melhores caminhos.

RESUMO

A maioria dos elementos utilizados na engenharia estrutural podem ser dimensionados de maneira simplificada, adotando-se a clássica Hipótese de Bernoulli, em que a seção permanece plana após a deformação. No entanto, existem várias situações para as quais esta hipótese simplificadora não pode ser aplicada, impossibilitando assim a utilização dos processos correntes de dimensionamento. Nestes casos, aqui denominados de especiais, deve-se recorrer a soluções alternativas de dimensionamento, tais como o Método dos Elementos Finitos, o Método das Bielas e mais recentemente o Método Corda-Painel. Vários códigos normativos têm recomendado a utilização desses métodos, no entanto, as informações disponibilizadas ainda são vagas e incompletas, tendo em vista o avanço do assunto apenas nas últimas décadas. O objetivo deste trabalho concentra-se na investigação da aplicabilidade dos métodos supracitados, de maneira a estabelecer recomendações práticas no desenvolvimento racional de projetos estruturais complexos com qualquer natureza geométrica. Para tanto, utiliza-se o programa *CAST* no desenvolvimento dos Modelos de Escoras e Tirantes, o programa *SPANCAD* no desenvolvimento dos Modelos Corda-Painel e os recursos de análise linear e não-linear disponíveis nos programas *ADINA* e *DIANA*, para análises utilizando o Método dos Elementos Finitos. Dentro do âmbito das estruturas especiais, procurou-se enfatizar os casos das vigas-parede e dos blocos de fundação sobre estacas, tendo em vista a grande utilização e importância desses elementos nos projetos correntes. O presente trabalho contribui no atenuamento da utilização de soluções aproximadas baseadas em empirismos, fornecendo critérios lógicos para o cálculo seguro das denominadas “Regiões D”.

ABSTRACT

Most of the elements used in the structural engineering can be designed in a simplified way, adopting the classic Bernoulli's Hypothesis. However, there are several situations for which this hypothesis can not be applied, thus, making the use of the current dimensioning processes impossible. In these special cases, alternative solutions for design should be applied, such as the Finite Element Method, the Strut-And-Tie Model, and more recently the Stringer-Panel Method. Several normative codes recommend the use of such methods, however, the available information is still vague and incomplete, taking into account the progress of the subject only in the last decades. The aim of this study is to investigate the applicability of the above-mentioned methods, to establish practical recommendations towards the rational development of complex structural design of any geometric nature. For that, the *CAST* program is used in the application of Strut-and-Tie Method, the *SPANCAD* program in the application of Stringer-Panel Method, and the resources of linear and non-linear analysis available in the *ADINA* and *DIANA* software, for the Finite Element Method. In the ambit of special structures, it was emphasized the design of deep-beam and pile caps, considering the great use and importance of those elements in current design of buildings. This study will contribute in order to lessen the application of approximate solutions based on empirical studies, supplying logical criteria for the safe design of the denominated "D Regions".

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	xv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xvii
 CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	 1
 CAPÍTULO 2 – ALTERNATIVAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESPECIAIS DE CONCRETO	 5
2.1 Introdução	5
2.2 Alternativas de Dimensionamento	10
 CAPÍTULO 3 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	 17
3.1 Histórico.....	17
3.2 Fundamentos Básicos do MEF	18
3.3 O Que Dizem os Códigos Normativos Sobre o MEF?	23
3.4 Análise de Estruturas de Concreto Utilizando o MEF	25
3.5 <i>DIANA</i>	29
3.5.1 Introdução	29
3.5.2 Modelo de Fissuração Distribuída	29
3.5.3 Modelagem do Concreto Simples	33
3.5.3.1 Modelos Total Strain.....	33
3.5.3.2 Modelos Incrementais ou Plásticos.....	36
3.5.4 Modelagem das Armaduras.....	39
3.5.5 Modelagem do Concreto Armado	40
3.5.6 Solução do Sistema de Equações Não-Lineares	41
3.5.7 Aspectos Complementares	45
3.6 Verificação da Segurança Utilizando o MEF.....	48
3.7 Determinação Automática de Armaduras para Elementos de Chapa	50

3.8 Exemplo de Aplicação Utilizando o Modelo de Chapa acoplado ao MEF	55
CAPÍTULO 4 - MÉTODO CORDA-PAINEL (MCP)	65
4.1 Histórico	65
4.2 Fundamentos Gerais do MCP	68
4.3 Formulação Matricial do MCP	71
4.4 Determinação das Armaduras Resistentes	73
4.5 O que Dizem as Normas Sobre o MCP?	76
4.6 <i>SPANCAD</i> – Programa para Cálculo Automático Utilizando o MCP	77
4.7 Exemplo de Aplicação do Método Corda-Painel	79
CAPÍTULO 5 - MÉTODO DAS BIELAS (MB)	87
5.1 Histórico	87
5.2 Estágio Atual do Conhecimento	92
5.3 O que Dizem as Normas Sobre o Método das Bielas?	93
5.4 Princípios Básicos do Método das Bielas	95
5.5 Processos de Obtenção dos Modelos	100
5.5.1 Modelos Padronizados	100
5.5.2 Processo do Caminho das Cargas	101
5.5.3 Análises Elásticas	102
5.5.4 Análises Não-Lineares	103
5.5.5 Processos de Otimização	107
5.5.5.1 Programação Linear	107
5.5.5.2 Programação Não-Linear	112
5.5.5.3 Otimização Topológica	114
5.5.5.4 Método das Barras Virtuais	118
5.6 Parâmetros Fundamentais do Método das Bielas	125
5.6.1 Tipos Fundamentais de Escoras de Concreto	126
5.6.1.1 Parâmetros de Resistência das Escoras de Concreto para Casos Bidimensionais	128
5.6.1.2 Confinamento das Escoras de Concreto	142

5.6.1.3 Parâmetros de Resistência das Escoras de Concreto para Casos Tridimensionais.....	143
5.6.2 Tipos Fundamentais de Nós ou Regiões Nodais.....	147
5.6.2.1 Parâmetros de Resistência das Regiões Nodais	151
5.6.3 Parâmetros de Resistência dos Tirantes	163
5.6.3.1 Ancoragem de Armaduras.....	164
5.6.3.2 Armadura de Controle de Fissuração.....	166
 CAPÍTULO 6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS A CASOS BIDIMENSIONAIS: VIGAS-PAREDE.....	167
6.1 Introdução	167
6.2 Dimensionamento de Viga-Parede Simples.....	168
6.2.1 Cálculo Manual	168
6.2.2 Cálculo Automático Utilizando o Programa <i>CAST</i>	179
6.2.3 Dimensionamento da Viga-Parede Utilizando um Modelo de Viga....	182
6.2.4 Comparação Entre as Diversas Alternativas Adotadas para o Dimensionamento	187
6.3 Dimensionamento de Viga-Parede Complexa	191
6.3.1 Análise Elástico-Linear da Estrutura	193
6.3.2 Dimensionamento Utilizando o Método das Bielas.....	196
6.3.3 Carga de Escoamento Teórica do Tirante Principal.....	199
6.3.4 Análise Não-Linear do “Modelo B” Utilizando <i>DIANA</i>	201
6.3.5 Análise Não-Linear do “Modelo B” com Armaduras de Fissuração...	207
6.3.6 Discussão a Respeito dos Resultados Obtidos	212
6.4 Dimensionamento de Viga-Parede Apoiada Indiretamente.....	215
6.4.1 Análise Não-Linear da Viga-Parede Dimensionada	221
6.4.2 Cargas Limites Obtidas Através de Modelo Analítico	231
6.4.3 Ensaio Experimental da Viga-Parede Apoiada Indiretamente.....	237
 CAPÍTULO 7 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS A CASOS TRIDIMENSIONAIS: BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	251
7.1 Introdução	251

7.2	Classificação dos Blocos em Rígidos e Flexíveis	259
7.3	Ensaio Experimentais de BLÉVOT & FRÉMY (1967)	263
7.4	Dimensionamento de Blocos Rígidos Utilizando o Método das Bielas.....	268
7.4.1	Dimensionamento de Blocos Sobre Uma Estaca	268
7.4.2	Dimensionamento de Blocos Sobre Duas Estacas	274
7.4.3	Dimensionamento de Blocos Sobre Três Estacas	276
7.4.4	Dimensionamento de Blocos Sobre Quatro Estacas	279
7.4.5	Dimensionamento de Blocos Sobre Cinco Estacas.....	281
7.4.6	Dimensionamento de Blocos Sobre Número Qualquer de Estacas.....	281
7.5	Comparação Entre o Método das Bielas e o Modelo de Viga para Caso Frequente de Dimensionamento	285
7.6	Análise Não-Linear de Bloco Rígido Sobre Duas Estacas	289
7.6.1	Descrição do Ensaio Experimental de Referência	289
7.6.2	Análise Não-Linear do Bloco B1-A Utilizando <i>DIANA</i>	293
7.6.3	Modelo Analítico para Análise do Bloco B1-A	307
7.6.4	Discussão a Respeito dos Resultados Obtidos	308
7.7	Investigação Analítica de Blocos Rígidos Sobre Três Estacas	312
7.7.1	Descrição do Ensaio Experimental de Referência	312
7.7.2	Estimativa Analítica das Cargas Fundamentais e Discussão dos Resultados	314
7.8	Análise Não-Linear de Blocos Rígidos Sobre Quatro Estacas	316
7.8.1	Descrição do Ensaio Experimental de Referência	316
7.8.2	Análise Não-Linear dos Blocos Rígidos Sobre Quatro Estacas Utilizando o programa <i>DIANA</i>	323
7.8.2.1	Análise Não-Linear do “Caso A”	325
7.8.2.2	Análise Não-Linear do “Caso B”	334
7.8.3	Discussões a Respeito do Problema Investigado	343
CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....		357

APÊNDICE A – OBTENÇÃO AUTOMÁTICA DE ARMADURAS EM
ELEMENTOS DE CHAPA SUBMETIDOS A ESFORÇOS DE MEMBRANA... A.1

APÊNDICE B – PROPOSTA DE PRÁTICA RECOMENDADA DA NBR6118
PARA A ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO, DETALHAMENTO E
VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS ESPECIAISB.1

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Distribuição linear de deformações em viga de concreto armado	6
Figura 2.2 - Exemplo de estrutura subdividida em Regiões B e D	8
Figura 2.3 – Exemplos de “Regiões D” e seus contornos	9
Figura 2.4 – Exemplos de Modelos de Escoras e Tirantes.....	14
Figura 3.1 - Elementos iso-paramétricos utilizados para concreto	19
Figura 3.2 – Energia de fraturamento à compressão	31
Figura 3.3 - Relações disponíveis para tension-softening no programa <i>DIANA</i>	34
Figura 3.4 - Relações constitutivas para compressão no programa <i>DIANA</i>	35
Figura 3.5 - Modelos plásticos disponíveis no programa <i>DIANA</i>	37
Figura 3.6 - Comparação entre o critério de Rankine-Von Mises com resultados experimentais de Kupfer; Gerstle (1973)	38
Figura 3.7 – Elemento de concreto armado sob tração	40
Figura 3.8 - Comportamentos de “snap-back” e “snap-through” possíveis de ser obtidos no programa <i>DIANA</i> quando utilizando a opção “arc length method” .	43
Figura 3.9 - Elemento de concreto armado submetido a estado plano de tensões	51
Figura 3.10 – Viga-parede comumente classificada como viga comum pelos códigos	56
Figura 3.11 – Limites para viga-parede de acordo com ACI-318 (2002)	57
Figura 3.12 - Tensões σ_{xx} para a viga-parede utilizando <i>DIANA</i>	59
Figura 3.13 - Tensões σ_{yy} para a viga-parede utilizando <i>DIANA</i>	59
Figura 3.14 – Resultantes de tração nas seções AA e BB.....	61
Figura 3.15 – Detalhamento de armaduras obtido para a viga-parede utilizando o MEF.....	62
Figura 4.1 – Modelo Corda-Painel para asa de avião	65
Figura 4.2 - Modelo Corda-Painel para viga de concreto armado	66
Figura 4.3 – Elementos constituintes do Método Corda-Painel.....	68
Figura 4.4 - Comportamento linear das forças normais nas cordas	70
Figura 4.5 - (a) Viga-parede com furo na alma investigada com um Modelo Corda- Painel e (b) Esforços obtidos na análise linear do modelo.....	71
Figura 4.6 – Elementos básicos utilizados no Método Corda-Painel.....	72
Figura 4.7 – Sobreposição de esforços em um elemento de membrana	74

Figura 4.8 – Modelo “Stringer and Wall” recomendado pelo CEB-FIP Model Code	77
Figura 4.9 – Modos de comportamento dos materiais disponíveis no <i>SPANCAD</i>	78
Figura 4.10 – Viga-parede a ser dimensionada com o Método Corda-Painel	80
Figura 4.11 - Modelo Corda-Painel idealizado para viga-parede	81
Figura 4.12 - Resultados obtidos da análise elástica utilizando <i>SPANCAD</i>	81
Figura 4.13 - Distribuição de armaduras no pré-dimensionamento	83
Figura 4.14 – Localização e aberturas de fissuras para as cargas de serviço	84
Figura 4.15 – Carga versus deslocamento obtida de análise não-linear utilizando <i>SPANCAD</i>	85
Figura 5.1 – Exemplos de aplicação do programa CAST	90
Figura 5.2 – Modelo de escoras e tirantes idealizado para uma viga-parede	96
Figura 5.3 - Fluxograma para projeto utilizando Método das Bielas	99
Figura 5.4 – Aplicação do caminho de carga em uma viga-parede	102
Figura 5.5 – (a) Tensões principais de compressão de uma viga-parede contínua obtida de uma análise linear, (b) Tensões principais de compressão de uma viga-parede contínua obtida de uma análise não-linear	105
Figura 5.6 - Condições de equilíbrio dos nós	109
Figura 5.7 – Exemplo de um modelo cinemático	113
Figura 5.8 – Resultados de um modelo cinemático	114
Figura 5.9 – Modelo de escoras e tirantes obtido através de otimização topológica	116
Figura 5.10 – Elemento retangular utilizado no modelo de treliça não-linear	117
Figura 5.11 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para uma viga engastada com carga concentrada aplicada na borda superior	119
Figura 5.12 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para uma viga engastada com carga concentrada aplicada na borda inferior	119
Figura 5.13 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para uma viga contínua submetida a duas cargas concentradas	120
Figura 5.14 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para um nó submetido a um momento fletor de fechamento	120
Figura 5.15 - Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para uma viga-parede com cargas pontuais na borda superior	121

Figura 5.16 - Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para uma viga-parede com carga pontuais na borda inferior	121
Figura 5.17 - Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com VISTA2002, para uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada no meio do vão	122
Figura 5.18 – Configurações típicas de campos de tensão de compressão	126
Figura 5.19 – Dimensionamento do campo de tensão do tipo “garrafa”: (a) diagramas fornecendo taxas de armadura necessárias em função das relações b/a , (b) geometria do campo de tensão (Fonte: Schäfer; Schlaich (1988, 1991))....	128
Figura 5.20 – Distribuição de armadura em malha em escoras do tipo garrafa.....	139
Figura 5.21 – Ensaios realizados por Adebar et al. (2000) para demonstrar a influência da tração transversal	144
Figura 5.22 – Exemplo de nós contínuos e nós singulares em uma Região "D"	147
Figura 5.23 – Regiões nodais possíveis no Método das Bielas.....	153
Figura 5.24 – Nó N1 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	155
Figura 5.25 – Nó N2 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	155
Figura 5.26 – Nó N3 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	156
Figura 5.27 – Nó N4 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	156
Figura 5.28 – Nó N5 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	156
Figura 5.29 – Nó N6 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	157
Figura 5.30 – Nó N7 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	157
Figura 5.31 – Nó N8 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	158
Figura 5.32 – Nó N9 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	158
Figura 5.33 – Altura necessária para ancoragem dos tirantes (a) Tirante único, (b) Camadas de tirantes.....	165
Figura 6.1 - Viga-parede a ser dimensionada utilizando o Método das Bielas.....	168
Figura 6.2 – Tensões principais de compressão para viga-parede	170
Figura 6.3 – Tensões principais de tração para viga-parede	171
Figura 6.4 – Modelo de treliça idealizado para a viga-parede em análise	171
Figura 6.5 – Larguras adotadas para a escora CD e para o tirante AB	172
Figura 6.6 – Detalhe de armação da viga-parede investigada.....	178
Figura 6.7 – Modelo de Escoras e Tirantes analisado utilizando o programa CAST	180

Figura 6.8 – Forças e tensões nos elementos fornecidas pelo CAST.....	181
Figura 6.9 – Detalhe de armação da viga-parede analisada utilizando as recomendações da NBR 6118 (2003)	186
Figura 6.10 – Viga-parede sujeita à irregularidades estáticas e geométricas.....	191
Figura 6.11 – Malha de elementos finitos utilizada para viga-parede complexa.....	193
Figura 6.12 – Tensões principais da viga-parede complexa	195
Figura 6.13 – “Modelo A”, constituído de tirantes horizontais, verticais e inclinados	196
Figura 6.14 – “Modelo B”, constituído apenas de tirantes horizontais e verticais ..	196
Figura 6.15 – Análise do Modelo B no programa CAST	197
Figura 6.16 – Panorama final de armação para o “Modelo B” utilizando CAST	199
Figura 6.17 – Determinação da força atuante no tirante N3	200
Figura 6.18 - Malha de elementos finitos adotada para viga-parede complexa.....	201
Figura 6.19 – Tensão em elementos situados na armadura acima da abertura direita	204
Figura 6.20 – Tensão na armadura situada à esquerda da abertura direita	205
Figura 6.21 – Panorama de fissuração da viga-parede na ruína.....	205
Figura 6.22 – Evolução dos deslocamentos para um nó situado na face inferior da viga e na linha de ação do carregamento aplicado.....	206
Figura 6.23 – Fissuração para a carga concentrada de 187,50 kN.....	208
Figura 6.24 – Tensões em elementos do tirante horizontal situado acima da abertura direita para os passos de carga 23, 24 e 25.	209
Figura 6.25 – Tensões principais de compressão antes do escoamento dos tirantes	210
Figura 6.26 – Tensões principais de tração antes do escoamento dos tirantes	210
Figura 6.27 – Tensões em elementos do tirante vertical situado a esquerda da abertura direita para o passo de carga 28	211
Figura 6.28 – Deslocamento vertical de um nó situado na face inferior da viga....	212
Figura 6.29 - Geometria da viga-parede ensaiada na Universidade do Porto.....	215
Figura 6.30 – Modelo de Escoras e Tirantes para viga-parede apoiada indiretamente	216
Figura 6.31 – Larguras das escoras e do tirante no modelo desenvolvido.....	218

Figura 6.32 – Detalhamento final da viga-parede para experimentação.....	220
Figura 6.33 – Fissuras iniciais, ocorridas para a carga concentrada de 65,63 kN....	225
Figura 6.34 – Tensões médias para uma série de elementos situados na segunda camada de armaduras, correspondente às barras de 4,0 mm.....	226
Figura 6.35 – Tensões principais de tração antes do escoamento do tirante.....	227
Figura 6.36 – Tensões principais de compressão antes do escoamento do tirante...	228
Figura 6.37 – Panorama de fissuração na ruína da viga-parede.....	230
Figura 6.38 – Evolução dos deslocamentos no eixo de simetria da viga-parede.....	230
Figura 6.39 – Evolução da força normal versus deformação para o tirante, sem consideração do efeito de “tension stiffening”	234
Figura 6.40 – Evolução da força normal versus deformação para o tirante, com consideração do efeito de “tension stiffening”	236
Figura 6.41 – Viga-parede instrumentada externamente com “clip gages” e LVDTs	237
Figura 6.42 – Aberturas registradas no “clip gage” horizontal	238
Figura 6.43 – Deformações nos extensômetros da terceira camada de armaduras ..	239
Figura 6.44 – Deformações nos extensômetros posicionados no concreto.....	240
Figura 6.45 – Força nos atuadores versus deslocamento vertical medido no LVDT	240
Figura 6.46 – Força nos atuadores versus deslocamento horizontal medido no LVDT	241
Figura 6.47 – Panorama de fissuração da viga-parede momentos antes	242
Figura 6.48 – Comparação entre resultados experimentais e resultados numéricos efetuados após o ensaio	243
Figura 6.49 – Aplicação de protensão na viga-parede para nova experimentação ..	244
Figura 6.50 – Perdas de protensão registradas para os cabos de 5,0 mm.....	245
Figura 6.51 – Força média nos atuadores versus deslocamento horizontal (LVDT)	245
Figura 6.52 – Força média nos atuadores versus deslocamento vertical (LVDT) ...	246
Figura 6.53 – Configuração de ruína para viga reforçada com protensão externa...	246
Figura 6.54 – Evolução das forças nos cabos protendidos.....	247
Figura 6.55 – Evolução das deformações nas armaduras da terceira camada do tirante	248

Figura 7.1 – Exemplo de modelo de escoras e tirantes utilizado para o dimensionamento de um bloco rígido de fundação sobre quatro estacas	253
Figura 7.2 – Isotensões para um bloco ensaiado por Ricaldoni (1946)	255
Figura 7.3 – Blocos sobre três estacas ensaiados por Blévot e Frémy.....	264
Figura 7.4 – Blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévot e Frémy	266
Figura 7.5 – Bloco de fundação sobre uma estaca	268
Figura 7.6 – Comprimento de perturbação de um bloco parcialmente carregado ...	269
Figura 7.7 – Modelo de Escoras e Tirantes para blocos sobre duas estacas	274
Figura 7.8 - Esquema de armação para blocos sobre três e quatro estacas de acordo com Leonhardt; Mönnig (1978)	276
Figura 7.9 – Modelo de Escoras e Tirantes para bloco sobre três estacas	277
Figura 7.10 – Modelo de Escoras e Tirantes para bloco sobre quatro estacas.....	279
Figura 7.11 – Seções de referência para o cálculo de bloco de fundação sobre um número qualquer de estacas de acordo com Alonso (1995).....	281
Figura 7.12 – Bloco flexível sobre um número qualquer de estacas	282
Figura 7.13 – Cálculo de blocos rígido com relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ sobre um número qualquer de estacas de acordo com Alonso (1995).....	283
Figura 7.14 – Características do bloco a ser dimensionado com o Método das Bielas e com o Modelo de Viga	285
Figura 7.15 – Configuração dos ensaios experimentais realizados por Mautoni (1972)	289
Figura 7.16 – Configuração geométrica do bloco B1-A ensaiado por Mautoni (1972) e fissuras desenvolvidas até a carga de 600 kN	291
Figura 7.17 – (a) Panorama de fissuração para a carga de 780 kN e (b) panorama de fissuração para a carga de 800 kN (ruptura)	292
Figura 7.18 – Condições de contorno e malha de elementos finitos utilizadas na investigação do bloco B1-A	293
Figura 7.19 – Influência do passo de carga máximo no modelo “Fixed Crack Model”	295
Figura 7.20 – Influência dos métodos de solução no modelo “Fixed Crack Model”	296
Figura 7.21 – Influência dos modelos de fissuração na resposta do bloco B1-A	297

Figura 7.22 – Tensões na direção x do bloco de fundação para carga de 22,5 kN ..	298
Figura 7.23 – Primeiras fissuras registradas no bloco de fundação utilizando <i>DIANA</i>	298
Figura 7.24 – Fissuras desenvolvidas nas faces do bloco no momento da ruína	299
Figura 7.25 – Plano de ruptura (fissuras vermelhas) desenvolvido para o bloco B1-A	300
Figura 7.26 – Evolução das fissuras ao longo dos vários passos de carga.....	300
Figura 7.27 – Tensões nas armaduras na direção x para a carga de ruína	301
Figura 7.28 – Tensões na direção x para as armaduras intermediárias do bloco B1-A	302
Figura 7.29 – Deformações do concreto na direção x ao longo da altura do bloco	302
Figura 7.30 – Modelo de elementos finitos com definição de pilar e estacas.....	303
Figura 7.31 – Panorama de fissuração na ruína para a situação em que foram utilizadas rigidezes equivalentes para o pilar e para as estacas.....	306
Figura 7.32 - Tensões principais de compressão com valores superiores a 10 MPa	307
Figura 7.33 - Blocos rígidos sobre três estacas investigados por Miguel et al. (2000)	313
Figura 7.34 - Características dos blocos ensaiados por Sam; Iyer (1995)	317
Figura 7.35 – Panorama de fissuração experimental obtido por Sam; Iyer (1995) para bloco rígido de fundação com armadura em malha	318
Figura 7.36 – Panorama de fissuração experimental obtido por Sam; Iyer (1995) para bloco rígido de fundação com armadura concentrada sobre as estacas	319
Figura 7.37 – Relação carga-deflexão para os blocos de Sam; Iyer (1995).....	321
Figura 7.38 – Análise elástica tridimensional do bloco rígido sobre quatro estacas ensaiado por Sam; Iyer (1995)	324
Figura 7.39 – Tensões em relação ao eixo x para uma seção situada no eixo de simetria do bloco de fundação ensaiado por Sam; Iyer (1995).....	324
Figura 7.40 – Deslocamentos em função do carregamento aplicado para o Caso A	326
Figura 7.41 – Localização das primeiras fissuras para o “Caso A”	328

Figura 7.42 – Evolução das fissuras para a base do bloco de fundação – “Caso A”	329
Figura 7.43 – Evolução das fissuras para o topo do bloco de fundação – “Caso A”	330
Figura 7.44 - Tensão nas armaduras para a carga de ruína do bloco flexível	331
Figura 7.45 – Tensões na direção x para armadura no eixo de simetria do bloco	331
Figura 7.46 - Tensões na direção x para armadura situada no centro da estaca	332
Figura 7.47 - Deformações no concreto para seção vertical	333
Figura 7.48 – Respostas obtidas para diversas combinações investigadas	335
Figura 7.49 – Localização das primeiras fissuras para o “Caso B”	336
Figura 7.50 – Evolução das fissuras para a base do bloco de fundação – “Caso B”	337
Figura 7.51 – Evolução das fissuras para o topo do bloco de fundação – “Caso B”	338
Figura 7.52 – Tensões desenvolvidas nas armaduras na situação de ruína do “Caso B”	339
Figura 7.53 – Deformações na direção x da barra 1 (extrema) do “Caso B”	340
Figura 7.54 – Deformações na direção x da barra 2 (intermediária) do “Caso B”	340
Figura 7.55 – Deformações na direção x da barra 3 (intermediária) do “Caso B”	341
Figura 7.56 – Deformações na direção x da barra 4 (extrema) do “Caso B”	341
Figura 7.57 – Deformações na direção x para o concreto ao longo da seção transversal do “Caso B” para vários passos de carga	342
Figura 7.58 – Fissuras iniciais para o “Caso B” remodelado geometricamente	346
Figura 7.59 – Fissuras na ruína para o “Caso B” remodelado geometricamente	347
Figura 7.60 – Deformações na direção x da barra 1 (extrema) do “Caso B” remodelado geometricamente	347
Figura 7.61 – Deformações na direção x da barra 2 (intermediária) do “Caso B” remodelado geometricamente	348
Figura 7.62 – Deformações na direção x da barra 3 (intermediária) do “Caso B” remodelado geometricamente	348
Figura 7.63 – Deformações na direção x da barra 4 (intermediária) do “Caso B” remodelado geometricamente	349

Figura 7.64 – Geometria e configuração das fissuras provocadas por punção	352
---	-----

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de G_{F0} em função de $d_{máx}$	32
Tabela 3.2– Armaduras nas seções AA e BB utilizando o MEF e o Modelo de Chapa	60
Tabela 4.1 - Verificação das cordas e determinação de armaduras	82
Tabela 4.2 - Distribuição de armadura nos painéis	82
Tabela 5.1 – Limites de variação do ângulo θ entre escoras e tirantes	151
Tabela 6.1 – Armaduras da viga-parede utilizando diferentes metodologias	187
Tabela 6.2 - Peso total e taxa de armadura para a viga-parede investigada.....	190
Tabela 6.3 – Determinação das armaduras resistentes para o “Modelo B”	198
Tabela 6.4– Tensões no tirante principal para as cargas concentradas de 73,27 kN	227
Tabela 6.5 -Tensões no tirante principal para as cargas concentradas de 118,5 kN	228
Tabela 6.6 – Tensões no tirante principal para as cargas concentradas de 109,5 kN	229
Tabela 6.7 – Comparação entre resultados numéricos, analíticos e experimentais para a terceira camada de armaduras do tirante principal.....	242
Tabela 7.1 – Cargas de ruína obtidas variando a rigidez do pilar e das estacas.....	304
Tabela 7.2 – Resultados experimentais obtidos por Miguel et al. (2000).....	313
Tabela 7.3 – Resultados analíticos obtidos através do Método das Bielas	314
Tabela 7.4– Propriedades dos materiais utilizados por Sam; Iyer (1995).....	317
Tabela 7.5 – Resultados experimentais e numéricos obtidos por Sam; Iyer (1995)	320
Tabela 7.6 - Respostas numéricas obtidas para o “Caso A” utilizando <i>DIANA</i>	327
Tabela 7.7 – Resultados experimentais e numéricos obtidos para o “Caso A”	332
Tabela 7.8– Respostas numéricas obtidas para o “Caso B” utilizando <i>DIANA</i>	334
Tabela 7.9 - Resultados experimentais e numéricos para o “Caso B”	342

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASCE – American Society of Civil Engineers
AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI – American Concrete Institute
ADINA – Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analyses
CAST – Computer Aided Strut and Tie
CEB – Comité Euro-International du Béton
CSA – Canadian Standards Association
DIANA - Displacement Method Analyser
DIN – Deutsches Institut für Normung
EHE – Instrucción de Hormigón Estructural
EUROCODE – European Code
FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FIB – International Federation for Structural Concrete
IABSE – International Association for Bridge and Structural Engineering
LABEST – Laboratório de Estruturas da Universidade do Porto
LVDT – Transdutor Diferencial de Deslocamentos
MCP – Modelo Corda-Painel
MB – Método das Bielas
MEF – Método dos Elementos Finitos
MET – Modelo de Escoras e Tirantes
NASTRAN – National Aeronautics and Space Administration Structural Analysis
NBR – Norma Brasileira
NL-STM – Non-Linear Strut-And-Tie Model
NS – Norwegian Standard
SPANCAD – Stringer Panel Computer Aided Design

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Latino

A – Área da seção transversal;

a – Largura das escoras, vão de cisalhamento, distância mínima entre a face do pilar e o eixo da estaca, dimensão de pilar, distância entre a seção de referência e o centro da estaca mais afastada;

A'_s – Armadura superior em bloco de fundação;

A_c – Seção transversal de concreto;

A_e – Área de elemento finito bidimensional;

A_n – Área de uma face de uma região nodal ou seção através da região nodal;

A_p – Área de um painel;

A_s – Área da seção transversal de aço;

$A_{s,cal}$ – Armadura calculada;

$A_{s,distribuição}$ – Armadura de distribuição;

$A_{s,ef}$ – Armadura disponibilizada;

$A_{s,malha}$ – Armadura em malha;

$A_{s,min}$ – Armadura mínima;

$A_{s,pele}$ – Armadura de pele;

A_{sl} – Armadura longitudinal em bloco de fundação;

A_{sx}, A_{sy} – Armaduras necessárias por unidade de largura nas direções x e y ;

b – largura de viga ou pilar;

B – Largura do bloco;

c – Cobrimento das armaduras, coesão, distância entre a face do pilar e o eixo da estaca mais afastada;

C – Força atuante em escoras, matriz de flexibilidade;

d – Altura útil de vigas e blocos;

D – Diâmetro das estacas;

d' – Cobrimento de armadura;

d_{max} – Diâmetro máximo do agregado;

d_o – Embutimento das estacas;

e – Elemento finito, espaçamento entre eixos de estacas;

E – Módulo de elasticidade longitudinal;
 F – Forças atuantes;
 f'_c – Resistência característica à compressão (ACI, CSA) do concreto;
 f_{bd} – Resistência de aderência de cálculo de armadura passiva;
 f_c – Resistência à compressão;
 f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto;
 f_{ck} – Resistência à compressão do concreto em valor de cálculo;
 f_{cm} – Resistência média à compressão do concreto;
 f_{ctd} – Resistência de cálculo do concreto à tração;
 $f_{ctk,inf}$ – Resistência a tração característica inferior do concreto;
 f_{ctm} – Resistência média à tração do concreto;
 f_{cu} – Resistência efetiva à compressão do concreto em uma escora ou região nodal;
 f_e – Tensão efetiva no concreto comprimido;
 F_{nn} – Resistência nominal da face de uma região nodal;
 F_{ns} – Resistência nominal de uma escora;
 f_{sx} , f_{sy} - Tensão na armadura nas direções x e y;
 f_{td} – Resistência a tração do concreto em valor de cálculo;
 F_u – Força normal majorada atuante em uma escora, tirante, apoio ou região nodal;
 f_y – Resistência ao escoamento do aço;
 f_{yd} – Resistência ao escoamento do aço em valor de cálculo;
 f_{yk} – Resistência ao escoamento do aço em valor característico;
 f_{ym} – Resistência média ao escoamento do aço;
 G – Carregamentos acidentais, módulo de elasticidade transversal;
 G_c – Energia de fraturamento do concreto na compressão;
 G_f – Energia de fraturamento do concreto na tração;
 g_f – Energia de fraturamento por elemento da malha;
 G_{FO} – Energia de fraturamento relacionada ao tamanho máximo do agregado;
 G_f^{RC} – Energia de fraturamento para concreto armado;
 h – Altura da seção transversal, comprimento equivalente, espessura de chapa;
 H – Altura do bloco de fundação;
 I – Momento de inércia da seção transversal;
 k – Constante;

K - Matriz de rigidez da estrutura após descritas as condições de contorno;
 $\underline{K}$ - Matriz de rigidez do sistema;
 $K^{(e)}$ - Matriz de rigidez de um elemento;
 L - Comprimento de bloco de fundação;
 l - Vão, comprimento;
 l_a - Comprimento disponível para a ancoragem das armaduras (ACI);
 l_b - Largura de um apoio (ACI), comprimento de ancoragem das armaduras;
 $l_{b,min}$ - Comprimento de mínimo ancoragem;
 l_o - Comprimento de perturbação;
 l_s - Distância média entre fissuras;
 M - Momento fletor;
 M_d - Momento fletor de cálculo;
 M_x, M_y, M_{xy} - Esforços associados à flexão de uma placa;
 N - Esforço normal;
 n - Número de camadas de barras, número de estacas;
 N_c - Esforço de compressão no concreto;
 N_{est} - Número de estacas necessárias;
 N_{sx}, N_{sy} - Esforços absorvidos por armaduras;
 N_x, N_y, N_{xy} - Esforços de membrana;
 P - Carga atuante em pilar;
 $P^{(e)}$ - Vetor de cargas de um elemento;
 P_{adm} - Carga admissível em estacas;
 P_k - Carga característica;
 P_u - Carga última;
 Q - Carregamentos permanentes;
 r - Raio de dobramento da armadura;
 R_{st} - Ação atuante em um tirante de aço;
 s - Espaçamento entre armaduras;
 T - Esforço torçor, força atuante nos tirantes;
 t - Espessura de um painel;
 V - Esforço cortante;

V_c – Parcela da força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

V_{Rd3} – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo;

V_{sw} – Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

w_t – Espessura efetiva de um tirante;

x_{23} – Altura da linha neutra no limite do Domínio 2;

x_{34} – Altura da linha neutra no limite do Domínio 3;

x_{limite} – Valor limite para a altura da linha neutra;

y – Deslocamento vertical relacionado à equação da linha elástica;

z – Braço de alavanca interno;

Z – Variável de otimização correspondente ao volume de armaduras;

Alfabeto Grego

α - Ângulo entre os eixos x e y na direção das tensões principais;

α_h - Fator de modificação para o cálculo do comprimento equivalente;

α_v - Coeficiente dependente da resistência característica à compressão do concreto;

β - Fator de retenção ao cisalhamento;

β_n – Fator que leva em conta o efeito da ancoragem dos tirantes na efetiva resistência à compressão de uma região nodal;

β_s – Fator que leva em conta o efeito da fissuração e da armadura de confinamento na efetiva resistência à compressão de uma escora;

δ - Deslocamentos;

ε - Deformações;

ϕ - Ângulo de atrito interno, fator de redução de resistência (ACI, CSA);

ϕ - Vetor dos deslocamentos após descritas as condições de contorno;

$\underline{\phi}$ - Vetor dos deslocamentos;

ϕ_s – Diâmetro de armadura;

γ_c, γ_s – Coeficientes de ponderação do concreto e do aço respectivamente;

γ_i – Ângulo existente entre o eixo de uma escora e as barras que a cruzam;

- γ_m – Coeficiente de ponderação da resistência do material;
- η - Coeficientes para cálculo da tensão de aderência da armadura passiva;
- λ – Fator de correção relacionado ao peso específico do concreto (ACI);
- λ_c – Fator de carga último esperado;
- λ_u – Fator de carga último obtido;
- ν - Coeficiente de Poisson, fator de eficiência do concreto;
- θ - Ângulo de inclinação de escoras;
- ρ - Taxa mecânica de armadura;
- σ - Tensão;
- σ_c – Tensão de compressão;
- σ_c - Tensão principal de compressão no concreto;
- σ_t – Tensão de tração;
- σ_t - Tensão principal de tração no concreto;
- σ_{xx} , σ_{yy} – Tensões normais nas direções x e y;
- τ_{xy} – Tensão de cisalhamento em relação aos eixos x e y;

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A maioria dos elementos utilizados na engenharia estrutural podem ser dimensionados de maneira simplificada, admitindo-se a Hipótese de Bernoulli, de que seções planas permanecem planas após a flexão do elemento. Essa hipótese facilita muito o dimensionamento de elementos lineares de concreto, pois considera que a distribuição das deformações ao longo da seção transversal segue uma relação linear para todos os estágios de carregamento, inclusive no estado limite último de ruptura.

No entanto, existem alguns elementos estruturais para os quais esta hipótese simplificadora não pode ser aplicada, devido ao fato das tensões de cisalhamento serem significativas. Essas tensões provocam deformações não-planares ao longo da seção transversal, impossibilitando a utilização dos processos correntes de dimensionamento.

Como exemplos correntes para o problema em questão podem ser citados os dentes gerber, as vigas-parede, os consolos, as vigas com aberturas na alma, as sapatas e os blocos de fundação sobre estacas, entre tantos outros elementos que possuem em sua constituição as denominadas “Regiões D”, que serão detalhadas em maior profundidade adiante.

Para estas regiões, deve-se então recorrer a outras alternativas de dimensionamento, tais como o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método das Bielas (MB) e mais recentemente o Método Corda-Painel (MCP). Esses métodos possibilitam uma análise sistemática de elementos estruturais descontínuos, bem como, fornecem um perfeito entendimento a respeito dos mecanismos resistentes da estrutura, seja esta de concreto simples, concreto armado ou concreto protendido.

Normas internacionais como o CEB (1993), o ACI (2002), o EUROCODE (1992), a CSA (1984, 1994), a EHE (1999), a NS (1992) e a AASTHO (1994, 1998) recomendam a utilização de tais métodos, fornecendo inclusive, uma série de parâmetros para a utilização adequada de tais modelos. No entanto, apesar desse recente esforço dos códigos normativos, ainda observa-se uma grande lacuna em vários pontos-chaves de aplicabilidade dos processos mencionados.

A NBR 6118 (2003) também recomenda a utilização de tais métodos para estruturas especiais, no entanto, ainda não fornece um mínimo de subsídios para o desenvolvimento de projetos estruturais utilizando tais processos. Tendo em vista que a inclusão desses assuntos nos códigos normativos é ainda bastante recente, acredita-se que futuramente a norma brasileira deva contemplar informações mais aprofundadas a respeito dos assuntos a serem aqui abordados.

A falta de difusão desses assuntos, bem como, a falta de consenso nas normas especializadas, acabam de certa maneira desmotivando os profissionais da área na utilização dos processos citados anteriormente. Dessa maneira, ainda é bastante freqüente encontrar-se no meio prático soluções simplificadas, muitas vezes inseguras, baseadas em critérios empíricos utilizados sem maiores problemas no passado.

Uma alternativa que tem sido observada com freqüência é a da solução baseada em critérios de simplificação estrutural. Sem dúvida essa alternativa é de grande utilidade e sempre deve ser estudada como uma primeira solução para casos complexos de dimensionamento. Essa solução é efetuada quando o engenheiro de estruturas cria uma concepção estrutural alternativa, que dribla o problema a ser efetivamente resolvido.

No entanto, levanta-se a seguinte questão: Quais alternativas adotar quando os processos correntes de dimensionamento não são válidos e uma solução através do caminho da simplificação não é mais possível? Foi procurando respostas a essa pergunta que se moldou o escopo do presente trabalho.

Adicionalmente, levando-se em consideração a boa experiência adquirida em programa de mestrado com a utilização de recursos de análise não-linear, procurou-se dar continuidade a esta linha de pesquisa, aplicando tais recursos para a análise e dimensionamento de elementos especiais de concreto estrutural, com ênfase para o concreto armado.

Dessa maneira, os objetivos deste trabalho concentram-se na investigação dos métodos supracitados, de maneira a estabelecer recomendações práticas para o desenvolvimento racional de projetos estruturais complexos. De maneira geral, esta tese tem como principais objetivos os seguintes tópicos, abaixo relacionados:

- Contribuição em futuras revisões da NBR 6118 (2003), visando incluir conhecimentos mais aprofundados e específicos a respeito da utilização do Método dos Elementos Finitos e do Método das Bielas em projetos estruturais (no Apêndice B apresenta-se uma proposta formal de “prática recomendada”);
- Contribuição na difusão de metodologias de dimensionamento sistemáticas para elementos especiais, possibilitando ao engenheiro de estruturas mais segurança e maior clareza na resolução de problemas complexos que envolvam o concreto estrutural. Vários problemas práticos são analisados tomando partido das metodologias investigadas;
- Propostas de parâmetros de resistência efetiva para as escoras e para as regiões nodais (Método das Bielas) em casos bidimensionais e tridimensionais, ajustados de acordo com o controle de qualidade do concreto recomendado pela NBR 6118 (2003). As propostas são elaboradas a partir de dados existentes na literatura, bem como, por meio de observações experimentais e numéricas;
- Aplicação do programa *SPANCAD* para a análise e dimensionamento utilizando o Método Corda-Painel e aplicação do programa *CAST* para aplicação do Método das Bielas. Os programas são testados buscando-se avaliar criticamente o seu desempenho e a sua confiabilidade em problemas complexos;

- Aplicação dos programas comerciais *ADINA* e *DIANA*, utilizando recursos de análise linear e não-linear, de maneira a verificar os casos de vigas-parede e blocos de fundação. Esses programas são utilizados para o desenvolvimento de Modelos de Escoras e Tirantes, bem como, para a avaliação crítica do desempenho da análise não-linear como processo de verificação estrutural;
- Propostas de modelos simplificados, seguros e econômicos para blocos de fundação sobre estacas, a partir do melhoramento das equações básicas encontradas na literatura e a partir de ensaios computacionais efetuados utilizando análises não-lineares tridimensionais;

Nos casos de dimensionamento e aplicação da análise não-linear, procurou-se apenas investigar os casos das vigas-parede e dos blocos de fundação sobre estacas, tendo em vista que estes elementos são efetivamente os casos de estruturas especiais mais encontrados no meio prático.

Deve-se observar que o presente trabalho sempre foi conduzido no sentido de se avaliar a aplicabilidade prática dos recursos investigados nos escritórios de cálculo estrutural. Acredita-se que tal diretriz venha a possibilitar uma ligação sólida e amigável entre o meio científico e o meio prático, favorecendo a condução de projetos mais seguros e econômicos.

De maneira simplificada, o presente trabalho encontra-se organizado da seguinte maneira: o Capítulo 2 apresenta de maneira superficial as alternativas de dimensionamento do concreto estrutural, enquanto que os Capítulos 3, 4 e 5 procuram fazer um aprofundamento em relação aos métodos disponíveis.

O Capítulo 6 procura se aprofundar na aplicação do Método das Bielas para casos bidimensionais enquanto o Capítulo 7 apresenta uma abordagem do método para casos tridimensionais. O Capítulo 8 apresenta as conclusões do presente trabalho e o APÊNDICE B apresenta uma proposta formal de prática recomendada que reflete os avanços obtidos com o presente trabalho.

CAPÍTULO 2 – ALTERNATIVAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESPECIAIS DE CONCRETO

2.1 Introdução

Antes de dar início a descrição das alternativas disponíveis atualmente para o dimensionamento de elementos especiais de concreto, é necessário previamente entender o significado do termo “descontinuidade”. Tal definição é resultado da divisão de uma estrutura em “Regiões B” e “Regiões D”, conforme visto a seguir.

A “Hipótese de Bernoulli” estabelece que: “seções planas perpendiculares ao eixo neutro de uma barra, permanecem planas depois da ocorrência da flexão nessa barra”. Esta hipótese é decorrência de uma simples intuição a respeito do comportamento de um certo elemento estrutural e não é baseada em nenhuma formulação matemática.

No entanto, de acordo com Ali (1997), ensaios experimentais têm demonstrado que a “Hipótese de Bernoulli” pode ser aplicada satisfatoriamente para vigas elaboradas de qualquer espécie de material, especialmente quando o comprimento da viga é muito maior do que a altura da seção transversal.

A “Hipótese de Bernoulli” facilita muito o dimensionamento de elementos de concreto armado, pois é possível assumir que a distribuição de deformações ao longo da altura da seção transversal do elemento é mantida linear, desde o início do carregamento até a ruína, conforme ilustra a Figura 2.1.

Dessa maneira, a determinação das tensões e deformações no aço e no concreto são imediatas, bastando para isso conhecer as relações constitutivas de ambos os materiais.

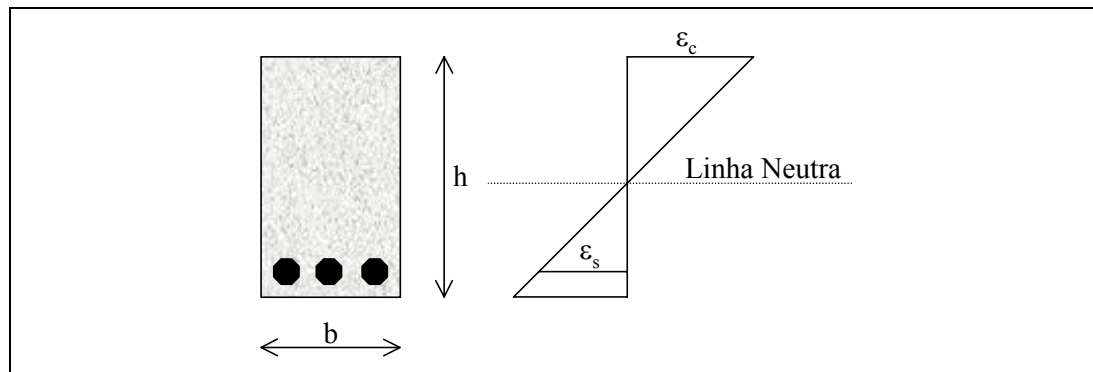


Figura 2.1 – Distribuição linear de deformações em viga de concreto armado

Na “Hipótese de Bernoulli”, costuma-se desprezar as deformações de distorção provocadas pela força cortante, o que facilita a solução da equação diferencial da linha elástica, definida na equação (2.1):

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} + \frac{d}{dx} \left(k \frac{V}{GA} \right) \quad (2.1)$$

Em que:

y – deslocamento vertical;

GA – rigidez ao cisalhamento;

M – momento fletor;

V – força cortante;

EI – rigidez à flexão;

k – constante.

As soluções obtidas sob esta hipótese permitem um dimensionamento funcional e seguro para as estruturas em que as deformações devido à força cortante são desprezíveis.

Porém, essa hipótese simplificadora não pode ser estendida para todos os tipos de elementos estruturais, ou mais especificamente, para todas as regiões de um elemento estrutural, conforme se conclui ao estudar o “Princípio de Saint Venant” .

O “Princípio de Saint Venant” estabelece que: “se existirem dois sistemas estaticamente equivalentes de forças sendo aplicados na mesma região de um contorno, em corpos diferentes mas geometricamente idênticos, as diferenças ocorridas nas tensões serão desprezíveis em regiões suficientemente afastadas da área de aplicação das cargas. No entanto, imediatamente abaixo do ponto de aplicação das cargas, surgirão diferenças significativas de tensão”.

Grandes perturbações de tensão são esperadas nos pontos de aplicação dos carregamentos, principalmente se a carga for pontual. Por isso, apenas para regiões suficientemente afastadas dos apoios e dos pontos de aplicação de cargas concentradas, pode-se assumir que a “Hipótese de Bernoulli” seja válida, isto é, que a distribuição de deformações ao longo do elemento estrutural seja linear.

Em pontos de aplicação de cargas concentradas, pode-se demonstrar com o recurso de métodos numéricos que a região imediatamente abaixo do ponto de aplicação do carregamento é extremamente perturbada e que existe uma grande variação nos valores das tensões, impedindo assim a adoção de deformações bem comportadas, conforme pressupõe a “Hipótese de Bernoulli”.

Nessa regiões de perturbação, as deformações provocadas pela força cortante apresentam valores significativos, obrigando a sua consideração no dimensionamento do elemento estrutural. Portanto, para estas regiões deixa de ser válida a “Hipótese de Bernoulli” e a aplicação dos métodos convencionais de análise e dimensionamento de estruturas pode conduzir a soluções inseguras.

O “Princípio de Saint Venant” pode ser ainda estendido para regiões com geometrias irregulares, que também acabam provocando uma quebra na linearidade das deformações ao longo da altura do elemento estrutural. Desta maneira, costuma-se classificar as causas de perturbação nas classes de ordem estática (causada pela presença de cargas) e geométrica (causada por mudanças bruscas na geometria).

De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), pode-se dividir uma estrutura em regiões contínuas e descontínuas, seguindo a “Hipótese de Bernoulli” e o “Princípio de Saint Venant”. Assim, o entendimento de qualquer processo moderno de dimensionamento do concreto estrutural inicia-se a partir da seguinte divisão:

- “Regiões B” (“Bernoulli” ou “Beam”): são regiões contínuas onde a “Hipótese de Bernoulli” é aplicável, isto é, regiões onde pode-se assumir que a distribuição de deformações ao longo da seção transversal seja linear;
- “Regiões D” (“Disturbed” ou “Descontinuity”): são as regiões descontínuas onde a “Hipótese de Bernoulli” não é válida, isto é, regiões onde a distribuição de deformações ao longo da seção transversal é não-linear.

Sugestões aproximadas para a caracterização das dimensões das “Regiões B” e “D”, podem ser encontradas para uma série de elementos estruturais no relevante trabalho de Schäfer; Schlaich (1988, 1991). Em geral, o comprimento de cada “Região D” é aproximadamente igual à altura do elemento estrutural, conforme ilustra a Figura 2.2.

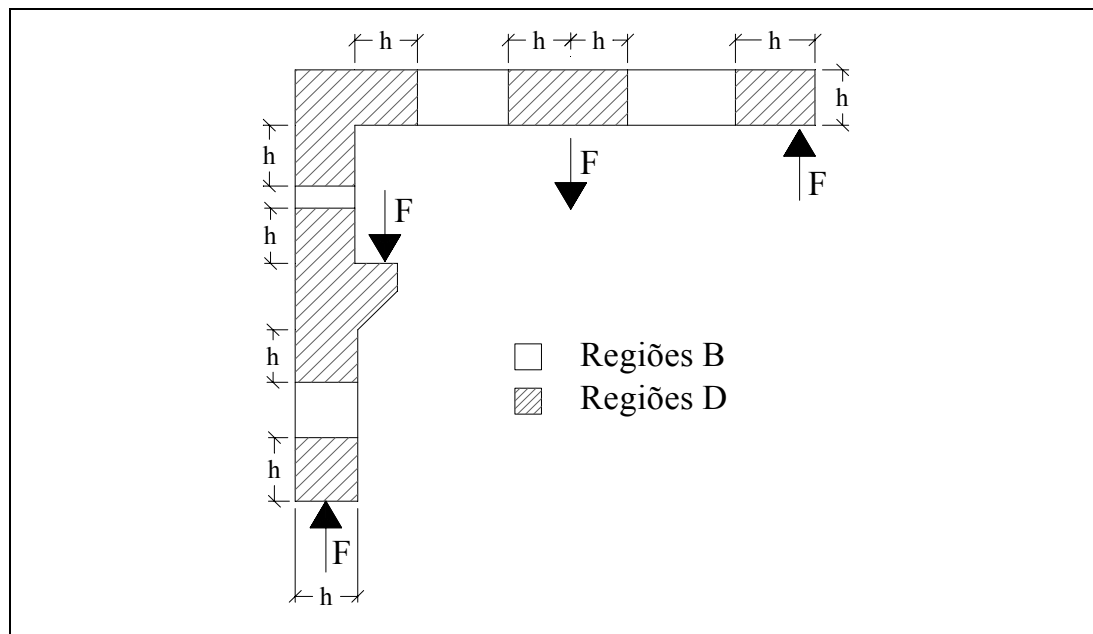


Figura 2.2 - Exemplo de estrutura subdividida em Regiões B e D

(Adaptado de Fu (2001))

Observa-se assim que, de acordo com o “Princípio de Saint-Venant”, existe uma região definida por dimensões da mesma ordem de grandeza da altura da seção transversal do elemento carregado, na qual se processa a regularização das tensões.

Em alguns casos a estrutura pode ser considerada no todo como uma “Região D”, sendo então chamada de “zona de descontinuidade generalizada”, conforme ilustram alguns exemplos da Figura 2.3. Essa é uma situação típica de blocos rígidos sobre estacas, vigas-parede e consolos curtos.

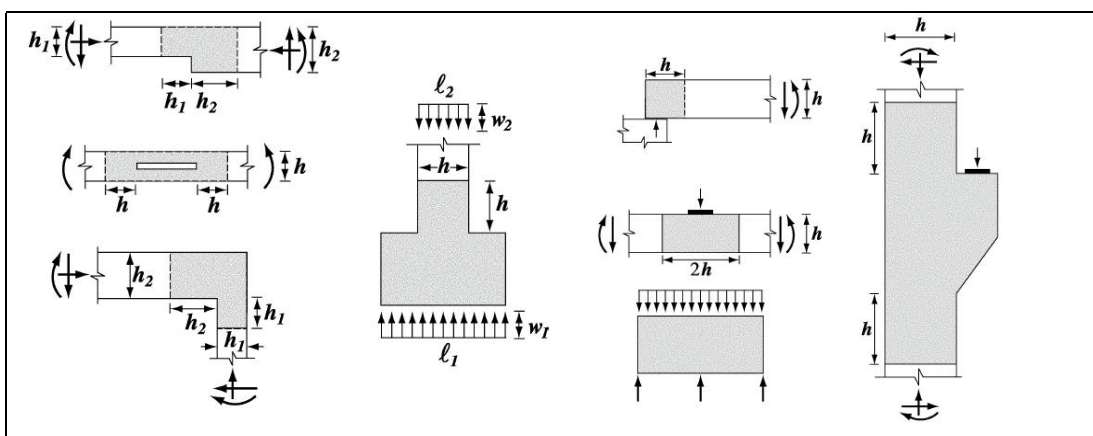


Figura 2.3 – Exemplos de “Regiões D” e seus contornos

(Fonte: ACI-318 (2002))

Observa-se, desta maneira, que vigas esbeltas normalmente possuem algumas “Regiões D” em sua constituição, tais como as regiões dos apoios e os pontos de introdução das cargas concentradas. No entanto, estas regiões normalmente não possuem uma atenção especial no dimensionamento.

De acordo com o ACI-318 (2002), se existe uma “Região B” entre “Regiões D” em um vão de cisalhamento, a resistência deste vão será governada pela existência da “Região B”, se esta possuir condições de geometria e armação semelhantes às regiões com descontinuidade. Isto ocorre porque a resistência ao cisalhamento de uma “Região B” é normalmente muito menor do que a resistência ao cisalhamento de uma “Região D” equiparável

No âmbito deste trabalho, consideram-se “elementos com descontinuidade” as regiões de uma estrutura - ou em alguns casos a própria estrutura como um todo - que podem ser classificadas como “Regiões D”. Conforme visto, a análise e dimensionamento estrutural dessas regiões deve ser feito recorrendo a modelos que levem em conta, mesmo que indiretamente, as deformações por força cortante.

Na sequência, são apresentados os métodos disponíveis atualmente para a análise e dimensionamento das “Regiões D”. De maneira geral, costuma-se recorrer aos métodos baseados na análise plástica (Método das Bielas) e aos métodos numéricos de análise linear e não-linear (Método dos Elementos Finitos e Método Corda-Painel).

2.2 Alternativas de Dimensionamento

De acordo com Figueiras (1999), o procedimento para a análise e dimensionamento das estruturas de concreto, que é reconhecido pelas mais diversas regulamentações e que faz parte da prática profissional, pode ser descrito resumidamente nos seguintes passos:

- a) estimativa das dimensões iniciais de todos os elementos estruturais, com base em regras simplificadas e na experiência acumulada durante anos de prática profissional. As dimensões adotadas devem satisfazer às condições arquitetônicas e de execução, e assegurar a condição dos estados limites definidos em normas específicas;
- b) determinação dos esforços internos associados aos diferentes casos de carregamento e respectivas combinações, com base numa análise elástica linear da estrutura;
- c) dimensionamento das seções transversais, isto é, verificação das dimensões iniciais e quantificação das armaduras para resistir aos esforços internos calculados, adotando-se leis constitutivas não-lineares para o aço e para o concreto, objetivando-se determinar a capacidade última das seções;

d) realização, em casos menos correntes, de uma análise não-linear completa da estrutura com traçado da resposta até à ruína, para melhor entendimento do seu comportamento e/ou validação da solução de dimensionamento adotada.

De acordo com o pesquisador, a segurança desta metodologia usada com frequência na análise dos tipos estruturais mais comuns (passo a) até c)) tem sido comprovada por anos de prática, testes e experiências, podendo ser encontrada a justificativa de sua utilização no “Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade”, por satisfazer às condições de equilíbrio e de resistência.

O passo d) é recomendado sempre que não existir uma experiência adquirida sobre o elemento estrutural em análise ou quando a importância da obra justificar este tipo mais elaborado de avaliação. Este tipo de análise conduz a um conhecimento mais aprofundado, possibilitando um dimensionamento seguro e eficiente.

De maneira geral, os elementos estruturais mais comuns de concreto armado ou protendido são atualmente dimensionados utilizando métodos simplificados, que desprezam as deformações provenientes da força cortante e que levam em consideração a distribuição linear de deformações ao longo da seção transversal.

Para elementos cujo comportamento é essencialmente controlado pelo momento fletor e pela força normal, tais como lajes, vigas e pilares, os modelos correntes de cálculo possibilitam um dimensionamento simples e eficaz, com a segurança confirmada por anos de prática.

O esforço simples que até hoje se constitui em objeto de grande estudo na comunidade científica é a força cortante, sendo que ainda existem muitas controvérsias. Apesar disso, as recomendações de cálculo disponíveis têm possibilitado grande segurança, uma vez que esse esforço dificilmente é determinante na resistência de elementos como lajes, vigas e pilares.

No entanto, para as “Regiões D” é a força cortante quem comanda o dimensionamento e os métodos de cálculos correntes são pouco eficientes, conduzindo a dimensionamentos inseguros. Estruturas como consolos, dentes Gerber, vigas-parede e blocos rígidos de fundação sobre estacas são exemplos típicos de estruturas em que a força cortante é preponderante.

As “Regiões B”, onde a “Hipótese de Bernoulli” é aplicável, são atualmente projetadas com uma boa precisão e segurança, sendo que toda a formulação existente é bem difundida e dominada pelo meio profissional. No entanto, os detalhes mais complexos de uma estrutura, como as “Regiões D”, geralmente são dimensionados levando em consideração experiências práticas utilizadas sem maiores problemas no passado.

Estes detalhes, contudo, também têm importância significativa no comportamento e na segurança das estruturas e, por isso, também devem ser analisados de uma maneira que leve em consideração modelos físicos realistas. As deformações provocadas pela força cortante devem ser avaliadas de maneira adequada e modelos baseados na análise plástica parecem fornecer, até o presente momento, a melhor solução para o dimensionamento dessas regiões.

Ultimamente, devido a grande capacidade de processamento dos microcomputadores, a utilização de recursos de análise linear e não-linear tem se tornado cada vez mais acessível, possibilitando dessa maneira, análises mais realistas dos elementos especiais. Infelizmente, essas ferramentas necessitam de grande experiência acumulada por parte do usuário e, por isso talvez, ainda encontram-se pouco difundidas nos escritórios de cálculo estrutural.

Com esta evidente evolução da tecnologia no meio computacional, vários métodos para o dimensionamento de elementos especiais de concreto têm ganhado prestígio, principalmente no meio científico. Entre estes métodos se destacam o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Bielas (MB).

O MEF, concebido na década de 50, tem sido utilizado com grande sucesso na indústria aeronáutica e mecânica, em projetos envolvendo materiais metálicos. No entanto, tem sido pouco utilizado para a resolução de problemas que envolvam o concreto estrutural. Conforme muito bem observou Lourenço (1992), o projetista de estruturas encontra-se em uma situação paradoxal, que justifica o uso limitado desse ferramental disponível.

De um lado, tem-se o meio científico produzindo novos programas de elementos finitos, dotados de poderosos pós-processadores e avançados modelos constitutivos. Contudo, apesar de toda essa tecnologia, observa-se que tais programas estão muito distantes do usuário convencional, tendo em vista o grande número de parâmetros envolvidos e a experiência mínima normalmente exigida.

Do outro lado tem-se o mercado, normalmente solicitando resultados a curto prazo acompanhados de soluções estruturais fiáveis e viáveis economicamente. Esse processo corriqueiro normalmente acaba impossibilitando uma análise mais cuidadosa por parte do calculista, impedindo-o de utilizar recursos sofisticados de cálculo.

Adicionalmente, existem poucas recomendações quanto ao MEF nos códigos vigentes de concreto estrutural, o que gera uma certa insegurança nos projetistas de estruturas. Além disso, para o estágio atual do conhecimento, uma abordagem estrutural real utilizando o MEF requer o levantamento de um número substancial de parâmetros, uma análise cuidadosa das condições de contorno e uma análise ainda mais cuidadosa dos resultados obtidos.

Os fatores anteriores, aliados aos custos reduzidos impostos pelo mercado, desmotivam o projetista de estruturas na utilização de recursos sofisticados de análise estrutural. Dessa maneira, procura-se muitas vezes obter uma solução simplificada, por meio da inovação do que por intermédio de uma resolução propriamente dita. O engenheiro é forçado a utilizar a sua experiência adquirida e transpor o problema através de uma solução alternativa, que pode ser muitas vezes insegura.

Deixando de lado a problemática abordada anteriormente, pode-se dizer que com a utilização do MEF é possível entender perfeitamente o fluxo de tensões através do elemento estrutural em análise, bem como, pode-se prever armaduras resistentes para um perfeito funcionamento do elemento estrutural.

Além disso, o MEF possibilita fazer simulações de desempenho da estrutura dimensionada, fornecendo resultados para uma conclusão mais efetiva do elemento estrutural projetado em relação aos estados limites.

O Método das Bielas tem como idéia principal a substituição da estrutura real por uma estrutura resistente na forma de treliça, chamada de Modelo de Escoras e Tirantes (MET), que acaba por simplificar de maneira sistemática o problema original, conforme ilustram os exemplos da Figura 2.4.

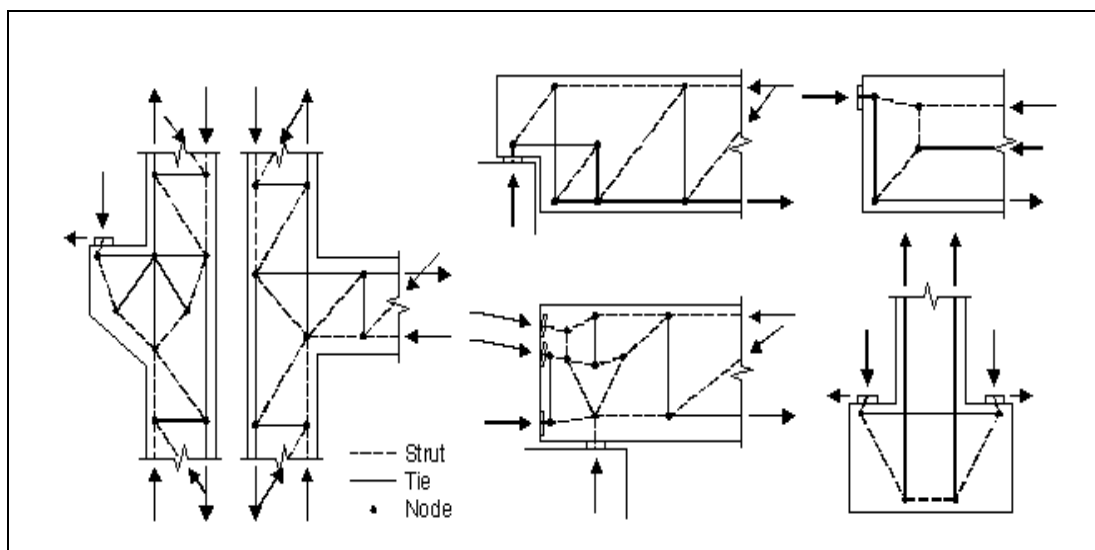


Figura 2.4 – Exemplos de Modelos de Escoras e Tirantes

(Fonte: Tjhin; Kuchma (2002))

O método se constitui em uma generalização da “Analogia de Treliça”, proposta por Rüsç e Mörsch no início do século XX para o dimensionamento de armaduras transversais em vigas de concreto armado. Tal analogia é sem dúvida, uma das idéias mais fabulosas criadas no campo de concreto estrutural, e até hoje serve de base para o dimensionamento de vigas submetidas ao momento torçor e a força cortante.

Atualmente vários elementos estruturais especiais, tais como consolos, dentes gerber, vigas com aberturas na alma e blocos de fundação sobre estacas são rapidamente dimensionados utilizando o Método das Bielas. Particularmente, observa-se grande aplicabilidade do método nas estruturas de concreto pré-moldado, conforme demonstram os exemplos de El Debs (2000).

O Método das Bielas também pode ser aplicado às estruturas de concreto protendido, sendo que as regiões submetidas a perturbações de tensão, introduzidas pelo ato da protensão, são facilmente resolvidas pela adoção de um Modelo de Escoras e Tirantes.

O método também tem sido utilizado com sucesso nas tarefas de recuperação estrutural e na determinação da capacidade resistente de elementos estruturais submetidos a processos avançados de deterioração. Kesner; Poston (2000) apresentam vários casos reais onde o método é utilizado para a determinação da capacidade portante de estruturas danificadas e para o desenvolvimento de estratégias visando a recuperação estrutural.

O método se constitui em uma excelente alternativa para se definir, por exemplo, os melhores pontos de introdução de forças adicionais à estrutura, de maneira a limitar as aberturas de fissuras já existentes e as altas tensões em certas armaduras. Este é o caso, por exemplo, da aplicação da protensão externa, que visa recuperar elementos estruturais cuja capacidade resistente encontra-se seriamente comprometida.

Várias normas correntes recomendam a utilização do MEF e do MB, no entanto, poucas fornecem informações relevantes que servem de auxílio ao projetista de estruturas em projetos mais complexos. Adicionalmente, existe o problema da falta de divulgação desses assuntos em revistas mais acessíveis e a existência de algumas controvérsias em relação aos parâmetros de resistência a serem adotados para as escoras e para as regiões nodais.

Para alguns tipos de estruturas especiais, como são os casos dos consolos, vigas-parede e blocos de fundação, já existem alguns modelos otimizados recomendados por vários códigos normativos. No entanto, a validade destes modelos está limitada a exigência de manutenção de algumas relações geométricas do elemento estrutural.

Deve-se observar que estes modelos padronizados, na maioria das vezes foram obtidos de extensivos ensaios laboratoriais e de investigações computacionais utilizando o MEF e o MB e, sem dúvida, é preferível a utilização destes em relação às análises mais sofisticadas, principalmente pela agilidade, simplicidade e rapidez com que são obtidos os resultados de armação.

Para elementos estruturais que possuem comportamento do tipo parede, uma boa alternativa de análise tem sido obtida através da utilização do Método Corda-Painel (MCP). Esta aproximação leva em conta as condições de equilíbrio e de compatibilidade e tem a grande vantagem de ser um método sistemático. Infelizmente, tem-se observado que esse método além de ser limitado a uma classe específica de problemas conduz a altas taxas de armadura.

A seguir procurar-se-á apresentar as principais características, vantagens e desvantagens, dos principais métodos disponíveis atualmente para a resolução de problemas complexos em concreto estrutural. São apresentados exemplos de dimensionamento utilizando tais métodos, bem como, os procedimentos básicos necessários para a efetiva utilização destes processos.

CAPÍTULO 3 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

3.1 *Histórico*

Apesar do nome do método ser bastante recente, seu conceito já vinha sendo utilizado há vários séculos. Sabe-se, por exemplo, que matemáticos da antigüidade encontravam a circunferência de um círculo através da aproximação matemática do perímetro de um polígono inscrito ou circunscrito a esse círculo.

O polígono inscrito fornece um limite inferior, enquanto que o polígono circunscrito fornece um limite superior para a circunferência real do círculo. Assim, conforme o número de lados do polígono aumenta, os valores aproximados tendem a convergir para a resposta real da circunferência. Em termos da linguagem atual, cada lado do polígono poderia ser definido como um “elemento finito”.

De acordo com Rao (1999), as idéias básicas do Método dos Elementos Finitos, como são conhecidas atualmente, foram apresentadas nos trabalhos clássicos de Turner et al. (1956) e de Argyris; Kelsey (1955), sendo que o nome do método viria a ser citado pela primeira vez no trabalho de Clough (1960).

No trabalho de Turner et al. (1956), considerado um dos trabalhos mais relevantes para o desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos, são apresentadas aplicações de elementos finitos simples, tais como elementos de barra e de elementos triangulares, utilizados para a análise da estrutura de aviões.

O uso do método, contudo, só se tornaria viável após o surgimento dos computadores, que puderam fornecer respostas rápidas para o grande número de cálculos envolvidos. Assim, com o desenvolvimento da velocidade de processamento dos computadores, o método também pôde se desenvolver de maneira impressionante, sendo aplicado atualmente as mais diversas áreas do conhecimento.

De maneira muito simplificada, o Método dos Elementos Finitos pode ser definido como um método de análise em que o problema físico é descrito de forma diferencial e onde as equações desenvolvidas são resolvidas numericamente.

3.2 Fundamentos Básicos do MEF

De acordo com Rao (1999), a idéia básica do Método dos Elementos Finitos é encontrar a solução de um problema complicado através da substituição do problema inicial por vários outros problemas de simples resolução. É evidente que a solução obtida não é exata, mas na falta de um recurso mais poderoso para a análise do problema o método passa a ser um procedimento bastante eficaz.

Inicialmente, o problema inicial é discretizado em vários elementos de dimensão bastante reduzida, denominados de elementos finitos. Os elementos finitos são interconectados através dos nós, que são pontos onde uma solução aproximada pode ser adotada e onde equações de equilíbrio podem ser estabelecidas.

Uma vez que os valores dos campos desejados (deslocamentos e tensões) não são conhecidos no interior do meio contínuo, assume-se que a variação destes campos variáveis dentro dos elementos finitos possa ser aproximada por funções simples, chamadas de funções de interpolação, que são definidas em termos dos valores dos campos variáveis nos nós.

Quando as equações de equilíbrio para o meio contínuo são definidas e resolvidas, normalmente através de equações matriciais, os valores nodais dos campos variáveis passam a ser conhecidos. As funções de interpolação são então utilizadas para descrever o comportamento de todos os nós da estrutura, obtendo assim uma solução aproximada para o meio contínuo.

De acordo com Rao (1999), a solução geral de um problema estático da área de engenharia de estruturas, utilizando o Método dos Elementos Finitos pode ser obtida através dos seguintes passos:

- *Passo 1 – Discretização da estrutura:*

O primeiro passo no MEF é dividir a estrutura em vários elementos, sendo que nesta etapa deve-se decidir sobre o número, o tipo, o tamanho e o arranjo de cada um dos elementos. Os elementos disponíveis para a discretização do meio contínuo podem ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais. Os elementos normalmente utilizados para concreto são do tipo iso-paramétricos, isto é, com três nós ao longo dos vários eixos do elemento, conforme ilustra a Figura 3.1.

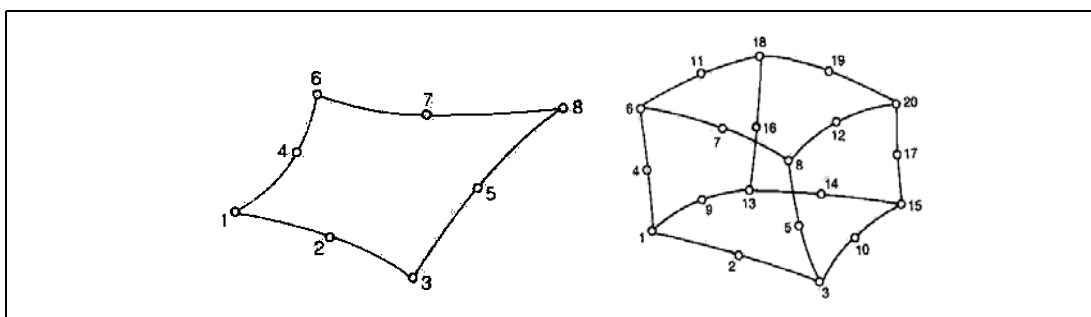


Figura 3.1 - Elementos iso-paramétricos utilizados para concreto

(Fonte: Kotsovos; Pavlovic (1995))

O tamanho dos elementos tem influência significativa na convergência da solução e, por isso, deve ser escolhido com bastante cuidado. De maneira geral, recomenda-se para elementos bidimensionais e tridimensionais uma razão unitária entre a maior e a menor dimensão do elemento.

Deve-se observar que se o tamanho dos elementos é pequeno, a solução esperada tende a ser mais precisa. No entanto, deve-se atentar para o fato de que o uso deste tipo de elemento pode gerar trabalhos computacionais significativos, devido ao grande número de elementos necessários para descrever o contorno.

O número de elementos a ser escolhido geralmente está relacionado com a precisão desejada. Um acréscimo no número de elementos normalmente conduz a uma melhoria na solução do problema, no entanto, existe um certo limite para o qual a resposta não pode ser mais melhorada.

Para regiões sujeitas a concentrações de tensões, isto é, regiões com tensões significativamente maiores do que as tensões médias verificadas para o meio em análise, tais como cantos e reentrâncias, recomenda-se a utilização de malhas refinadas.

- *Passo 2 – Seleção de um modelo adequado de deslocamento ou interpolação:*

Uma vez que a solução dos deslocamentos de uma estrutura complexa sob a ação de forças atuando em seu contorno não pode ser obtida com precisão, deve-se assumir uma solução adequada para os elementos, de maneira a aproximar razoavelmente a solução.

A solução assumida para os elementos deve ser simples do ponto de vista computacional e deve satisfazer a certos requisitos de convergência. Em geral, a solução ou modelo de interpolação é tomado na forma de uma equação polinomial.

- *Passo 3 – Obtenção das matrizes de rigidez dos elementos e dos vetores de carga:*

A partir do modelo de deslocamento assumido, a matriz de rigidez $[K^{(e)}]$ e o vetor de cargas $[P^{(e)}]$ do elemento “e” são obtidos utilizando equações de equilíbrio ou princípios variacionais.

- *Passo 4 – Reunião dos elementos para obtenção das equações de equilíbrio:*

Uma vez que a estrutura é composta de vários elementos finitos, as matrizes individuais de rigidez de cada elemento são reunidas em uma única matriz, que descreverá o comportamento global da estrutura. Assim, a equação de equilíbrio da estrutura pode ser descrita de acordo com a equação (3.1):

$$[K].\Phi = P \quad (3.1)$$

Onde:

$[K]$ = Matriz de rigidez da estrutura;

ϕ = Vetor dos deslocamentos atuantes na estrutura;

P = Vetor das forças nodais atuantes na estrutura.

- *Passo 5 – Solução dos deslocamentos desconhecidos:*

As equações de equilíbrio devem ser modificadas para levar em conta as condições de contorno do problema. Depois da incorporação das condições de contorno as equações de equilíbrio passam a ser expressas de acordo com a equação (3.2):

$$[K].\phi = P \quad (3.2)$$

Para problemas lineares, o vetor ϕ pode ser obtido através de dois métodos disponíveis para a resolução dos sistemas equações lineares: os métodos diretos e os métodos iterativos.

Os métodos diretos são aqueles que utilizam um número finito de operações aritméticas para encontrar a solução do problema. Devido a erros de truncamento, o método as vezes não fornece bons resultados. Os métodos diretos mais utilizados são o “Método de Eliminação Gaussiana” e o “Método de Cholesky”.

Os métodos iterativos são aqueles que começam com uma aproximação inicial e após sucessivas iterações convergem para soluções cada vez refinadas. São representantes desta classe o “Método de Gauss-Seidel” e o “Método de Newton”.

De acordo com Kotsovos; Pavlovic (1995), em análises não-lineares o sistema não pode ser resolvido diretamente e assim, torna-se necessário o emprego de técnicas iterativas baseadas em soluções sucessivas de sistemas lineares, até que a convergência seja alcançada.

Os tipos mais freqüentes de solução para sistemas de equações não-lineares são obtidos através da utilização do “Método Direto” (“Módulo Secante” ou “Rigidez Variável”) e do “Método de Newton-Raphson” (“Método da Rigidez Tangencial”).

O “Método Direto” tende a ser mais trabalhoso, uma vez que a matriz $[K]$ deve ser remontada e um novo conjunto de equações deve ser resolvido a cada iteração. Em geral, o “Método da Rigidez Tangencial” converge mais rapidamente e exhibe maior estabilidade que o “Método Direto”, no entanto, também é necessário montar a matriz $[K]$ a cada nova iteração.

- *Passo 6 – Calculo das tensões e deformações nos elementos:*

A partir dos deslocamentos nodais obtidos do vetor ϕ , as deformações e tensões nos elementos podem ser calculadas a partir das equações clássicas da Mecânica dos Materiais. A apresentação dessa equações foge do escopo desse trabalho e pode ser encontrada nos trabalhos de Rao (1999) e Silva (1999).

Para a aproximação utilizando o MEF, que é desenvolvida utilizando computadores, um grande número de programas estão disponíveis no mercado. Tais programas são capazes de gerar malhas automaticamente e também fornecer resultados gráficos significativos, se comportando como um verdadeiro laboratório virtual.

Geralmente os programas de elementos finitos são constituídos de um pré-processador (descrição dos elementos finitos, carregamentos e restrições de apoio), de um processador (resolução do sistema de equações) e de um pós-processador (visualização dos resultados).

Dentre os programas computacionais baseados no MEF mais procurados no mercado podem ser citados os seguintes “*softwares*”: *ADINA*, *DIANA*, *NASTRAN*, *PASTRAN*, *ANSYS*, *ROBOT MILLENIUM* e *SAP2000*, entre tantos outros milhares de programas existentes.

Atualmente, também pode-se encontrar nos programas baseados no MEF, módulos adicionais contendo recursos de Mecânica da Fratura, tais como propagação de fissuras (discretas e distribuídas), e recursos de análise não-linear, que possibilitam tratar o concreto estrutural de maneira realista. Investigações utilizando estas potencialidades de alguns programas foram efetuadas por Souza (2001), Souza; Sousa (2001) e Souza et al. (2002).

3.3 O Que Dizem os Códigos Normativos Sobre o MEF?

O CEB-FIP Model Code 1990 (1993), nos seus itens 5.5, 5.6 e 5.7, recomenda o uso do MEF, assim como de outros métodos numéricos, tais como o “Método dos Elementos de Contorno” e “Método das Diferenças Finitas”. O MEF pode ser aplicado para a análise de elementos como lajes, vigas-parede, paredes estruturais, cascas e placas, sendo que as análises são válidas tanto para o estado limite de utilização quanto para o estado limite último.

A norma canadense CSA (1994), em seu item 9.5, indica a utilização do MEF, ou de outra técnica numérica, como um método alternativo para a análise de estruturas. A utilização do método visa principalmente obter as diferenças entre o comportamento real da estrutura e o comportamento utilizado na análise para dimensionamento.

A norma canadense cita que os efeitos de fissuração devem ser levados em conta na análise e que os padrões de malha e as condições de contorno devem ser consistentes com a geometria, com o carregamento e com as restrições de apoio da estrutura. Cuidados também devem ser tomados de maneira a assegurar o comportamento realista do tamanho e da rigidez dos elementos.

Ainda em relação a norma canadense, existe a recomendação de que a armadura a ser utilizada, obtida de uma análise utilizando o MEF, deva estar concentrada em bandas ou em tirantes alinhados em mais ou menos 15° em relação à direção das tensões principais de tração.

O projeto de revisão do EUROCODE 2 (1999), recomenda a utilização do MEF para a análise de lajes planas e para casos de geometria de ordem complexa, conforme relata o parágrafo a seguir, extraído na íntegra da referida norma:

“Na maioria dos casos, análises serão utilizadas para estabelecer a distribuição de forças internas e momentos, no entanto, para certos elementos complexos o método de análise utilizado (isto é, uma análise por elementos finitos) fornecerá tensões, deformações e deslocamentos, que são melhores do que forças internas e momentos. Métodos especiais são necessários para a utilização destes resultados, visando obter as áreas de armaduras apropriadas.”

A norma espanhola EHE (1999) recomenda implicitamente a utilização do MEF - principalmente para as “Regiões D” - ao sugerir um “método numérico adequado”, em seu item 24.2.3. De acordo com a norma espanhola, as análises podem ser lineares e não-lineares e, para ambos os casos, devem ser satisfeitas as condições referentes ao estado limite de utilização e ao estado limite último do elemento estrutural.

A NBR 6118 (2003) recomenda explicitamente a utilização do MEF para a análise de elementos especiais, principalmente para elementos do tipo parede com furos na alma.

Para elementos como consolos, dentes Gerber e vigas-parede, a norma brasileira recomenda a utilização de “modelos planos elásticos ou não-lineares”, ou seja, uma recomendação implícita do MEF.

Para elementos como sapatas e blocos de fundação sobre estacas, a NBR 6118 (2003) recomenda a utilização de “modelos tridimensionais elásticos ou não”. De maneira geral, apesar de indicar o MEF a norma brasileira não fornece subsídios para o desenvolvimento de projetos utilizando tal metodologia.

3.4 Análise de Estruturas de Concreto Utilizando o MEF

O MEF é um rival em potencial do MB, mas é ao mesmo tempo um dos maiores aliados para o desenvolvimento dos modelos de escoras e tirantes. Isso se deve ao fato de que análises elásticas utilizando o MEF possibilitam o entendimento do encaminhamento das forças no interior da estrutura, gerando assim um critério lógico para a localização adequada de escoras e tirantes.

Análises não-lineares que considerem a fissuração no concreto também constituem uma excelente alternativa para o engenheiro de estruturas, podendo indicar as melhores posições para as armaduras. Normalmente, as armaduras têm sentido ortogonal àquele apresentado pelas fissuras, de maneira a costurar as mesmas.

Conforme visto, em análises não-lineares o sistema não pode ser resolvido diretamente e, por isso, existe a necessidade do emprego de técnicas iterativas, baseadas em soluções sucessivas de sistemas lineares. Trata-se, portanto, de uma análise muito mais complexa e que exige grande procedimento computacional.

De acordo com Figueiras (1999), a análise não-linear é um instrumento poderoso que satisfaz, para qualquer nível de carregamento, as condições de equilíbrio e de compatibilidade de deformações. Partindo de relações constitutivas realistas para o concreto e para o aço, o comportamento completo da estrutura, desde o início do carregamento até o colapso pode ser traçado, permitindo a verificação da segurança em serviço e no estado limite último.

Observa-se que no MEF o projetista é duramente forçado a desenvolver uma sensibilidade crítica para a resolução de problemas estruturais. Somente através de muito treinamento e do aguçamento deste senso crítico é possível obter bons resultados utilizando tal metodologia.

A afirmação anterior decorre do fato do método conter alguns perigos implícitos, tais como considerações insuficientes por parte do calculista na construção do seu modelo de elementos finitos e até mesmo em possíveis deficiências existentes nos programas disponíveis no mercado. É preciso antes de tudo certificar-se da qualidade do programa a ser utilizado em uma análise de grandes responsabilidades.

Além disso, existem questões sutis que influenciam decisivamente nos resultados finais, tais como: escolha adequada do melhor elemento finito, domínio sobre as relações constitutivas dos materiais, discretização da malha, número de elementos, entre tantas outras questões que surgem no meio do processo e que só podem ser respondidas por um usuário experiente. Relatos desta natureza podem ser obtidos, por exemplo, no trabalho de Souza et al. (2002).

Como consequência das deficiências relatadas anteriormente, podem surgir detalhamentos inadequados de algumas partes da estrutura, sendo que estes detalhamentos podem ser até mesmo catastróficos, conforme comprova o colapso da plataforma norueguesa Sleipner em 1991.

Nesta estrutura “off-shore”, constituída por 24 células cilíndricas de concreto armado, acredita-se que a ruína ocorreu pela escolha indevida de armadura transversal na região de junção entre as paredes da estrutura. A determinação da armadura transversal foi baseada numa análise elástica incorreta gerada por um renomado programa de elementos finitos, o NASTRAN (National Aeronautics and Space Administration Structural Analysis).

De acordo Collins et al. (1997)), as tensões de cisalhamento encontradas no projeto estrutural estavam subestimadas em 47% com relação às tensões reais, levando assim a um detalhamento inadequado das células cilíndricas de concreto.

Outra dúvida na utilização do MEF refere-se à economia, pois os processadores disponíveis determinam a armadura necessária pelo chamado “ponto de integração” de um elemento, a partir das tensões elásticas de tração resultantes nesta posição. Isto pode levar a adoção de uma armadura antieconômica.

Por exemplo, no caso de uma viga esbelta fletida, a distribuição de tensões elásticas é linear ao longo de sua altura e o braço de alavanca entre a resultante das tensões de tração e a resultante das tensões de compressão é aproximadamente igual a dois terços da sua altura. Um pós-processador padrão baseará a disposição das armaduras nesta posição.

Na realidade, um calculista posicionaria toda a armadura tracionada tão longe quanto fosse possível, empregando um grande braço-de-alavanca interno. Isto resulta em uma redução de aproximadamente 25% da armadura e, partindo deste princípio, os pós-processadores nem sempre darão os melhores resultados.

O MEF ganha potencialidade quando o comportamento de uma estrutura é complexo, ou seja, quando esta apresenta uma distribuição não-linear de deformações ao longo da seção transversal. Nestes elementos, conforme relatado anteriormente, não pode-se desprezar as deformações provocadas pela força cortante e, conseqüentemente, a “Hipótese de Bernoulli” não pode ser aplicada.

Nesse caso, a hipótese anterior, de posicionar os elementos principais no centro de gravidade dos diagramas de tensão é bastante razoável, fornecendo um critério racional para o calculista. No entanto, conforme citado anteriormente, a experiência do engenheiro de estruturas com o método é fator fundamental para o sucesso em projetos que envolvam o dimensionamento de geometrias complexas.

Figueiras (1999), por exemplo, apresenta algumas aplicações práticas utilizando os recursos de análise não-linear disponíveis no MEF. De acordo com o pesquisador, este tipo de análise é bastante justificável em casos onde não exista ainda experiência suficiente adquirida ou quando a importância da obra justificar.

Ainda de acordo com o pesquisador, o estudo das causas de deterioração e a verificação de segurança de estruturas reforçadas são outros dos campos de aplicação prática do Método dos Elementos Finitos e da análise não-linear.

Foster (1998) recomenda que os resultados numéricos sejam analisados com extremo cuidado e sugere também que quase sempre tais resultados devem ser vistos com ceticismo, principalmente quando detalhando estruturas com comportamento complexo, tais como as estruturas especiais de concreto.

No presente trabalho procurou-se utilizar os programas comerciais *ADINA* e *DIANA*, que são baseados no Método dos Elementos Finitos. Inicialmente o programa *ADINA* foi utilizado para a condução de análises não-lineares, mas verificou-se posteriormente que tratava-se de um programa pouco prático e pouco potente quando comparado ao programa *DIANA*.

Para maiores informações do programa *ADINA*, que foi aplicado exclusivamente em análise elásticas, recomenda-se a leitura dos trabalhos efetuados por Bathe et al. (1989), Jerome; Ross (1997), Kraus; Wurzer (1997), Tedesco et al. (1997), Souza (2001) e Souza et al. (2002).

No presente trabalho as investigações não-lineares foram realizadas utilizando *DIANA*, que é um programa muito mais completo em termos de modelos constitutivos, critérios de ruptura e recursos para disponibilização das armaduras. Os detalhes principais de funcionamento do programa *DIANA* são descritos a seguir.

3.5 *DIANA*

3.5.1 Introdução

DIANA é um programa de elementos finitos baseado no Método dos Deslocamentos com características tridimensionais e não-lineares. O programa vem sendo desenvolvido por engenheiros civis da TNO Building and Construction Research, na Holanda, desde 1972.

As maiores capacidades do programa *DIANA* estão relacionadas com o concreto armado, possibilitando a análise de fenômenos complexos tais como: fissuração, plasticidade, fluência, cura, temperatura e instabilidade. Além disso, o programa oferece uma grande variedade de elementos, tais como: vigas, sólidos, membranas, placas, cascas, etc.

Sem dúvida, o que diferencia o programa *DIANA* dos outros programas de elementos finitos existentes no mercado, é o fato dele ser totalmente desenvolvido por engenheiros civis e, dessa maneira, encontra-se totalmente adaptado para atender as maiores necessidades desses profissionais.

3.5.2 Modelo de Fissuração Distribuída

Como é sabido, o comportamento das estruturas de concreto é caracterizado por uma redução na capacidade de carregamento com acréscimo de deformações depois de atingido um certo limite de carga. Esse comportamento global é causado por um comportamento do material denominado “strain softening”, que ocorre tanto para esforços de tração quanto para esforços de compressão.

Devido a esse efeito de amolecimento, as deformações tendem a se manifestar em uma região localizada da estrutura e, dessa maneira, os resultados obtidos utilizando o Método dos Elementos Finitos podem ser dependentes da discretização adotada

para a malha nessa região. Esta deficiência é superada no programa *DIANA* através da introdução de conceitos de Mecânica da Fratura e de Mecânica do Dano.

Para a simulação do processo de fraturamento no concreto, o programa *DIANA* conta com o modelo de fissuração discreta (“discrete crack model”) e com o modelo de fissuração distribuída (“smeared crack model”). No modelo de fissuração discreta, a fissura é tratada de maneira real, de modo que uma nova malha é gerada conforme a fissura se propaga.

No presente trabalho dar-se-á ênfase apenas ao modelo de fissuração distribuída, por julgar que tal modelo apresenta maiores facilidades para simulação numérica das estruturas de concreto. Para maiores informações a respeito do modelo de fissura discreta recomenda-se consultar, por exemplo, o trabalho de Rots; Blaauwendraad (1989).

No modelo de fissuração distribuída o material danificado ainda é considerado como um meio contínuo e as notações de tensão e deformação ainda podem ser aplicadas sem a necessidade de se construir uma nova malha enquanto as fissuras se propagam. Com essa hipótese, o dano pode ser representado por um parâmetro k , que está relacionado com um comprimento equivalente da energia dissipada por unidade de área fissurada, G_f .

Dessa maneira, os parâmetros relacionados com a Mecânica da Fratura introduzidos no modelo de fissuração distribuída são a energia de fraturamento, o comprimento equivalente (“equivalent length”) e a banda de fissuras (“crack band”). A relação tensão-deformação, tanto na compressão como na tração, também pode ser descrita em termos energéticos.

De acordo com Feenstra; Borst (1993), a energia de fraturamento à compressão G_c em ensaios experimentais tem variado de 10 a 25 Nmm/mm², o que corresponde a mais ou menos 50 a 100 vezes a energia de fraturamento na tração, G_f . A energia de

fraturamento à compressão é obtida do diagrama tensão-deslocamento, conforme ilustra a Figura 3.2.

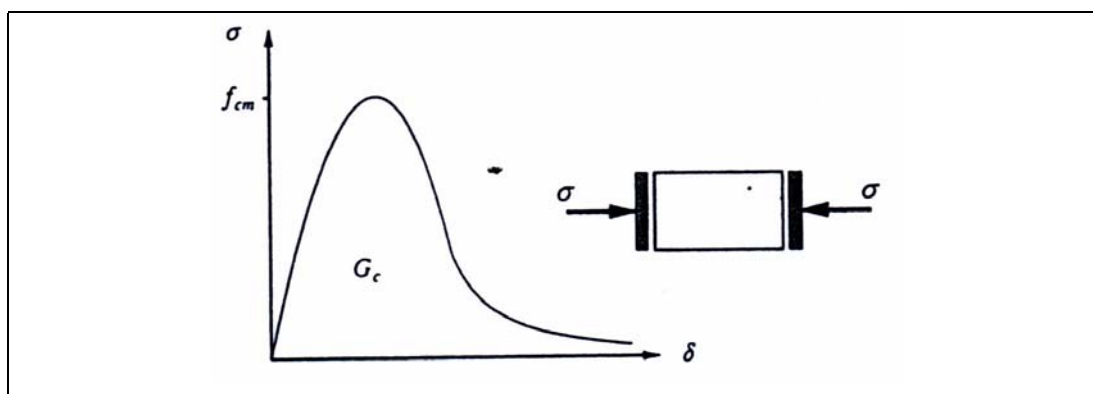


Figura 3.2 – Energia de fraturamento à compressão

(Fonte: Feenstra; Borst (1993))

Além da representação da relação constitutiva em termos energéticos, o programa *DIANA* permite utilizar o modelo do CEB-FIP Model Code 1990 (1993) e curvas definidas pelo próprio usuário. Evidentemente, a formulação em termos energéticos é muito mais interessante do ponto de vista computacional, tendo em vista a independência da malha adotada.

A energia de fraturamento, denotada por G_f , representa a quantidade de energia liberada por unidade de área fissurada, ou melhor, a energia que é necessária para uma fissura se propagar. O valor de G_f pode ser obtido de um teste de tração com deformação controlada, calculando-se a área do diagrama tensão versus abertura de fissura.

A energia de fraturamento é assumida como sendo um parâmetro do material que está relacionado com a resistência à compressão e com o tamanho máximo do agregado. De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993) pode-se determinar G_f através da equação (3.3).

$$G_f = G_{F0} (f_{cm}/f_{cm0})^{0,7} \text{ [Nmm/mm}^2\text{]} \quad (3.3)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3.4)$$

Sendo $f_{cm0} = 10 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ e o valor de G_{F0} dependente do máximo tamanho do agregado, $d_{m\acute{a}x}$, conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Valores de G_{F0} em função de $d_{m\acute{a}x}$

$d_{m\acute{a}x}(\text{mm})$	$G_{F0}(\text{Nmm/mm}^2)$
8	0,025
16	0,030
32	0,058

O comprimento equivalente, denotado por h , deve corresponder a uma dimensão representativa dos elementos da malha, sendo dependente do tipo do elemento e de sua forma. De acordo com Feenstra; Borst (1993), o comprimento equivalente pode ser relacionado com a área do elemento, através da equação (3.5).

$$h = \alpha_h \cdot \sqrt{A_e} \quad (3.5)$$

O fator α_h é um fator de modificação que é igual a 1,0 para elementos quadráticos e igual a 1,41 para elementos lineares. O comprimento equivalente quando calculado pela equação (3.5) é adequado quando a malha não é muito distorcida e quando a maioria das fissuras estão alinhadas com as linhas da malha. Trata-se de uma equação que fornece boas aproximações para a maioria das situações práticas.

Com base nos parâmetros anteriores, pode-se definir um parâmetro g_f que representa o trabalho inelástico, conforme a equação (3.6). Esse parâmetro representa a quantidade de energia que deve ser dissipada em um elemento da malha de elementos finitos para que ocorra um dano irreversível do material. Essa idéia é utilizada tanto em tração como em compressão, podendo capturar o “softening” do material.

$$g_f = \frac{G_f}{h} \quad (3.6)$$

3.5.3 Modelagem do Concreto Simples

Conforme mencionado, um dos modelos de fissuração implementados no programa *DIANA* é o modelo de fissuração distribuída. Esse modelo, por sua vez, determina a abertura e a orientação das fissuras em um determinado ponto através dos “Modelos Incrementais ou Plásticos” e dos “Modelos Total Strain”, descritos a seguir.

3.5.3.1 Modelos Total Strain

Na formulação dos “Modelos Total Strain” recorre-se unicamente a uma relação constitutiva dependente das deformações em um dado instante, o que fornece facilidades de implementação numérica. Dessa maneira, o grande atrativo dessa formulação é a sua simplicidade conceitual, sendo essa vertente representada no programa pelo “Rotating Crack Model” e pelo “Fixed Crack Model”.

O “Rotating Crack Model” permite que a fissura mude de direção enquanto se propaga, enquanto o “Fixed Crack Model” armazena o ângulo de abertura da primeira fissura e faz com que a propagação mantenha esse ângulo, mudando de direção somente quando for registrado uma variação de 90° em relação ao ângulo gravado no início do processo.

De acordo Feenstra; Borst (1993), Rots et al. (1985) e Rots; Blaauwendraad (1989) o “Rotating Crack Model” tende a apresentar cargas de ruína inferiores àquelas obtidas com o “Fixed Crack Model”. Os pesquisadores também relatam que modelo “Rotating Crack Model” tende a apresentar uma estabilidade maior entre todos os modelos disponíveis no programa *DIANA*.

A entrada de dados para os “Modelos Total Strain” compreende duas partes: (a) entrada de propriedades básicas tais como o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência à tração e compressão e (b) definição do comportamento do material à tração, compressão e cisalhamento.

O programa *DIANA* possibilita a descrição das propriedades a partir de relações estabelecidas pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993) e por outros códigos, como também permite entrada de dados definidos pelo próprio usuário.

Para o comportamento do material à tração existem relações pré-definidas baseadas na energia de fraturamento e na banda de fissuras do elemento, que é estimada automaticamente em função da área ou do volume do elemento. A Figura 3.3 apresenta algumas relações de “tension softening” disponíveis no programa *DIANA*.

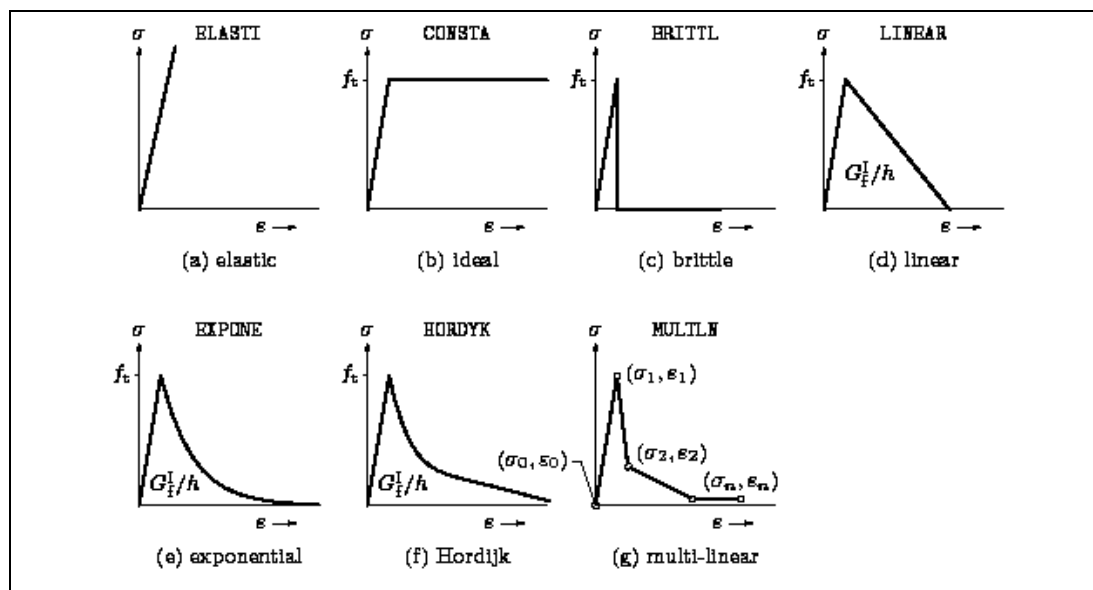


Figura 3.3 - Relações disponíveis para tension-softening no programa *DIANA*

(Fonte: TNO (2001))

De acordo com Gomes (2001), devido à fissuração do material a rigidez ao cisalhamento é normalmente reduzida. Essa redução é normalmente conhecida no meio técnico como retenção ou conservação do cisalhamento. O programa *DIANA*

oferece três relações para tratar esse efeito: retenção completa do cisalhamento, retenção constante do cisalhamento e retenção variável do cisalhamento.

No caso de uma retenção completa do cisalhamento o módulo de elasticidade transversal G não é reduzido, o que implica que a rigidez ao cisalhamento secante da fissura é infinita. No caso da redução da rigidez de cisalhamento, o fator de retenção do cisalhamento β é menor do que um mas maior do que zero, sendo normalmente tomado igual a 0,2.

A rigidez de cisalhamento de um material fissurado depende geralmente da abertura da fissura. Este fenômeno pode ser levado em consideração através da retenção variável de cisalhamento, por meio um fator de retenção de cisalhamento que é função da deformação da fissura. A equação (3.7) apresenta o parâmetro β para o caso de retenção variável do cisalhamento.

$$\beta = \frac{1}{1 + 4447 \cdot \varepsilon} \quad (3.7)$$

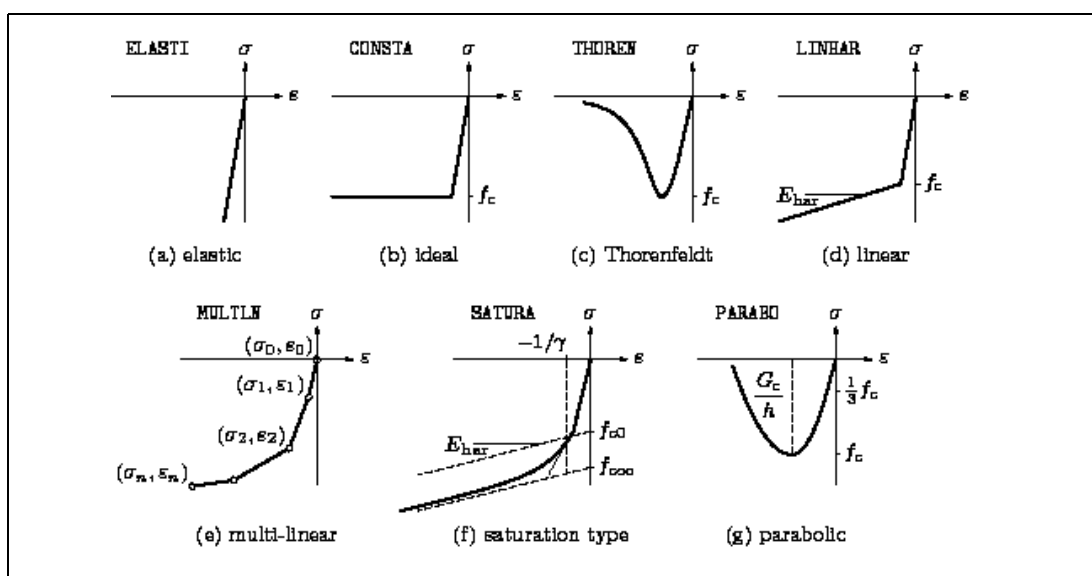


Figura 3.4 - Relações constitutivas para compressão no programa *DIANA*

(Fonte: TNO (2001))

O comportamento à compressão normalmente é descrito como uma função não-linear entre tensões e deformações em uma determinada direção. O programa *DIANA* possibilita a entrada de dados do usuário como também possibilita escolher funções previamente definidas, tal como as ilustradas na Figura 3.4.

3.5.3.2 Modelos Incrementais ou Plásticos

Na formulação dos “Modelos Incrementais” costuma-se recorrer aos conceitos da “Teoria da Plasticidade”, preferindo-se dividir as deformações em duas parcelas: elásticas (reversíveis) e plásticas (irreversíveis). Dessa maneira, pode-se fazer uma combinação transparente com outros fenômenos não-lineares, tais como a fluência, retração e carregamentos não-proporcionais.

O “Multi-Directional Crack Model”, que é o representante desse grupo no programa *DIANA*, apresenta grandes vantagens para os problemas bidimensionais. No entanto, não pode aplicado em casos tridimensionais, pois sua formulação atual só está concebida para elementos axissimétricos ou em estado plano de tensão/deformação.

Os modelos incrementais são caracterizados por modelar o material combinando um modelo especial de fissuração distribuída (“smeared crack model”) para tração com um modelo plástico para compressão. A ruptura por tração é identificada quando em algum ponto a tensão principal de tração ultrapassa a resistência do material.

O “Multi-Directional Crack Model” constitui-se, na verdade, em um modelo de fissuração distribuída com um comportamento intermediário entre o “Fixed Crack Model” e o “Rotating Crack Model”. Esse modelo permite abrir várias fissuras em um mesmo ponto e dependendo do valor da definição de um dos seus parâmetros (“threshold angle”) pode-se chegar nos dois modelos apresentados anteriormente.

O parâmetro denominado de “threshold angle”, constitui-se no ângulo existente entre uma fissura e outra formada num mesmo ponto e é por padrão igual a 60°. Se este parâmetro for modificado para 90° obtém-se o “Fixed Crack Model” e se for mudado para 0° obtém-se o “Rotating Crack Model”.

Conforme relatado, os “Modelos Incrementais” são normalmente acoplados à Teoria da Plasticidade visando capturar o comportamento à compressão do concreto. Para o tratamento da compressão podem ser utilizados os modelos clássicos de ruptura de Tresca, VonMises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager.

Para concreto, o modelo plástico de Mohr-Coulomb é frequentemente utilizado quando o material se encontra no regime de compressão. Geralmente, a resistência à compressão e o ângulo de atrito ϕ (**Erro! Argumento de opção desconhecido.**30°) são conhecidos, o que facilita a sua utilização em termos de parâmetros de entrada.

Se o modelo plástico de Drucker-Prager é utilizado para modelar a ruína de superfícies em estados planos de tensão, o ângulo de atrito a ser utilizado deve ser igual a 10° e, com isso, a coesão passa a ser dada pela equação (3.8). Se essa modificação não for feita pode-se obter resultados irreais com as análises numéricas.

$$c = f_c(1 - \sin\phi)/2 \cos\phi = 0,42.f_c \quad (3.8)$$

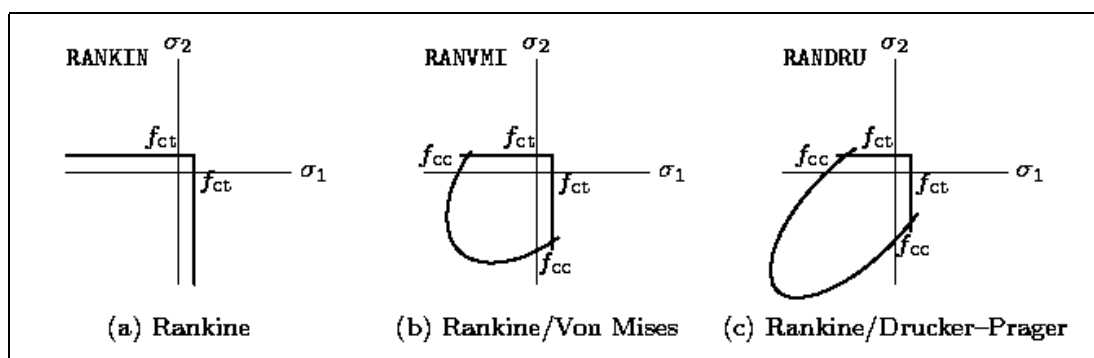


Figura 3.5 - Modelos plásticos disponíveis no programa *DIANA*

(Fonte: TNO (2001))

De maneira a combinar os esforços de tração e de compressão que podem agir simultaneamente no concreto, o programa acopla o “Multi-Directional Crack Model” com o modelo de Rankine, que pode atuar isoladamente ou em conjunto com o modelo de VonMises ou Drucker-Prager, conforme ilustra a Figura 3.5.

O comportamento biaxial do concreto disponível no programa *DIANA* foi elaborado tomando por base os resultados clássicos de Kupfer; Gerstle (1973). Na Figura 3.6 apresenta-se uma comparação entre os critérios combinados de Rankine-VonMises com os dados experimentais de Kupfer; Gerstle (1973).

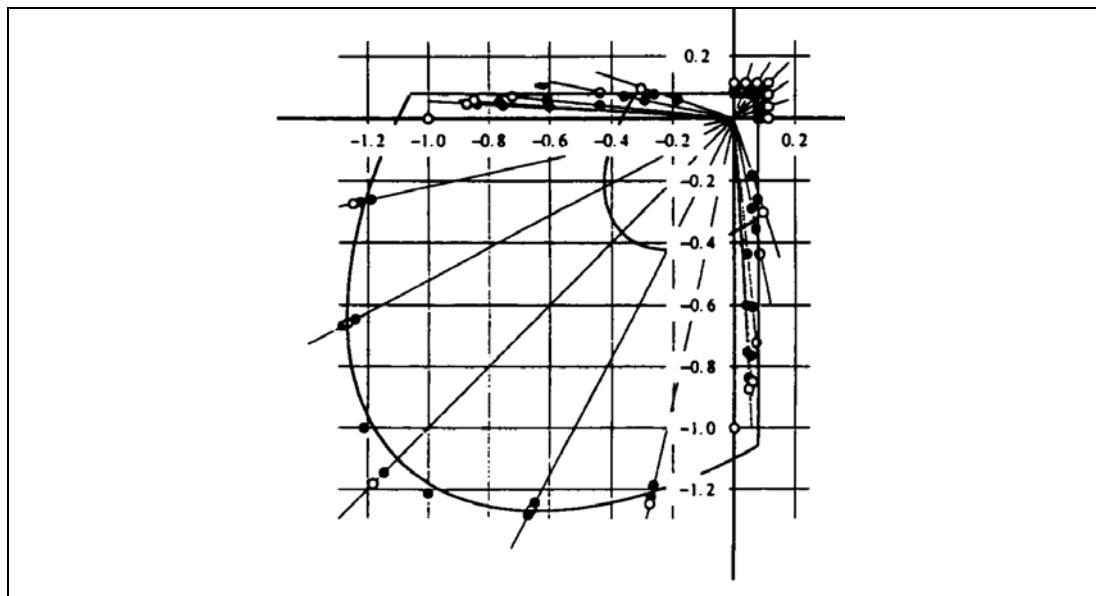


Figura 3.6 - Comparação entre o critério de Rankine-Von Mises com resultados experimentais de Kupfer; Gerstle (1973)

(Fonte: Feenstra; Borst (1993))

3.5.4 Modelagem das Armaduras

Uma característica especial que possui o programa *DIANA* é a capacidade de modelar as armaduras das estruturas de concreto através de elementos especiais denominados “embedded reinforcement”. Esses elementos possibilitam definir armaduras discretas (barras ativas ou passivas) e distribuídas (malhas) em estruturas bidimensionais e tridimensionais.

De acordo com Feenstra; Borst (1993) a modelagem das armaduras no meio computacional tem sido feita de três maneiras distintas: representação distribuída, representação incorporada (“embedded”) e representação discreta.

Na representação distribuída a armadura é assumida como sendo distribuída no elemento de concreto seguindo uma determinada orientação. Na representação incorporada são introduzidas barras cujos os deslocamentos são os mesmos do elemento “parente”. Finalmente, na representação discreta, elementos uniaxiais são introduzidos nas interfaces dos elementos de concreto com conexões rígidas ou com elementos de interface, capazes de modelar a aderência.

Nas duas primeiras maneiras descritas anteriormente, isto é, na representação distribuída e na representação incorporada, normalmente considera-se uma aderência perfeita entre o concreto e as armaduras, ou seja, elimina-se a possibilidade de ruptura por escorregamento das armaduras. Essas duas maneiras de representar as armaduras são as disponíveis atualmente no programa *DIANA*.

Para o aço normalmente adota-se o modelo de ruptura de VonMises, com a equação constitutiva do material seguindo um modelo elasto-plástico perfeito ou elasto-plástico com endurecimento. As curvas são normalmente obtidas de ensaios uniaxiais e são iguais tanto na tração quanto na compressão.

3.5.5 Modelagem do Concreto Armado

De acordo com Feenstra; Borst (1993), o concreto armado em tração no *DIANA* é tratado através de uma superposição do modelo para concreto simples com “tension softening”, com o modelo elasto-plástico para o aço dotado de uma rigidez adicional devido ao efeito de “tension stiffening”.

No concreto armado, devido a aderência entre o concreto e as armaduras, um grande número de fissuras tende a se desenvolver. Com o desenvolvimento contínuo dessas fissuras o concreto perde a sua capacidade de suportar tensões de tração e acaba transferindo essas tensões para as armaduras. Esse efeito é denominado de “tension stiffening” e está profundamente relacionado com o efeito de “tension softening”, conforme ilustra a Figura 3.7.

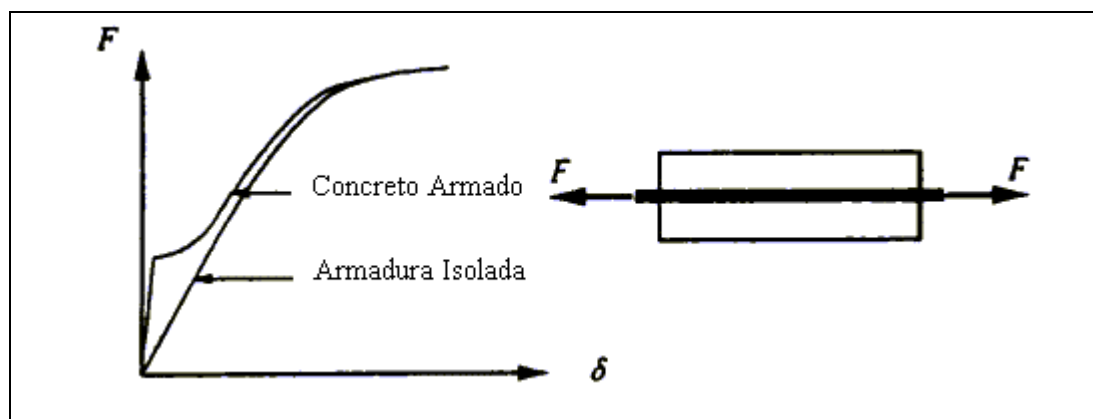


Figura 3.7 – Elemento de concreto armado sob tração

(Adaptado de Feenstra; Borst (1993))

Deve-se observar que efeito “tension stiffening” só tem validade se a armadura incorporada à estrutura for superior à armadura mínima necessária. Se a armadura for inferior à armadura mínima, quando surgir a primeira fissura a estrutura chegará ao colapso de maneira frágil, sem apresentar “tension stiffening”.

De acordo com Feenstra; Borst (1993) a energia de fraturamento que representa a transição de comportamento do concreto simples para o concreto armado pode ser tomada como uma parcela da energia de fraturamento do concreto simples e do espaçamento médio entre fissuras (“crack band”), conforme a equação (3.9).

$$G_f^{RC} = \min \left\{ G_f, G_f \cdot \frac{h}{l_s} \right\} \quad (3.9)$$

A distância média entre fissuras pode ser estimada de acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993) através da equação (3.10).

$$l_s = 2/3 \left(50 + \frac{\phi_s}{\alpha \cdot \rho_s} \right) \quad (3.10)$$

Onde ϕ_s é o diâmetro da armadura, $\alpha = 4,0$ para barras corrugadas e igual a $2,0$ para barras lisas e $\rho_s = A_s / A_c$. Para elementos de placa, chapa e casca, Feenstra; Borst (1993) apresentam as recomendações para a definição do espaçamento médio entre fissuras.

3.5.6 Solução do Sistema de Equações Não-Lineares

De acordo com Gomes (2001) a resposta completa da estrutura é calculada utilizando-se uma análise incremental na qual a carga total é aplicada em um certo número de etapas e, uma variável de tempo t é introduzida para descrever convenientemente o regime de cargas e deslocamentos na estrutura.

De maneira geral, as equações de equilíbrio são não-lineares e um processo incremental iterativo deve ser empregado como estratégia de solução para resolver o equilíbrio em toda história de cargas da estrutura. Normalmente utiliza-se o Método de Newton-Raphson para esta atividade, que lineariza as condições de equilíbrio não-lineares em cada iteração.

No entanto, este método apresenta uma grande deficiência, pois não permite um comportamento global convergente e não consegue superar pontos limites na curva carga-deslocamento. Um comportamento global não convergente decorre do fato que o sistema de equações não-lineares converge para qualquer ponto inicial.

De acordo com a TNO (2001), o programa *DIANA* dispõe para a resolução do sistema de equações não-lineares os seguintes métodos: Newton-Raphson Regular, Newton-Raphson Modificado, Quasi-Newton (“Método Secante”), Método da Rigidez Constante e Método da Rigidez Linear.

No método Newton-Raphson Regular a rigidez é atualizada a cada iteração, o que quer dizer que o método consome grande trabalho computacional a cada iteração. Normalmente o método requer um número pequeno de iterações e se a estimativa inicial estiver longe da solução final o método pode facilmente falhar devido à divergência.

No método Newton-Raphson Modificado a rigidez é determinada apenas no começo de cada incremento. Este método costuma convergir mais lentamente que o método Newton-Raphson Regular, no entanto, para cada iteração apenas a estimativa incremental dos deslocamentos e das forças precisam ser calculados, sem a necessidade de recalculer a matriz de rigidez.

De acordo com a TNO (2001), em situações em que o método de Newton-Raphson Regular não consegue convergir o método de Newton-Raphson Modificado pode ter sucesso.

O Método de Quasi-Newton, também chamado de “Método Secante”, usa essencialmente a informação da solução prévia dos vetores de força não balanceados para conseguir uma melhor aproximação durante a aplicação dos incrementos. O método também não requer uma atualização completa da matriz de rigidez a cada iteração, sendo que no programa *DIANA* estão implementados os métodos de Broyden, Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno (BFGS) e de Crisfield.

De acordo com a TNO (2001) os métodos da Rigidez Constante e da Rigidez Linear podem ser usados se os métodos descritos anteriormente se tornarem instáveis. No método da Rigidez Linear a matriz de rigidez linear é utilizada durante todo o tempo, o que implica numa baixa taxa de convergência. O método da Rigidez Constante pode ser usado quando o método de Newton-Raphson ou Quasi-Newton falhar após um número satisfatório de incrementos.

Para superar alguns problemas que normalmente surgem em análises não-lineares o programa *DIANA* dispõe de recursos adicionais tais como o método de procura de linhas (“line search”) e o método de comprimento de arco (“arc length control”).

O método de procura de linhas acelera a convergência do processo iterativo através do cálculo de um multiplicador ótimo para o campo dos deslocamentos incrementais e é extremamente útil quando os processos ordinários de iteração não são suficientes.

O método de comprimento de arco resolve as deficiências do processo incremental e iterativo, possibilitando capturar o comportamento pós-pico da estrutura, uma vez que possibilita a introdução de incrementos decrescentes no processo iterativo. Com a ativação desse controle pode-se capturar os efeitos de “snap-back” e “snap-through”, conforme ilustra a Figura 3.8.

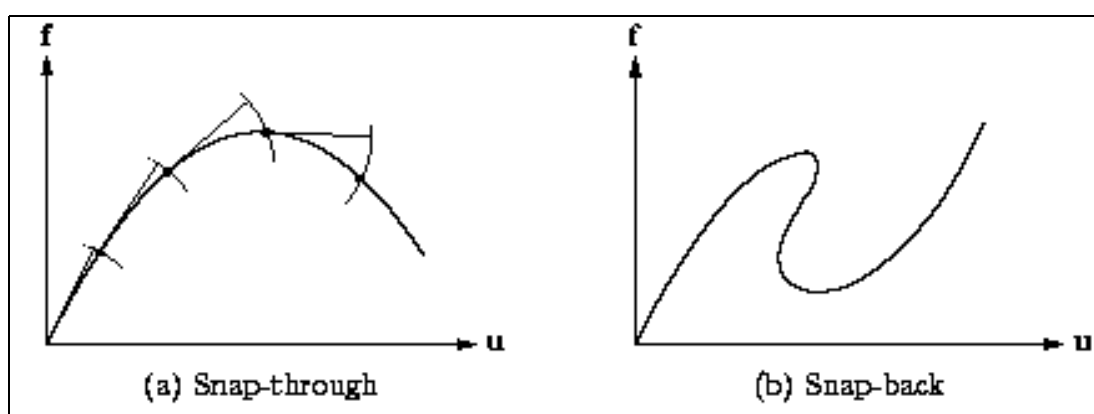


Figura 3.8 - Comportamentos de “snap-back” e “snap-through” possíveis de ser obtidos no programa *DIANA* quando utilizando a opção “arc length method”

(Fonte: TNO (2001))

Para obtenção de respostas satisfatórias em problemas estruturais com grandes não-linearidades, como é o caso das estruturas de concreto armado investigadas no presente trabalho, é quase que inevitável a utilização dos recursos “line search” e “arc length control”.

Na condução de análises utilizando *DIANA* também é necessário estabelecer critérios de convergência que permitam obter a solução com uma precisão julgada adequada ao problema proposto. O programa disponibiliza basicamente três opções:

- Critério de convergência formulado em termos de deslocamentos;
- Critério de convergência formulado em termos de forças;
- Critério de convergência formulados em termos energéticos.

De acordo com Gomes (2001), o critério em termos energéticos é sem dúvida alguma o mais atrativo entre as três opções, pois leva em conta simultaneamente o efeito das forças e dos deslocamentos. Geralmente, em problemas estruturais, uma tolerância (ou erro máximo cometido) igual a 10^{-4} , em termos energéticos, conduz a soluções confiáveis.

Observa-se que é necessário testar a sensibilidade da solução ao critério de convergência adotado, sendo o número 10^{-4} apenas uma referência inicial. Adicionalmente, observa-se que será sempre preferível adotar tolerâncias relativamente pequenas, desde que o processo iterativo e o condicionamento do problema não-linear permitam essa atitude.

Um detalhe que se faz muito importante na utilização e na interpretação dos resultados obtidos pelo processamento do programa *DIANA* se refere a maneira como o sistema de equações não-lineares é paralisado durante a análise. O programa costuma indicar que a solução convergiu ou divergiu.

Deve-se observar que o colapso numérico, no qual um procedimento de iteração numérica não consegue convergir, não tem nenhuma relação com o colapso real da estrutura. Por isso, recomenda-se muita atenção na interpretação dos resultados obtidos utilizando *DIANA* ou qualquer outro programa baseado no MEF.

A melhor maneira de se interpretar a resposta obtida é através do diagrama carga versus deslocamento de algum ponto notável da estrutura. A partir do momento em que a estrutura atinge o seu pico de resistência pode-se introduzir decréscimos de carregamento, de maneira a se obter o trecho descendente desta curva.

Um diagrama carga-deslocamento que apresenta o amolecimento da estrutura indica de maneira bastante clara a carga de colapso da estrutura. Se o trecho descendente do diagrama carga-deslocamento não é obtido, o sistema pode ter divergido antes de se atingir a carga máxima e o usuário pode erroneamente ser conduzido a uma dedução precipitada da carga de colapso.

3.5.7 Aspectos Complementares

De acordo com Rots et al. (1985), em problemas de fraturamento por cisalhamento utilizando *DIANA* ou qualquer outro programa de elementos finitos, o estabelecimento de uma carga limite genuína é complicado e problemas de convergência são muito frequentes tendo em vista a complexidade do problema.

Para um exemplo simples, que envolvia ruptura por fissuras diagonais provocadas por cisalhamento, os pesquisadores demonstraram que em um primeiro momento a análise numérica parecia ser incapaz de reproduzir totalmente o complexo mecanismo de fratura do elemento.

Apesar do mecanismo de fraturamento ser reproduzido com grande precisão, a análise numérica realizada não conseguia revelar uma carga limite de maneira clara, uma vez que a curva carga-deslocamento não apresentava nenhum pico visível ou um ramo horizontal.

Rots et al. (1985) observaram que tal problema poderia ser decorrência da utilização de um processo de solução pouco eficiente. Os pesquisadores acreditam que para uma carga além de uma certa carga tida como crítica, a análise numérica acaba encontrando um novo estado de equilíbrio que não é propriamente o real.

Esse fato pode ser atribuído a falta de um modelo eficiente para resolução do sistema de equações não-lineares, aliado a falta de modelos eficazes para representar a aderência e o efeito-pino das armaduras.

Adicionalmente Rots et al. (1985) comentam que para problemas em que as fissuras provocadas por cisalhamento são críticas, o fator de retenção ao cisalhamento (β) deve ser cuidadosamente escolhido, uma vez que parece influenciar decisivamente o problema.

Em pesquisas variando esse parâmetro os pesquisadores concluíram que altos valores ($\beta=0,99$, simulando superfícies de fissuras totalmente intertravadas) levam a fissuras de cisalhamento mais distintas e localizadas em faixas mais estreitas.

Para baixos valores ($\beta = 0,001$, simulando superfícies de fissuras praticamente sem fricção) os pesquisadores concluíram que não é possível chegar totalmente a uma fissuração diagonal, e além de tudo obtém-se uma resposta carga-deslocamento muito pobre, caracterizada por diversas irregularidades.

De maneira geral, observa-se que para o Modo de Fraturamento I, os modelos de fissuração distribuída têm apresentado um desempenho altamente satisfatório, gerando resultados de acordo com os resultados experimentais, não só nas situações de pré-pico como também nas situações de pós-pico.

De acordo Rots; Blaauwendraad (1989) para problemas no Modo de Fraturamento II, as linhas de fraturamento se desviam demasiadamente das linhas da malha, de maneira que a fratura se propaga em zigzag.

Esse desalinhamento acaba complicando o cálculo das tensões na ponta da fissura e pode levar a um travamento total das tensões (“stress-lock”), produzindo uma solução inadequada para o problema investigado.

Dessa maneira, após a leitura dos trabalhos de Rots et al. (1985) e Rots; Blaauwendraad (1989), chega-se a conclusão que nas simulações numéricas utilizando *DIANA*, devem ser investigados com cuidado as tolerâncias do critério de convergência, o valor da retenção ao cisalhamento e o método de solução do sistema não-linear.

3.6 Verificação da Segurança Utilizando o MEF

O problema da verificação da segurança de estruturas utilizando o Método dos Elementos Finitos acoplado à análise não-linear ainda é pouco documentado na literatura e completamente ausente na maioria dos códigos de concreto estrutural. Esta tarefa é da maior responsabilidade e não deve ser deixada unicamente sob a responsabilidade dos desenvolvedores de softwares de elementos finitos.

Atualmente, a base de qualquer formato de segurança está elaborada em termos probabilísticos. A maioria dos códigos tem preconizado o formato semi-probabilístico, que corresponde a algoritmos simplificados de dimensionamento baseados em fatores parciais de segurança que afetam os valores característicos e de cálculo.

Esse formato de segurança consiste na utilização da análise elástica para a determinação dos esforços internos e de leis constitutivas não-lineares para o aço e para o concreto, visando o dimensionamento das seções transversais. Os coeficientes de segurança parciais são aplicados de maneira a majorar as ações solicitantes e minorar a resistência dos materiais. A segurança é considerada adequada se a capacidade resistente da seção transversal for superior ao esforço solicitante.

Dessa maneira, observa-se que o formato de segurança proposto pela maioria dos códigos é, de certa maneira, inconsistente. Essa inconsistência se deve ao fato de que as deformações resultantes da análise elástica não têm nenhuma relação com as deformações das leis constitutivas. No entanto, o bom desempenho desse modelo simplificado de segurança tem sido comprovado por anos de prática.

De acordo com Lourenço (1992), o simples fato de se considerar os materiais com as propriedades de cálculo ou características em análises não-lineares pode conduzir com frequência a resultados inesperados. De acordo com o pesquisador, a análise não-linear deve incluir um componente probabilístico, de modo a permitir um formato de segurança consistente.

Ainda de acordo com Lourenço (1992), o formato de segurança atual e os respectivos fatores de segurança resultam de décadas de experiência, observação e dimensionamento de acordo com o cálculo elástico e, por isso, não faz sentido transpor a filosofia existente para a análise não-linear

Figueiras et al. (1990, 2002) têm preconizado a utilização de um formato de segurança simplificado para a verificação de segurança no estado limite último utilizando a análise não-linear e esta filosofia também tem sido seguida por Lourenço (1992). A rotina dessa verificação é apresentada a seguir:

- A estrutura é dimensionada utilizando os processos correntes, ou seja, utiliza-se uma análise linear para a obtenção dos esforços e em seguida dimensionam-se as seções transversais através de equações constitutivas não-lineares para o aço e para o concreto;
- A estrutura dimensionada é analisada de maneira não-linear, sendo que as relações constitutivas são definidas com base nos valores médios das propriedades dos materiais que determinam a flexibilidade da estrutura e com base nos valores característicos para as propriedades que determinam a capacidade de resistência última da estrutura;
- As cargas são definidas pelos valores característicos F_k , sendo incrementadas até que se atinja o estado de colapso da estrutura F_u . Dessa maneira, pode-se determinar um valor para o fator de carga último dado por $\lambda_u = F_u/F_k$;
- A segurança da estrutura é considerada satisfeita desde que $\lambda_u \geq \lambda_c = \gamma_f^* \gamma_m$, sendo γ_m ditado pelo aço ou pelo concreto, conforme o tipo de ruína esperado.

O autor do presente trabalho acredita ser adequada tal metodologia e, na falta de recomendações mais eficientes na literatura técnica, irá adotar o formato de segurança proposto por Figueiras et al. (1990, 2002) para a verificação de estruturas complexas utilizando recursos de análise não-linear.

Dessa maneira, para que uma estrutura investigada utilizando a análise não-linear seja considerada segura, os limites das equações (3.11) e (3.12) devem ser verificados, tomando por base os coeficientes de ponderação propostos pela NBR 6118 (2003):

$$\lambda_u \geq \lambda_c = \gamma_f \cdot \gamma_m = 1,4 \cdot 1,4 = 1,96 \text{ se o colapso for atribuído ao concreto} \quad (3.11)$$

$$\lambda_u \geq \lambda_c = \gamma_f \cdot \gamma_m = 1,4 \cdot 1,15 = 1,61 \text{ se o colapso for atribuído ao aço} \quad (3.12)$$

3.7 *Determinação Automática de Armaduras para Elementos de Chapa*

Existem várias soluções semelhantes bem fundamentadas e documentadas na literatura para a determinação de armaduras e para a verificação do concreto, principalmente para o caso de estruturas que apresentam unicamente esforços de membrana.

A maioria destas soluções são bem conhecidas e são obtidas através da verificação das condições de equilíbrio e de resistência, conduzindo a um dimensionamento seguro, baseado no Teorema Inferior da Teoria da Plasticidade. Merecem destaque as publicações de Gupta (1984), Nielsen (1984), Vecchio; Collins (1986), Fialkow (1991), Lourenço; Figueiras (1993, 1995) e Regan (1999).

Os elementos de chapa correspondem ao caso particular das cascas, em que o elemento bidimensional está submetido unicamente a forças de membrana. No caso geral, os elementos de casca estão submetidos aos esforços de membrana, que são representados por forças normais e tangenciais, e aos esforços de momento, que são representados pelos momentos fletores e torçores.

No presente trabalho apresenta-se a formulação para elementos de chapa proposta por Lourenço; Figueiras (1993, 1995) e Regan (1999), devido ao fato do autor do presente trabalho ter realizado um estágio sob orientação do Prof. Joaquim Azevedo Figueiras utilizando tal metodologia.

O estágio se deu na Universidade do Porto, nos meses de maio e junho de 2003 e teve como objetivos principais a utilização da formulação discutida a seguir, a aplicação do programa *DIANA* em análises não-lineares, a aplicação do Método das Bielas para o dimensionamento e a análise experimental de uma viga-parede. Para maiores informações sobre este estágio recomenda-se consultar Souza (2003).

A Figura 3.9 apresenta um elemento de chapa de espessura h , submetido a forças de membrana (por unidade de espessura) designadas por N_x , N_y e N_{xy} . As forças externas aplicadas são resistidas pelo somatório das contribuições do concreto e das armaduras e admite-se que a resistência ao cisalhamento das armaduras seja nula.

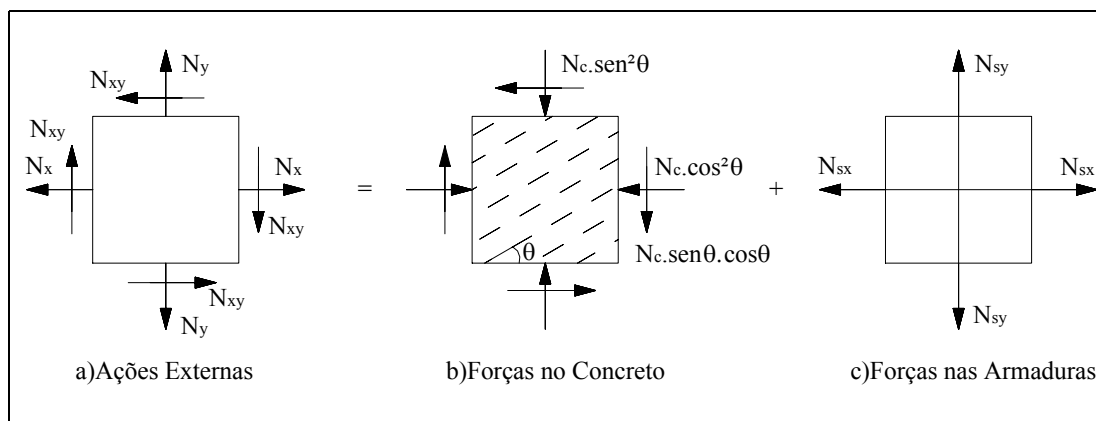


Figura 3.9 - Elemento de concreto armado submetido a estado plano de tensões

De acordo com Regan (1999), a partir do equilíbrio entre as forças externas aplicadas e as forças internas apresentadas na Figura 3.9, podem ser escritas as seguintes equações para o sistema de eixos adotado:

$$N_x = N_{sx} - N_c \cos^2 \theta \quad (3.13)$$

$$N_y = N_{sy} - N_c \sin^2 \theta \quad (3.14)$$

$$N_{xy} = N_c \cos \theta \sin \theta \quad (3.15)$$

Sendo:

$$N_c \geq -h \cdot f_c \quad (3.16)$$

Em que:

f_c = Resistência de cálculo à compressão do concreto fissurado;

h = Espessura do elemento de chapa.

Do lado esquerdo das equações de (3.13) a (3.15) encontram-se as forças aplicadas e do lado direito encontram-se as forças internas. A dedução das expressões anteriores é de fácil demonstração e são apresentadas em maiores detalhes no trabalho de Bounassar (1994)

Substituindo a equação (3.15) nas equações (3.13) e (3.14) podem ser obtidas expressões que determinam as forças atuantes nas armaduras em malha:

$$N_{sx} = N_x + N_{xy} \cot \theta \quad (3.17)$$

$$N_{sy} = N_y + N_{xy} \tan \theta \quad (3.18)$$

A taxa total de armaduras é fornecida pela equação (3.19):

$$N_{sx} + N_{sy} = N_x + N_y + N_{xy}(\tan \theta + \cot \theta) \quad (3.19)$$

O valor mínimo da taxa total de armadura corresponde a um valor de $\theta = 45^\circ$, com $\tan \theta = \cot \theta = 1$, que também proporciona o valor máximo para a força de cisalhamento N_{xy} , que deve ser resistida pelo concreto.

Deve-se observar que não foi utilizada uma convenção formal para as forças de cisalhamento N_{xy} . Se a direção destas forças é diferente daquela apresentada na Figura 3.9 o efeito não é de reduzir as armaduras necessárias apresentadas nas equações (3.17) e (3.18), mas sim modificar a direção de compressão no concreto. Dessa maneira, θ passa a ser maior que 90° e tanto $\tan \theta$ quanto $\cot \theta$ passam a ter valores negativos.

Manipulando as equações apresentadas anteriormente pode-se demonstrar o aparecimento de quatro casos bem distintos, definidos pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993), item 6.5.3, que também propõe formulação idêntica:

- Caso 1 – Armaduras necessárias nas direções x e y;
- Caso 2 – Armaduras necessárias apenas na direção y;
- Caso 3 – Armaduras necessárias apenas na direção x;
- Caso 4 – Sem a necessidade de armaduras.

De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993), item 6.5.4, o ângulo θ pode ser escolhido livremente nos Casos 1 e 3, desde que a compressão esteja inclinada de pelo menos 15° em relação as duas armaduras ortogonais. Deve-se observar que a adoção de $\theta = 45^\circ$ possibilita a utilização das menores quantidades de armaduras.

É interessante notar que fazendo algumas modificações nas equações propostas anteriormente, pode-se chegar às expressões gerais de dimensionamento a força cortante de vigas de concreto armado. Essa demonstração é feita, por exemplo, no cuidadoso trabalho de Bounassar (1995).

De acordo com o pesquisador, os dois procedimentos são equivalentes em termos globais, mas as vezes a utilização do modelo de chapa utilizando o Método dos Elementos Finitos pode levar um dimensionamento exagerado, tendo em vista as características de cálculo localizado. Dessa maneira, a aplicação prática da formulação apresentada deve possibilitar a opção de se tomar valores médios em algumas situações.

Lourenço (1992) estabeleceu uma série de equações para os vários casos apresentados anteriormente, de maneira a otimizar o processo de determinação das armaduras resistentes e de determinação da tensão de compressão atuante no concreto. As expressões propostas pelo pesquisador são apresentadas em maiores detalhes no Apêndice A.

A quantidade de armaduras por unidade de largura é obtida através da aplicação das equações (3.20) e (3.21):

$$A_{sx} = \frac{N_{sx}}{f_{yd}} \quad (3.20)$$

$$A_{sy} = \frac{N_{sy}}{f_{yd}} \quad (3.21)$$

A tensão no concreto é dada pela equação (3.22) e de acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993) ela deve ser inferior àquelas tensões apresentadas nas equações (3.23) e (3.24):

$$f_c = N_c/h \quad (3.22)$$

$$f_c \leq 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} = f_{cd2} \rightarrow \text{Para os Casos 1, 2 e 3} \quad (3.23)$$

$$f_c \leq K \cdot 0,85 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} = K \cdot f_{cd2} \rightarrow \text{Para o Caso 4} \quad (3.24)$$

$$K = \frac{1 + 3,65 \cdot \alpha}{(1 + \alpha)^2} \quad (3.25)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (3.26)$$

Deve-se observar que para o Caso 4, devido ao estado de compressão biaxial, a resistência à compressão é aumentada de um fator K, devido ao confinamento do concreto.

Para maiores detalhes a respeito da formulação apresentada recomenda-se consultar os trabalhos de Lourenço (1992), Lourenço; Figueiras (1993, 1995), Figueiras (2002) e Figueiras et al. (1994), Bounassar (1995), Pinho (1995), Regan (1999), bem como, os códigos normativos NS 3473-E (1992) e CEB-FIP Model Code 1990 (1993).

Quando além dos esforços de membrana (N_x , N_y e N_{xy}) existem os esforços decorrentes da Teoria das Placas Delgadas, isto é, aqueles esforços associados com a flexão do elemento (M_x , M_y , M_{xy}), pode-se generalizar as soluções citadas anteriormente.

Para este caso, a idéia de se equilibrar as forças e momentos aplicados com as forças internas nas armaduras e no concreto também é adotada pela maioria dos pesquisadores e códigos. No entanto, ainda existe a falta de um critério consistente e consensual na comunidade científica para o cálculo das cascas e, por isso, este tipo de estrutura infelizmente ainda é dimensionada com muitas incertezas.

Mesmos códigos de referência como o ACI, EUROCODE e CSA deixam de fornecer informações mais aprofundadas de como quantificar as armaduras, indicando apenas os tipos de análises a serem utilizadas para a obtenção dos esforços.

Não será aqui apresentada a formulação pertinente ao caso das cascas, por acreditar que tal apresentação foge do escopo do presente trabalho. Para maiores informações sobre o dimensionamento de armaduras em elementos de casca recomenda-se a leitura dos trabalhos de Gupta (1986), Lourenço (1992), Lourenço; Figueiras (1993, 1995), CEB-FIP Model Code 1990 (1993), Regan (1999), Marti (1999) e Della Bella; Cifú (2000).

3.8 Exemplo de Aplicação Utilizando o Modelo de Chapa acoplado ao MEF

Conforme visto, a divisão da estrutura em “Regiões B” e em “Regiões D” é fundamental nos processos modernos de dimensionamento do concreto estrutural. Dentro desse contexto, parece surgir um problema aparentemente híbrido entre as duas situações, ilustrado em maiores detalhes na Figura 3.10.

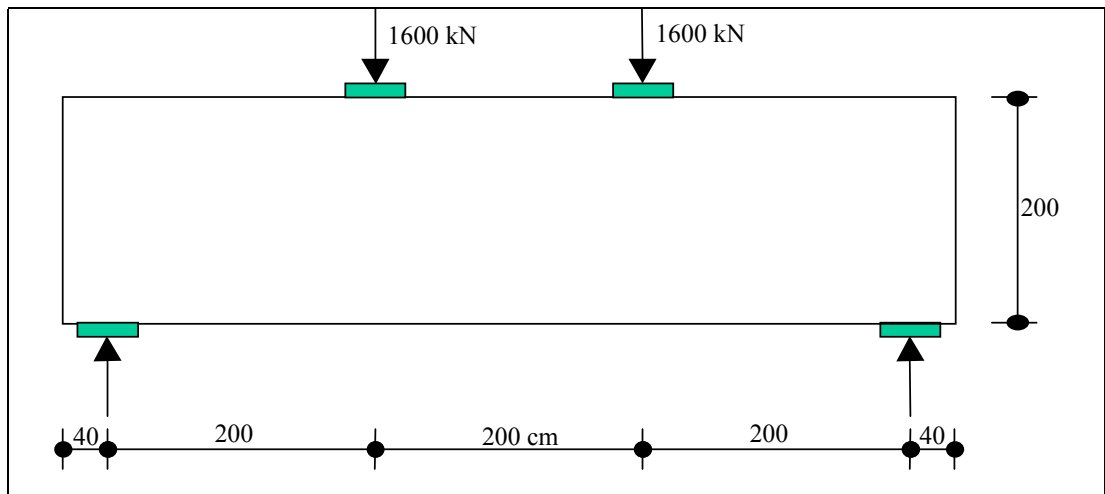


Figura 3.10 – Viga-parede comumente classificada como viga comum pelos códigos

De acordo com a maioria dos códigos disponíveis para o concreto estrutural, a viga apresentada na Figura 3.10 poderia ser dimensionada assumindo-se as rotinas convencionais da flexão simples e força cortante, uma vez que a relação entre o vão e a altura da viga é maior do que 2.

No entanto, aplicando-se o “Princípio de Saint Venant” nos pontos de introdução do carregamento, constata-se que a estrutura como um todo pode ser considerada uma “Região D”, ou seja, uma zona de descontinuidade generalizada. Nesse caso, a “Hipótese de Bernoulli” não pode ser utilizada, tendo em vista a não-linearidade das deformações ao longo da seção transversal do elemento estrutural.

Dessa maneira, acredita-se que a classificação de elementos estruturais em vigas comuns e vigas-parede como sendo uma função da relação existente entre o vão e a altura (l/h) não é adequada, e às vezes pode conduzir a dimensionamentos inseguros.

Para uma classificação adequada dos elementos estruturais, acredita-se que tanto as cargas como a geometria devam ser levadas em consideração. Lourenço (1992) já havia observado esse problema e o ACI-318 (2002) adequadamente propõe a classificação das vigas baseando-se no vão de cisalhamento, ou seja, no vão existente entre duas cargas pontuais.

Dessa maneira, o código americano consegue capturar o problema relatado anteriormente. Para isso, o ACI-318 (2002) admite que a relação existente entre o vão de cisalhamento e a altura da estrutura deve ser maior ou igual a 2, para que a viga seja considerada comum. A Figura 3.11 apresenta a classificação de vigas de acordo com o ACI-318 (2002).

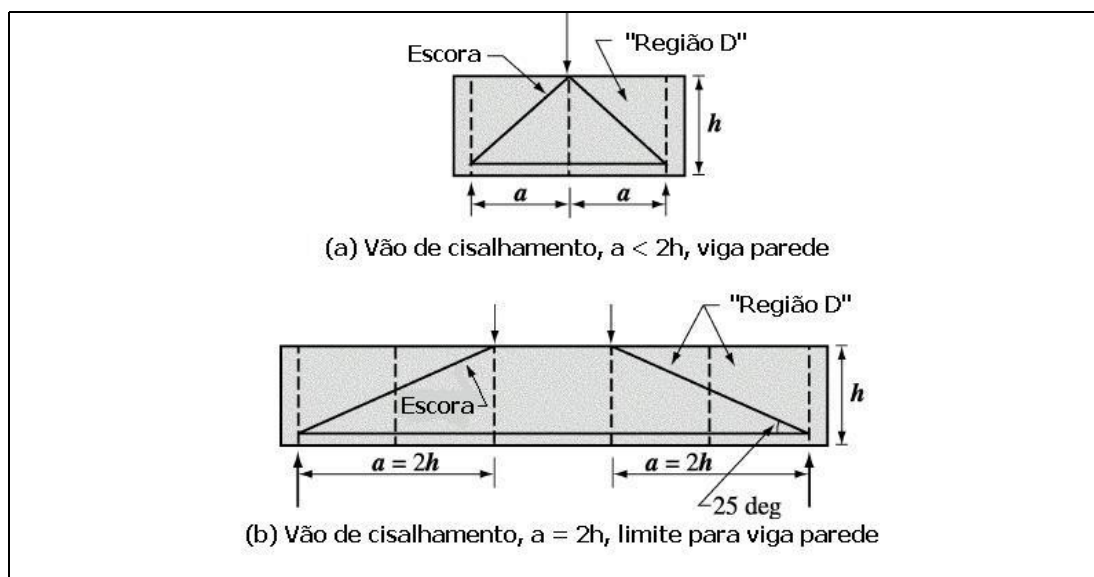


Figura 3.11 – Limites para viga-parede de acordo com ACI-318 (2002)

A viga-parede apresentada na Figura 3.10, será dimensionada através do Método dos Elementos Finitos (Modelo de Chapa), do Método Corda-Painel e do Método das Bielas. Posteriormente a viga será dimensionada como se fosse comum e, dessa maneira, poder-se-á saber se o dimensionamento recomendado pela maioria dos códigos é seguro ou não para esse caso singular.

Inicialmente, visando aplicar o Modelo de Chapa proposto por Lourenço; Figueiras (1993, 1995), Figueiras (2002) e Figueiras et al. (1994), a viga será dimensionada utilizando os esforços de membrana obtidos através do Método dos Elementos Finitos.

A viga-parede apresentada na Figura 3.10 apresenta uma espessura de 50 cm e as placas de aplicação dos carregamentos têm dimensões de 45 x 50 cm. A resistência à compressão característica para o concreto é de 25 MPa e a resistência característica do aço é de 500 MPa, sendo o carregamento último dado por 1600 kN.

DIANA foi o programa de elementos finitos escolhido para a condução da análise elástica linear da viga-parede. Este programa possibilita a obtenção automática dos esforços de membrana, não sendo necessário multiplicar as tensões pela largura da estrutura para obtê-los.

As condições de contorno foram estabelecidas de maneira a se obter uma viga biapoiada e a malha de elementos finitos foi elaborada utilizando elementos quadráticos de oito nós do tipo CQ16M com dimensões uniformes. Adicionalmente definiu-se o coeficiente de Poisson como sendo igual a 0,2 e o módulo de elasticidade do concreto como sendo igual a 28 GPa.

A Figura 3.12 e a Figura 3.13 apresentam as tensões σ_{xx} e σ_{yy} , bem como, seções de interesse introduzidas para a quantificação das armaduras resistentes. A seção vertical AA tem por objetivo determinar a armadura horizontal, enquanto a seção vertical BB, tem por objetivo determinar a armadura vertical da viga-parede.

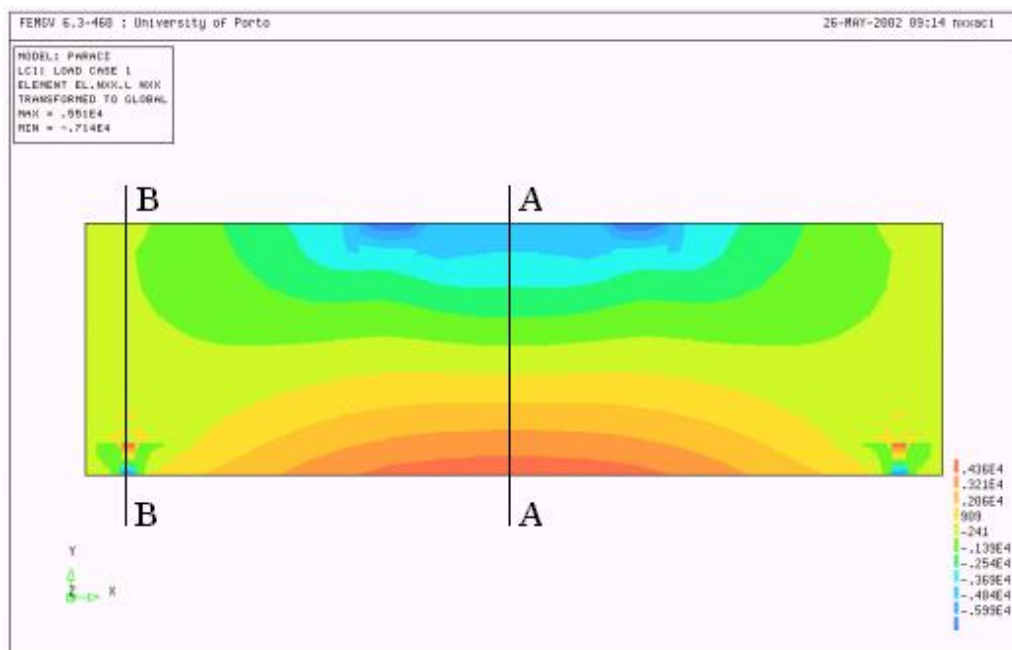


Figura 3.12 - Tensões σ_{xx} para a viga-parede utilizando *DIANA*

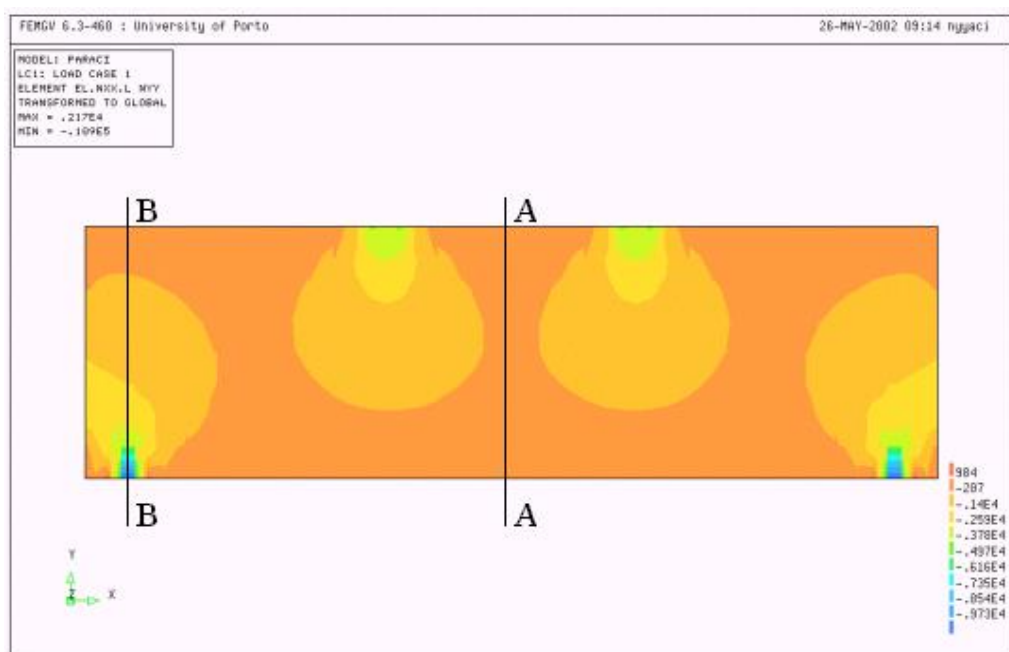


Figura 3.13 - Tensões σ_{yy} para a viga-parede utilizando *DIANA*

Tabela 3.2– Armaduras nas seções AA e BB utilizando o MEF e o Modelo de Chapa

Propriedades do Elemento de Chapa			
fck(MPa)	f _{yd} (MPa)	Espessura(cm)	fcd2(kN/cm²)
25	435	50	1,28

Determinação das Armaduras Horizontais - Seção AA

Determinação das Armaduras Resistentes Utilizando os Esforços de Membrana Obtidos do Método dos Elementos Finitos										
Nó	N _x	N _y	N _{xy}	Caso	N _{sx}	N _{sy}	As _x	As _y	Compressão	Altura
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(kN/cm²)	(m)
513	-4493,00	-4,50	-0,71	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,00
618	-4056,00	1,67	0,57	2	0,00	1,67	0,00	0,04	-0,811	0,13
514	-3632,00	7,71	3,64	2	0,00	7,71	0,00	0,18	-0,726	0,25
619	-3117,00	-19,87	2,25	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,004	0,38
515	-2590,00	-54,10	1,97	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,011	0,50
620	-1991,00	-91,92	0,52	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,018	0,63
516	-1392,00	-129,70	-0,92	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,026	0,75
621	-755,70	-144,60	-0,95	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,029	0,88
517	-125,80	-157,10	-1,12	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,025	1,00
622	-125,60	-155,40	-1,22	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,025	1,13
518	1148,00	-124,90	-0,80	3	1148,01	0,00	26,40	0,00	-0,025	1,25
623	1794,00	-94,00	-0,73	3	1794,01	0,00	41,26	0,00	-0,019	1,38
519	2443,00	-66,11	-0,51	3	2443,00	0,00	56,19	0,00	-0,013	1,50
624	3115,00	-39,63	-0,47	3	3115,01	0,00	71,65	0,00	-0,008	1,63
520	3789,00	-15,70	-0,31	3	3789,01	0,00	87,15	0,00	-0,003	1,75
625	4499,00	-5,83	-0,19	3	4499,01	0,00	103,48	0,00	-0,001	1,88
521	5209,00	2,92	-0,01	1	5209,01	2,93	119,81	0,07	0,000	2,00

Determinação das Armaduras Verticais - Seção BB

Determinação das Armaduras Resistentes Utilizando os Esforços de Membrana Obtidos do Método dos Elementos Finitos										
Nó	N _x	N _y	N _{xy}	Caso	N _{sx}	N _{sy}	As _x	As _y	Compressão	Altura
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)	(kN/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(kN/cm²)	(m)
79	-93,68	13,68	1,65	2	0,00	13,71	0,00	0,32	-0,02	0,00
132	-176,20	-35,17	122,80	2	0,00	50,41	0,00	1,16	-0,05	0,13
80	-236,20	-91,96	249,40	1	13,20	157,44	0,30	3,62	-0,10	0,25
133	-225,60	-196,30	363,70	1	138,10	167,40	3,18	3,85	-0,15	0,38
81	-214,90	-300,60	477,90	1	263,00	177,30	6,05	4,08	-0,19	0,50
134	-166,80	-437,10	565,60	1	398,80	128,50	9,17	2,96	-0,23	0,63
82	-130,50	-573,70	641,90	1	511,40	68,20	11,76	1,57	-0,26	0,75
135	-62,22	-739,60	705,70	3	611,13	0,00	14,06	0,00	-0,28	0,88
83	-19,13	-904,70	742,00	3	589,43	0,00	13,56	0,00	-0,30	1,00
136	94,96	-1095,00	669,40	3	504,18	0,00	11,60	0,00	-0,30	1,13
84	142,80	-1320,00	522,20	3	349,39	0,00	8,04	0,00	-0,31	1,25
137	368,30	-1712,00	838,40	3	778,88	0,00	17,91	0,00	-0,42	1,38
85	299,70	-2053,00	901,20	3	695,30	0,00	15,99	0,00	-0,49	1,50
138	473,40	-2545,00	-292,00	3	506,90	0,00	11,66	0,00	-0,52	1,63
86	-269,50	-3552,00	-2275,00	3	1187,60	0,00	27,31	0,00	-1,00	1,75
139	-305,80	-7901,00	5026,00	3	2891,35	0,00	66,50	0,00	-2,22	1,88
87	-6120,00	-10880,00	8422,00	3	399,31	0,00	9,18	0,00	-3,48	2,00

A Tabela 3.2 apresenta os esforços de membrana e as armaduras determinadas em nós pertencentes às seções AA e BB. Observar que existem certos nós (139 e 87) que têm o limite de resistência à compressão ultrapassados, no entanto, esses valores podem ser desprezados, uma vez que tratam-se de pontos singulares.

Para a quantificação da armadura horizontal, determinou-se a resultante de armaduras necessárias na seção AA, conforme ilustra a Figura 3.14. A armadura principal, 52,11 cm² (17φ20mm), é dada pela resultante do triângulo de base 119,81 cm²/m e altura igual a 87 cm e deve ser distribuída na zona efetivamente tracionada da viga-parede.

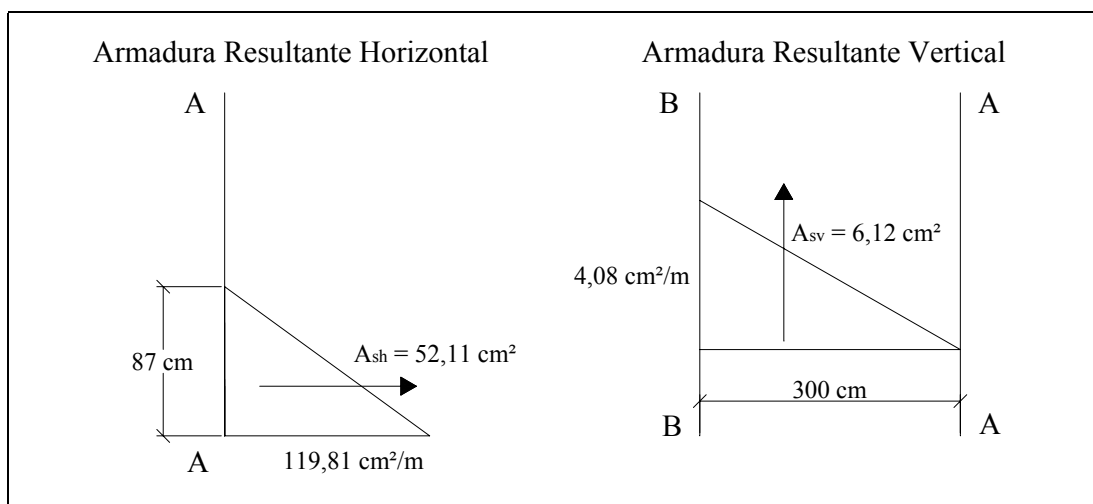


Figura 3.14 – Resultantes de tração nas seções AA e BB

Acima do tirante principal deve ser posicionada uma armadura mínima para o controle de fissuração, por face da viga-parede, igual a:

$$A_{s,min} = 0,15\%.b.h = 0,0015.50.100 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12,5 \text{ mm c}/14 \text{ cm por face.}$$

A armadura vertical também é calculada tomando-se por base a Figura 3.14, utilizando-se a seção vertical AA em conjunto com a seção vertical BB. Dessa maneira, obtém-se uma resultante aproximada de 6,12 cm², dada pela área de um triângulo de base igual a 3,0 m e altura igual 4,08 cm²/m. Essa armadura conduz a uma taxa de estribos de 2,04 cm²/m, inferior a taxa mínima recomendada:

$$A_{s,min} = 0,15\%.b.h = 0,0015.50.100 = 7,50 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ mm c}/20 \text{ cm por face.}$$

A Figura 3.15 apresenta o detalhamento das armaduras para a viga-parede dimensionada utilizando o modelo de chapa, sendo que foi considerado um cobrimento de armadura de 3,0 cm.

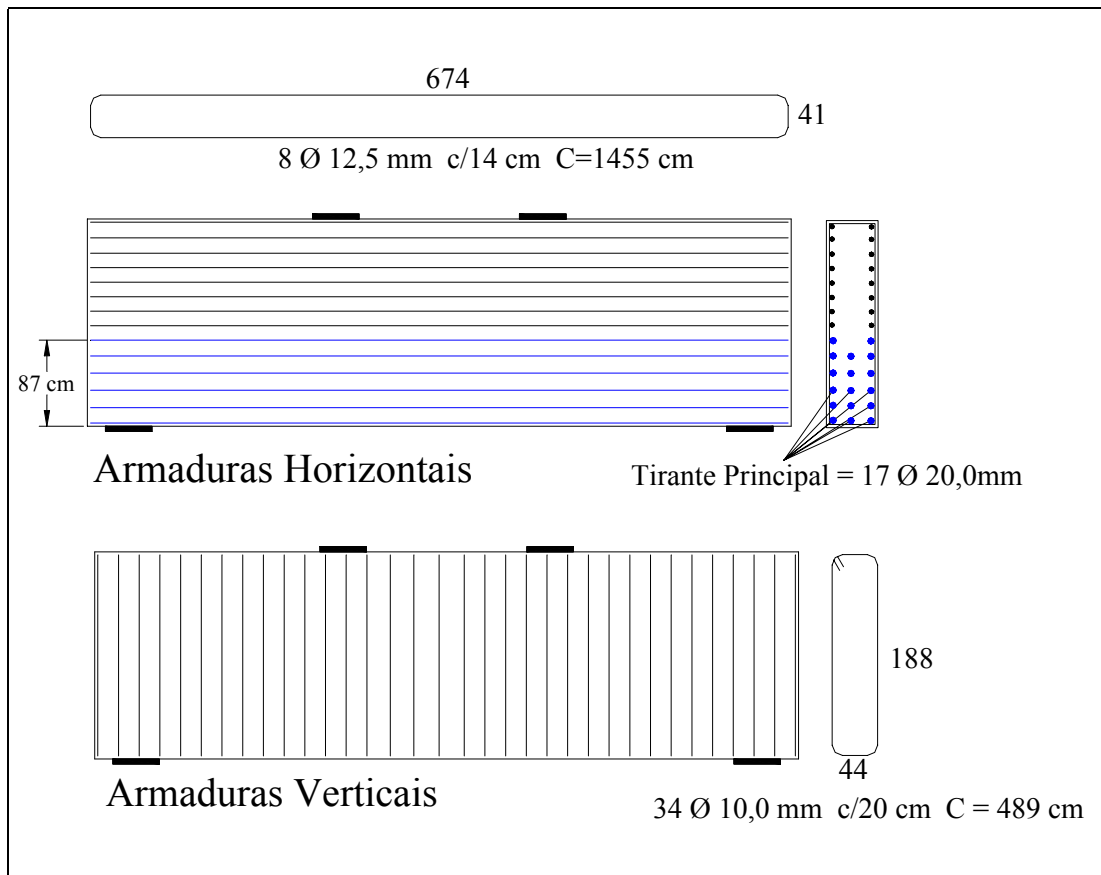


Figura 3.15 – Detalhamento de armaduras obtido para a viga-parede utilizando o MEF

A técnica de ler os esforços de membrana e tratá-los em uma planilha como a apresentada na Tabela 3.2 acaba sendo bastante trabalhosa. Uma solução interessante seria a implementação da formulação de chapa em um programa de elementos finitos, de maneira a se obter automaticamente as taxas de armação em seções julgadas importantes.

Lourenço; Figueiras (1993) implementaram a formulação em um programa de elementos finitos e através dessa rotina os pesquisadores têm obtido muito rapidamente respostas para o dimensionamento de estruturas do tipo parede com irregularidades geométricas. O pós-processador do programa criado permite visualizar automaticamente a quantidade de armaduras necessárias em qualquer ponto da estrutura

Figueiras (1999) tem utilizado o Modelo de Chapa para o dimensionamento e em seguida tem utilizado a análise não-linear para verificar o desempenho da estrutura. Próximo ao limite de resistência verificado para a estrutura o pesquisador procura elaborar um Modelo de Escoras e Tirantes, baseando-se nas deformações plásticas do concreto.

Normalmente a formulação de chapa tende a apresentar uma quantidade maior de armaduras em relação àquelas armaduras obtidas com a utilização do Método das Bielas. No entanto, quando for possível acoplar a formulação com o Método dos Elementos Finitos, de maneira a obter automaticamente as armaduras, o modelo de chapa passa a ser atrativo, principalmente em casos de estruturas complexas.

Programas como *DIANA* e *Robot Millenium*, também possuem potencialidades para a determinação automática das armaduras em malha. No entanto, tais programa utilizam uma formulação simplificada, que as vezes pode levar a taxas inapropriadas em algumas regiões das estruturas em análise.

CAPÍTULO 4 - MÉTODO CORDA-PAINEL (MCP)

4.1 Histórico

O Método Corda-Painel (MCP), assim como o Método dos Elementos Finitos, tem suas raízes no Método das Forças, que foi sendo substituído gradualmente pelo Método dos Deslocamentos, devido a maior facilidade de programação deste último.

A primeira aplicação do método foi publicada em 1960, por Argyris e Kelsey, no livro "*Energy Theorems and Structural Analysis*", sendo que nessa ocasião os pesquisadores denominaram o método de "boom-panel system".

A Figura 4.1 ilustra uma aplicação simples do MCP no início do MEF, onde as cordas ("stringers") são utilizadas para suportar as forças normais e os painéis ("panels") são utilizados para transmitir força cortante.

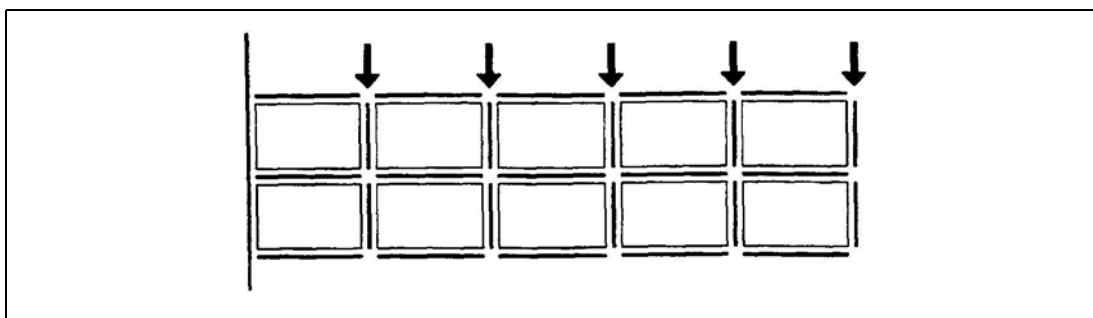


Figura 4.1 – Modelo Corda-Painel para asa de avião

(Fonte: Blaauwendraad; Hoogenboom (1996))

Desta maneira, o MCP também é normalmente formulado baseando-se no Método dos Deslocamentos e a sua implementação computacional pode ser feita com grandes facilidades, utilizando os mesmos conceitos de análise matricial contidos no MEF.

De acordo com Simone (1998), o MCP vem sendo utilizado pela indústria aeronáutica desde o começo da década 30 e as primeiras aplicações dentro da engenharia civil se deram com os trabalhos de Lundgren (“Cilindrical Shells”, 1949), Nielsen (“On the Strength of Reinforced Concrete Discs”, 1971) e Kaern (“The Stringer Method Applied to Discs with Holes”, 1979).

Rabbat; Collins (1978) apud Simone (1998) apresentaram um modelo tridimensional para a análise de vigas solicitadas genericamente. Neste trabalho, uma viga era modelada através de quatro cordas paralelas que representavam a armadura longitudinal e por quatro painéis de concreto, conforme ilustra a Figura 4.2.

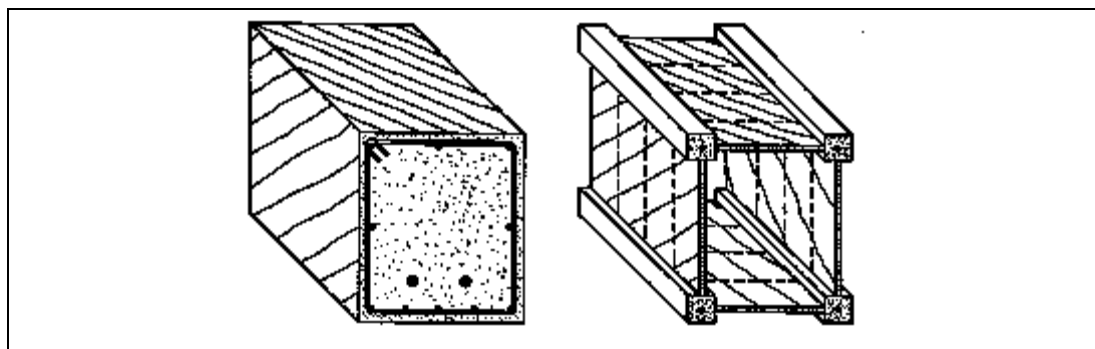


Figura 4.2 - Modelo Corda-Painel para viga de concreto armado

(Fonte: Simone (1998))

No modelo de Rabbat; Collins (1978) as cordas são responsáveis por absorver os momentos fletores e as forças normais, enquanto que os painéis de concreto são responsáveis pela absorção das forças cortantes e dos momentos torçores. Observa-se claramente que o modelo proposto pelos pesquisadores é o que costuma-se denominar atualmente de “Método Corda-Painel” ou “Stringer-Panel Method”.

De acordo com Hoogenboom (1998), um método semelhante foi aplicado em 1979 na Dinamarca, por Nielsen e outros pesquisadores, para análise de paredes de concreto. O método, denominado de “stringer” é muito semelhante ao MCP e otimiza a armadura para um certo carregamento, utilizando o Limite Inferior da Teoria da Plasticidade.

O CEB-FIP Model Code 1990 (1993), nos itens 6.5.1 e 6.5.2, propõe a adoção do modelo denominado “Stringer-and-Wall”, ou seja, o MCP para a análise dos esforços internos no estado limite último de estruturas constituídas por paredes-finas, na falta de um método mais preciso.

Atualmente, várias pesquisas vêm sendo conduzidas no assunto, principalmente na Universidade da Dinamarca, na Escola Politécnica de Milão (Itália) e na Universidade de Delft (Holanda), sendo que estas universidades mantêm um forte intercâmbio de pesquisadores, visando difundir a utilização do Método Corda-Painel.

As pesquisas têm sido focadas principalmente na expansão do método para o estado tridimensional e para o caso de estruturas bidimensionais com contornos irregulares, isto é, estruturas bidimensionais que não apresentem ortogonalidade entre as suas faces. Também tem sido dada bastante importância à implementação computacional do método.

Um programa computacional bastante interessante, já foi inclusive implementado em ambiente CAD (“Computer Aided Design”), com todas as potencialidades do Método Corda-Painel. Trata-se do programa *SPANCAD*, desenvolvido por Blaauwendraad; Hoogenboom (1996), na Universidade de Delft, Holanda.

Dentre as publicações disponíveis sobre o assunto, merecem destaque os trabalhos desenvolvidos por Blaauwendraad; Hoogenboom (1996), Bontempi et al. (1998), Simone (1998), Hoogenboom (1998), Simone et al. (1999), Biondini et al. (1999) e Simone; Malerba (2001).

4.2 Fundamentos Gerais do MCP

De acordo com Blaauwendraad; Hoogenboom (1996), o MCP tem grande aplicabilidade em estruturas de concreto do tipo parede e pode ser considerado como um método intermediário entre o Método das Bielas e o Método dos Elementos Finitos.

O MCP é mais indicado atualmente para estruturas do tipo parede, no entanto, resultados têm demonstrado que o método também pode ser utilizado com sucesso para vigas e consolos. Observa-se que o MCP é um método atrativo, depois do MEF e MB, para uma classe específica de problemas estruturais.

Por enquanto, este método alternativo tem sido desenvolvido apenas para geometrias ortogonais, onde as bordas da estrutura considerada são horizontais e verticais. No entanto, pesquisas têm sido conduzidas visando expandir a aplicação do método para estruturas bidimensionais com geometria não ortogonal.

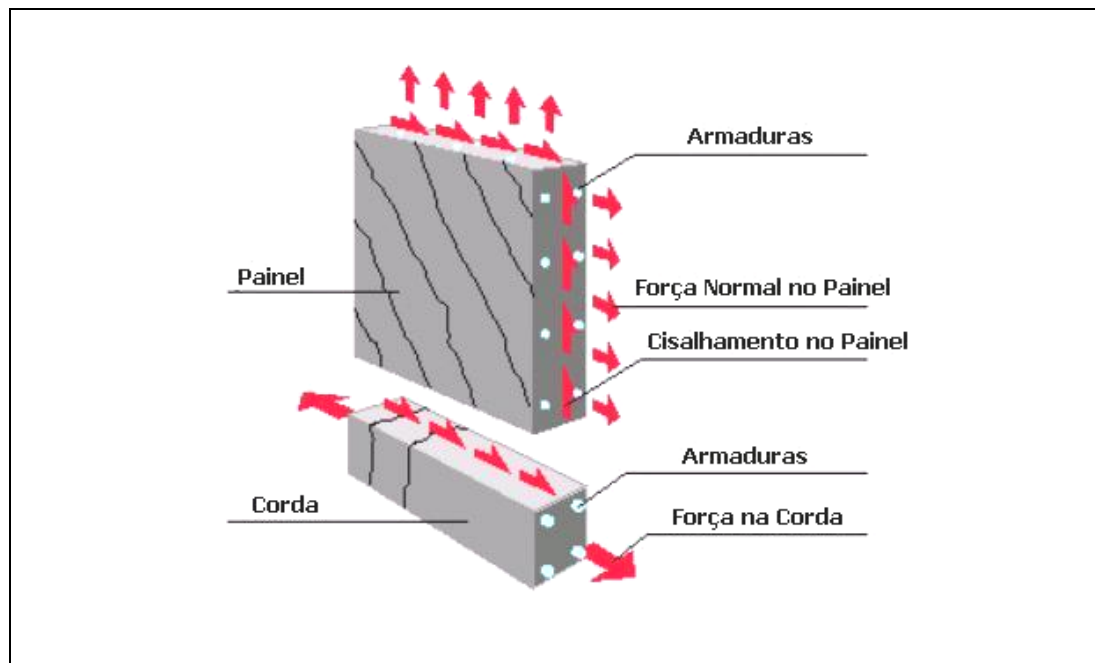


Figura 4.3 – Elementos constituintes do Método Corda-Painel

(Adaptado de <http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/spancad/>)

A idéia principal do MCP consiste no fato de que uma estrutura bidimensional de concreto pode ser modelada dentro de um sistema de cordas (“stringers”) e painéis (“panels”) retangulares de concreto, conforme ilustra a Figura 4.3. Através da aplicação do método obtém-se um “Modelo Corda-Painel” para determinada estrutura.

As cordas são utilizadas para a transferência de força normal e podem ser horizontais ou verticais. Desta maneira, uma corda pode resultar tracionada, comprimida ou tracionada-comprimida em um certo trecho da estrutura.

As cordas são verificadas da mesma maneira como se verificam os elementos utilizados no Método das Bielas. Por exemplo, se uma corda está sendo comprimida a tensão no concreto deve ser verificada e, caso ultrapasse a tensão efetiva do material, deve-se prever armaduras para o confinamento da corda, visando aumentar a resistência à compressão da mesma.

Por outro lado, se uma corda estiver sendo tracionada, despreza-se a resistência do concreto à tração e determina-se a quantidade de armaduras necessárias para combater a força normal atuante na corda.

Os painéis, por sua vez, são elementos retangulares de concreto que são disponibilizados sempre entre quatro cordas. Estes elementos devem possuir uma malha ortogonal de armaduras, capaz de absorver a força cortante desenvolvido no painéis.

De acordo com Blaauwendraad; Hoogenboom (1996), apenas uma força cortante ocorre em um painel e esta força tem o mesmo valor v por unidade de comprimento em todas as posições do painel. Esta força cortante v também trabalha na interface entre o painel e as cordas que se localizam em sua borda e, de acordo com as considerações de equilíbrio, a força normal na corda pode aumentar ou diminuir linearmente, conforme ilustra a Figura 4.4.

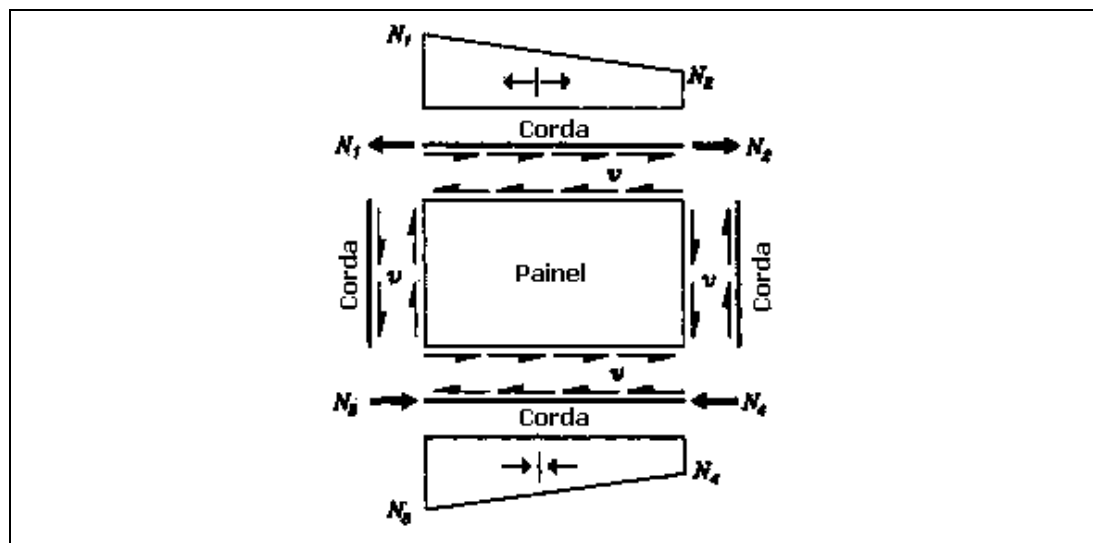


Figura 4.4 - Comportamento linear das forças normais nas cordas

(Adaptado de Blaauwendraad; Hoogenboom (1996))

Dessa maneira, observa-se que normalmente o MCP introduz armaduras principais na direção de atuação de cargas e apoios, como também armaduras secundárias, distribuídas em forma de malha nos painéis idealizados para a estrutura.

O esquema de funcionamento do MCP é semelhante ao MB, sendo que os painéis e as cordas, assim como as escoras e os tirantes, devem ser colocados em posições estratégicas no interior da estrutura, visando obter um encaminhamento realista dos esforços.

Uma vez definido um Modelo Corda-Painel para uma determinada estrutura, realiza-se uma análise linear para a determinação dos esforços atuantes nas cordas e nos painéis. De posse dos esforços é possível quantificar as armaduras resistentes e efetuar o detalhamento do elemento estrutural em análise.

A Figura 4.5 apresenta os esforços obtidos de um Modelo Corda-Painel utilizado para modelar uma viga-parede com um furo na alma, também investigada por Schäfer; Schlaich (1988) através de um Modelo de Escoras e Tirantes.

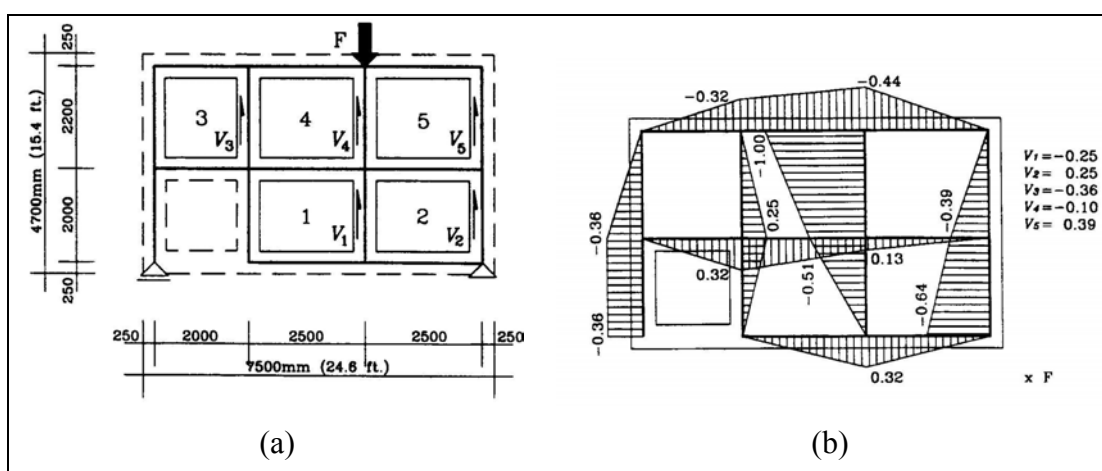


Figura 4.5 - (a) Viga-parede com furo na alma investigada com um Modelo Corda-Painel e (b) Esforços obtidos na análise linear do modelo

(Fonte: Blaauwendraad; Hoogenboom (1996))

O problema apresentado na Figura 4.5 também foi investigado por Simone et al. (1999), Biondini et al. (1999) e Simone; Malerba (2001). De uma maneira geral, observou-se para este caso isolado que a utilização do MCP leva a adoção de uma armadura em malha maior do que aquela obtida com o MB, bem como, a uma armadura principal inferior.

4.3 Formulação Matricial do MCP

Conforme relatado, o MCP pode ser implementado em um ambiente computacional, levando em consideração as mesmas técnicas de transformação de coordenadas e de montagem de matrizes utilizadas no desenvolvimento de um programa convencional de elementos finitos. Os elementos básicos utilizados para modelar as cordas e os painéis são apresentados na Figura 4.6.

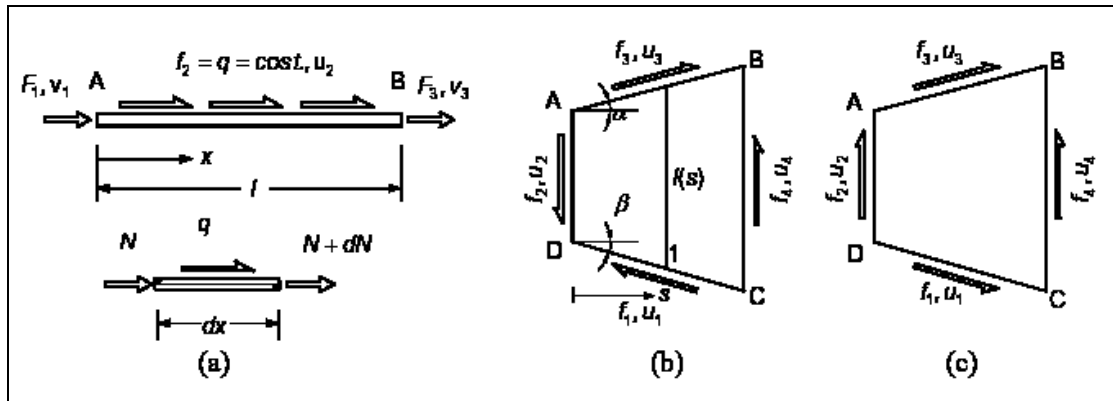


Figura 4.6 – Elementos básicos utilizados no Método Corda-Painel

(Fonte: Biondini et al. (1999))

Observa-se pela Figura 4.6 que o elemento corda possui três graus de liberdade, sendo dois deslocamentos axiais nos dois extremos e um deslocamento extra na direção axial ao longo do comprimento da corda. Este grau de liberdade extra está associado com a força de interface (f_2) existente entre o painel e a corda. A corda possui um comprimento l e uma rigidez axial EA , que pode variar ao longo do seu comprimento.

De acordo Biondini et al. (1999) se for introduzida uma matriz de transformação N apropriada pode-se obter a matriz de rigidez $[K]$ do elemento “corda” a partir da matriz de flexibilidade $[C]$:

$$\begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{6EA} \begin{bmatrix} 2 & -1 \\ -1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix} = [C] \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

$$N = \begin{bmatrix} -1 & 1/l & 1 \\ 0 & 1/l & -1 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

$$\begin{bmatrix} F_1 \\ q \\ F_3 \end{bmatrix} = N^T \cdot C^{-1} \cdot N \cdot \begin{bmatrix} v_1 \\ u_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = \frac{2EA}{l} \begin{bmatrix} 2 & -3/l & 1 \\ -3/l & 6/l^2 & -3/l \\ 1 & -3/l & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ u_2 \\ v_3 \end{bmatrix} = [K] \cdot \begin{bmatrix} v_1 \\ u_2 \\ v_3 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

Onde E é o módulo de elasticidade e A é a área da seção transversal da corda.

O elemento painel apresenta quatro graus de liberdade e, para um estado de cisalhamento constante, cada borda do elemento se deslocará na sua própria direção, sendo que os deslocamentos serão os mesmos para todas as posições de uma borda. De acordo Biondini et al. (1999) os esforços de um elemento “painel” trapezoidal são dados por:

$$r = \overline{AD} / \overline{BC} \quad (4.4)$$

$$u_2 = \left(\frac{A_p \cdot r^2}{G \cdot t} \right) \cdot f_2 = C \cdot f_2 \quad (4.5)$$

$$N = \begin{bmatrix} -r & -1 & -r & -r^2 \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ f_4 \end{bmatrix} = N^T C^{-1} N \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{bmatrix} = \frac{G \cdot t}{A_p} \begin{bmatrix} 1 & 1/r & 1 & r \\ 1/r & 1/r^2 & 1/r & 1 \\ 1 & 1/r & 1 & r \\ r & 1 & r & r^2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

Onde G é o módulo de elasticidade transversal, A_p é a área do painel e t é a espessura do painel.

4.4 Determinação das Armaduras Resistentes

De acordo com Simone; Malerba (2001), o dimensionamento dos painéis e das cordas é efetuado após a obtenção dos resultados de uma análise elástica utilizando o Modelo Corda-Painel idealizado.

Conforme citado anteriormente, a corda é responsável pelas forças axiais, podendo resultar tracionada, comprimida ou parcialmente tracionada e comprimida. O dimensionamento das armaduras (no caso de tração) e a verificação do concreto (no caso de compressão) são feitos conforme o Método das Bielas.

Para o dimensionamento dos painéis é assumido um padrão de ruína do tipo dúctil-dúctil, na qual ambas armaduras da malha ortogonal chegam ao escoamento antes da ruptura por esmagamento do concreto. Para o dimensionamento das armaduras toma-se como base o esquema da Figura 4.7.

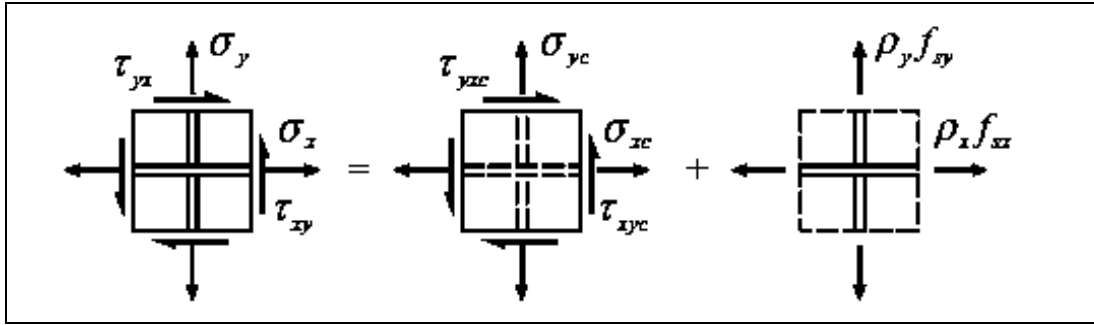


Figura 4.7 – Sobreposição de esforços em um elemento de membrana

(Fonte: Biondini et al. (1999))

Tomando por base a Figura 4.7 e denominando σ_t de tensão principal de tração no concreto, σ_c de tensão principal de compressão no concreto, f_{sx} a tensão na armadura na direção x, f_{sy} a tensão na armadura na direção y e α o ângulo que a tensão principal de tração faz com o eixo x na direção das tensões principais de tração pode-se escrever as seguintes equações de equilíbrio:

$$\sigma_x = \sigma_t \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_c \sin^2 \alpha + \rho_x \cdot f_{sx} \quad (4.8)$$

$$\sigma_y = \sigma_t \cdot \sin^2 \alpha + \sigma_c \cos^2 \alpha + \rho_y \cdot f_{sy} \quad (4.9)$$

$$\tau_{xy} = (\sigma_t - \sigma_c) \cdot \sin \alpha \cos \alpha \quad (4.10)$$

Como $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_t = 0$, a equação (4.11) fornece σ_c em função de τ_{xy} e as equações (4.12) e (4.13) fornecem ρ_x e ρ_y , conforme a seguir:

$$\sigma_c = -\frac{\tau_{xy}}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (4.11)$$

$$\rho_x = \frac{\tau_{xy} \cdot \tan \alpha}{f_{sx}} \quad (4.12)$$

$$\rho_y = \frac{\tau_{xy} \cdot \cot \alpha}{f_{sy}} \quad (4.13)$$

A armadura total ($\rho_x + \rho_y$) é mínima quando adota-se a hipótese de que as armaduras escoem simultaneamente. Dessa maneira, sendo f_{yx} a tensão de escoamento da armadura na direção x e f_{yy} a tensão de escoamento da armadura na direção y, pode-se obter novas equações:

$$\begin{aligned} \rho_x &= \rho_y \\ \frac{\tau_{xy} \cdot \tan \alpha}{f_{sx}} &= \frac{\tau_{xy} \cdot \cot \alpha}{f_{sy}} \\ \frac{f_{sx}}{f_{sy}} &= \frac{\tan \alpha}{\cot \alpha} = \tan^2 \alpha = \lambda \\ \tan \alpha &= \sqrt{\lambda} \end{aligned} \quad (4.14)$$

Substituindo a equação (4.14) nas equações (4.11), (4.12) e (4.13) obtém-se a tensão atuante no concreto e as taxas mínimas de armaduras nas direções x e y, respectivamente:

$$\sigma_c = -|\tau_{xy}| \cdot \left[\sqrt{\lambda} + \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \right] \quad (4.15)$$

$$\rho_x = \sqrt{\lambda} \cdot \frac{|\tau_{xy}|}{f_{yx}} \quad (4.16)$$

$$\rho_y = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \frac{|\tau_{xy}|}{f_{yy}} \quad (4.17)$$

A tensão atuante no concreto, apresentada na equação (4.15), deve ainda respeitar o limite apresentado na equação (4.18), de maneira a evitar a ruptura por compressão:

$$f_e < \sigma_c < 0 \quad (4.18)$$

$$f_e = v \cdot f_{ck} \quad (4.19)$$

Simone; Malerba (2001), em simulações utilizando o Modelo Corda-Painel, costumam adotar o fator de eficiência v do concreto como sendo igual a 1,0 para as cordas e igual a 0,6 para os painéis.

Conforme se observa, o Método Corda-Painel utiliza uma rotina muito semelhante àquela do Modelo de Chapa, para a verificação dos painéis. A única diferença observada é que no MCP não existem forças normais atuando no elemento plano, isto é, só existem forças cisalhantes.

4.5 O que Dizem as Normas Sobre o MCP?

A única norma, dentre as consultadas, que apresenta alguma referência ao MCP é o CEB-FIP Model Code 1990 (1993), que prefere denominar o método de “Stringer and Wall”. Em seu item 6.5.2, “Esforços Internos em Seções de Parede Fina”, o CEB-FIP Model Code 1990 (1993) faz o seguinte comentário:

“Na falta de um processo de análise mais preciso, os efeitos provocados por M , N , V e T , em um membro suficientemente afastado de regiões descontínuas, podem ser determinados através de um processo de dois estágios.

No primeiro estágio, o elemento é modelado através de “cordas” longitudinais situadas nas interseções com as paredes do membro e por painéis conectando as cordas. As cordas são introduzidas para resistir apenas forças axiais e os painéis são assumidos para resistir apenas força cortante. As forças nas cordas e nos painéis são determinadas a partir dos efeitos externos de M , N , V e T .

No segundo estágio as forças nas cordas são distribuídas ao longo da seção de maneira a produzir forças normais longitudinais por unidade de largura e também forças cisalhantes por unidade de largura. As forças totais atuando na seção podem ser obtidas através da soma das forças do primeiro e do segundo estágio.”

Um exemplo simples de aplicação apresentado pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993) para o Modelo “Stringer and Wall” está ilustrado na Figura 4.8.

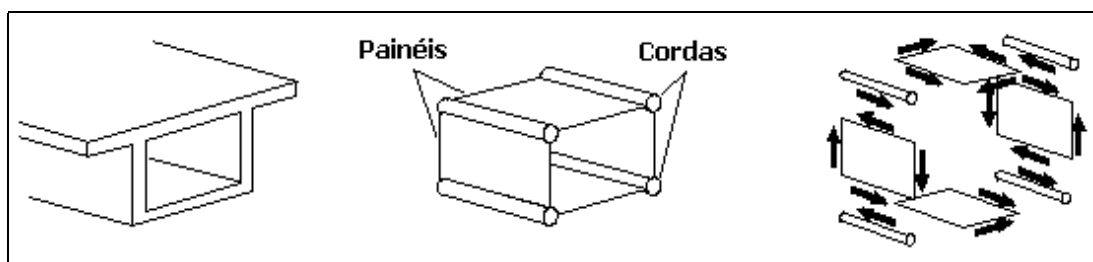


Figura 4.8 – Modelo “Stringer and Wall” recomendado pelo CEB-FIP Model Code (Adaptado de CEB-FIP Model Code 1990 (1993))

4.6 SPANCAD – Programa para Cálculo Automático Utilizando o MCP

O MCP foi implementado por Blaauwendraad; Hoogenboom (1996) no ambiente gráfico do programa AutoCAD, utilizando as linguagens de programação AutoLISP (pré e pós-processador) e C++ (processador). O programa denominado de *SPANCAD* (Stringer PANel Computer Aided Design) é livremente distribuído na Internet (<http://www.mechanics.citg.tudelft.nl/spancad/>).

O *SPANCAD* chama a atenção pela sua interatividade com o usuário e também pelo fato de que uma vez calculada a estrutura esta pode ser imediatamente detalhada utilizando os recursos de desenho e plotagem disponíveis no ambiente do AutoCAD.

Basicamente, o processo de funcionamento do programa compreende o desenho da geometria da estrutura, a definição das cordas e dos painéis, a definição das propriedades dos materiais e as condições de vinculação. Todas essas etapas são simplesmente desenhadas utilizando os recursos do *AutoCAD*.

Após desenhar a estrutura executa-se uma primeira análise elástica, objetivando determinar as forças atuantes nas cordas e nos painéis. A partir das forças obtidas adicionam-se as armaduras necessárias à estrutura e executa-se uma análise não-linear, capaz de prever o comportamento da estrutura no estado limite último.

A partir dos resultados gerados, tais como aberturas de fissuras, deflexões, forças, direções principais de tensão e carga de ruína, tomam-se as decisões a respeito das armaduras introduzidas. Observa-se que o cálculo das armaduras não é feito de maneira automática pelo programa.

No programa *SPANCAD* as cordas e os painéis podem ser investigados de cinco maneiras distintas: “Linear”, “Cracked”, “Real”, “Strengthening” e “Plastic”. Estes comportamentos para os materiais são ilustrados na Figura 4.9 e descritos com maiores detalhes a seguir.

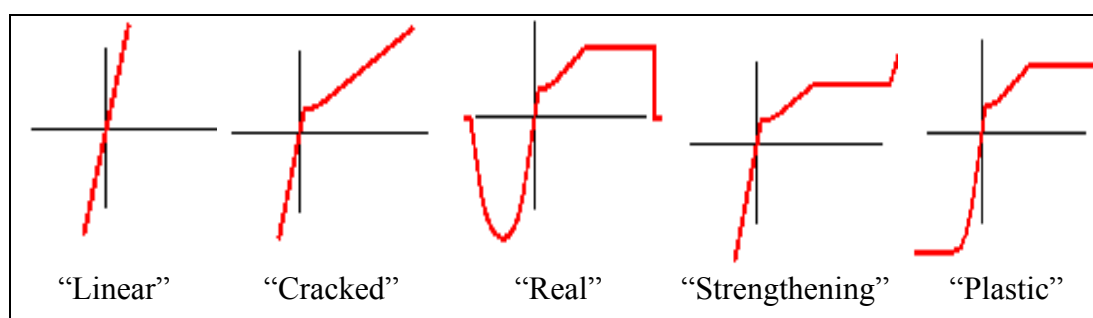


Figura 4.9 – Modos de comportamento dos materiais disponíveis no *SPANCAD*

(Fonte: *SPANCAD* Help (2001))

No modo “Linear”, o concreto e as armaduras são modelados como materiais elástico-lineares. Dessa maneira, as cordas e os painéis não sofrem fissuração, escoamento, esmagamento ou ruptura. Além disso, os painéis só carregam cisalhamento em suas faces.

No modo “Cracked” o concreto comprimido tem comportamento elástico-linear e o concreto tracionado é modelado realisticamente, incluindo fissuração e “tension-stiffening”. A armadura é admitida como sendo elástico-linear tanto para tração quanto para compressão.

No Modo “Real”, o concreto e o aço são modelados precisamente, de maneira que as cordas e os painéis representem o seu comportamento verdadeiro, adequado com o comportamento encontrado em ensaios experimentais.

No modo “Strengthening”, a corda ou o painel apresentam um comportamento no modo “Real” antes da ruína. No entanto, após a ruptura os elementos se enrijecem o quanto podem, de maneira a suportar as forças que ainda existem.

Finalmente, no Modo “Plastic” a corda ou o painel também apresentam um comportamento no modo “Real” antes da ruína. No entanto, após a ruptura os elementos mantêm a capacidade de suporte e passam a escoar.

4.7 Exemplo de Aplicação do Método Corda-Painel

Como exemplo de aplicação do MCP seja o caso de dimensionar e detalhar as armaduras da viga-parede ilustrada na Figura 4.10. Observa-se que esta viga já foi dimensionada utilizando o Método dos Elementos Finitos e será também dimensionada utilizando o Método das Bielas, visando futuras comparações.

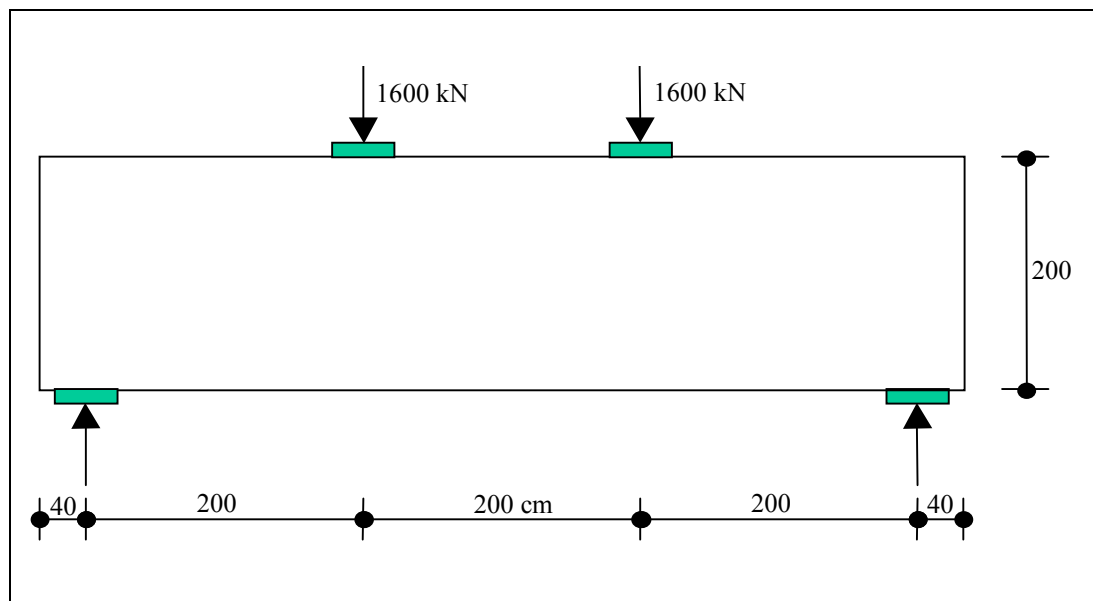


Figura 4.10 – Viga-parede a ser dimensionada com o Método Corda-Painel

Dados complementares da viga-parede:

$$F_k = 1143 \text{ kN};$$

$$F_u = F_k \cdot \gamma_c = 1143 \cdot 1,4 = 1600 \text{ kN};$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; E_c = 28 \text{ GPa};$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}; E_s = 210 \text{ GPa};$$

Espessura da viga = 50 cm;

Placas de Apoio: 45 cm x 50 cm.

Para a modelagem utilizando o Método Corda-Painel, foi utilizado como procedimento de apoio o programa *SPANCAD*. Inicialmente a estrutura foi discretizada em elementos do tipo corda e painel, foram descritos os carregamentos, as condições de vinculação e especificadas as propriedades dos materiais, conforme ilustra a Figura 4.11.

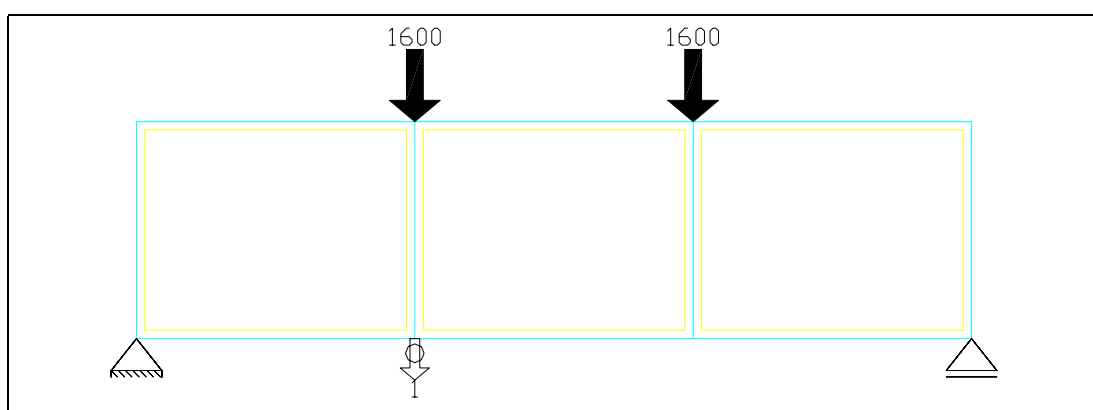


Figura 4.11 - Modelo Corda-Painel idealizado para viga-parede

Na discretização da estrutura, apresentada na Figura 4.11, considerou-se um cobrimento de armaduras de 3 cm e largura de 35 cm para todas as cordas. Dessa maneira, cada corda do modelo possui uma seção transversal de 1750 cm^2 , uma vez que a espessura adotada para a viga-parede é de 50 cm.

Em seguida, foi feita uma análise elástica do modelo, para a determinação dos esforços atuantes nos elementos do Modelo Corda-Painel idealizado. Os resultados obtidos são apresentados em maiores detalhes na Figura 4.12.

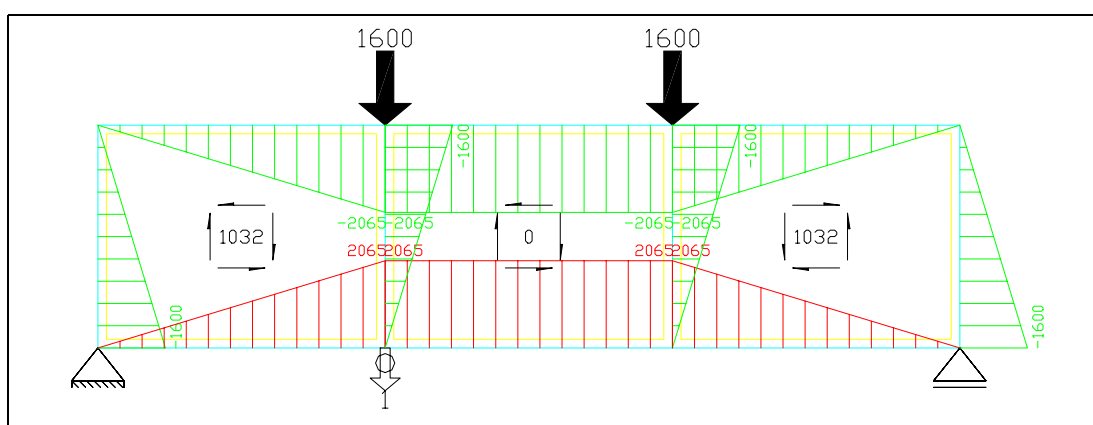


Figura 4.12 - Resultados obtidos da análise elástica utilizando *SPANCAD*

Pela Figura 4.12, observa-se que a máxima força normal de tração é de 2065 kN, atuando na corda inferior-central do modelo. As cordas verticais encontram-se todas comprimidas e a maior força normal registrada é de 1600 kN. A máxima força de compressão atuante na estrutura ocorre na corda central-superior, com intensidade de 2065 kN.

O painel central não apresentou cisalhamento, enquanto que os painéis laterais apresentaram esforço de cisalhamento atuando na borda do painel com intensidade de 1032 kN/m.

Com base nos esforços encontrados anteriormente é possível estimar as armaduras necessárias para resistir aos esforços quando a corda estiver tracionada e verificar o concreto quando a corda estiver comprimida. A Tabela 4.1 ilustra os resultados obtidos para as cordas do modelo investigado e as respectivas verificações.

Tabela 4.1 - Verificação das cordas e determinação de armaduras

Corda	N (kN)	A _{corda} (cm ²)	f _{corda} (MPa)	f _{ck} (MPa)	v	f _{efetiva} (MPa)	Situação	f _{yd} (MPa)	A _s (cm ²)	Armadura Adotada
1	-2065	1750	11,80	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
2	-2065	1750	11,80	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
3	-2065	1750	11,80	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
4	-1600	1750	9,14	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
5	-1600	1750	9,14	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
6	-1600	1750	9,14	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
7	-1600	1750	9,14	25	1,0	25	Ok!	-	-	-
8	2065	1750	-	-	-	-	-	434	47,58	10φ25 mm
9	2065	1750	-	-	-	-	-	434	47,58	10φ25 mm
10	2065	1750	-	-	-	-	-	434	47,58	10φ25 mm

A Tabela 4.2 apresenta a distribuição da armadura em malha nos painéis, considerando a formulação de armaduras mínimas, apresentada no item 4.4.

Tabela 4.2 - Distribuição de armadura nos painéis

Painel	V (kN/cm)	t (cm)	τ (kN/cm ²)	f _{yx} (MPa)	f _{yd} (MPa)	ρ _x (%)	ρ _y (%)	A _{sx} =A _{sy} (cm ² /m)	A _s /face
1	10,32	50	0,2064	434	434	0,48	0,48	24,00	φ16 c/16
2	0	50	0	434	434	0,15	0,15	7,50	φ10 c/20
3	10,32	50	0,2064	434	434	0,48	0,48	24,00	φ16 c/16

Na Figura 4.13 ilustra-se o padrão de armação obtido no pré-dimensionamento da viga-parede, sendo que optou-se em armar o painel central com uma taxa de armadura mínima de $0,15\%A_{c,alma}$ em cada uma das faces da parede.

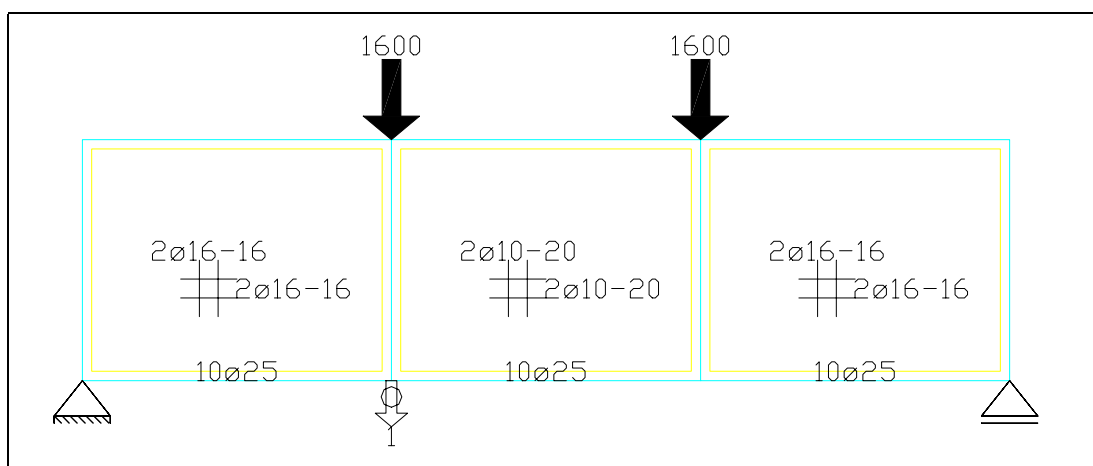


Figura 4.13 - Distribuição de armaduras no pré-dimensionamento

A verificação do concreto é feita a partir das equações (4.15) e (4.18):

$$\sigma_c = 0,206 \left[\sqrt{1} + \frac{1}{\sqrt{1}} \right] = 0,41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_e = 0,6 \cdot 2,5 = 1,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_e > \sigma_c \rightarrow Ok!$$

Com o programa *SPANCAD* pôde-se conduzir uma análise não-linear da estrutura, visando obter a resposta do padrão de armação determinado no pré-dimensionamento. Para isso, foi considerado que as cordas possuem um comportamento no modo “Cracked” e que os painéis possuem um comportamento no modo “Plastic”.

Conforme recomendações de Figueiras et al. (1990, 2002) na análise não-linear os materiais devem ser descritos com as suas propriedades características e a carga de ruína (λ_u) obtida deve ser comparada com os limites esperados para o aço e para o concreto.

Como espera-se que a ruína da estrutura se dê pelo escoamento das armaduras da corda inferior, pode-se assegurar que a segurança estará satisfeita se $\lambda_u > \lambda_c = 1,6$.

A análise efetuada indicou que o padrão de armação adotado é satisfatório, uma vez que não foram registradas grandes fissuras para a carga de serviço ($P = 1143 \text{ kN}$) e as tensões verificadas nas armaduras ficaram muito abaixo do limite de escoamento.

A força máxima registrada nas cordas tracionadas foi de aproximadamente 679 kN, e deu-se para o tirante horizontal inferior e central. Essa força corresponde a uma tensão média nas armaduras do tirante principal de aproximadamente 138 MPa.

A força máxima registrada nas cordas comprimidas foi de 2454 kN, e deu-se para a corda horizontal superior central. Essa força corresponde a uma tensão média de aproximadamente 14 MPa no concreto.

A máxima flecha verificada para a estrutura nas condições de serviço foi de 3,86 mm, sendo que a Figura 4.14 apresenta a posição deformada da estrutura e as aberturas de fissuras registradas para esta condição.

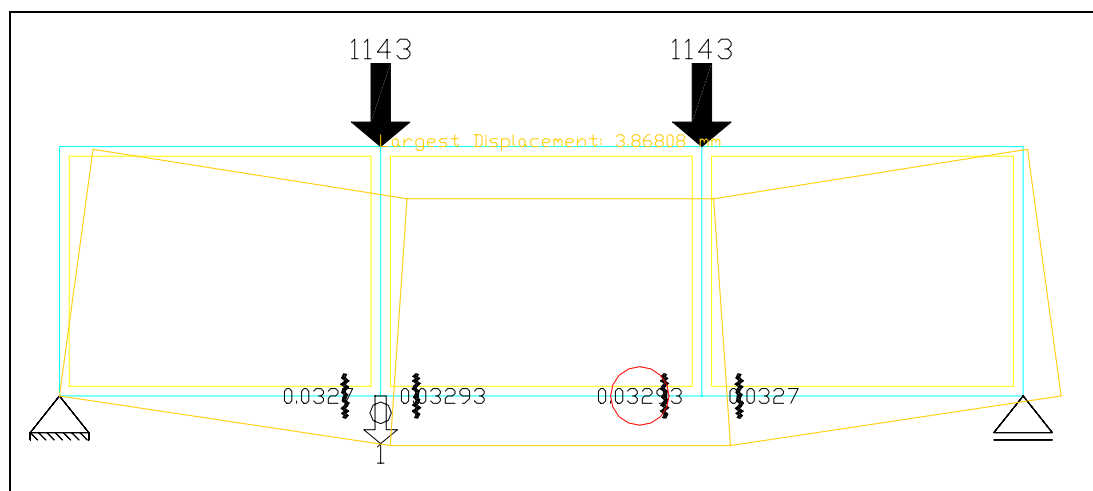


Figura 4.14 – Localização e aberturas de fissuras para as cargas de serviço

De acordo com a NBR6118 (2003), a relação $l/250$ pode ser utilizada para estimar a máxima flecha de um elemento estrutural em condições de serviço. Essa relação fornece um limite de 24 mm, que é muito maior do que a flecha de 3,86 mm registrada, indicando um bom desempenho para a viga dimensionada.

O último passo a ser desenvolvido em uma simulação utilizando o programa *SPANCAD*, consiste em efetuar uma análise denominada “Simulation”, onde uma análise não-linear com os comportamentos reais dos materiais é considerada, ou seja, o modo “Real” é ativado.

A Figura 4.15 apresenta a relação carga *versus* deslocamento obtida para a análise não-linear utilizando o programa *SPANCAD*. A análise indicou a ruína da estrutura devido ao escoamento das cordas inferiores, com um fator de carga $\lambda_u \approx 2,3$. Como $\lambda_u > \lambda_c = 1,61$ pode-se assegurar que a estrutura apresentará boas condições de segurança.

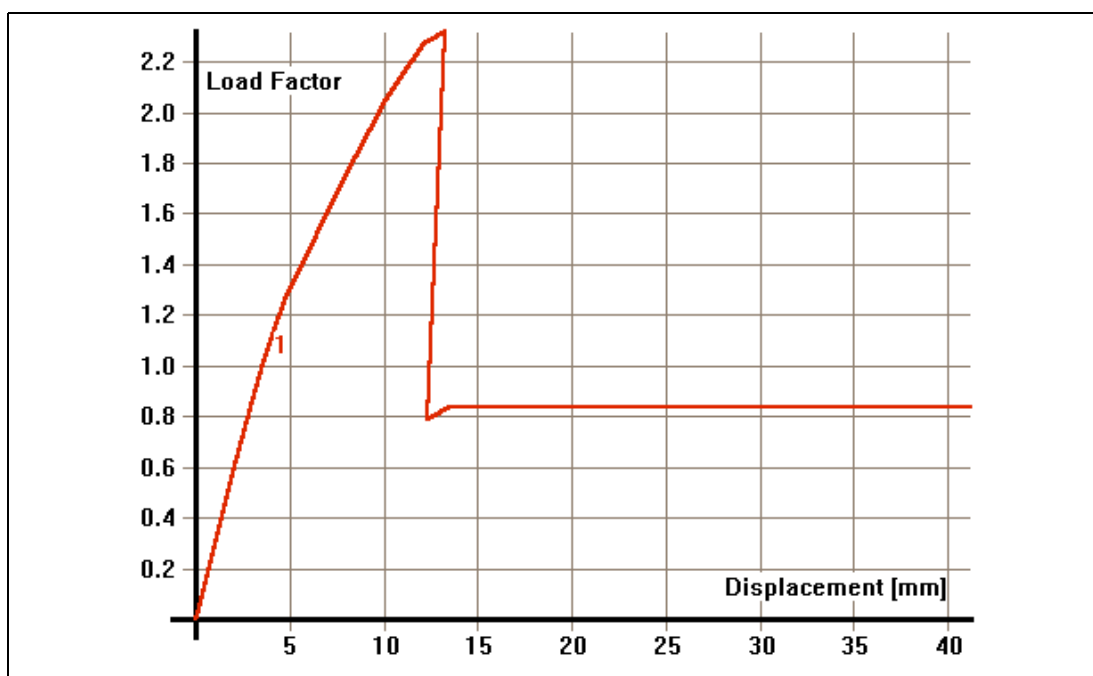


Figura 4.15 – Carga versus deslocamento obtida de análise não-linear utilizando *SPANCAD*

Observou-se nas simulações utilizando o programa *SPANCAD* que o comportamento sob condições de serviço do elemento estrutural é adequado e que o padrão de armação obtido no pré-dimensionamento pode ser utilizado com segurança para o detalhamento final da viga-parede.

Acredita-se que os resultados fornecidos pelo Modelo Corda-Painel idealizado levam a adoção de uma quantidade de armadura segura, porém, muito maior do que a necessária para o perfeito funcionamento da viga-parede.

Novas análises, diminuindo a quantidade de armaduras, poderiam ser feitas procurando fazer com que a carga de ruína fosse exatamente igual a carga de ruína de projeto, isto é, o limite de armaduras para o qual $\lambda_u = \lambda_c = 1,61$.

Deve-se observar que para o detalhamento final da viga-parede ainda devem ser feitas considerações adicionais tais como verificações das condições de ancoragem das armaduras principais, uma vez que o programa não leva em conta essa rotina freqüente em projetos estruturais.

O programa *SPANCAD* foi bastante simples de usar e verificou-se que o mesmo trata-se de um programa de verificação, servindo apenas para certificação da segurança dos padrões de armação disponibilizados no elemento estrutural. O programa não fornece as quantidades de armaduras, sendo esta uma tarefa do calculista em função dos resultados obtidos na análise linear da estrutura.

Adicionalmente, deve-se relatar que apesar do programa ser de fácil utilização, infelizmente existe o problema da restrita documentação disponível, o que às vezes põe em dúvida alguns resultados gerados pelo programa.

Tendo em vista a grande limitação do método e uma relativa falta de clareza quanto à formulação, acredita-se que o Método dos Elementos Finitos e o Método das Bielas ainda sejam preferíveis em relação ao Método Corda-Painel, mesmo nos problemas mais simples.

CAPÍTULO 5 - MÉTODO DAS BIELAS (MB)

5.1 *Histórico*

A utilização do Método das Bielas para o dimensionamento de armaduras transversais em vigas de concreto armado teve origem no início do século XX, quando Ritter e Mörsch, a partir de observações experimentais, introduziram a inspirada "Analogia de Treliça".

Esta analogia, até hoje utilizada com sucesso para o dimensionamento de vigas de concreto armado ao momento torçor e a força cortante, é sem dúvida uma das idéias mais brilhantes criadas dentro do concreto estrutural e à sua generalização convencionou-se denominar de Método das Bielas.

Este método foi refinado por pesquisadores como Kupfer (1964), Rüsch (1964), Leonhardt (1965) e mais recentemente por Thürlimann (1979), Chen (1982), Nielsen (1984) e Marti (1985a, 1985b), que melhoraram os modelos de dimensionamento à ruptura do concreto estrutural e contribuíram para a criação de uma base científica sólida, fundamentada no Limite Inferior da Teoria da Plasticidade.

De acordo com Mendelson (1968), em problemas complicados de análise limite, como no caso das “Regiões D”, normalmente é difícil ou impossível obter uma carga de colapso genuína e, por isso, normalmente recorre-se ao uso dos Teoremas do Limite Superior e Inferior da Teoria da Plasticidade.

Tais teoremas foram introduzidos em 1938 por Gvozdev e foram intensamente refinados e validados na década de 50, por pesquisadores como Drucker e Prager, visando obter o comportamento na ruptura de materiais com comportamento elasto-plástico perfeito.

O Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade estabelece que um campo tensorial que satisfaz as condições de equilíbrio e de contorno e que não viole o critério de escoamento em nenhum ponto da estrutura, fornece um limite inferior para a estimativa da capacidade de materiais elasto-plásticos perfeitos. No entanto, para que isso seja verdade, o esmagamento do concreto nas escoras e nas regiões nodais não pode ocorrer antes do escoamento das armaduras (tirantes ou estribos).

O Teorema do Limite Superior da Teoria da Plasticidade estabelece que a estrutura deve entrar em colapso se existir um padrão compatível de deformação plástica para a qual a taxa de forças externas farão um trabalho igual ou superior a taxa de dissipação interna. De uma maneira resumida, este teorema estabelece que se um caminho de ruptura existe, a estrutura irá seguir este caminho, fornecendo um limite superior para a carga limite.

Uma vez que limites não podem ser encontrados com precisão para problemas práticos, os dois teoremas descritos anteriormente tornam possível uma boa aproximação para fins de engenharia. Particularmente, o Método das Bielas é fundamentado no Teorema Inferior da Teoria da Plasticidade, admitindo-se a hipótese de que os tirantes irão escoar antes do concreto chegar a ruptura.

No entanto, de acordo com Ali (1997), o desenvolvimento dos computadores desencorajou o avanço nas pesquisas dos teoremas limites aplicados a materiais com pequenas deformações plásticas, como é o caso do concreto. Ao contrário das pesquisas visando aproximações baseadas em computadores, poucas publicações utilizando os Teoremas de Análise Limite surgiram nos últimos anos.

Atualmente, o uso do método tem merecido atenção especial de pesquisadores como: Schäfer; Schlaich (1988, 1991), Thürlimann et al. (1989), Marti; Rogowsky (1991), Collins; Mitchell (1991), Collins et al. (1991), Schäfer et. al (1991), Mitchell; Cook (1988, 1991), MacGregor (1997), Marti (1999) e Schäfer (1999).

Podem ser citados trabalhos importantes desenvolvidos por brasileiros no campo experimental, como por exemplo, aqueles desenvolvidos por Melo (1991), Thomaz; Naegeli (1993), Bounassar (1995, 2000), Fernandes (1997) Machado; Pimenta (2000) e Miguel (2000).

No campo teórico e de aplicação do Método das Bielas deve-se ressaltar os trabalhos desenvolvidos por Silva; Giongo (2000), Mello et al. (1997), Melo et al. (1997), Sánchez (1997), Godoy; Júnior (2000) e El Debs (2000).

Conforme visto, é evidente que várias modificações foram feitas ao modelo original introduzido por Ritter e Mörsch, visando aperfeiçoá-lo e adequá-lo aos resultados experimentais. No entanto, deve-se enfatizar que a metodologia de resolução de problemas estruturais em concreto, com qualquer formato de geometria, através do Método das Bielas, teve grande impulso após a publicação dos trabalhos de Schäfer; Schlaich (1988, 1991).

Estes pesquisadores propuseram uma série de regras simplificadas, principalmente em relação às resistências das escoras e das regiões nodais, de maneira que tornou-se possível a existência de um critério sistemático para o dimensionamento de estruturas de concreto submetidas a descontinuidades estáticas ou geométricas.

As simplificações propostas por Schäfer; Schlaich (1988, 1991), entre outros pesquisadores, e por algumas normas de respaldo internacional como o ACI, o CEB e a CSA, motivam a utilização do Método das Bielas, bem como, possibilitam o desenvolvimento de programas computacionais que auxiliem na aplicação do método.

Um programa computacional muito interessante vem sendo desenvolvido na University of Illinois at Urbana, baseando-se em resultados experimentais provenientes de pesquisadores de universidades dos Estados Unidos e do Canadá. Trata-se do software *CAST* (Computer Aided Strut and Tie), um aplicativo educacional de livre distribuição na rede mundial de computadores.

No entanto, para a utilização desse programa é necessário saber de imediato a posição das escoras e dos tirantes, o que nem sempre é uma tarefa trivial, no caso de estruturas com descontinuidades estáticas ou geométricas. A Figura 5.1 ilustra algumas aplicações do *CAST*, programa computacional que será utilizado no presente trabalho para a resolução de alguns problemas envolvendo o concreto estrutural.

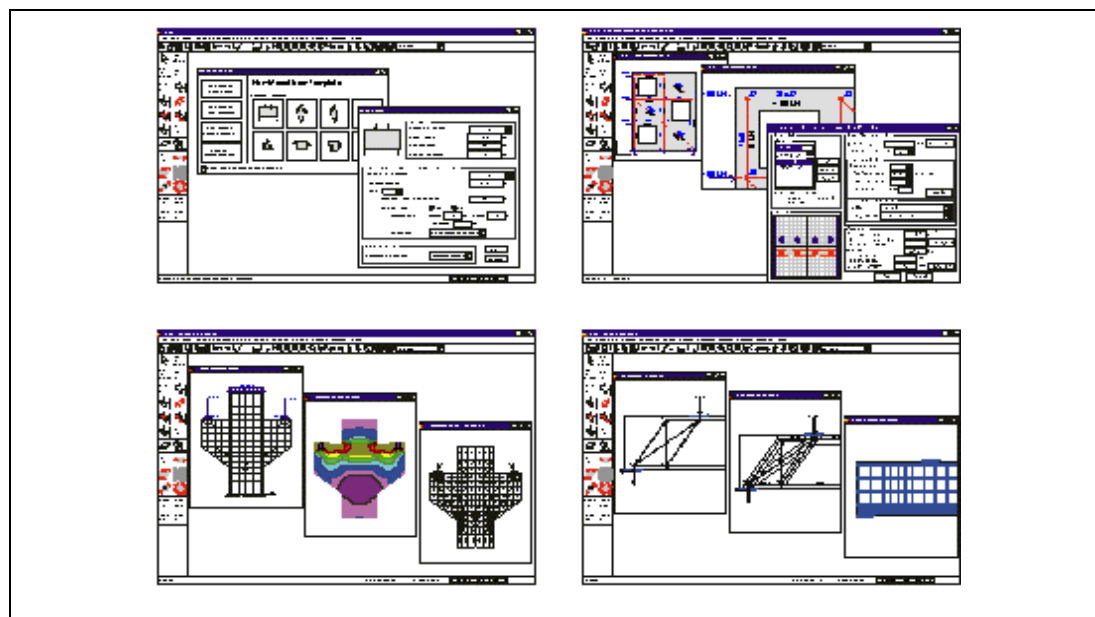


Figura 5.1 – Exemplos de aplicação do programa *CAST*

(Fonte: <http://cee.ce.uiuc.edu/kuchma/strut&tie/index.htm>)

No Brasil, Campos (1995) desenvolveu em programa de mestrado, o software STM (Strut and Tie Modelling), um programa gráfico interativo desenvolvido com a linguagem C++ e que facilita a modelagem, a análise e o cálculo das tensões atuantes em elementos estruturais através do Método das Bielas.

O programa STM efetua as verificações das escoras e das regiões nodais de acordo com alguns códigos normativos pioneiros no assunto, tais como a norma canadense (CSA) e o código modelo europeu (CEB). A limitação deste programa também esbarra no fato de se necessitar saber inicialmente a localização das escoras e dos tirantes no interior da estrutura, isto é, a posição dos elementos básicos do Método das Bielas.

Por outro lado, vêm sendo desenvolvidos programas para auxiliar o posicionamento correto das escoras e dos tirantes no interior da estrutura. Estes programas, na maioria dos casos, utilizam técnicas de otimização estrutural obtidas através de programação matemática e têm produzido ótimos resultados, conforme será visto adiante

Dentre as publicações interessantes nessa área, citam-se os trabalhos desenvolvidos por Oliveira et al. (1998), Alves et al. (1998), Ladeira et al. (1993), Pinho; Neves (1992), Pinho (1995), Ali (1997), Garcia (1999), Liang et al. (2000), Lourenço et al. (2000), Liang et al. (2001) e Ali; White (2001).

Conforme visto, apesar de existir alguns programas de verificação para as escoras e para os tirantes e, também alguns programas que identificam a melhor disposição para estes elementos, ainda não se tem notícia de muitos programas que acoplem simultaneamente estas duas necessidades.

Sabe-se que Alshegeir; Ramirez (1992) desenvolveram o STAT, um programa computacional que possibilita fazer uma análise elástica bidimensional da estrutura, baseando-se no método dos elementos finitos, para identificar a melhor posição para os elementos do modelo de escoras e tirantes de uma estrutura analisada.

Posteriormente à análise elástica, o programa possibilita fazer o posicionamento de elementos de barra sobre os fluxos de tensões principais encontrados na análise anterior. Processa-se então o modelo de escoras e tirantes criado com o Método das Bielas e com os resultados obtidos se dá início ao dimensionamento dos nós, das escoras e dos tirantes, tudo isso em um mesmo ambiente computacional.

5.2 *Estágio Atual do Conhecimento*

É evidente que vários pesquisadores tais como Leonhardt, Rüsch, Kupfer, Thürlimann, Marti e Muller, contribuíram para o estágio atual do conhecimento, generalizando a “Analogia de Treliça” e criando uma base científica refinada para a aplicação racional dos modelos em vigas.

No entanto, o Método das Bielas apresentou grande avanço, ou pelo menos experimentou grande divulgação, quando Schlaich; Schäfer (1987, 1988, 1991) e Marti (1985a, 1985b, 1999) publicaram trabalhos trazendo informações mais refinadas a respeito do método, como parâmetros para a verificação da segurança das regiões nodais e das escoras de concreto.

Na literatura pode-se observar que após estas publicações, vários outros pesquisadores começaram a investigar a aplicação do Método das Bielas. Dessa maneira, as pesquisas dos parâmetros mais significativos do método puderam alcançar um estágio de conhecimento bastante aprofundado.

A afirmação anterior decorre da consulta ao trabalho da ASCE-ACI (1998), onde uma série de parâmetros para a resistência de escoras e regiões nodais são recomendados, com base em muitas pesquisas de âmbito experimental. Mais adiante, estes valores serão apresentados e discutidos com maior profundidade.

Ainda que não completamente sanados, mas já definidos com uma certa faixa de segurança, os parâmetros de resistência das escoras e das regiões nodais sugeridos por vários pesquisadores e por algumas normas, têm contribuído muito para a difusão e para a utilização do Método das Bielas.

Publicações recentes têm trazido as aplicações práticas do método em projetos estruturais, como por exemplo, o excelente Boletim de nº16 - “Design Examples for the 1996 FIP Recommendations – Practical Design of Structural Concrete”, publicado pela FIB (2002).

Outras publicações também merecem destaque, como a do IABSE-Colloquium Stuttgart (1991), que contém um grande número de artigos relatando o que de há mais recente no desenvolvimento do Método das Bielas. Dentre os trabalhos relevantes deste colóquio podem ser citados aqueles publicados por Harisis; Fardis (1991), Rückert (1991), MacGregor (1991), Jirsa et al. (1991), Mitchell; Cook (1991), Schäfer et al. (1991), Bergmeister et al. (1991) e Schlaich (1991).

5.3 O que Dizem as Normas Sobre o Método das Bielas?

O CEB-FIP Model Code de 1978 já trazia algumas informações relevantes e na versão de 1990 o conceito de projeto estrutural utilizando o Método das Bielas foi definitivamente implementado no código modelo. No CEB-FIP Model Code 1990 (1993), item 6.8, existe uma grande quantidade de informações que possibilitam o desenvolvimento adequado de projetos utilizando tal metodologia.

Deve-se ressaltar também as recomendações já históricas do código canadense CSA (1984, 1994) e da AASHTO (1994, 1998). A norma norueguesa NS 3473 E (1992) também propõe o uso do Método das Bielas para regiões com descontinuidades.

A norma espanhola EHE (1999) apresenta uma série de informações relevantes sobre o Método das Bielas e talvez seja uma das normas mais completas e claras sobre o assunto. No capítulo 24 da norma espanhola são descritas as “Regiões B” e as “Regiões D”; no capítulo 40 são apresentados os parâmetros de resistência das escoras, tirantes e nós; e finalmente nos capítulos 59, 62 e 63 são apresentados modelos simplificados para a análise de sapatas e blocos sobre estacas, vigas-parede e consolos, respectivamente.

Atualmente o conceito de projeto utilizando o Método das Bielas está sendo implementado no novo código alemão DIN e o ACI-318 (2002) já incluiu um apêndice (“APPENDIX A – Strut-and-Tie Models”) em seu texto normativo, visando esclarecer e expandir a utilização dos modelos para o dimensionamento de regiões com descontinuidade.

Pelo mesmo caminho segue a comunidade européia, conforme atesta o projeto de revisão do EUROCODE 2 (1999). Neste projeto de norma, que visa substituir o código atual, há claras referências ao uso do método, sendo que peculiaridades tais como parâmetros de resistência e fundamentos gerais do modelo são descritos nos itens 5.10, 6.5 e 9.10.

A NBR 6118 (2003), em seus itens 22.2.3, 22.3.1.3, 22.3.2.3, 22.4.3 e 22.5.3 recomenda a utilização de modelos “bielas-tirantes” bidimensionais para elementos estruturais como vigas-parede, dentes gerber e consolos e de modelos “bielas-tirantes” tridimensionais para elementos como sapatas e blocos sobre estacas. No entanto, a norma brasileira apenas indica a utilização de tais modelos não fornecendo subsídios para que projetos sejam efetuados utilizando tal metodologia.

Seria de muito bom senso que a nova norma brasileira também pudesse contemplar informações mais aprofundadas a respeito desses modelos, seguindo a tendência apresentada pelas mais importantes normas existentes para o dimensionamento do concreto estrutural. O presente trabalho procura apresentar uma proposta formal no Apêndice B, que visa pelo menos dar origem a uma discussão inicial no meio profissional.

Deve-se observar que em várias publicações nacionais do assunto e mesmo na NBR 6118 (2003), costuma-se denominar o método de “Bielas e Tirantes”. Neste trabalho, apesar da tendência já existente quanto a nomenclatura do método, prefere-se utilizar a nomenclatura geral de “Método das Bielas” e a nomenclatura específica de “Modelo de Escoras e Tirantes”.

A palavra “biela”, de origem francesa (“bielle”), é um termo genérico que se refere a um certo volume de material, que pode estar sendo tracionado ou comprimido. Se a biela estiver sendo tracionada ela é denominada de “tirante” e se ela estiver sendo comprimida ela é denominada de “escora”.

Conforme a definição anterior, acredita-se que a denominação “modelo de bielas e tirantes” seja redundante, pois biela é um elemento que pode estar sendo tracionado ou comprimido. Além disso, a tradução do termo “strut”, normalmente utilizado em inglês para referir-se ao modelo “strut-and-tie” significa escora. Os portugueses também costumam denominar o modelo como sendo de “escoras e tirantes”.

Além disso, Langendonck (1967) há muito já definia que: “uma escora é uma barra reta em que os esforços solicitantes predominantes são forças normais de compressão e um tirante é uma barra reta em que os esforços solicitantes predominantes são forças normais de tração”. Em homenagem a este que foi um dos maiores nomes na história do concreto estrutural nacional procurou-se preservar tal terminologia.

Em nossa opinião, o método fica melhor definido se for denominado de “Método das Bielas”, “Modelo de Escoras e Tirantes” ou “Generalização da Analogia de Treliça”, substituindo a tradição errônea da nomenclatura já estabelecida por respeitados pesquisadores nacionais.

5.4 Princípios Básicos do Método das Bielas

O Método das Bielas nada mais é do que uma representação discreta dos campos de tensão nos elementos estruturais, sendo que as escoras representam os campos principais de compressão e os tirantes os campos principais de tração, que podem ser absorvidos por uma ou por várias camadas de armadura.

As escoras e os tirantes são unidos por elementos denominados de nós ou regiões nodais, que constituem um volume de concreto envolvendo os pontos de união dos elementos do modelo. A Figura 5.2 apresenta a descrição dos elementos existentes de um modelo de escoras e tirantes proposto para uma viga-parede.

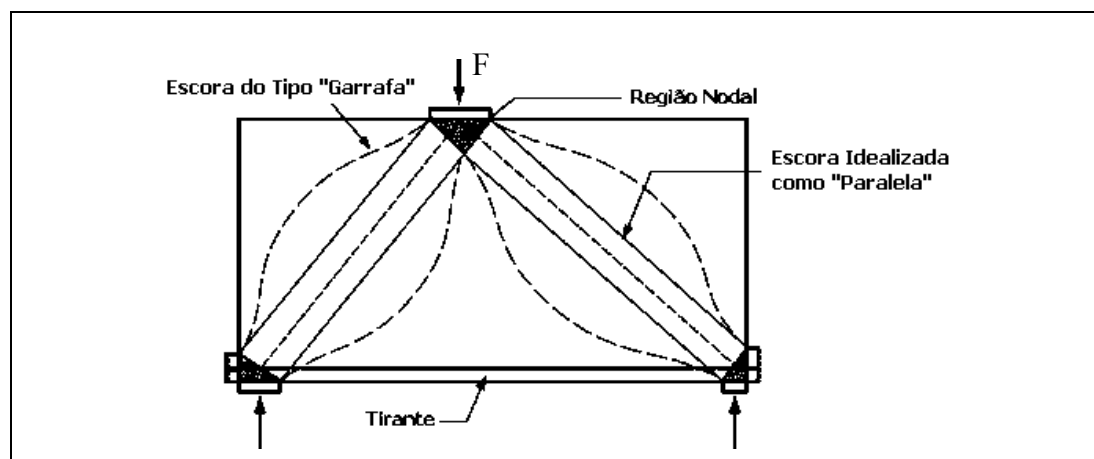


Figura 5.2 – Modelo de escoras e tirantes idealizado para uma viga-parede

(Adaptado de ACI-318 (2002))

O modelo de escoras e tirantes adotado geralmente é função da geometria da estrutura e das ações atuantes no contorno. A geometria do modelo pode ser normalmente obtida analisando-se os seguintes aspectos (Silva; Giongo (2000)):

- tipos de ações atuantes;
- ângulos entre escoras e tirantes;
- área de aplicação das ações e reações;
- número de camadas de armadura;
- cobrimento das armaduras.

Modelos de escoras e tirantes podem ser idealizados através do fluxo de tensões elásticas existente na estrutura, por meio do processo do caminho de carga ou através de modelos padronizados. Caso se disponha das tensões elásticas e de suas direções principais obtidas através de uma análise elástica, o desenvolvimento do modelo é imediato.

Tal análise pode ser feita utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o Método dos Elementos Finitos. A direção das escoras e dos tirantes pode ser adotada de acordo com a direção média das tensões de compressão e de tração, podendo também ser posicionados no centro de gravidade dos diagramas de tensão.

De maneira geral, a escolha do modelo de escoras e tirantes a ser adotado para o dimensionamento de uma estrutura, pode ser feito baseando-se nos seguintes critérios, discutidos com maior profundidade adiante:

- Modelos padronizados disponíveis em diversos códigos normativos;
- Caminho das cargas (“Load Path Approach”);
- Análises elásticas utilizando o MEF;
- Análises não-lineares que considerem a fissuração do concreto;
- Ensaios experimentais;
- Processos de otimização.

Schäfer; Schlaich (1988) recomendam analisar o comportamento do elemento no estado limite último, tanto no estado elástico quanto no plástico, por meio da modelagem. Isso pode ser feito definindo-se a geometria do modelo por meio dos campos de tensões elásticas e dimensionando a estrutura pelo Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. Este tipo de análise, no entanto, negligencia a capacidade última da estrutura e impede a obtenção da ação última.

De acordo com Foster (1988), o argumento pelo qual os modelos de escoras e tirantes são elaborados utilizando análises elásticas, consiste no fato de que as estruturas dimensionadas por este método apresentam um bom controle de fissuração para as cargas de serviço. Devido a este fato, o CEB-FIP Model Code 1990 (1993) indica que se as armaduras forem dimensionadas e detalhadas de acordo com os campos das tensões elásticas, as verificações em serviço não precisam ser feitas.

Schlaich; Schäfer (1988, 1991) relatam que podem surgir algumas dúvidas em relação a qual modelo escolher dentre as diversas possibilidades. De acordo com os pesquisadores, na seleção do melhor modelo é interessante considerar que os esforços tendem sempre a seguir os caminhos mais curtos e com as menores deformações.

Uma vez que as armaduras dos tirantes são muito mais deformáveis do que as escoras de concreto, o modelo mais adequado será aquele que tiver o menor número de tirantes e com os menores comprimentos. Este critério simples para otimizar o modelo pode ser formulado de acordo com a equação (5.1):

$$\sum F_i L_i \varepsilon_{mi} = \text{mínimo} \quad (5.1)$$

Onde:

F_i = Força na escora ou no tirante i ;

L_i = Comprimento do elemento i ;

ε_{mi} = Deformação média do elemento i .

Dessa maneira, conhecendo-se um modelo adequado para uma estrutura, as forças nas escoras e tirantes podem ser automaticamente calculadas por meio do equilíbrio entre as forças externas e internas.

O dimensionamento dos tirantes, com cuidado especial para a ancoragem, e a verificação das escoras e das regiões nodais são feitos de modo que eles suportem as forças atuantes. Para um comportamento dúctil, os tirantes sempre deverão chegar à ruína antes das escoras e das regiões nodais.

Normas como o CEB-FIP Model Code 1990 (1993), CSA (1984, 1994), EHE (1999) e o ACI-318 (2002) fazem diversas recomendações quanto aos parâmetros de resistência a serem adotados para as escoras e para as regiões nodais e trazem especificações quanto ao comprimento de ancoragem dos tirantes.

De acordo com Fu (2001), o projeto de elementos estruturais por meio do Método das Bielas pode ser feito utilizando-se o fluxograma apresentado na Figura 5.3.

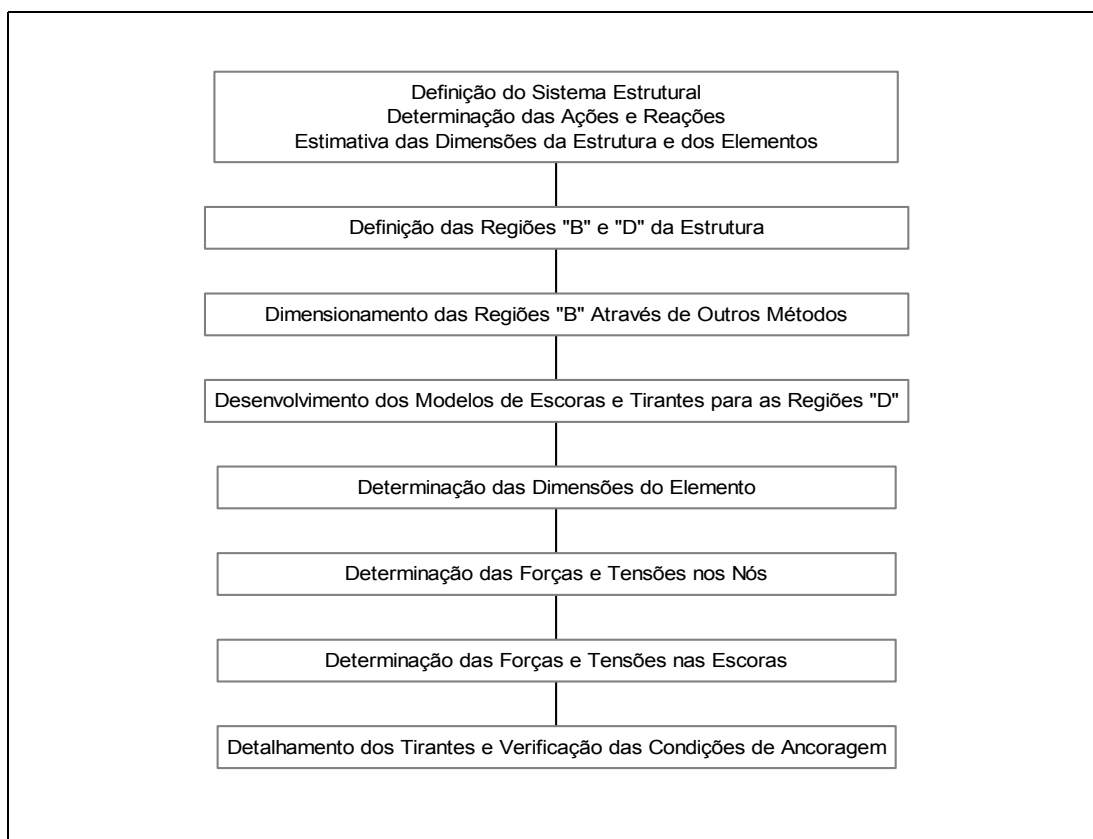


Figura 5.3 - Fluxograma para projeto utilizando Método das Bielas

(Fonte: Fu (2001))

As peculiaridades do Método das Bielas, tais como parâmetros de resistência das escoras e das regiões nodais, determinação da quantidade de armadura dos tirantes, determinação da geometria das escoras, tipos de nós, tipos de escoras, comprimentos de ancoragem, entre tantos outros aspectos fundamentais para a utilização do método, serão discutidos mais adiante.

5.5 *Processos de Obtenção dos Modelos*

5.5.1 Modelos Padronizados

Os modelos de escoras e tirantes padronizados são preconizados por diversas normas e o crescimento do número destes modelos é sem dúvida o desejo da maioria dos profissionais ligados ao concreto estrutural. A criação destes modelos é também sem dúvida o motivo de tantas pesquisas, mas infelizmente, tal tarefa não é trivial tendo em vista a diversidade geométrica que pode ocorrer.

Os modelos padronizados, geralmente estão amarrados a parâmetros geométricos da estrutura e por isso, têm um campo de validade muito limitado. No entanto, os modelos disponíveis possibilitam o dimensionamento de alguns elementos estruturais de natureza complexa com grande agilidade, possuindo grande utilidade principalmente nas estruturas pré-moldadas.

Podem ser citados, por exemplo, os modelos de cálculo padronizados disponíveis para os blocos de fundação, sapatas, consolos, vigas-parede e vigas com furo na alma. Estes modelos geralmente são baseados em extensivos ensaios laboratoriais e têm como fundamentação o Método das Bielas. Para exemplos de modelos padronizados recomenda-se consultar, por exemplo, os trabalhos de Leonhardt; Monnig (1979), Silva; Giongo (2000), EHE (1999) e Montoya et al. (2002).

Deve-se aqui enfatizar a grande atenção que a norma espanhola EHE (1999) presta ao dimensionamento e detalhamento de elementos especiais tais como blocos sobre estacas, sapatas, consolos e vigas-parede. São fornecidos para vários elementos estruturais modelos de escoras e tirantes padronizados e detalhes gerais de armação que facilitam o trabalho de dimensionamento e detalhamento, minimizando as possibilidades de erro.

5.5.2 Processo do Caminho das Cargas

Modelos de escoras e tirantes podem ser sistematicamente desenvolvidos por meio do fluxo de tensões dentro da estrutura pelo processo do caminho das cargas, conhecido na literatura técnica como “load path approach”.

De acordo com Silva; Giongo (2000), deve-se inicialmente garantir o equilíbrio externo da região a ser modelada, por meio da determinação de todos esforços atuantes no contorno. O caminho das cargas no interior da estrutura ocorre por meio de campos de tensão de compressão e de tração, que são representados no modelo por escoras e tirantes, respectivamente.

Ações uniformemente distribuídas no contorno de uma região são substituídas por forças concentradas equivalentes, de maneira que as ações de um lado da estrutura, depois de percorrerem um determinado caminho de carga, encontrem do outro lado ações que as equilibrem.

Os caminhos de carga devem ser alinhados e não podem se interceptar. Além disso, duas ações opostas devem ser interligadas por caminhos de carga os mais curtos possíveis. As curvaturas existentes nesses caminhos de carga representam concentrações de tensões e, em situações onde existam várias alternativas de modelos, o mais adequado será sempre aquele que possui o caminho de carga mais curto.

Após desenhados todos os caminhos de carga entre as ações externas, é feita a substituição destes caminhos por linhas de um polígono, que são divididas em escoras (linhas pontilhadas) e tirantes (linhas cheias). Posteriormente são acrescentadas novas escoras e novos tirantes para que seja satisfeito o equilíbrio dos nós.

A Figura 5.4 apresenta uma aplicação do processo do caminho das cargas, cujo desenvolvimento se assemelha àquela sensibilidade necessária para posicionamento dos elementos estruturais de um edifício. Após uma certa experiência, pode-se perceber que certas configurações acabam se repetindo com frequência nas estruturas, o que possibilita rapidamente identificar os mecanismos resistentes de uma dada estrutura.

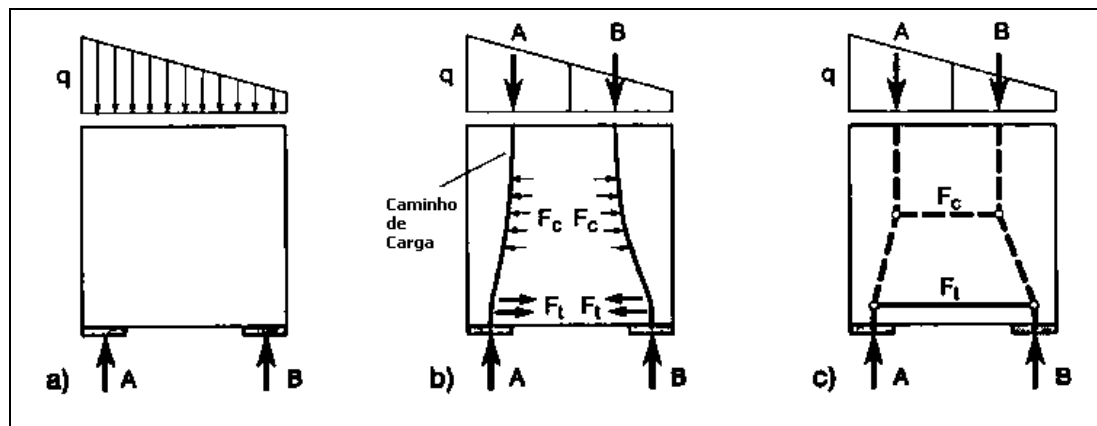


Figura 5.4 – Aplicação do caminho de carga em uma viga-parede

(Adaptado de Schäfer (1999))

5.5.3 Análises Elásticas

Conforme visto, uma maneira de se obter modelos adequados de escoras e tirantes é através do fluxo de tensões obtidos de uma análise elástica utilizando o Método dos Elementos Finitos. A vantagem dessa abordagem é que o modelo obtido cumpre tanto as condições de serviço quanto as condições de ruína da estrutura.

Vários pesquisadores recomendam a estruturação do modelo através da disponibilização dos elementos nas direções das tensões principais encontradas em tal análise, como por exemplo, Marti (1985b), Schlaich; Schäfer (1991), Alshegeir; Ramirez (1992), ASCE-ACI (1998) e Foster (1998).

De acordo com Foster (1998), cuidados devem ser tomados principalmente na escolha da malha de elementos finitos e no detalhamento da armadura longitudinal concebida baseando-se em análises elásticas lineares. Rogowsky; MacGregor (1986) mostraram que armaduras principais definidas de acordo com análises elásticas lineares utilizando o Método dos Elementos Finitos podem levar a um dimensionamento inseguro.

Na opinião dos pesquisadores citados anteriormente, isto não quer dizer que análises lineares não podem ser bem utilizadas no projeto de elementos estruturais com geometria irregular, mas simplesmente deve-se alertar o cuidado que é necessário na interpretação dos resultados fornecidos pelo Método dos Elementos Finitos.

O cálculo do modelo de escoras e tirantes, que consiste na determinação das forças nas barras da treliça idealizada, pode ser resolvido manualmente pelo “Método de Equilíbrio de Nós” ou com o auxílio de um programa simples de análise matricial de estruturas.

De posse dos esforços atuantes nos elementos do modelo, verifica-se a resistência das escoras e dimensionam-se os tirantes. Posteriormente é feita a verificação das regiões nodais e das condições de ancoragem das armaduras.

5.5.4 Análises Não-Lineares

Modelos de escoras e tirantes também podem ser concebidos através da visualização de panoramas de fissuração obtidos de análises experimentais, uma vez que as direções de fissuração obtidas normalmente remetem às direções perpendiculares às tensões de tração e às direções paralelas das tensões principais de compressão.

Desta maneira, modelos de escoras e tirantes podem ser elaborados disponibilizando armaduras nas direções ortogonais às direções de fissuração do elemento estrutural.

A partir desta observação prática, Ritter e Mörsch puderam desenvolver a consagrada “Analogia de Treliça”.

A disposição de armaduras, conforme citado anteriormente, também pode ser obtida através de uma análise não-linear, utilizando programas computacionais que apresentem as regiões de fissuração. Programas comerciais como *ADINA* e *DIANA*, utilizados neste trabalho, possuem esta potencialidade.

De acordo com Yun (2000), a construção de modelos de escoras e tirantes através de programas de elementos finitos que incorporem recursos de análise não-linear tem sido bastante eficiente no desenvolvimento, análise e detalhamento de estruturas de concreto armado e protendido, possibilitando a criação de modelos mais realistas.

No entanto, a utilização de tais recursos ainda é restrita a um pequeno grupo de profissionais, principalmente devido ao alto custo dos programas, do enorme tempo que se gasta neste tipo de análise e da experiência anterior que é necessária para poder se obter bons resultados.

Conforme visto, existe um argumento pelo qual o modelo de treliça deve seguir o fluxo de tensões elásticas obtidas em uma análise linear utilizando o Método dos Elementos Finitos: o controle razoável de fissuras sob cargas de serviço que se obtém utilizando este critério.

No entanto, de acordo com Foster (1998), resultados obtidos de análises experimentais e investigações numéricas utilizando recursos de análise não-linear, revelaram que após a fissuração as escoras são em geral mais estreitas do que aquelas obtidas utilizando análises elásticas lineares.

Um exemplo visível dessa diferença é ilustrada na Figura 5.5, para uma viga-parede contínua simulada pelo próprio Foster (1998).

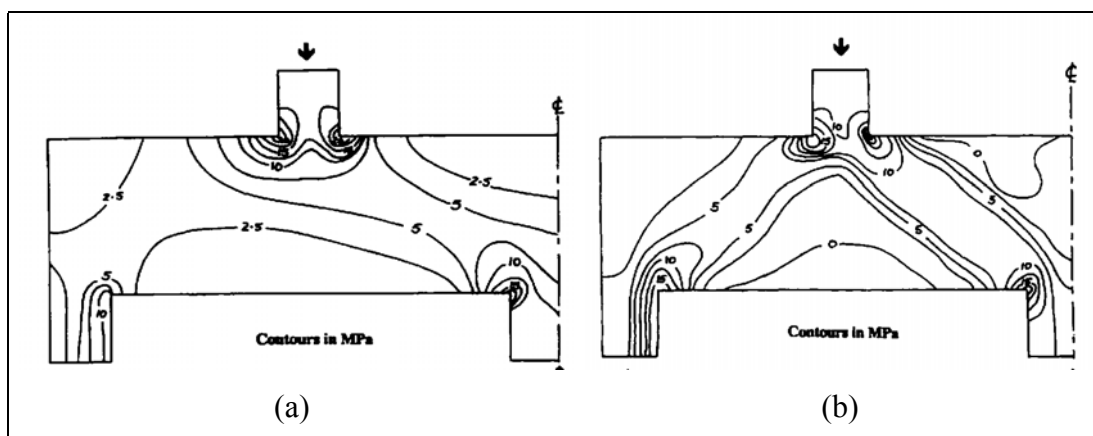


Figura 5.5 – (a) Tensões principais de compressão de uma viga-parede contínua obtida de uma análise linear, (b) Tensões principais de compressão de uma viga-parede contínua obtida de uma análise não-linear

(Fonte: Foster (1998))

Assim, a armadura detalhada com o auxílio de análises lineares desenvolvidas com o auxílio do Método dos Elementos Finitos, deve levar a adoção de uma quantidade maior de armaduras, sendo esta quantidade bem maior do que aquela que tem sido utilizado historicamente na prática.

Muitos programas de elementos finitos com recursos de análise não-linear estão disponíveis no mercado, sendo que muitos deles incorporam recursos gráficos impressionantes. No entanto, deve-se observar que não são as características gráficas destes pacotes que importam e sim a habilidade de modelar precisamente o comportamento mecânico dos materiais que constituem as estruturas.

A grande vantagem da utilização de análises não-lineares, está no fato de que investigações mais realistas podem ser efetuadas, podendo ser obtidas respostas fundamentais para o dimensionamento e para a verificação da solução adotada.

Em análises elásticas não é possível fazer a redistribuição de tensões, que normalmente acaba ocorrendo quando o concreto fissura. Além disso a carga de ruína estimada é normalmente menor do que aquela encontrada na prática.

Em análises não-lineares, devido a representação mais realista do comportamento mecânico dos materiais, é possível se aproximar com maior exatidão da carga de ruína. Na verdade, a resistência da estrutura real é maior do que aquela medida em análises elásticas, principalmente devido a capacidade de readaptação do material perante às fissuras.

Pode-se chamar esse mecanismo de “defesa natural” do material, ou seja, quando a fissuração ocorre cria-se uma tendência natural de procura por novos caminhos de transferência de esforços, gerando assim uma capacidade de resistência adicional que não pode ser obtida mediante o emprego de análises lineares.

As análises não-lineares foram utilizadas no presente trabalho principalmente como processo de verificação das propostas de armação efetuadas. Na maioria das vezes, utilizou-se uma análise elástica para conceber um modelo resistente que posteriormente foi verificado através da análise não-linear.

5.5.5 Processos de Otimização

Conforme visto, um dos maiores problemas na elaboração dos modelos de escoras e tirantes está na disponibilização adequada dos elementos do método, de maneira que estes possam reproduzir com eficiência os mecanismos resistentes da estrutura.

Vários pesquisadores têm trabalhado no sentido de automatizar a localização destes elementos, baseando-se freqüentemente em recursos de programação matemática, em critérios de evolução topológica e é bem provável que venha a surgir algum trabalho utilizando a fabulosa potencialidade dos algoritmos genéticos.

A expectativa explicitada anteriormente decorre a partir de observações efetuadas sobre resultados de vários pesquisadores que utilizaram os algoritmos genéticos para a otimização topológica de treliças metálicas. Entre os trabalhos publicados nessa área citam-se aqueles desenvolvidos por Rajeev; Krishnamoorthy (1992), Rajeev; Krishnamoorthy (1997), Shrestha; Ghaboussi (1998) e Rodriguez (1999).

A seguir são apresentados os principais processos de otimização disponíveis atualmente para a identificação automática de modelos de escoras e tirantes.

5.5.5.1 Programação Linear

Os métodos envolvendo programação matemática são comumente encontrados para a determinação dos modelos, principalmente devido a sua fácil formulação. Os trabalhos desenvolvidos por Ladeira et al. (1993), Pinho; Neves (1993), Pinho (1995) e Alves et al. (1998) apresentam toda a formulação matemática utilizando essa linha de identificação.

No modelo envolvendo programação matemática são lançados sobre o meio estrutural vários modelos reticulados possíveis de escoras e tirantes, tendo em consideração posições razoáveis para a colocação das armaduras. Assim, a formulação desenvolvida tem por objetivo identificar a solução ótima entre todas as soluções apresentadas ou então combinações destas.

Deve-se levar em conta o afastamento dos eixos das escoras dos contornos do meio estrutural, uma vez que tais escoras têm dimensões que devem estar contidas no interior da estrutura. Também devem existir cuidados nas condições de fronteira, tais como condições de apoio e de carregamento.

No desenvolvimento do modelo, algumas condições fundamentais devem ser impostas:

- Condições de equilíbrio dos nós da estrutura;
- Armaduras máximas e mínimas;
- Esforços máximos e mínimos nas escoras.

Tem-se assim para as variáveis do problema, os esforços axiais nas barras e as armaduras nos tirantes. Como geralmente adota-se a armadura estritamente necessária, pode-se relacionar as duas variáveis através da equação (5.2):

$$N = f_{yd} \cdot A_s \quad (5.2)$$

Onde :

N - força normal nas barras;

A_s - área da seção de armadura;

f_{yd} - tensão atuante no aço;

As condições de equilíbrio em cada nó da estrutura são obtidas através do equilíbrio de forças, segundo as direções horizontal e vertical, conforme ilustra a Figura 5.6.

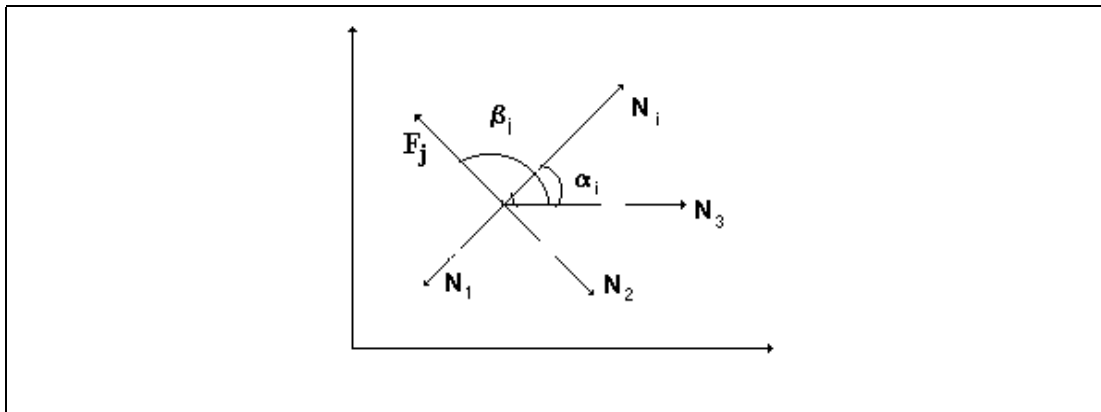


Figura 5.6 - Condições de equilíbrio dos nós

(Fonte: Alves et al. (1998))

Assim, tem-se segundo o eixo OX a equação (5.3):

$$\sum_{i=1}^{NB} N_i \cos \alpha_i + \sum_{j=1}^{NF} F_j \cos \beta_j = 0 \quad (5.3)$$

E para o eixo OY a equação (5.4):

$$\sum_{i=1}^{NB} N_i \sin \alpha_i + \sum_{j=1}^{NF} F_j \sin \beta_j = 0 \quad (5.4)$$

Onde:

NF - número de forças concentradas exteriores aplicadas ao nó em estudo;

NB - número de barras convergentes no nó;

N_i - força axial na barra i ;

F_j - valor de cálculo da força concentrada de ordem j , aplicada ao nó;

α_i - ângulo que a barra de ordem i realiza com o eixo OX;

β_j - ângulo que a força F_j faz com eixo OX;

Como nas estruturas de concreto geralmente as armaduras estão limitadas a valores máximos, deve-se levar em consideração a condição da equação (5.5):

$$A_{s,i} \leq A_{s,\text{máximo}} \quad (5.5)$$

Conhecendo-se o tipo de aço a ser utilizado, pode-se a partir da tensão de escoamento definir o esforço máximo a ser respeitado, conforme a equação (5.6).

$$N_i = A_{s,i} \cdot f_{yd} \leq A_{s,máximo} \cdot f_{yd} = N_{i,máximo} \quad (5.6)$$

Por outro lado, como a armadura não pode ser negativa, tem-se que:

$$N_i \geq 0 \quad (5.7)$$

Designando por N_j o esforço axial numa possível escora j , logo tal esforço não poderá corresponder a uma tração, e portanto:

$$N_j \leq 0 \quad (5.8)$$

Dessa maneira, assume-se como negativos os esforços de compressão e como positivos os esforços de tração.

Ao se lançar o modelo não se sabe se uma barra trabalhará como escora ou como tirante. Desta forma, para o modelo inicial todas as barras são consideradas como tirantes e escoras e o esforço numa determinada barra i é dado pela equação (5.9):

$$N_{Br,i} = N_{T,i} - N_{B,i} \quad (5.9)$$

Onde:

$N_{Br,i}$ - esforço numa barra i ;

$N_{T,i}$ - parcela do esforço considerando a barra como se fosse um tirante i ;

$N_{B,i}$ - parcela do esforço considerando a barra como se fosse uma escora i .

Se a barra for um tirante então a parcela referente à escora se faz automaticamente igual a zero e se a barra trabalhar como uma escora a parcela referente ao tirante se faz automaticamente igual a zero.

Dentre os modelos possíveis e que respeitem as condições (5.3), (5.4), (5.6) e (5.7), escolhe-se o mais adequado, a partir da imposição de um critério de otimização. O critério de otimização utilizado é estritamente econômico, ou seja, aquele que conduz ao menor custo para a solução.

Uma vez que a seção de concreto armado é fixa, já que a geometria da peça é um dado inalterável nesta formulação, o menor custo da solução é igual ao volume mínimo de armadura a ser utilizado. Dessa maneira, o critério ótimo é obtido quando encontra-se o menor valor possível dado pela equação (5.10):

$$Z = \sum_{i=1}^{NT} A_{s,i} \cdot l_i \quad (5.10)$$

Onde :

Z - “custo da solução” ou função objetivo;

NT - número de tirantes;

$A_{s,i}$ - armadura no tirante i ;

l_i - comprimento do tirante i .

Como as variáveis em uso são os esforços axiais nas escoras e tirantes, resulta:

$$Z = \sum_{i=1}^{NT} N_i \cdot \frac{l_i}{f_{yd}} \quad (5.11)$$

O problema é resolvido juntando as condições impostas pelo critério ótimo e, dessa maneira, obtém-se um problema de Programação Linear, uma vez que todas as relações envolvidas no problema são lineares nas variáveis N_i .

A solução deste problema matemático é obtida recorrendo-se a um algoritmo apropriado, sendo o “Método Simplex” o mais conhecido. A resolução do problema anterior fornece o modelo ótimo de escoras e tirantes para a estrutura.

Ali (1997, 2001) também utilizou recursos de programação linear em seu trabalho e implementou dentro do ambiente do MATLAB o programa OPSAT-1 (Optimum Strut-And-Tie), aplicativo que permite a obtenção automática de modelos ótimos de treliça obedecendo a três critérios:

- MRV, que é um critério baseado no volume mínimo de armadura no elemento estrutural;
- EL, que é um critério que satisfaz o campo elástico de distribuição de forças no meio contínuo;
- COMP, que é um critério que satisfaz simultaneamente os dois critérios apresentados anteriormente.

5.5.5.2 Programação Não-Linear

Lourenço et al. (2000) descreveram em seu trabalho, um processo automático para encontrar modelos de escoras e tirantes baseando-se em técnicas de programação não-linear.

De acordo com os pesquisadores este procedimento quase sempre é necessário, pois é muito freqüente neste tipo de análise, ser conduzido a estruturas hipostáticas, casos estes designados na literatura por modelos cinemáticos, em que o equilíbrio é apenas garantido para uma determinada configuração geométrica do modelo.

Como exemplo para o problema referido anteriormente, considere o dimensionamento de uma viga sujeita a cargas verticais, conforme ilustra a Figura 5.7.

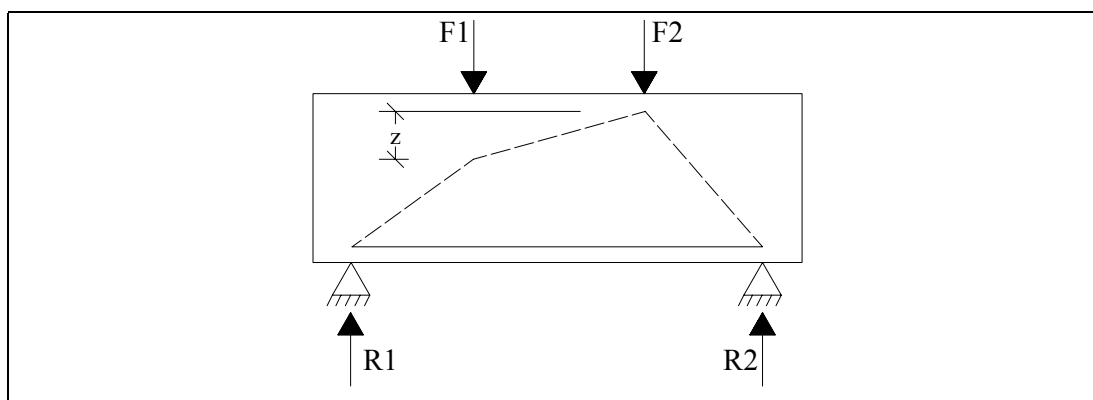


Figura 5.7 – Exemplo de um modelo cinemático

(Fonte: Lourenço et al. (2000))

É simples verificar que se trata de um modelo hipostático, para o qual só é possível estabelecer as condições de equilíbrio para uma determinada configuração geométrica, z , variável e dependente da relação F_1/F_2 .

Para estes casos, a formulação de uma técnica de resolução geral envolve a definição de um conjunto de equações não-lineares, onde as variáveis são os campos de tensão e a posição dos nós que definem a própria configuração do modelo.

Desta maneira, Lourenço et al. (2000) apresentaram uma proposta aplicável a problemas bi ou tridimensionais, utilizando o Método de Newton para a resolução numérica do sistema não-linear.

Visando ilustrar a potencialidade do método proposto pelos pesquisadores portugueses, apresenta-se na Figura 5.8 resultados referentes a simulação de uma viga-parede submetida a duas cargas concentradas de intensidade variável. Trata-se de um exemplo muito simples, que permite a fácil compreensão dos modelos cinemáticos e que ilustra com clareza o bom desempenho da programação não-linear.

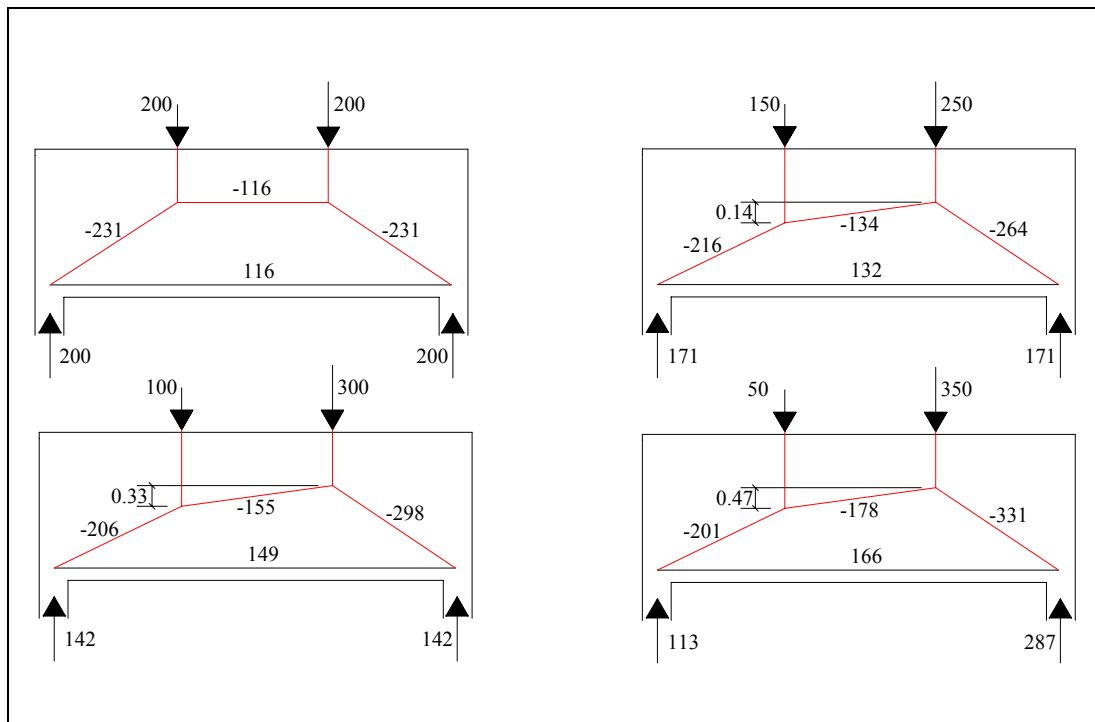


Figura 5.8 – Resultados de um modelo cinemático

(Fonte: Lourenço et al. (2000))

Pela observação da Figura 5.8, constata-se que para cada hipótese de carga o equilíbrio só é possível para uma determinada configuração do modelo, pois a tração na face inferior da viga tem de ser igual em ambos os nós do apoio.

Maiores informações sobre o modelo proposto e o dimensionamento de elementos como pilares e blocos sobre estacas utilizando essa metodologia podem ser obtidas recorrendo-se à leitura de Lourenço et al. (2000) e do Boletim nº16 da FIB (2002).

5.5.5.3 Otimização Topológica

O uso da otimização topológica dentro da engenharia civil ainda é pouco difundido e dentro da engenharia estrutural o seu uso está praticamente no início de uma grande jornada de investigações. A otimização topológica, em princípio, produz estruturas do tipo treliça, o que leva a pensar na utilização deste processo para a identificação automática de modelos de escoras e tirantes.

Maute (1998) tem obtido resultados bastante positivos com a utilização da otimização topológica aplicada a materiais com comportamento elástico, sendo que o procedimento de obtenção de modelos de escoras e tirantes se dá pela busca de uma distribuição do material que leve a obtenção da máxima rigidez.

Um inconveniente obtido por este pesquisador consiste na disposição aleatória das armaduras, o que dificulta a execução dos detalhamentos em obra. Para resolver esse problema, Ulrich apud Garcia (1999), tem empregado o uso de um padrão discreto na forma de reticulado.

No modelo citado anteriormente, Ulrich aplica um fator de penalização para as armaduras inclinadas e procura obter ao longo do processo a estrutura mais rígida para um determinado carregamento mediante a variação da área dos elementos.

Em seu plano de pesquisa para doutorado, Garcia (1999) descreve duas alternativas possíveis para a otimização topológica: o modelo de elasticidade plana com otimização evolutiva e o modelo de treliça bidimensional não-linear.

O modelo de elasticidade plana com otimização evolutiva submete a estrutura a sucessivas análises elásticas, por meio do Método dos Elementos Finitos, e com os resultados obtidos de cada uma destas análises, eliminam-se aqueles elementos submetidos as menores tensões.

A determinação dos elementos a serem eliminados é feita através de um critério de comparação entre a máxima tensão de vonMises na estrutura e a tensão atuante em cada elemento do modelo de elementos finitos. Fixado um coeficiente de proporcionalidade entre ambas as tensões, eliminam-se aqueles elementos com níveis de tensão inferiores ao coeficiente escolhido.

Cada vez que se elimina um elemento, procede-se o cálculo da estrutura resultante e procura-se novamente por um novo elemento a ser eliminado. O processo segue até que todos elementos superem o critério descrito anteriormente, ou então, define-se um novo coeficiente de proporcionalidade.

A técnica de otimização empregada é fundamentada na idéia de que ao se eliminar as zonas com menores níveis de tensão, e por tanto menos aproveitadas, a estrutura apresenta um processo evolutivo até um estado ótimo, em que seu estado de tensões resulta cada vez mais uniforme.

De acordo com Oliveira et al. (1998), que também empregaram formulação muito semelhante à proposta por Garcia (1999), o grande problema do método está no fato de que algumas vezes o modelo ótimo não é utilizado na prática devido à dificuldade de execução, proporcionada pelas posições inclinadas dos tirantes.

A Figura 5.9 ilustra a otimização topológica de uma viga-parede obtida por Oliveira et al. (1998), utilizando técnicas semelhantes às descritas anteriormente. Apesar do modelo final se aproximar de maneira genuína em relação ao modelo real, tem-se observado que o tempo de processamento utilizando tal metodologia é bastante alto.

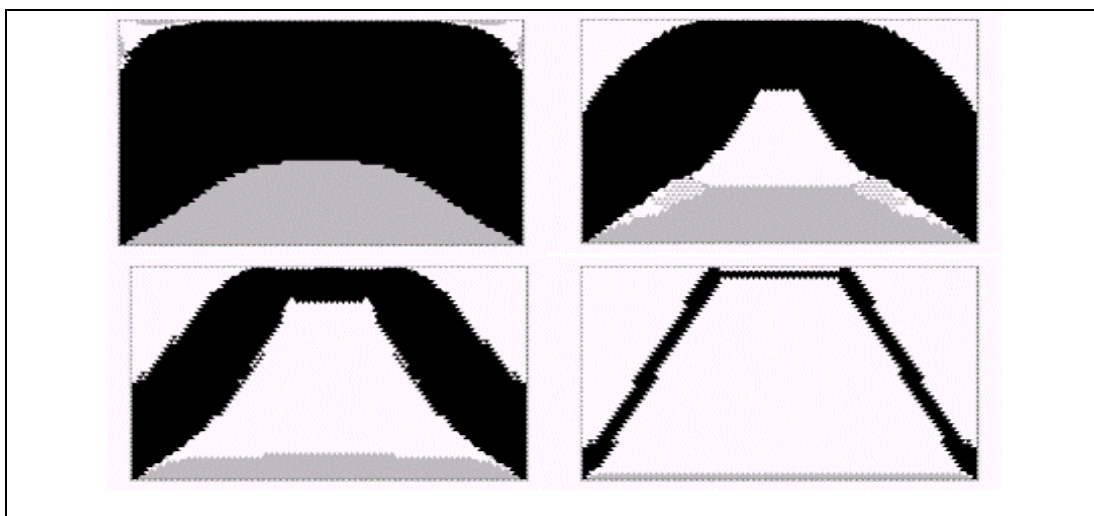


Figura 5.9 – Modelo de escoras e tirantes obtido através de otimização topológica

(Fonte: Oliveira et al. (1998))

Liang et al. (2000, 2001) também conseguiram ótimos resultados utilizando modelos de otimização topológica e apresentaram vários exemplos práticos de aplicação.

O modelo de treliça não-linear proposto por Garcia (1999) se baseia na construção de um modelo de treliça formado células unitárias, compostas por quatro nós adjacentes unidos entre si por quatro barras perimetrais e duas barras diagonais, conforme ilustra a Figura 5.10.

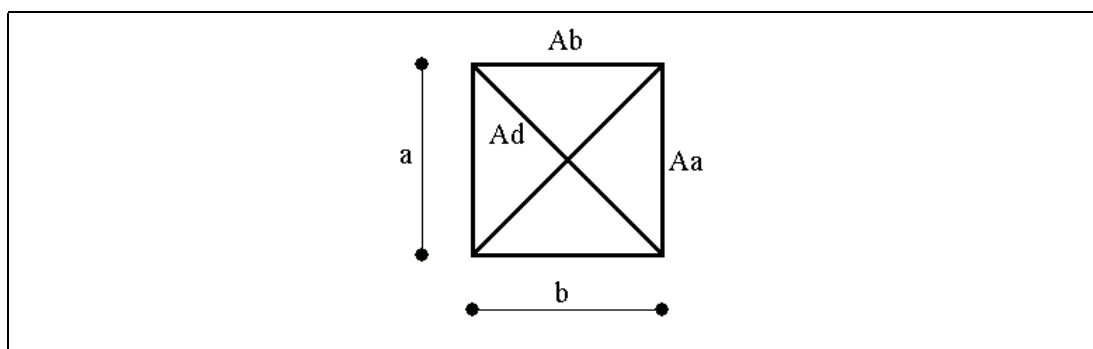


Figura 5.10 – Elemento retangular utilizado no modelo de treliça não-linear

Através da associação da rigidez adequada de cada um dos elementos, que pode ser obtida a partir da energia de deformação na célula e no material, é possível modelar o comportamento bidimensional de um material elástico e isotrópico.

Se o modelo é construído utilizando tais elementos e em seguida processa-se uma análise elástica linear, os resultados obtidos conduzem a resultados semelhantes àqueles obtidos no comportamento da estrutura em estado plano de tensões.

Neste modelo, pode-se restringir a capacidade de resistência à tração de um certo número de barras e, dessa maneira, pode-se conseguir padrões de armação cada vez mais adequados. Pode-se impor esta limitação, por exemplo, a todas as barras diagonais e, dessa maneira, o modelo final apresentará apenas barras nas direções horizontal e vertical.

De acordo com Garcia (1999) as grandes vantagens desse método estão representadas pelo fácil controle da orientação dos tirantes, no tempo de processamento relativamente baixo e na fácil introdução a nível qualitativo da não-linearidade física.

Por outro lado, o pesquisador relata que existe certa dificuldade na determinação precisa das deformações, bem como, a difícil determinação da rigidez a ser associada aos elementos, de maneira a representar os aspectos não-lineares de forma precisa.

5.5.5.4 *Método das Barras Virtuais*

Ao longo do presente trabalho foi elaborado o programa computacional *VISTA2002* (Virtual Strut and Tie Analyzer), cuja formulação se encontra fortemente influenciada pelos trabalhos apresentados por Ladeira et al. (1993), Pinho; Neves (1993), Pinho (1995) e Alves et al. (1998).

O *VISTA2002* possibilita a identificação automática de modelos de escoras e tirantes a partir de um sistema reticulado qualquer e, basicamente, consiste de um programa de análise matricial para treliças isostáticas e hiperestáticas que atribui seções reduzidas para aqueles elementos que estão sendo pouco solicitados.

No programa *VISTA2002*, a atribuição de uma seção transversal muito baixa, que corresponde a uma eliminação virtual da barra pouco aproveitada, é controlada pela equação (5.11). Essa equação corresponde a quantidade de armaduras e é uma função que se deseja minimizar sem comprometer em momento algum a deformabilidade e as condições de equilíbrio da estrutura.

A ideologia implementada no *VISTA2002*, batizada de “Método das Barras Virtuais”, consiste em atribuir áreas de seção transversal muito pequenas para o maior número possível de barras do modelo reticulado. O processo é iterativo e atinge convergência quando mais nenhuma barra do modelo inicial puder ser alterada.

A Figura 5.11 apresenta o modelo ótimo obtido com *VISTA2002* para uma viga engastada, discretizada com 6 elementos de barra e solicitada por uma carga pontual em sua face superior. As barras em vermelho representam as escoras, as barras em azul os tirantes e as barras restantes representam as barras virtualmente excluídas do modelo inicial.

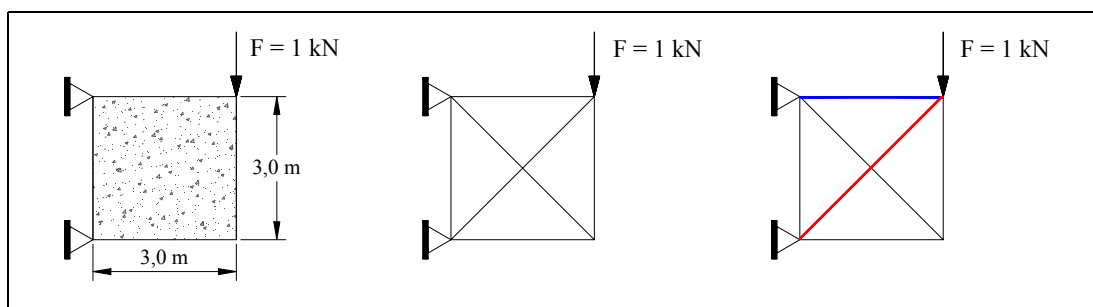


Figura 5.11 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para uma viga engastada com carga concentrada aplicada na borda superior

A Figura 5.12 apresenta a mesma estrutura do exemplo anterior, mas com a solicitação ocorrendo na face inferior da viga. Ambos resultados se aproximam bastante daqueles resultados obtidos por Ali (1997).

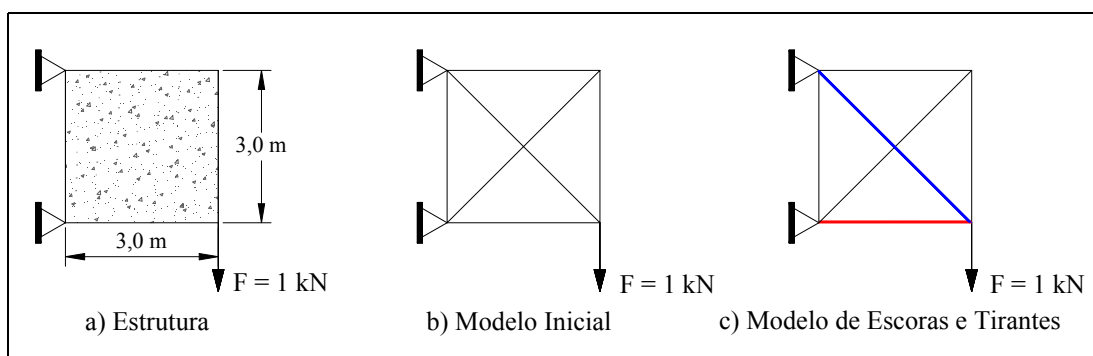


Figura 5.12 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para uma viga engastada com carga concentrada aplicada na borda inferior

A Figura 5.13 apresenta uma viga-parede contínua solicitada por duas cargas pontuais aplicadas no meio dos vãos. O resultado encontrado utilizando o programa *VISTA2002* também se aproximou bastante daquele resultado encontrado por Ali (1997).

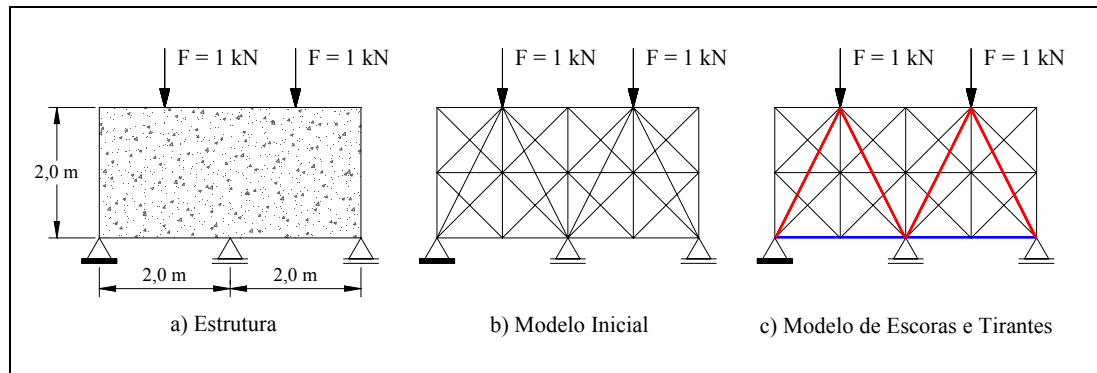


Figura 5.13 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para uma viga-parede contínua submetida a duas cargas concentradas

A Figura 5.14 apresenta o resultado de uma otimização utilizando *VISTA2002* para um nó estrutural submetido a um momento fletor de fechamento. O resultado também se aproximou com bastante precisão de uma análise mais refinada conduzida por Ali (1997).

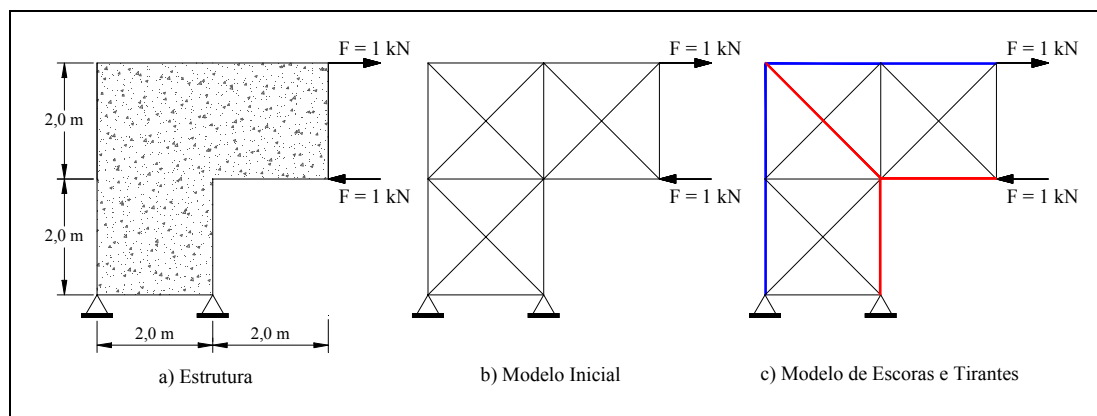


Figura 5.14 – Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para um nó submetido a um momento fletor de fechamento

A Figura 5.15 apresenta os resultados obtidos para uma viga-parede biapoiada solicitada por duas cargas concentradas localizadas em sua borda superior. O resultado obtido utilizando *VISTA2002* se aproxima muito daquele obtido por Oliveira et al. (1998) utilizando otimização topológica.

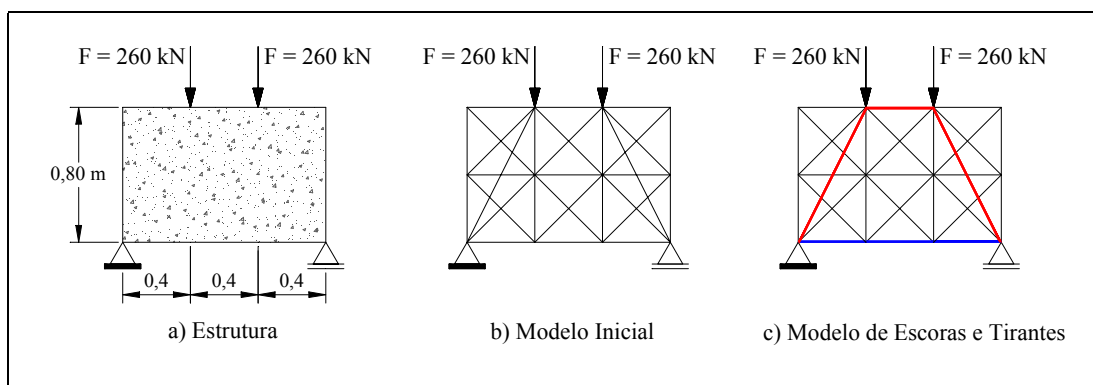


Figura 5.15 - Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para uma viga-parede com cargas pontuais na borda superior

A Figura 5.16 apresenta a mesma viga-parede simulada por Oliveira et al. (1998), mas com as cargas pontuais sendo aplicadas na borda inferior da estrutura. O resultado se diferenciou daquele obtido pelos pesquisadores, apesar de também constituir uma solução válida de modelo de escoras e tirantes.

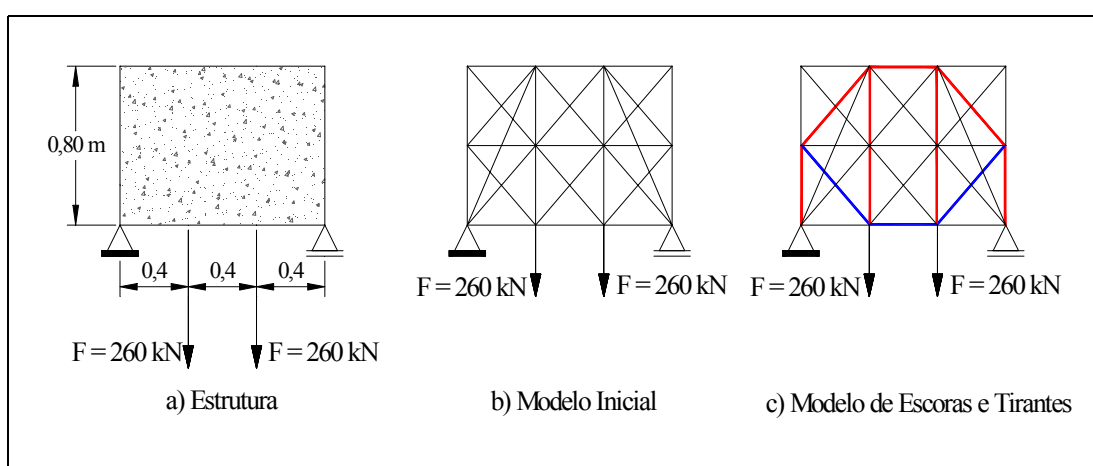


Figura 5.16 - Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para uma viga-parede com carga pontuais na borda inferior

A Figura 5.17 apresenta a obtenção do modelo de escoras e tirantes ótimo para uma viga biapoiada de 500 cm de comprimento por 40 cm de altura, solicitada por uma carga concentrada de 500 kN aplicada no meio do vão.

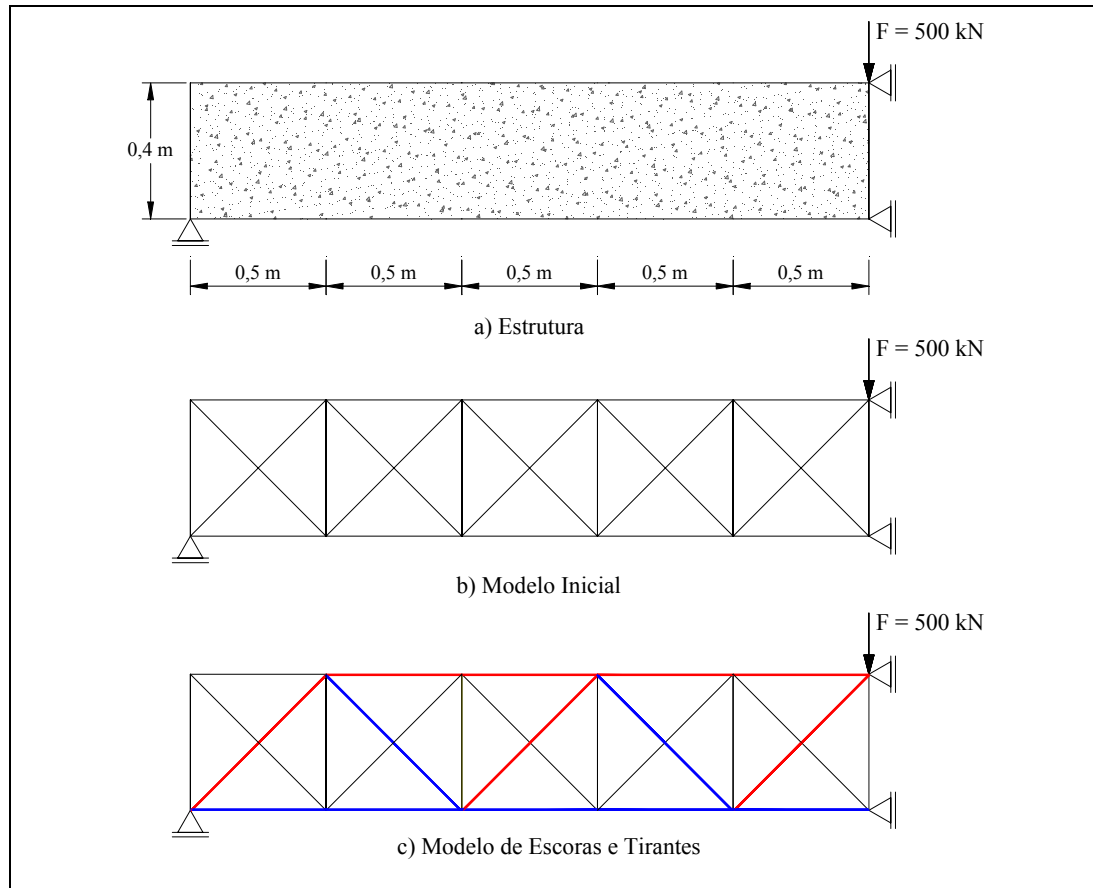


Figura 5.17 - Modelo de escoras e tirantes ótimo obtido com *VISTA2002*, para uma viga biapoiada com carga concentrada aplicada no meio do vão

Observar que foi modelada apenas metade da viga, devido às condições de simetria e o programa *VISTA2002* reproduziu com perfeição o resultado que já havia sido obtido por Alves et al. (1998) com metodologia semelhante.

Observa-se com a utilização do programa *VISTA2002*, que modelos de escoras e tirantes podem ser obtidos com rapidez para estruturas de pequeno porte. Quanto mais caminhos possíveis forem disponibilizados para o encaminhamento dos esforços através da estrutura, mais precisa será a resposta fornecida pelo programa.

O ideal nos processamentos seria a elaboração de um reticulado com um grande número de nós e barras. No entanto, o programa *VISTA2002* ainda trabalha com arquivos de entrada e saída de dados e, por isso, torna-se inviável a descrição de um reticulado que ultrapasse 30 elementos de barras.

Para que os dados de entrada e saída possam ser gerados com precisão é necessária a construção de uma interface gráfica que possa reproduzir automaticamente um reticulado especial no pré-processamento e que possa desenhar o modelo de treliça obtido no pós-processamento.

A atividade mencionada anteriormente foi iniciada dentro do ambiente do AutoCAD, utilizando as potencialidades gráficas do programa e a linguagem de programação AutoLisp. No entanto, tal atividade foi abandonada, tendo em vista a mudança de enfoque no decorrer do trabalho.

Deve-se observar que o processo de discretização do contínuo em um reticulado de grandes proporções gera um custo de processamento numérico elevado. No entanto, é apenas discretizando o contínuo em um enorme reticulado que pode-se saber se a resposta fornecida pelo “Método das Barras Virtuais” é confiável ou não.

Observa-se que com a utilização do programa *VISTA2002* podem ser gerados alguns modelos de treliça cinemáticos, ou seja, modelos hipostáticos que só são estáveis para uma determinada configuração de carregamento. Esses modelos aparecem com grande frequência, uma vez que tentam traduzir o esqueleto resistente da estrutura de um modo muito simples, utilizando o princípio dos caminhos de carga, isto é, os caminhos mais curtos.

Deve-se observar que com a utilização do programa *VISTA2002* também podem surgir modelos hiperestáticos, que não devem ser encarados como tais. Na verdade, em estruturas mais complexas os caminhos de cargas são mais complicados e pode inexistir caminhos isostáticos simples. Dessa maneira, a melhor alternativa é admitir que o modelo hiperestático obtido é na verdade um conjunto de vários modelos isostáticos simples e isolados.

Acredita-se que o *VISTA2002*, quando dotado de uma interface de entrada e saída de resultados, poderá ser utilizado com grande utilidade para se obter uma sugestão inicial na idealização de modelos de escoras e tirantes, e também como um procedimento didático potente para ilustração dos “caminhos de carga”. Para maiores detalhes a respeito da formulação recomenda-se a leitura de Souza; Bittencourt (2004).

5.6 *Parâmetros Fundamentais do Método das Bielas*

Conforme se observou ao longo deste trabalho, os modelos de escoras e tirantes constituem a possibilidade de se encontrar uma situação de equilíbrio entre as ações e reações atuantes em um elemento estrutural, baseando-se no Teorema Inferior da Teoria da Plasticidade.

Através dessa filosofia, pode-se obter elementos que exibam um comportamento dúctil frente ao estado limite último. Isto é feito garantindo-se que as armaduras de aço escoem antes do concreto das escoras e das regiões nodais chegarem à ruína por compressão. Assim, limites de tensão devem ser impostos para os tirantes, escoras e nós do modelo de treliça investigado.

Para estabelecer um limite nos níveis de tensão para o concreto é preciso avaliar vários fatores, tais como: perturbações causadas por fissuras e armaduras, estados de confinamento e estados multiaxiais de tensão. Deve-se portanto, procurar limitar o nível de tensão das escoras de concreto e das regiões nodais, para cada uma das situações comentadas anteriormente.

Para se garantir uma transferência segura de forças para as regiões nodais, é necessário que os níveis de tensão nessas regiões sejam bem controlados, isto é, deve-se garantir que o nível de tensão seja inferior a limites recomendados. Da mesma maneira deve-se proceder para as escoras de concreto.

A tensão efetiva nas escoras de concreto, assim como nas regiões nodais, tem sido tema de bastante discussão no meio científico. Para ambos os casos, normalmente a tensão efetiva é tomada como sendo uma determinada fração da resistência à compressão, obtida de um ensaio uniaxial, conforme ilustra a equação (5.12).

$$f_e = v.f_c \quad (5.12)$$

Onde:

f_e = Resistência efetiva à compressão;

ν = Fator de eficiência do concreto;

f_c = Resistência de corpos-de-prova cilíndricos submetidos à compressão uniaxial.

De acordo com Foster (1998), o fator de eficiência do concreto foi estudado pela primeira vez por Nielsen em 1978, visando levar em conta a hipótese não-perfeita assumida na Teoria da Plasticidade de que o concreto é um material elasto-plástico perfeito.

Posteriormente, Vecchio; Collins (1986) procuraram analisar o fator de eficiência do concreto mediante outros fenômenos, como por exemplo, o efeito das deformações transversais de tração.

5.6.1 Tipos Fundamentais de Escoras de Concreto

De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), três configurações típicas de escoras são suficientes para cobrir todos os campos de compressão existentes no concreto estrutural, conforme ilustra a Figura 5.18.

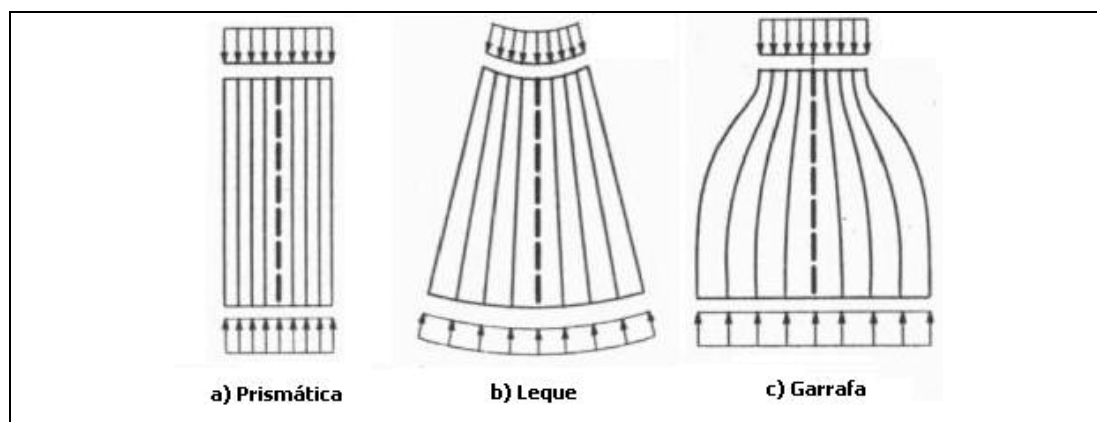


Figura 5.18 – Configurações típicas de campos de tensão de compressão

(Adaptado de Schäfer (1999))

Conforme ilustrado na Figura 5.18, existem três configurações típicas para as escoras de concreto, descritas com maiores detalhes a seguir:

- Escora prismática (“prismatic”) ou paralela (“parallel”): trata-se de um campo de tensão que se distribui uniformemente, sem perturbação, e que não produz tensões transversais de tração;
- Escora em leque (“fan-shaped”): trata-se de uma idealização de um campo de tensão com curvatura desprezível, que não desenvolve tensões transversais de tração;
- Escora garrafa (“bottle-shaped”): trata-se de um tipo de escora que possui a distribuição de tensão em linhas curvilíneas com afunilamento da seção e que desenvolve tensões transversais de tração consideráveis.

Os campos de tensão em forma de leque e garrafa são freqüentemente encontrados nas “Regiões D”, enquanto que o campo de tensão uniforme é típico das “Regiões B”. Os campos de tensão em forma de leque podem ser encontrados abaixo dos pontos de aplicação de cargas concentradas e os campos em forma de garrafa são normalmente resultado de um encaminhamento direto das cargas para os apoios.

A tração transversal existente nas escoras do tipo garrafa, combinada com a compressão longitudinal, pode causar fissuras longitudinais que levam a uma ruptura prematura do concreto. Por isso, armaduras de controle de fissuração devem ser disponibilizadas na direção transversal uma vez que a resistência do concreto à tração é bastante limitada.

O valor da tensão transversal atuante na escora pode ser determinado através de um modelo simples de escoras e tirantes ou através de um diagrama simplificado, como por exemplo, aquele recomendado por Schäfer; Schlaich (1988, 1991), ilustrado na Figura 5.19.

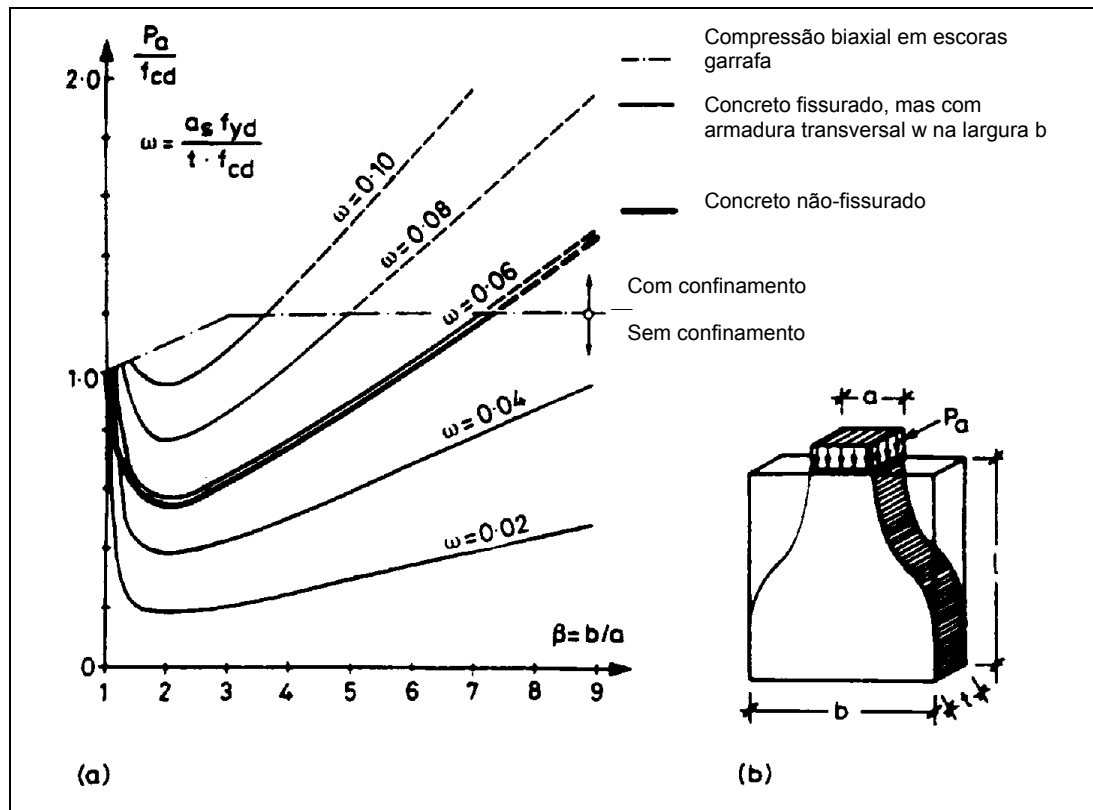


Figura 5.19 – Dimensionamento do campo de tensão do tipo “garrafa”: (a) diagramas fornecendo taxas de armadura necessárias em função das relações b/a , (b) geometria do campo de tensão (Fonte: Schäfer; Schlaich (1988, 1991))

Ainda de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), a resistência do concreto nas escoras depende substancialmente do seu estado multiaxial de tensão e das perturbações introduzidas pelas fissuras e pelas armaduras.

5.6.1.1 Parâmetros de Resistência das Escoras de Concreto para Casos Bidimensionais

Normalmente a resistência à compressão das escoras é menor do que a resistência medida em ensaios de compressão uniaxial de corpos-de-prova cilíndricos. Tal fato se deve principalmente aos efeitos resultantes da tração exercida pelas armaduras que atravessam as escoras.

Várias são as normas e pesquisadores que recomendam parâmetros para o cálculo da resistência efetiva nas escoras, sendo que destacam-se as recomendações apresentadas a seguir.

- De acordo com Nielsen et al. (1978) apud Yun; Ramirez (1996):

$$f_e = \left(0,7 - \frac{f'_c}{200} \right) f'_c \text{ (MPa) para escoras em vigas} \quad (5.13)$$

Onde $f'_c < 60\text{MPa}$

- De acordo com Ramirez; Breen (1983) apud Yun; Ramirez (1996):

$$f_e = \frac{2,82 \cdot f'_c}{\sqrt{f'_c}} \text{ (MPa) para escoras diagonais em vigas} \quad (5.14)$$

- De acordo com Marti (1985a,1985b), Rogowsky; MacGregor (1986) apud Al-Nahlawi; Wight (1992):

$$f_e = 0,60 \cdot f'_c \quad (5.15)$$

- De acordo com Collins; Mitchell (1985), Vecchio; Collins (1986) apud Al-Nahlawi; Wight (1992) e CSA (1984) apud Campos (1995)

$$f_e = \frac{\lambda \cdot \phi \cdot f_c}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \leq \lambda \cdot \phi \cdot f_c \quad (5.16)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cotg^2 \theta \quad (5.17)$$

Onde:

f_c = Resistência característica do concreto definida pelo quantil de 1%;

ϕ = Fator de redução de resistência para o concreto = 0,6;

λ = Coeficiente relacionado com a massa específica;

ε_1 = Deformação de tração na direção perpendicular à escora, definido por:

θ = Menor ângulo entre a escora e a barra de armadura que a atravessa;

ε_s = Deformação média na barra de armadura que atravessa a escora. Pode ser tomado conservadoramente igual a: $\varepsilon_s = f_{yk}/E_s$ ou $\varepsilon_s = 0,002$

- De acordo com MacGregor (1988) apud Yun; Ramirez (1996):

$$f_e = 0,50.f'_c \text{ para escoras isoladas em vigas-parede ou "Regiões D"} \quad (5.18)$$

$$f_e = 0,25.f'_c \text{ para vigas esbeltas fissuradas com escoras a } 30^\circ; \quad (5.19)$$

$$f_e = 0,45.f'_c \text{ para vigas esbeltas fissuradas com escoras a } 45^\circ; \quad (5.20)$$

- De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991):

$$f_e = 1,0.f_{cd} \text{ para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação;} \quad (5.21)$$

$$f_e = 0,8.f_{cd} \text{ para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões} \quad (5.22)$$

de compressão;

$$f_e = 0,6.f_{cd} \text{ para campos de compressão com fissuras inclinadas.} \quad (5.23)$$

Onde f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão uniaxial especificada de acordo com o código em uso.

- De acordo com Anderson et al. (1988), Kaufman et al. (1988) apud Al-Nahlawi; Wight (1992) e Ramirez; Breen (1991) apud ASCE-ACI (1988):

$$f_e = 2,5 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (MPa) para a máxima tensão de compressão diagonal em vigas.} \quad (5.24)$$

- De acordo com Chen (1988) apud Foster (1998):

$$f_e = v \cdot f'_c \text{ (MPa) para escoras em vigas com } f'_c \leq 60 \text{ MPa} \quad (5.25)$$

$$v = \frac{0,60 \cdot (1 - 0,25 \cdot h) \cdot (100 \cdot \rho + 2) \cdot [2 - (0,4 \cdot a/h)]}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.26)$$

Onde:

h = Altura da viga em metros;

ρ = Taxa de armadura longitudinal;

f'_c = Resistência à compressão em MPa;

- De acordo com Thurlimann (1989) apud Bounassar (1995):

Para compressão uniaxial do concreto não fissurado:

$$f_e = f_c \text{ para } f_c \leq 20 \text{ MPa} \quad (5.27)$$

$$f_e = 2,7 \cdot f_c^{2/3} \text{ para } f_c > 20 \text{ MPa} \quad (5.28)$$

Para compressão uniaxial do concreto fissurado longitudinalmente e com armadura perpendicular:

$$f_e = 0,8 \cdot f_c \text{ para } f_c \leq 20 \text{ MPa} \quad (5.29)$$

$$f_e = 2,2 \cdot f_c^{2/3} \text{ para } f_c > 20 \text{ MPa} \quad (5.30)$$

Para compressão uniaxial com fissuras na direção da carga e armadura inclinada:

$$f_e = 0,6.f_c \text{ para } f_c \leq 20\text{MPa} \quad (5.31)$$

$$f_e = 1,6.f_c^{2/3} \text{ para } f_c > 20\text{MPa} \quad (5.32)$$

Onde f_c é a resistência à compressão axial obtida de corpos-de-prova cilíndricos.

- De acordo com NS 3473 (1992):

$$f_e = \frac{f_{cd}}{0,8 + 100.\varepsilon_1} \leq f_{cd} \quad (5.33)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (5.34)$$

Onde:

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão ($f_{ck}/1,4$);

ε_1 = Deformação de tração na direção perpendicular à escora, definida pela equação (5.17).

Sendo:

θ = Menor ângulo entre a escora e a barra de armadura que a atravessa;

ε_s = Deformação média na barra de armadura que atravessa a escora, podendo ser tomado o valor $\varepsilon_s = 0,002$

- De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993):

$$f_e = 0,85 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \text{ (MPa) para zonas não fissuradas;} \quad (5.35)$$

$$f_e = 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \text{ (MPa) para zonas fissuradas;} \quad (5.36)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} \quad (5.37)$$

Estes valores de resistência efetiva são válidos desde que a deformação de compressão máxima no concreto seja igual a:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 - 0,002 \cdot \frac{f_{ck}}{100} \quad (5.38)$$

- De acordo com o EUROCODE 2 (1989) apud Bounassar (1995):

$$f_e = 0,7 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{140} \right) \cdot f_{cd} \geq 0,5 \cdot f_{cd} \quad (5.39)$$

Com f_{cd} dado pela equação (5.37)

- De acordo com Alshegeir; Ramirez (1990) apud ASCE-ACI (1998) e Alshegeir (1992) apud Yun; Ramirez (1996):

$f_e = 0,85 \cdot f'_c$ para escoras diagonais moderadamente confinadas indo diretamente do ponto de aplicação de carga para os apoios, com relação entre o vão de cisalhamento e a altura do elemento menor do que 2,0 ; (5.40)

$$f_e = 0,75 \cdot f'_c \text{ para escoras formando um mecanismo de arco;} \quad (5.41)$$

$$f_e = 0,50 \cdot f'_c \text{ para escoras em forma de leque;} \quad (5.42)$$

$$f_e = 0,95 \cdot f'_c \text{ para escoras não perturbadas e altamente solicitadas.} \quad (5.43)$$

- De acordo com Bergmeister et al. (1991) apud ASCE-ACI (1998):

$$f_e = \left(0,5 + \frac{1,25}{\sqrt{f'_c}} \right) \cdot f'_c \text{ (MPa) para } 20 \leq f'_c \leq 80 \text{ MPa} \quad (5.44)$$

- De acordo com Barton et al. (1991) e Jirsa et al. (1991) apud Bounassar (1995):

Através de trabalhos experimentais que simularam o comportamento de nós sujeitos à tração em uma ou duas direções, os pesquisadores mostraram que a relação média entre as tensões de compressão nas escoras e a resistência do concreto, medida em ensaio axial de cilindros, foi de 1,0. Esta constatação mostra que os diversos valores propostos na literatura, para esta situação, podem ser conservadores.

- De acordo com Alshegeir; Ramirez (1992):

$$f_e = 0,85.f'_c \text{ para vigas protendidas com escoras diagonais indo diretamente do ponto de aplicação de carga para os apoios;} \quad (5.45)$$

$$f_e = 0,50.f'_c \text{ para escoras situadas na face superior de vigas protendidas;} \quad (5.46)$$

$$f_e = 0,25.f'_c \text{ para escoras em situação diferente das situações anteriores.} \quad (5.47)$$

- De acordo com Warwick; Foster (1993) apud Foster (1998):

$$f_e = v.f'_c \text{ para escoras em vigas com } f'_c \leq 100 \text{ MPa} \quad (5.48)$$

$$v = 1,25 - \frac{f'_c}{500} - 0,72 \left(\frac{a}{d} \right) + 0,18 \left(\frac{a}{d} \right)^2 \leq 0,85 \text{ para } a/d < 2 \quad (5.49)$$

$$v = 0,53 - \frac{f'_c}{500} \text{ para } a/d \geq 2 \quad (5.50)$$

Onde:

a/d = Vão de cisalhamento;

- De acordo com FUSCO (1994):

Para $f_{ck} \leq 40$ MPa:

$$f_e = f_{cd} \text{ para escoras confinadas em estado plano de tensão;} \quad (5.51)$$

$$f_e = 0,85.f_{cd} \text{ para escoras não confinadas;} \quad (5.52)$$

$$f_e = 0,60.f_{cd} \text{ para escoras não confinadas e fissuradas;} \quad (5.53)$$

Para $f_{ck} > 40$ MPa:

$$f_e = 0,90.f_{cd} \text{ para escoras confinadas em estado plano de tensão;} \quad (5.54)$$

$$f_e = 0,80.f_{cd} \text{ para escoras não confinadas;} \quad (5.55)$$

$$f_e = 0,50.f_{cd} \text{ para escoras não confinadas e fissuradas;} \quad (5.56)$$

Com f_{cd} dado pela equação (5.34)

- De acordo com a CSA-A23.3-94 (1994) apud Silva; Giongo (2000) e AASHTO LRFD (1998) apud Fu (2001):

$$f_e = \frac{f'_c}{0,8 + 170.\varepsilon_1} \leq 0,85.f'_c \quad (5.57)$$

Onde:

f'_c = Resistência característica do concreto definida pelo quantil de 1%;

ε_1 = Deformação de tração na direção perpendicular à escora, definida pela equação (5.17).

Sendo:

θ = Menor ângulo entre a escora e a barra de armadura que a atravessa;

ε_s = Deformação média na barra de armadura que atravessa a escora. Pode ser tomado conservadoramente igual $\varepsilon_s = 0,002$.

- De acordo com o Reineck (1994) apud Bounassar (1995):

$$f_e = v_1 \cdot v_2 \cdot f_{lcd} \quad (5.58)$$

$$f_{lcd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (5.59)$$

Onde v_1 é um fator de redução que toma os seguintes valores:

$$v_1 = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ quando se usa o diagrama retangular de tensões;} \quad (5.60)$$

$$v_1 = 1, \text{ para casos em que se utiliza uma relação tensão-deformação realista.} \quad (5.61)$$

O parâmetro v_2 é um fator que depende do estado de tensão no elemento, dos efeitos provocados pelas armaduras que atravessam as escoras, do espaçamento e abertura de fissuras e do fato das compressões serem transferidas através de fissuras, tomando os seguintes valores:

$$v_2 = 1,00 \text{ para campos paralelos de tensão no concreto não fissurado;} \quad (5.62)$$

$$v_2 = 0,85 \text{ para escoras atravessadas por tirantes e com fissuras paralelas às direções de compressão;} \quad (5.63)$$

$$v_2 = 0,70 \text{ para escoras que transfiram compressões através de fissuras;} \quad (5.64)$$

$$v_2 = 0,55 \text{ para escoras que transfiram compressões sobre grandes fissuras.} \quad (5.65)$$

- De acordo com Foster; Gilbert (1996) apud Foster (1998):

Baseado-se em análises numéricas os pesquisadores propuseram o seguinte parâmetro de resistência efetiva:

$$f_e = v \cdot f'_c \text{ para escoras em vigas} \quad (5.66)$$

$$v = \frac{1}{1,14 + 0,75 \cdot (a/d)^2} \quad (5.67)$$

Onde a relação a/d é igual ao vão de cisalhamento.

- De acordo com MacGregor (1997):

$$f_e = v_1 \cdot v_2 \cdot f'_c \quad (5.68)$$

Onde:

$$v_1 = 1,0 \text{ para escoras em estado de tensão uniaxial e não fissuradas;} \quad (5.69)$$

$$v_1 = 0,8 \text{ para escoras fissuradas longitudinalmente devido a campos de tensão de tração transversais, contendo armadura transversal.} \quad (5.70)$$

$$v_1 = 0,65 \text{ para escoras fissuradas longitudinalmente devido a campos de tensão de tração transversais e sem armadura transversal;} \quad (5.71)$$

$$v_1 = 0,60 \text{ para escoras em zonas fissuradas com tensões transversais devido à armadura transversal.} \quad (5.72)$$

Por outro lado, v_2 é um fator que leva em conta o aumento da fragilidade do concreto conforme se aumenta a resistência à compressão, sendo dado por:

$$v_2 = 0,55 + \frac{1,25}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.73)$$

- De acordo com a EHE – “Instrucción de Hormigón Estructural” (1999):

$$f_e = 0,85 \cdot f_{cd} \text{ para as escoras comprimidas situadas em banzos superiores de vigas;} \quad (5.74)$$

$$f_e = 0,70 \cdot f_{cd} \text{ quando existem fissuras paralelas à escora e armadura ancorada;} \quad (5.75)$$

$$f_e = 0,60 \cdot f_{cd} \text{ quando as escoras transmitem compressão através de fissuras de abertura controlada por armadura transversal;} \quad (5.76)$$

$f_e = 0,40.f_{cd}$ Quando as escoras transferem compressão através de fissuras de grande abertura (caso de elementos submetidos à tração). (5.77)

Com f_{cd} dado pela equação (5.37).

- De acordo com o Projeto de Revisão do EUROCODE 2 (1999):

$$f_e = 0,7 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \cdot f_{cd} \geq 0,5 \cdot f_{cd} \text{ para campos de compressão paralelos ou} \quad (5.78)$$

escoras prismáticas;

$$f_e = 0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \text{ para escoras com fissuras paralelas à sua direção e ancorando armadura transversal;} \quad (5.79)$$

$$f_e = 0,7 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \text{ para escoras com transferência de compressão entre fissuras de abertura normal (almas de vigas);} \quad (5.80)$$

$$f_e = 0,5 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \text{ para escoras com transferência de compressão entre fissuras de grande abertura (elementos tracionados).} \quad (5.81)$$

De acordo com o Projeto de Revisão do EUROCODE (1999), o valor de α deve ser tomado igual a 0,85 e o valor de f_{cd} de acordo com a equação (5.37). Deve-se observar que α é um coeficiente que leva em conta os efeitos do carregamento prolongado, bem como, outros efeitos desfavoráveis para a resistência do concreto estrutural (Efeito Rüsçh).

- De acordo com o Apêndice A do ACI-318 (2002):

$$\phi \cdot F_{ns} \geq F_u \quad (5.82)$$

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot A_c \quad (5.83)$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \quad (5.84)$$

$$\phi = 0,85 \text{ (Recomendado por MacGregor (1997) nas "Regiões D");} \quad (5.85)$$

$\beta_s = 1,0$ para escoras uniformes de seção constante; (5.86)

$\beta_s = 0,75$ para escoras do tipo garrafa que satisfaçam o item A.3.3 de

distribuição de uma malha de armadura igual a $\frac{\sum A_{si}}{b.s_i} \cdot \sin \gamma_i \geq 0,003$, (5.87)

conforme ilustra a Figura 5.20.

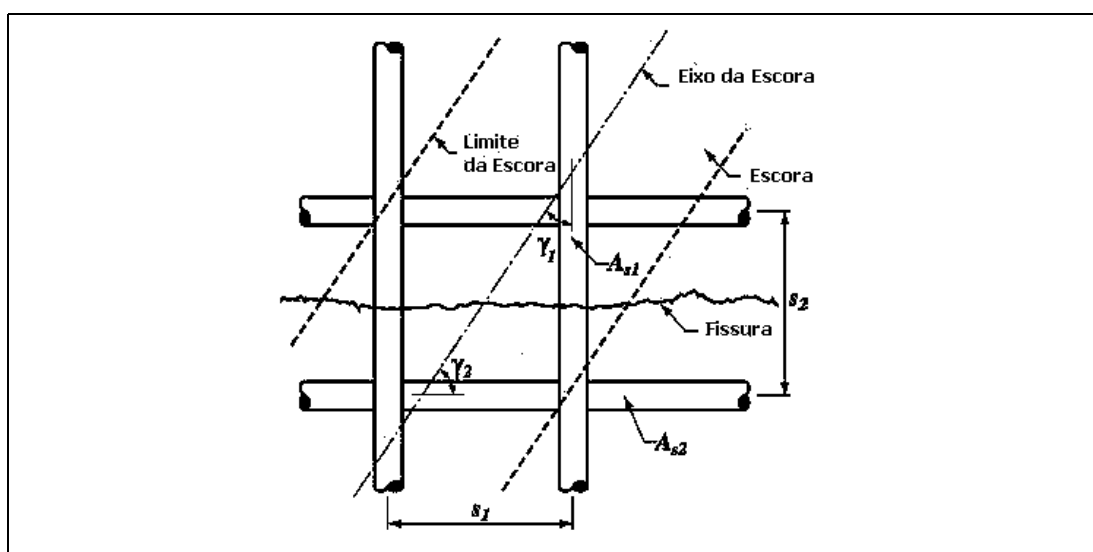


Figura 5.20 – Distribuição de armadura em malha em escoras do tipo garrafa

(Adaptado de ACI-318 (2002))

$\beta_s = 0,60\lambda$ para escoras do tipo garrafa que não satisfaçam o item A.3.3, (5.88)
apresentado anteriormente.

- De acordo com a NBR6118 (2003):

A NBR6118 (2003) não descreve formalmente um parâmetro de resistência efetiva para as escoras de concreto. No entanto, a partir das expressões de dimensionamento das armaduras transversais de vigas, pode-se demonstrar que o código brasileiro adota o valor sugerido pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993), isto é, a equação (5.36).

Do equilíbrio de forças em uma seção fissurada costurada por estribos, pode ser obtida a parcela da força cortante a ser absorvida pela diagonal de concreto comprimida (Analogia de Treliça de Ritter e Morsch), conforme a equação (5.89):

$$V = \sigma_c \cdot b \cdot \sin^2 \theta \cdot z \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (5.89)$$

Na equação (5.89), a tensão de compressão no concreto deve ser inferior a um certo limite, de maneira a evitar a ruptura da escora. Esse limite, conforme visto, é a tensão efetiva da escora de concreto, sendo o parâmetro de interesse dessa demonstração.

A NBR6118 (2003) recomenda a equação (5.90) para o cálculo da força cortante resistente de cálculo, relativa a ruína da diagonal comprimida:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (5.90)$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (5.91)$$

No código brasileiro fica claro, principalmente na expressão que fornece a quantia de armadura transversal, que $z \cong 0,9 \cdot d$, ou seja, que $d \cong 1,11 \cdot z$. Substituindo esse valor na equação (5.90) tem-se:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 1,11 \cdot z \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (5.92)$$

$$V_{Rd2} = 0,60 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (5.93)$$

Da equação (5.93) observa-se que o fator de eficiência da NBR6118 (2003), isto é, a parcela da resistência a compressão do concreto que deve ser tomada, de maneira a se evitar a ruptura da diagonal de concreto comprimida, é dada pela equação (5.94), que corresponde a equação (5.36) proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993):

$$f_e = 0,60 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \quad (5.94)$$

No entanto, deve-se observar que a NBR6118 (2003) deveria ter feito um ajuste no parâmetro de resistência efetiva proposto, tendo em vista que na norma européia o valor da resistência à compressão de cálculo do concreto é dado pela equação (5.37), enquanto que na norma brasileira é dado pela equação (5.34).

Na opinião do autor do presente trabalho, a equação (5.95) é mais adequada do que a equação (5.90), caso realmente tenha existido a intenção da NBR 6118 (2003) em adotar o parâmetro de eficiência proposto pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993):

$$V_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \sin^2 \theta (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (5.95)$$

- De acordo com Souza; Bittencourt (2003a):

Conforme visto, foram apresentadas várias recomendações referentes ao parâmetro de resistência efetiva das escoras utilizadas no Método das Bielas. No entanto, deve-se observar que a grande maioria dessas recomendações estão baseadas no valor característico de resistência à compressão denominado f'_c .

O parâmetro f'_c é correntemente adotado pelas normas americana e canadense e corresponde a probabilidade de existência de valores inferiores a este parâmetro de apenas 1%, em uma distribuição normal (Distribuição de Gauss) de resistências à compressão.

A NBR 6118 (2003) por sua vez, costuma adotar o parâmetro f_{ck} , que corresponde ao valor abaixo do qual só existe a probabilidade de 5% do universo amostral ser inferior a resistência característica. Desta maneira, para a utilização adequada das equações apresentadas anteriormente é necessário encontrar uma correspondência entre os parâmetros f'_c e f_{ck} .

Em pesquisas conduzidas neste sentido, Souza; Bittencourt (2003a,b) propõem valores médios obtidos do enquadramento das expressões julgadas mais relevantes apresentadas anteriormente. Desta maneira, os pesquisadores propõem a adoção dos seguintes valores:

$$f_e = 0,63.f_{ck} \text{ para escoras prismáticas;} \quad (5.96)$$

$$f_e = 0,48.f_{ck} \text{ para escoras do tipo garrafa atravessadas por tirantes.} \quad (5.97)$$

5.6.1.2 Confinamento das Escoras de Concreto

Adicionalmente, pode-se dizer que quando não for possível obter os níveis de tensão recomendados anteriormente, apenas com a resistência do concreto, existe a alternativa de confinamento das escoras através de armaduras transversais de cintamento, na forma de estribos retangulares ou armaduras helicoidais.

Há muito é conhecido que o concreto quando confinado, isto é, quando sujeito a um estado triaxial de tensões tende a apresentar uma resistência final maior do que aquela obtida de um ensaio à compressão axial simples.

Este efeito, de acordo com Bounassar (1995) é possível porque sob a ação de uma tensão de compressão axial, o elemento de concreto sofre não só um encurtamento na direção da carga como também uma deformação transversal devido ao efeito de Poisson.

Na medida em que a deformação transversal é dificultada, observa-se um aumento na resistência máxima à compressão e um aumento na capacidade máxima de deformação do elemento.

Para maiores informações sobre como confinar as escoras de concreto que não apresentam resistência suficiente no Modelo de Escoras e Tirantes recomenda-se consultar o CEB-FIP Model Code 1990 (1993).

O CEB-FIP Model Code apresenta diversas situações de confinamento, baseando-se num modelo que tem como hipótese o fato do concreto atingir a sua máxima tensão quando a armadura de cintamento desenvolve tensões próximas ao limite de escoamento.

5.6.1.3 Parâmetros de Resistência das Escoras de Concreto para Casos Tridimensionais

Deve-se chamar atenção para o fato de que existe uma grande diferença entre a resistência efetiva das escoras dos casos bidimensionais e a escoras dos casos tridimensionais. Observa-se que nos casos tridimensionais a resistência tende a ser maior, principalmente devido ao efeito de confinamento disponível para as escoras.

Se um tirante de aço cruza uma determinada escora de concreto, a deformação longitudinal de tração verificada para o tirante tende a reduzir significativamente a capacidade da escora em resistir às tensões de compressão.

A deformação do tirante provoca o desenvolvimento de tensões transversais de tração que podem ocasionar fissuras longitudinais. Essas fissuras podem acabar levando a escora imediatamente ao colapso, caso não exista uma armadura para seu controle.

Nos casos de escoras pertencentes a problemas bidimensionais, como vigas-parede, pode-se dispor uma armadura em malha capaz de controlar tais fissuras. No entanto, para o caso das escoras presentes em problemas tridimensionais, normalmente não é disponibilizada uma armadura de controle, e dessa maneira, as fissuras tendem a se propagar rapidamente levando a escora a ruína.

A Figura 5.21 apresenta uma série de ensaios numéricos efetuados por Adebar et al. (2000) em prismas de concreto em estado plano de tensão, cujo comportamento é análogo às escoras dos casos bidimensionais. Nessas análises foi utilizado para o concreto uma resistência à compressão de 30 MPa e à tração de 3,3 MPa.

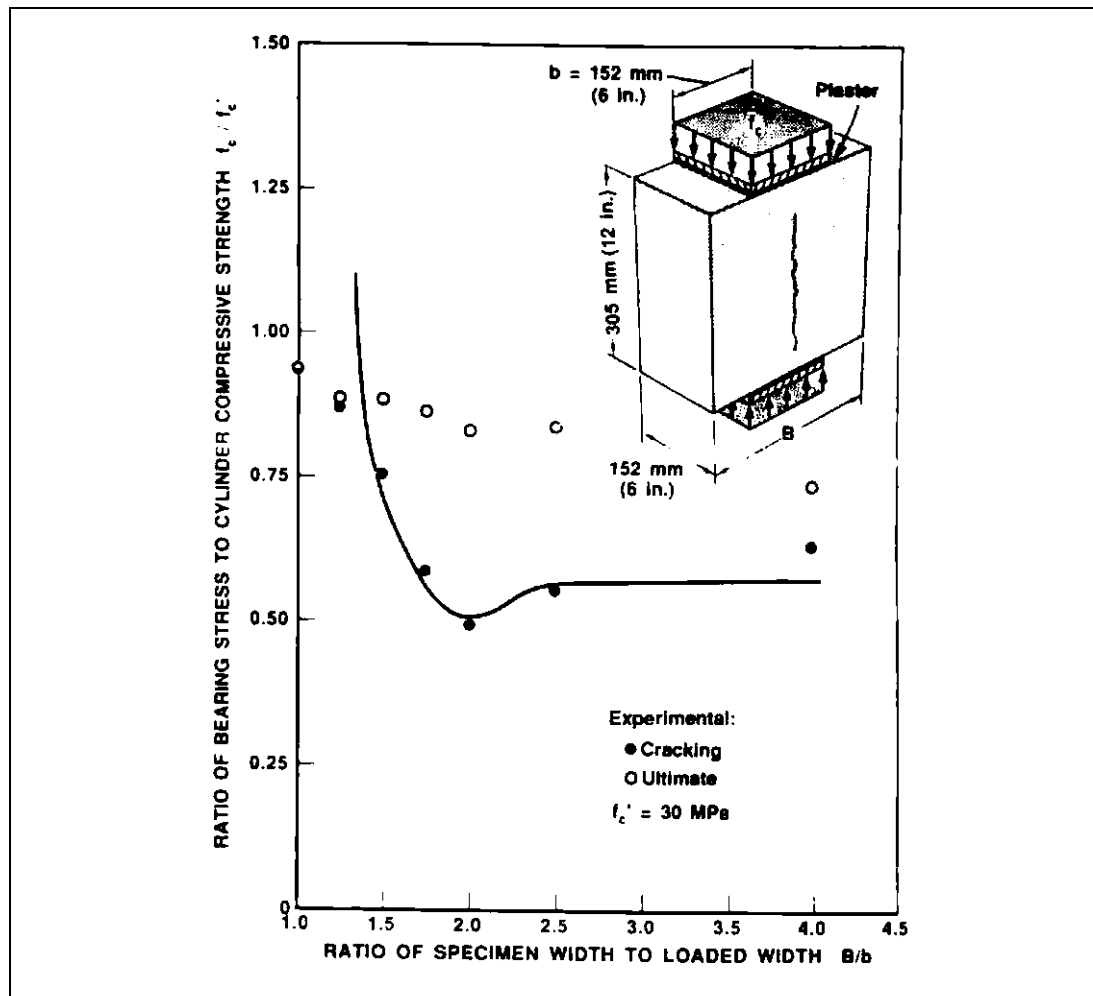


Figura 5.21 – Ensaios realizados por Adebar et al. (2000) para demonstrar a influência da tração transversal

Na investigação conduzida por Adebar et al. (2000), sete prismas de concreto de comprimento variável, altura e espessura constantes foram carregados em compressão uniaxial, utilizando sempre a mesma dimensão da placa de carregamento. Em todos os casos, as tensões de compressão se espalharam, causando tensões transversais de tração que provocaram a ruína dos corpos-de-prova.

Para estes ensaios, o valor da mínima tensão que causou a fissuração dos corpos-de-prova foi de aproximadamente $0,5.f'_c$, conforme ilustra a Figura 5.21.

Leonhardt (1964) apud Mautoni (1972) chegou ao valor de $0,60.f_{ck}$, em ensaios experimentais semelhantes às experiências numéricas realizadas por Adebar et al. (2000). Observa-se que esses valores estão muito próximos daqueles recomendados para a resistência efetiva de escoras garrafa e apresentados anteriormente.

No entanto, para o caso de escoras em situações tridimensionais de tensão, observa-se que o espalhamento das tensões de compressão se dá em duas direções, fazendo com que as tensões transversais em ambas as direções sejam reduzidas.

Em testes utilizando corpos-de-prova em situações de confinamento, Chen (1970) concluiu que a fissuração das escoras nessa situação se dá para valores mínimos de tensão em torno de $1,5.f'_c$, sendo sempre coincidente com a ruína da escora. Nos ensaios efetuados por Adebar et al. (2000) observa-se que após a fissuração as escoras possuem ainda uma reserva de resistência até a ruptura.

A partir do ensaio numérico de blocos rígidos de fundação sobre estacas Adebar et al. (2000) têm recomendado uma tensão máxima em torno de $1,0 f'_c$ para o ponto mais carregado da estrutura, de maneira a garantir indiretamente a segurança de escoras tridimensionais em estado de confinamento.

Conforme será apresentado adiante, Blévyot encontrou na ruína de blocos de fundação, tensões máximas nos pilares superiores a $1,4.f_{ck}$ e Miguel (1999) relatou que na maioria dos ensaios experimentais com tais elementos a tensão prévia a ruína por cisalhamento se dá com valores médios de $1,2.f_{ck}$.

A partir de ensaios numéricos realizados com blocos rígidos de fundação sobre estacas, que serão apresentados adiante, propõe-se limitar a tensão máxima para o ponto mais carregado de uma estrutura com escoras tridimensionais a $1,0.f_{ck}$, de maneira a garantir a integridade das escoras.

Acredita-se que esse valor é conservador, tendo em vista que em alguns casos a ruptura pode ocorrer para valores bem maiores.

Observou-se ao longo das pesquisas efetuadas ao longo desse trabalho a informação constante e indiscriminada do parâmetro de eficiência apenas para as escoras presentes em casos bidimensionais. Evidentemente, se estes parâmetros forem utilizados para os casos tridimensionais, o projetista estará sempre a favor da segurança.

5.6.2 Tipos Fundamentais de Nós ou Regiões Nodais

Um nó ou uma região nodal podem ser definidos como sendo um volume de concreto que envolve as interseções das escoras, em combinação com forças de ancoragem ou forças de compressão externas (ações concentradas ou reações de apoio).

As regiões nodais representam uma mudança brusca na direção das forças e para se ter o equilíbrio dessas regiões é necessário que pelo menos três forças cheguem ao nó. De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), os nós dos modelos de escoras e tirantes podem ser classificados em:

- Nós contínuos (“smeared”, “continuous”): onde o desvio das forças é feito em comprimentos razoáveis e onde a armadura pode ser ancorada sem maiores problemas;
- Nós singulares ou concentrados (“singular”, “concentrated”): onde forças concentradas são aplicadas e o desvio de forças é feito localizadamente. Estes nós são críticos e devem ter as suas tensões verificadas, de maneira a equilibrar as forças provenientes das escoras e dos tirantes sem produzir deformações excessivas capazes de provocar fissuração.

A Figura 5.22 apresenta exemplos de nós contínuos e de nós singulares para algumas “Regiões D”.

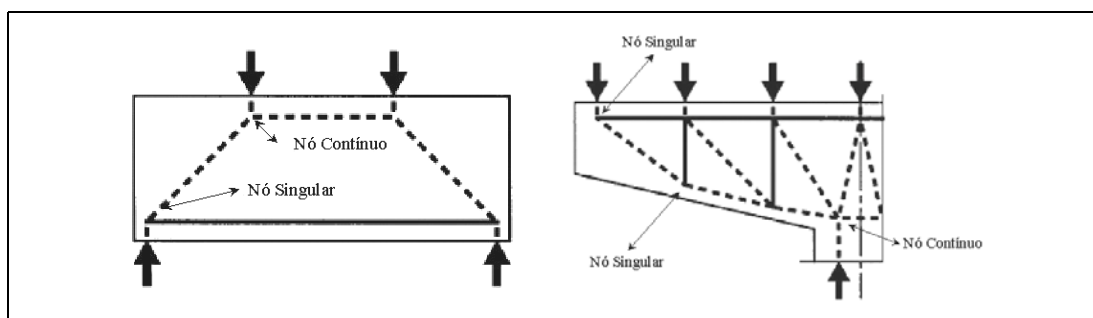


Figura 5.22 – Exemplo de nós contínuos e nós singulares em uma Região “D”

De acordo com Bounassar (1995), no dimensionamento dos nós deve-se garantir que a região nodal tenha uma resistência suficiente para absorver o estado de tensões ali instalado e que as armaduras possam absorver no nó a força de tração requerida.

O pesquisador relata que, de maneira geral, os nós contínuos não apresentam problemas de resistência, desde que as ancoragens das armaduras estejam devidamente detalhadas. Isso acontece porque a transferência de forças nos nós contínuos é feito numa região relativamente grande e de forma gradual, não provocando grandes concentrações de tensão.

Por outro lado, ocorrem freqüentemente situações em que as forças são resultantes de campos de tensão concentrados, obrigando a região de transferência a ser de dimensões reduzidas.

Dessa maneira, para os nós singulares é necessária uma análise criteriosa de resistência e de detalhamento das armaduras aí concorrentes. Para o dimensionamento desses nós deve-se obter a sua geometria, caracterizar o estado de tensão instalado, definir a resistência do concreto e verificar as condições de ancoragem das armaduras.

São várias as alternativas encontradas na literatura para a definição geométrica dos nós concentrados. Entre as recomendações que merecem destaque estão aquelas sugeridas por Marti (1985a), Schlaich; Anagnostou (1990), Schlaich; Schäfer (1998, 1991) e Tjhin; Kuchma (2002).

De acordo com Marti (1985a), para a livre escolha das larguras das escoras, sem um critério adequado, a tensão principal de compressão encontrada na região triangular formada pela intersecção de três escoras, por exemplo, é normalmente maior do que as tensões atuantes em cada uma das escoras.

Para eliminar o problema relatado anteriormente, Marti (1985a) recomenda que as larguras das escoras sejam definidas de maneira que todas elas apresentem o mesmo nível de tensão.

Dessa maneira, o nível de tensão obtido no interior do nó será igual ao nível de tensão definido para as escoras, gerando assim um estado de tensões pseudo-hidrostático. Nesta situação, os lados da região nodal serão perpendiculares à direção das escoras e para garantia da segurança bastará apenas a verificação das escoras.

De acordo com Tjhin; Kuchma (2002), o método clássico de dimensionamento das regiões nodais é feito através de um arranjo do nó, de maneira que as tensões em todos os seus lados sejam iguais. Isso pode ser feito dimensionando as fronteiras do nó, de maneira que elas sejam proporcionais e perpendiculares às forças atuantes no nó.

Para a definição da largura do nó provocada por um tirante, por exemplo, pode-se admitir que essa força seja de compressão e que ela esteja atuando além do nó. Os nós criados dessa maneira são denominados de hidrostáticos, pois o estado biaxial de tensão gerado no interior do nó também será hidrostático. Como se observa, trata-se de uma recomendação idêntica àquela proposta por Marti (1985a).

Ainda de acordo com Tjhin; Kuchma (2002), a idealização de nós hidrostáticos pode ser muito trabalhosa, especialmente para nós cercados por mais de três elementos, onde as linhas centrais das escoras tendem a não ser coincidentes.

Para quatro elementos que se cruzam numa região nodal, por exemplo, forma-se uma região nodal com formato trapezoidal, que é de difícil investigação. Nesses casos, porém, pode se tornar interessante as recomendações de Schlaich; Anagnostou (1990).

Schlaich; Anagnostou (1990) propõem a construção de um região nodal hidrostática modificada. Nessa aproximação, uma região nodal com mais de três elementos que se interceptam é quebrada em várias regiões nodais triangulares hidrostáticas conectadas por escoras prismáticas curtas. A verificação da segurança em cada um dos nós formados pode ser feito utilizando um critério simples de ruptura, como o de Coulomb.

Um método simplificado proposto por Schlaich; Schäfer (1998, 1991) tem sido aplicado com frequência para configurações típicas de nós. Na opinião dos pesquisadores, a geometria do nó é formada pela intersecção das dimensões das escoras e tirantes cujos eixos coincidem na região nodal.

As tensões planas atuantes em todos os lados do nó não precisam ser iguais, mas as tensões em cada lado do nó devem ser constantes e devem permanecer abaixo de um limite pré-estabelecido para a tensão nodal. Esse método, apesar de simples, deve ser utilizado com muito cuidado em situações nodais mais complexas e será detalhado com maior profundidade adiante.

De acordo com Bounassar (1995), em nós atravessados por armaduras ou que possuam armaduras ancoradas, o nó estará verificado se a tensão no concreto sob a placa de apoio e a tensão na escora forem verificadas. Nota-se que a tensão na escora será tanto menor quanto maior for a largura de distribuição das armaduras (w).

Outras propostas têm sido feitas para a construção das regiões nodais, no entanto, tomando benefício de recursos computacionais. É o caso, por exemplo, dos trabalhos efetuados por Alshegeir; Ramirez (1992), Yun; Ramirez (1996) e Yun (2000).

Para a definição da região nodal os pesquisadores supracitados têm utilizado a sugestão de Schlaich; Schäfer (1998, 1991), em que a região nodal é definida pela intersecção das dimensões dos elementos cujo eixos são coincidentes.

Posteriormente, a segurança dessa região é verificada utilizando a análise linear acoplada ao critério de Coulomb ou análise não-linear acoplada a critérios obtidos de ensaios experimentais.

5.6.2.1 Parâmetros de Resistência das Regiões Nodais

De acordo com Duthinh; Carino (1996) e Al-Nahlawi; Wight (1993), os nós necessitam de um cuidado bastante especial, de maneira a possibilitar a transferência adequada de forças entre as escoras e os tirantes.

Em particular, o ângulo existente entre uma escora e um tirante chegando em um nó não deve ser muito pequeno. Isso se deve ao fato de que conforme se tem menores valores de θ , menor será a resistência à compressão de uma escora inclinada.

A Tabela 5.1 apresenta limites de variação recomendados para o ângulo de inclinação existente entre escoras e tirantes, propostos por diversos pesquisadores e por algumas normas bastante influentes no cenário mundial.

Tabela 5.1 – Limites de variação do ângulo θ entre escoras e tirantes

<i>Norma ou Pesquisador</i>	<i>Ângulo de Variação θ</i>
CSA (1984) apud Campos (1995)	$15^\circ \leq \theta \leq 75^\circ$
Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	$45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$
EUROCODE 2 (1989)	$31^\circ \leq \theta \leq 59^\circ$
CEB-FIP Model Code 1990 (1993)	$18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Fusco (1994)	$26^\circ \leq \theta \leq 63^\circ$
Projeto de Revisão do EUROCODE 2 (1999)	$21^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Código Suíço (Swiss Code) apud Fu (2001)	$26^\circ \leq \theta \leq 64^\circ$
ACI-318 (2002)	$25^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$
NBR 6118 (2003)	$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

O estado de tensão multiaxial dos nós requer que diferentes valores para a resistência à compressão sejam adotados. De acordo com Yun; Ramirez (1996), a resistência do concreto em regiões nodais é dependente de vários fatores, tais como:

- Confinamento das regiões pelas reações, escoras comprimidas, placas de ancoragem para protensão, armaduras de elementos adjacentes e armaduras em laço;
- Efeitos de descontinuidade de deformação junto a zona nodal quando tirantes deformados estão nela ancorados;
- Tensões de tração resultantes da ancoragem de tirantes tracionados na zona nodal ou abaixo da zona nodal.

Assim como no caso das escoras, várias são as normas e pesquisadores que recomendam parâmetros para a resistência efetiva das regiões nodais. Para a classificação das regiões nodais será adotada a proposta sugerida pela ASCE-ACI (1998) e pelo ACI-318 (2002), conforme ilustra a Figura 5.23. Observa-se que podem surgir quatro tipos de regiões nodais:

- CCC – É uma região nodal circundada apenas por escoras;
- CCT – É uma zona nodal circundada por escoras e por um único tirante;
- CTT – É uma zona nodal circundada por uma escora e por tirantes em uma ou mais direções;
- TTT – É uma zona nodal circundada por três ou mais tirantes.

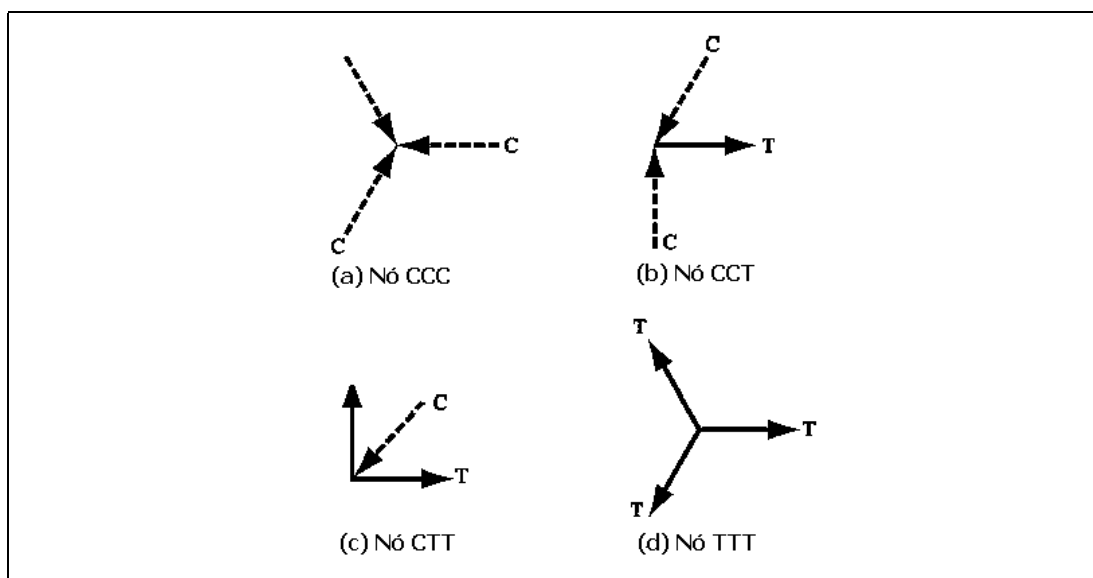


Figura 5.23 – Regiões nodais possíveis no Método das Bielas

As principais recomendações encontradas na literatura para o dimensionamento das regiões nodais são apresentadas a seguir:

- De acordo com a CSA (1984) apud Campos (1995):

$$f_e = 0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \text{ para zonas nodais circundadas por escoras ou placas de apoio (CCC);} \quad (5.98)$$

$$f_e = 0,75 \cdot \phi \cdot f'_c \text{ para zonas nodais ancorando apenas um tirante (CCT);} \quad (5.99)$$

$$f_e = 0,60 \cdot \phi \cdot f'_c \text{ para zonas nodais ancorando tirantes em mais de uma direção (CTT ou TTT);} \quad (5.100)$$

Onde:

f'_c = Resistência característica à compressão do concreto definida a partir do quantil de 1%;

ϕ = Fator de segurança do concreto = 0,6.

- De acordo com Marti (1985a) e Rogowsky; MacGregor (1986) apud Al-Nahlawi; Wight (1992):

$$f_e = 0,60.f'_c \quad (5.101)$$

- De acordo com MacGregor (1988) apud Yun; Ramirez (1996):

$$f_e = 0,85.f'_c \text{ para zonas nodais circundadas por escoras ou placas de apoio (CCC);} \quad (5.102)$$

$$f_e = 0,65.f'_c \text{ para zonas nodais ancorando apenas um tirante (CCT);} \quad (5.103)$$

$$f_e = 0,50.f'_c \text{ para zonas nodais ancorando tirantes em mais de uma direção (CTT ou TTT);} \quad (5.104)$$

- De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991):

$$f_e = 1,0.f_{cd} \text{ para nós só com escoras, criando um estado de tensão biaxial ou triaxial;} \quad (5.105)$$

$$f_e = 0,8.f_{cd} \text{ para nós onde barras tracionadas são ancoradas e uma parcela da resistência é reservada para a aderência.} \quad (5.106)$$

Onde f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão uniaxial especificada de acordo com o código em uso.

Schäfer; Schlaich (1988, 1991) descreveram adicionalmente uma série de geometrias de nós singulares que podem ocorrer e também forneceram várias verificações simplificadas que podem ser feitas visando garantir a segurança das regiões nodais. Os nós típicos descritos pelos pesquisadores são apresentados a seguir:

O Nó N1 é um nó típico CCC, com escoras chegando pelo canto da estrutura, conforme ilustra a Figura 5.24. O nó é considerado seguro se σ_1, σ_2 e $\sigma_3 \leq 1,1.f_{cd}$;

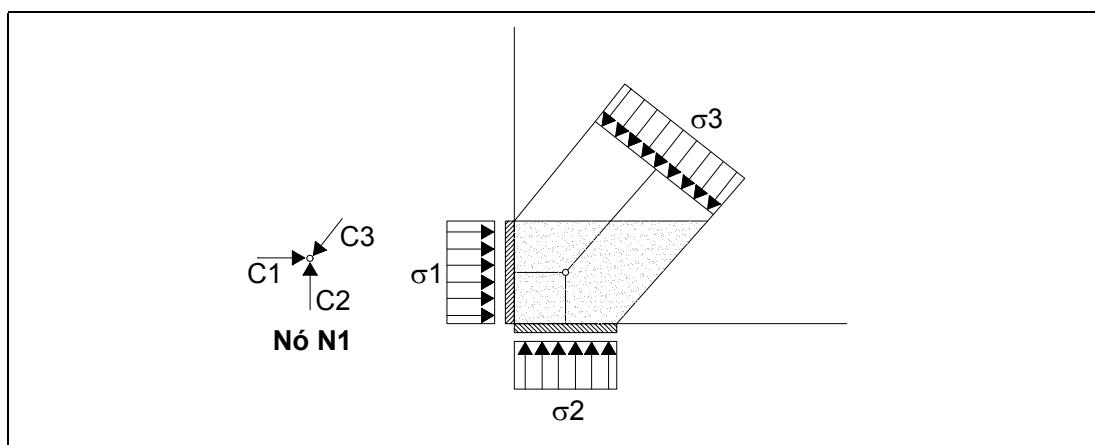


Figura 5.24 – Nó N1 de acordo com Schärer; Schlaich (1988, 1991)

O Nó N2 é uma combinação de dois nós do tipo N1, conforme ilustra a Figura 5.25. Nesse caso, é conveniente escolher para as escoras espessuras adequadas de maneira que a tensão na placa de apoio seja a tensão governante no projeto do nó, com $\sigma_1 = 1,1.f_{cd}$;

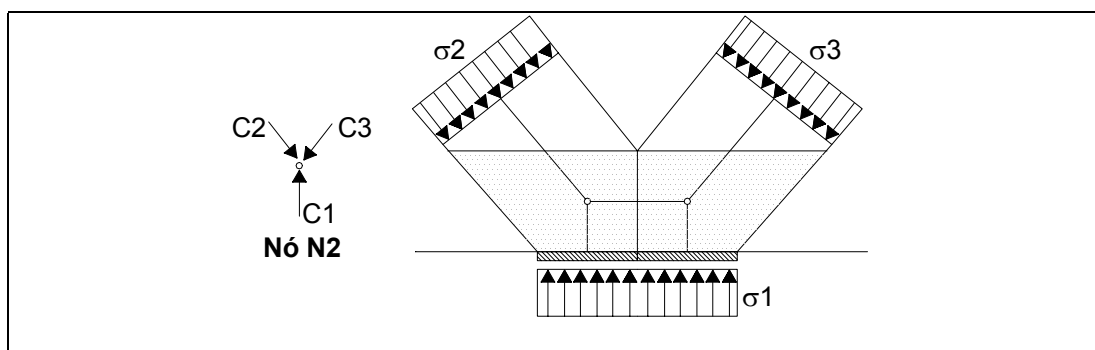


Figura 5.25 – Nó N2 de acordo com Schärer; Schlaich (1988, 1991)

Os Nós N3 e N4, conforme ilustra a Figura 5.26 e a Figura 5.27, respectivamente, são nós típicos de pontos de introdução de cargas ou reações de apoio nas faces da estrutura. Os nós são considerados seguros se σ_1 e $\sigma_2 \leq 1,1.f_{cd}$ e se a tensão interna no nó também for inferior ao limite estabelecido anteriormente;

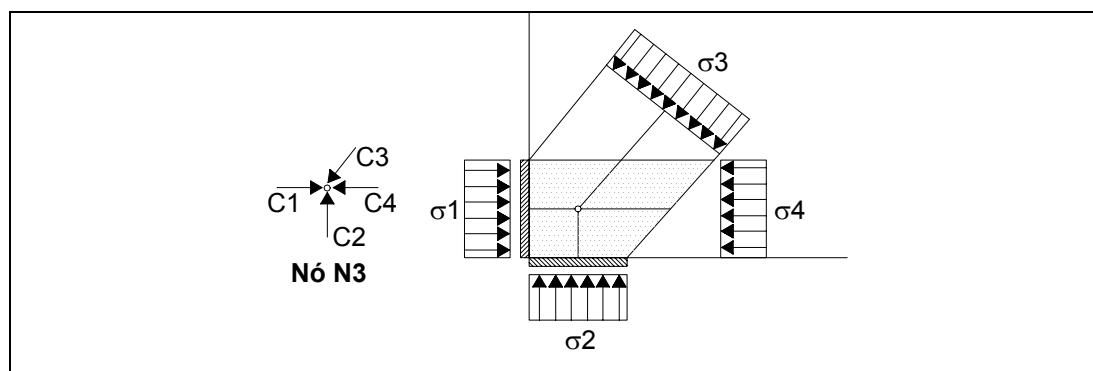


Figura 5.26 – Nó N3 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)

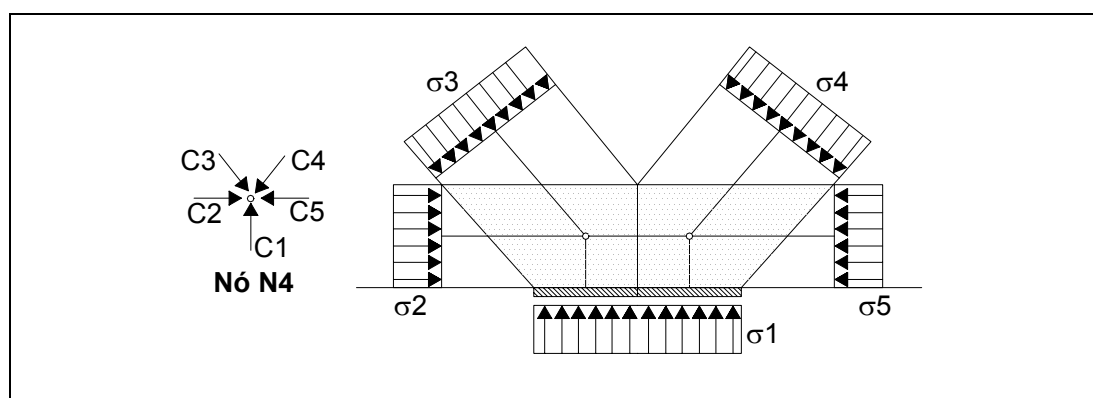


Figura 5.27 – Nó N4 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)

O Nó N5, ilustrado na Figura 5.28, aplica-se à ancoragem de tirantes afastados das faces da estrutura, isto é, dentro da estrutura no plano do modelo. Como todos os outros nós com tirantes, o comprimento de ancoragem deve ser verificado;

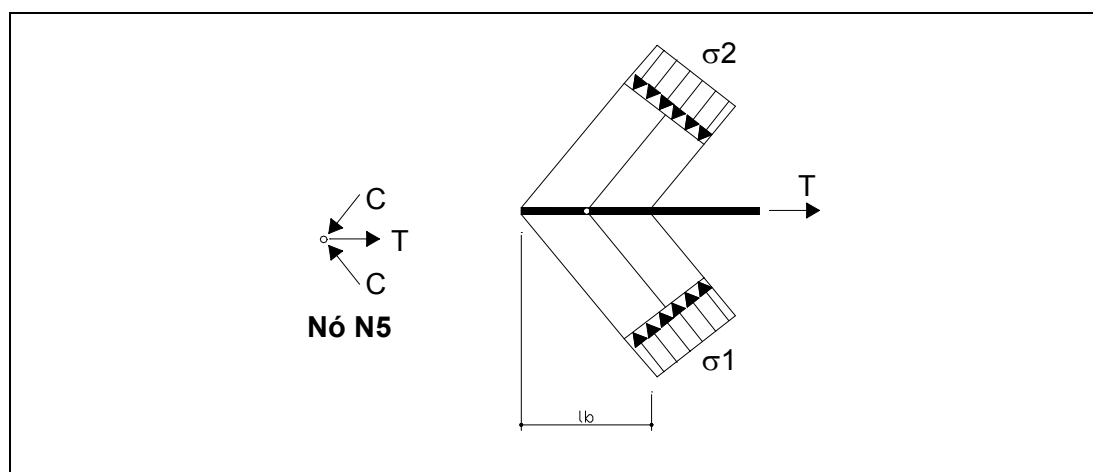


Figura 5.28 – Nó N5 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)

O Nó N8 é uma mistura dos nós N1 e N6, conforme ilustra a Figura 5.31. Uma tensão máxima de compressão entre ambos igual a $\sigma_1, \sigma_2 \leq f_{cd}$ é normalmente utilizada para verificação da segurança. Além disso, as regras para o nó N6 devem ser aplicadas;

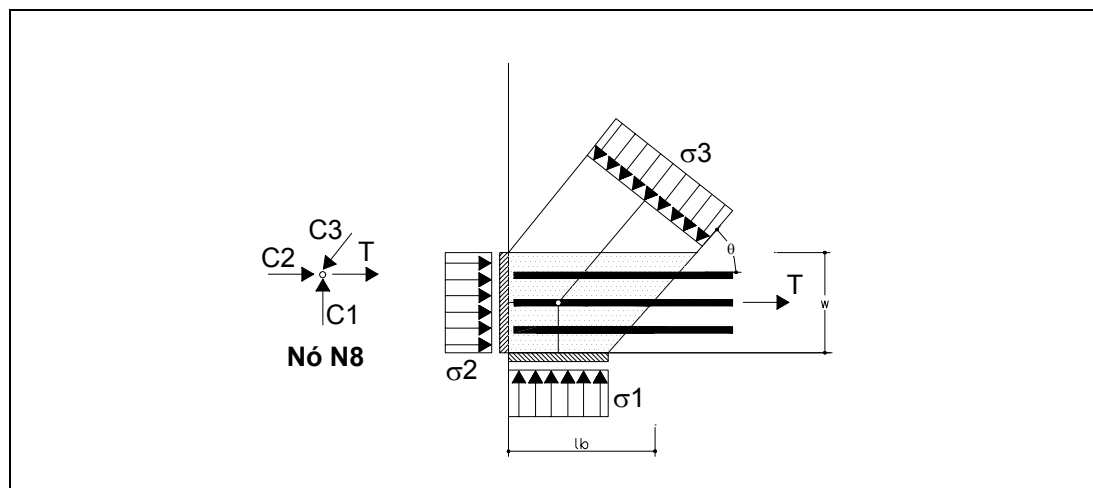


Figura 5.31 – Nó N8 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)

O Nó N9 é composto de dois nós do tipo N8 e sua verificação é feita de acordo com este tipo de nó, conforme ilustra a Figura 5.32. Este nó encontra-se principalmente sobre apoios de vigas contínuas;

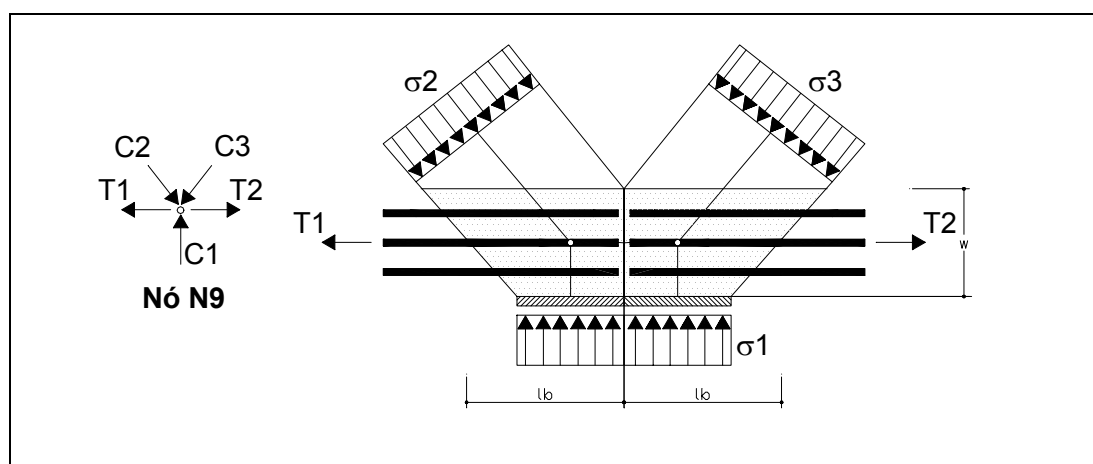


Figura 5.32 – Nó N9 de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991)

Ainda de acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), uma vez que os nós singulares são oriundos de “garrafas” de tensão, pode-se assumir que uma “Região D” estará inteiramente segura se a pressão abaixo da placa de apoio mais carregada ou da placa de ancoragem for menor do que $0,6 f_{cd}$ e se todas forças de tração significantes são resistidas por armaduras em condições adequadas de ancoragem.

- De acordo com Jirsa et al. (1991) apud Duthinh; Carino (1996):

Baseado em resultados experimentais de nós isolados do tipo CCT e CTT, os pesquisadores concluíram que se a tensão efetiva na escora de concreto é limitada a $0,8 f'_c$, todas as previsões das zonas nodais experimentando ruína por compressão do concreto são conservadoras.

- De acordo com NS 3473 E – Norwegian Standards (1992):

$$f_e = 1,1.f_{cd} \text{ para nós onde não há tirantes ancorados;} \quad (5.107)$$

$$f_e = 0,9.f_{cd} \text{ para nós ancorando um único tirante em uma direção;} \quad (5.108)$$

$$f_e = 0,7.f_{cd} \text{ para nós ancorando mais de um tirante em várias direções.} \quad (5.109)$$

Com f_{cd} dado pela equação (5.34).

- De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993):

$$f_e = 0,85 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \text{ (MPa) quando só chegam escoras ao nó;} \quad (5.110)$$

$$f_e = 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \text{ (MPa) para nós onde os tirantes principais são ancorados;} \quad (5.111)$$

Com f_{cd} dado pela equação (5.37).

- De acordo com Reineck (1994) apud Bounassar (1995):

$$f_e = f_{cd} \text{ para compressão biaxial;} \quad (5.112)$$

$$f_e = 3,30.f_{cd} \text{ para compressão triaxial;} \quad (5.113)$$

- De acordo com a AASHTO LRFD (1998) e CSA-A23.3-94 (1994)

$$f_e = 0,85.\phi.f'_c \text{ para zonas nodais circundadas por escoras ou placas de apoio (CCC);} \quad (5.114)$$

$$f_e = 0,75.\phi.f'_c \text{ para zonas nodais ancorando apenas um tirante (CCT);} \quad (5.115)$$

$$f_e = 0,60.\phi.f'_c \text{ para zonas nodais ancorando tirantes em mais de uma direção (CTT ou TTT);} \quad (5.116)$$

Onde:

f'_c = Resistência característica à compressão do concreto definida a partir do quantil de 1%;

ϕ = Fator de segurança do concreto = 0,6 para a CSA;

ϕ = Fator de segurança do concreto = 0,7 para a AASHTO.

- De acordo com MacGregor (1997):

$$f_e = v_1.v_2.f'_c \quad (5.117)$$

$$v_1 = 1,0 \text{ para nós ligados por escoras ou placas de apoio;} \quad (5.118)$$

$$v_1 = 0,85 \text{ para nós ancorando um único tirante;} \quad (5.119)$$

$$v_1 = 0,75 \text{ para nós ancorando mais de um tirante;} \quad (5.120)$$

$$v_2 = 0,5 + \frac{1,25}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.121)$$

- De acordo com a EHE (1999):

$$f_e = f_{cd} \text{ para nós que conectem apenas escoras em estado biaxial de compressão;} \quad (5.122)$$

$$f_e = 3,30.f_{cd} \text{ para nós que conectem apenas escoras em estado triaxial de compressão;} \quad (5.123)$$

$$f_e = 0,70.f_{cd} \text{ para nós com tirantes ancorados.} \quad (5.124)$$

Com f_{cd} dado pela equação (5.37).

- De acordo com o Projeto de Revisão do EUROCODE 2 (1999):

$$f_e = 1,1.\alpha.f_{cd} \text{ para nós comprimidos sem ancorar tirantes;} \quad (5.125)$$

$$f_e = 0,8.\alpha.f_{cd} \text{ para nós comprimidos ancorando tirantes, onde todos os ângulos entre escoras e tirantes são de pelo menos } 45^\circ; \quad (5.126)$$

De acordo com o Projeto de Revisão do EUROCODE 2 (1999), o valor de α deve ser tomado igual a 0,85 e o valor de f_{cd} de acordo com a equação (5.37). Deve-se observar que α é um coeficiente que leva em conta os efeitos do carregamento prolongado, bem como, outros efeitos desfavoráveis para a resistência do concreto estrutural (Efeito Rüschi).

- De acordo com o Apêndice A do ACI-318 (2002):

$$\phi.F_{nn} \geq F_u \quad (5.127)$$

$$F_{nn} = f_{cu}.A_n \quad (5.128)$$

$$f_{cu} = 0,85.\beta_n.f'_c \quad (5.129)$$

$$\phi = 0,85 \text{ (Recomendado por MacGregor (1997) para "Regiões D");} \quad (5.130)$$

$\beta_n = 1,0$ para zonas nodais circundadas por escoras ou placas de apoio, ou ambas; (5.131)

$\beta_n = 0,80$ para zonas nodais ancorando um único tirante; (5.132)

$\beta_n = 0,60$ para zonas nodais ancorando dois ou mais tirantes (5.133)

Onde A_n é um dos seguintes valores:

- área da face da zona nodal tomada perpendicularmente a linha de ação da força no nó;
- área da seção tomada perpendicularmente a linha de ação da força resultante na região nodal.
- De acordo com Souza; Bittencourt (2003a,b)

Em pesquisas conduzidas no sentido de estabelecer parâmetros ajustados com a NBR6118 (2003), Souza; Bittencourt (2003a,b) propõem valores médios obtidos do enquadramento das expressões julgadas mais relevantes apresentadas anteriormente. Desta maneira, os pesquisadores propõem a adoção dos seguintes valores:

$f_e = 0,58.f_{ck}$ para regiões nodais circundadas por escoras ou placas de apoio (CCC); (5.134)

$f_e = 0,46.f_{ck}$ para regiões nodais ancorando um único tirante (CCT); (5.135)

$f_e = 0,40.f_{ck}$ para regiões nodais ancorando vários tirantes (CTT). (5.136)

5.6.3 Parâmetros de Resistência dos Tirantes

Normalmente as forças de tração do modelo de escoras e tirantes são absorvidas por tirantes constituídos por barras de aço, principalmente devido a capacidade limitada do concreto em absorver esforços de tração.

No entanto, podem surgir algumas situações onde seja necessária a utilização de tirantes de concreto, como por exemplo, em situações onde seja impossível disponibilizar as armaduras de aço por uma razão prática qualquer.

No caso supracitado, o equilíbrio só pode ser garantido se for disponibilizado no modelo tirantes de concreto. Como exemplo, podem ser citados os seguintes casos: ancoragens, trechos de barras dobradas, lajes sem estribos e escoras do tipo “garrafa” não-armadas transversalmente.

De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), para efeito de utilização dos modelos, pode-se considerar a resistência à tração do concreto para equilíbrio de forças apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local. Nesse caso, mesmo no concreto não fissurado, solicitações causadas por deformações impostas e microfissuras devem ser analisadas.

O dimensionamento da seção transversal dos tirantes é decorrência da força atuante nestes elementos no estado limite último e da resistência ao escoamento do aço, no caso dos tirantes de aço. Quando o tirante for de concreto, o dimensionamento da seção transversal será resultado do esforço atuante no tirante e da resistência à tração do concreto considerando o estado limite último.

Para o dimensionamento de tirantes de aço utiliza-se a equação (5.137):

$$A_s = \frac{\gamma_f \cdot R_{st}}{f_{yd}} \quad (5.137)$$

Para o dimensionamento de tirantes de concreto utiliza-se a equação (5.138):

$$A_c = \frac{\gamma_f \cdot R_{st}}{f_{td}} \quad (5.138)$$

Visando limitar a abertura e a distribuição das fissuras, recomenda-se que as armaduras calculadas anteriormente sejam distribuídas ao longo de toda a zona efetivamente tracionada. Uma estimativa para as aberturas de fissuras pode ser obtida se o tirante for considerado como uma barra prismática de concreto armado.

5.6.3.1 Ancoragem de Armaduras

Além de distribuir as armaduras na zona efetivamente tracionada, deve-se dar atenção especial à ancoragem das armaduras nas extremidades das regiões nodais. De acordo com Silva; Giongo (2000), uma ancoragem adequada e a utilização de barras mais finas em maior número de camadas contribuem na definição da geometria e, conseqüentemente, na resistência das escoras e regiões nodais.

De acordo com a ASCE-ACI (1998) a ancoragem dos tirantes tracionados nas “Regiões D” é um aspecto muito importante nos modelos de escoras e tirantes. A armadura do tirante tracionado deve desenvolver a tensão requerida na face do apoio de maneira a evitar a perda de ancoragem. A ancoragem segura pode ser conseguida através da disponibilização de um volume adequado de concreto envolvendo as armaduras do tirante ou através de ancoragem mecânica, obtida com laços adicionais.

Outro aspecto importante no projeto da ancoragem é a disponibilização das armaduras ao longo de uma área suficientemente grande, de maneira a evitar o esmagamento das regiões nodais. Dessa maneira, a distância w_t , ilustrada na Figura 5.33, pode ser tal que a força efetiva no tirante dividida pela área da zona embebida de concreto não exceda a tensão recomendada para a região nodal.

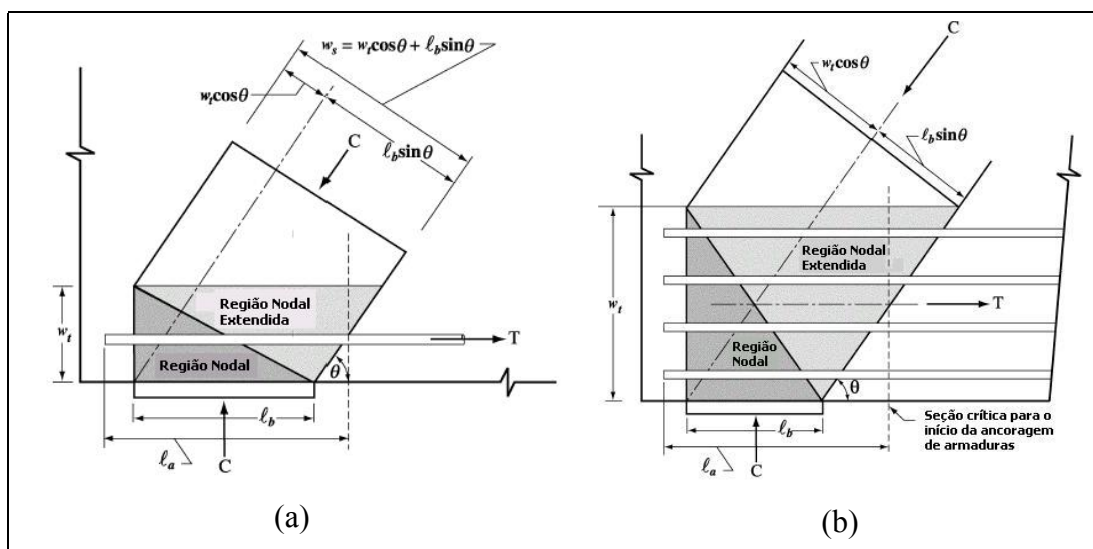


Figura 5.33 – Altura necessária para ancoragem dos tirantes (a) Tirante único, (b) Camadas de tirantes (Adaptado de ACI-318 (2002))

Pela Figura 5.33 também pode-se observar como é feita a determinação da largura efetiva das escoras, sendo que para estruturas bidimensionais tais como viga-parede, a espessura pode ser tomada como sendo a largura do elemento. Desta maneira, é possível determinar a área da escora a ser utilizada nas verificações.

Também pela Figura 5.33, observa-se que a ancoragem se inicia onde a trajetória das tensões de compressão encontram o centro de gravidade do tirante. Muitas vezes, o comprimento dentro do nó não é suficiente para satisfazer a ancoragem necessária e, neste caso, deve-se prolongar a barra além do nó, o que faz com que parte da força no tirante seja considerada como uma compressão por detrás do nó.

Uma solução eficiente para a ancoragem consiste no uso de barras dobradas em forma de grampo. Neste tipo de solução pode-se considerar que todas as forças no tirante atuam como uma força de compressão por detrás do nó, aumentando a resistência à compressão na região nodal.

Sempre que possível, deve-se optar por uma distribuição vertical das barras em camadas, de maneira a aumentar a largura efetiva w_t do tirante. De acordo com Reineck apud Bounassar (1995), a largura efetiva w_t do tirante pode ser obtida das seguintes maneiras:

$w_t = \phi$, para uma camada de armadura com ancoragem dentro do nó;

$w_t = \phi + 2c$, para uma camada de armadura e ancoragem atravessando o nó de um comprimento igual a pelo menos $2c$;

$w_t = \phi + 2c + ns$, para “n” camadas de armaduras espaçadas de “s”, não maior do que 1,5 vezes a largura do apoio ou da placa de apoio.

5.6.3.2 Armadura de Controle de Fissuração

Em relação à armadura de controle de fissuração, a norma canadense CSA (1994) sugere que os elementos estruturais ou regiões projetadas pelo modelo de escoras e tirantes devem conter uma malha ortogonal de armadura mínima em cada face.

A relação entre a área de armadura e a área de concreto não deve ser menor que 0,002 em cada direção e seu espaçamento não deve ser maior do que 30 cm. Esta armadura tem a função de controlar as aberturas de fissuras e assegurar uma ductilidade mínima para o elemento estrutural. Assim, se necessário, uma significativa redistribuição de tensões internas é possível.

A norma espanhola EHE (1999), recomenda uma armadura mínima de 0,1% em cada direção e em cada face de elementos do tipo-parede. A norma norueguesa NS 3473 E (1992) relata que devem ser disponibilizadas armaduras de controle de fissuração, no entanto, não indica uma taxa específica de armadura e diz que em cada caso específico deve ser estudada a estrutura e o estado de tensões existente de maneira a determinar a armadura mínima.

CAPÍTULO 6 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS A CASOS BIDIMENSIONAIS: VIGAS-PAREDE

6.1 Introdução

O presente capítulo tem por objetivo apresentar a aplicação do Método das Bielas para a análise, dimensionamento e verificação de “Regiões D” bidimensionais, mais especificamente, para alguns casos de vigas-parede especialmente selecionados.

Inicialmente apresenta-se o caso de dimensionamento de uma viga-parede simples, já dimensionada utilizando o Método dos Elementos Finitos e o Método Corda-Painel, com o objetivo de comparar o dimensionamento resultante das várias metodologias empregadas ao longo do presente trabalho.

Na sequência, apresenta-se o dimensionamento de uma viga-parede complexa submetida a descontinuidades de ordem estática e geométrica, demonstrando-se a estratégia de formulação do Modelo de Escoras e Tirantes, bem como, a verificação virtual do desempenho através da análise não-linear.

Finalmente, apresenta-se o dimensionamento, a análise numérica e experimental de uma viga-parede apoiada indiretamente utilizando os parâmetros propostos no presente trabalho, com o objetivo de aliar os fundamentos teóricos com a necessidade prática.

6.2 Dimensionamento de Viga-Parede Simples

6.2.1 Cálculo Manual

Seja dimensionar e detalhar as armaduras para a viga-parede ilustrada na Figura 6.1, utilizando as recomendações referentes ao Método das Bielas contidas no Apêndice A do ACI-318 (2002). Deve-se observar que essa mesma viga já foi dimensionada anteriormente utilizando o Método dos Elementos Finitos e o Método Corda-Painel.

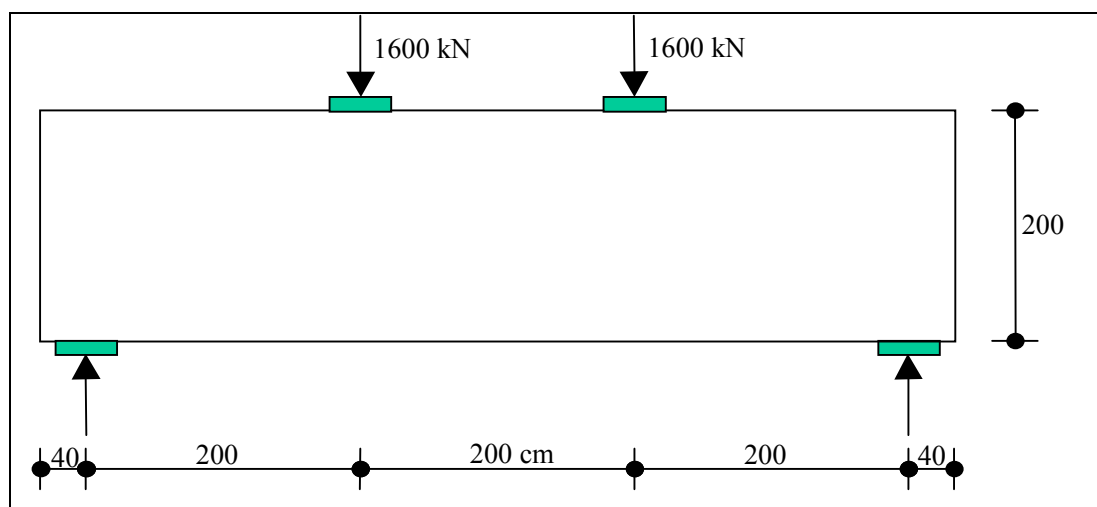


Figura 6.1 - Viga-parede a ser dimensionada utilizando o Método das Bielas

Dados Complementares:

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$F_u = 1600 \text{ kN}$$

Espessura da viga = 0,50 m

Dimensões das placas de apoio: 0,45 m x 0,50 m

- Capacidade Resistente nos Pontos de Carregamento

De acordo com o ACI-318 (2002), item A.5.1, a resistência nominal à compressão de uma zona nodal deve ser:

$$F_{nn} = f_{cu} \cdot A_n$$

Do item A.5.2 encontra-se que $f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$

Assim, tem-se que:

$$F_{nn} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \cdot A_n$$

$\beta_n = 1,00$ (Item A.5.2.1, Zonas nodais cercadas por escoras ou placas de apoio)

$$F_{nn} = 0,85 \cdot 1,00 \cdot 25.045.050 = 4,78 \text{ MN}$$

Observa-se no item A.2.6 do ACI-318 (2002) que o dimensionamento de escoras, tirantes e zonas nodais deve ser feito levando em consideração que:

$$\phi \cdot F_{nn} \geq F_u$$

Onde ϕ é o fator de resistência para o concreto, especificado no item 9.3.2.6. Assim tem-se que:

$$\phi = 0,85$$

$$\phi \cdot F_{nn} \geq F_u$$

$$0,85 \cdot 4,78 \geq 1600 \text{ kN}$$

$$4063 \text{ kN} \geq 1600 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Capacidade Resistente nos Apoios

$\beta_n = 0,80$ (Item A.5.2.2, Zonas nodais ancorando um tirante)

$$\phi \cdot F_{nn} \geq F_u$$

$$0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,80 \cdot 25.045.050 \geq 1600 \text{ kN}$$

$$3251,25 \text{ kN} \geq 1600 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

De acordo com Schäfer; Schlaich (1988, 1991), uma vez que os nós singulares são oriundos de “garrafas” de tensão, pode-se assumir que uma “Região D” estará inteiramente segura se a pressão abaixo da placa de apoio mais carregada ou da placa de ancoragem for menor do que $0,6 f_{cd}$ e se todas forças de tração significantes são resistidas por armaduras com condições adequadas de ancoragem. Logo, tem-se que:

Pressão na placa de apoio $< 0,6 f_{cd}$

$$P_u / (A_{placa}) < 0,6 \cdot \phi \cdot f_c'$$

$$1600 / (45 \cdot 50) < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 2,5$$

$$0,71 \text{ kN/cm}^2 < 1,125 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{Ok, os nós singulares não precisam ser verificados!}$$

- Seleção do Modelo de Escoras e Tirantes

Para a idealização do modelo de escoras e tirantes, será tomado como base o fluxo das tensões principais obtidas de uma análise elástica da viga-parede utilizando o programa *ADINA*.

De acordo com vários pesquisadores, as escoras do modelo não podem se distanciar demasiadamente do fluxo das tensões principais de compressão, por outro lado, existe maior flexibilidade na disponibilização dos tirantes. A Figura 6.2 e a Figura 6.3 ilustram os fluxos das tensões principais.

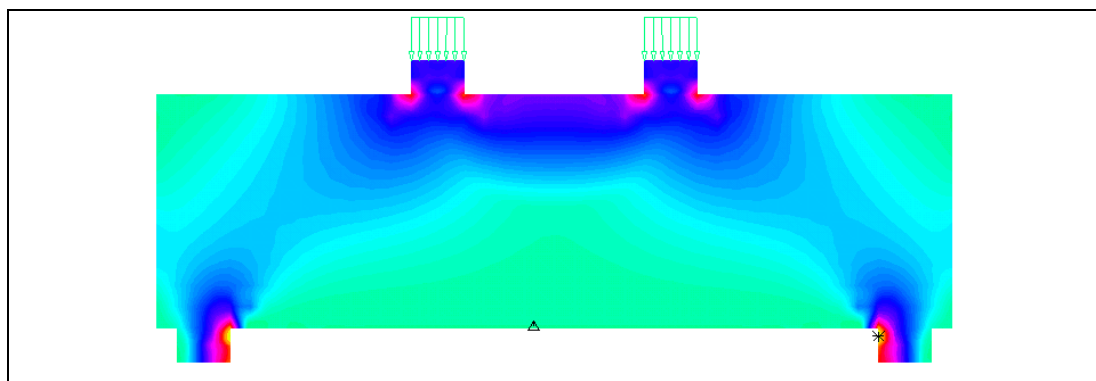


Figura 6.2 – Tensões principais de compressão para viga-parede

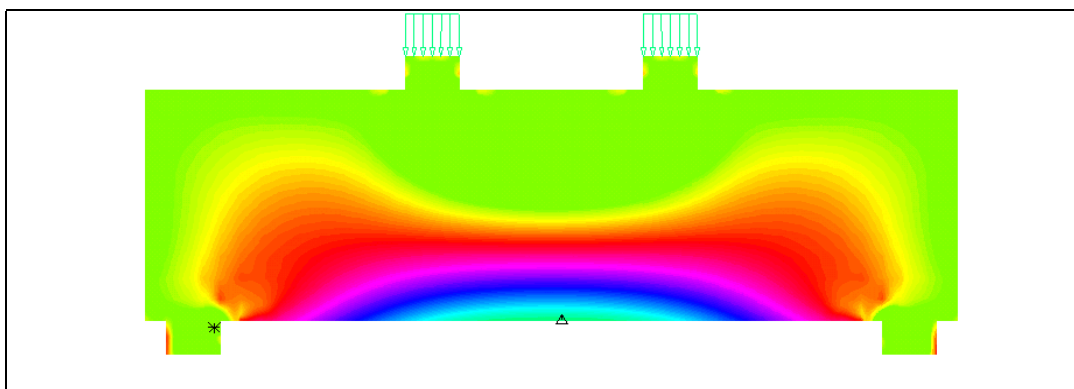


Figura 6.3 – Tensões principais de tração para viga-parede

Com base na Figura 6.2 e na Figura 6.3 é possível esboçar um modelo de treliça para a viga-parede em análise. As figuras anteriores foram exportadas para o programa AutoCAD, onde pode-se lançar as escoras e os tirantes sobre o fluxo das tensões e onde pode-se estimar a largura efetiva dos elementos do modelo.

O modelo de treliça idealizado para a viga-parede em estudo é apresentado na Figura 6.4. Observar que trata-se de um modelo cinemático que cumpre as condições de equilíbrio para o carregamento em questão.

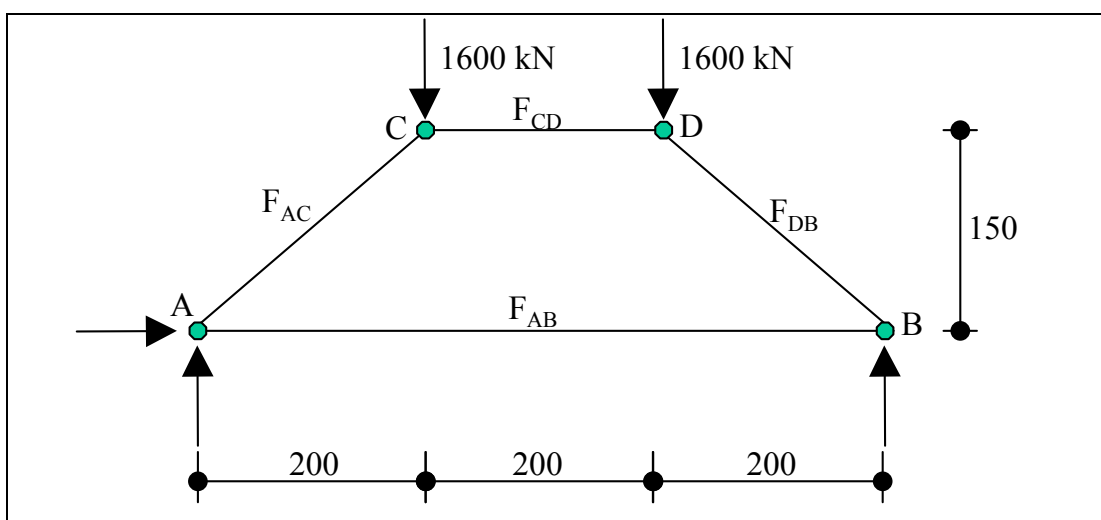


Figura 6.4 – Modelo de treliça idealizado para a viga-parede em análise

Através das análises efetuadas com o programa *ADINA* foi possível estimar as dimensões das escoras e a largura efetiva de posicionamento do tirante. A definição dos elementos na direção horizontal é fácil, mas na vertical torna-se essencial a disponibilidade de um programa de elementos finitos.

Através dos resultados obtidos das análises lineares adotou-se uma largura de 0,50 m para a escora comprimida F_{CD} e o tirante F_{AB} foi distribuído em uma largura efetiva de 0,30 m. Dessa maneira, é possível definir uma braço de alavanca interno entre F_{CD} e F_{AB} igual a 1,50 m, supondo um cobrimento de armaduras igual a 5,0 cm. A Figura 6.5 ilustra a largura da escora CD e do tirante AB.

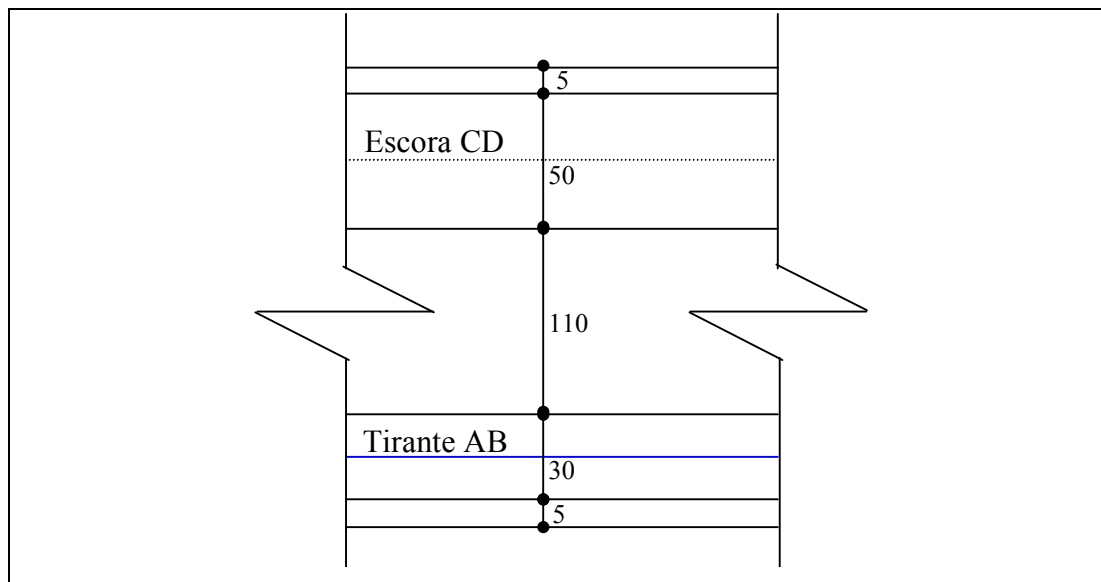


Figura 6.5 – Larguras adotadas para a escora CD e para o tirante AB

Uma vez que o modelo de treliça da estrutura foi definido, pode-se calcular os esforços internos atuantes nas barras da treliça para posterior dimensionamento dos elementos do modelo. Tal atividade foi desenvolvida utilizando o programa *VISTA2002* e foram obtidos os seguintes resultados para os esforços:

Esforço_Barra AC = -2666,67 kN	Esforço_Barra DB = -2666,67 kN
Esforço_Barra CD = -2133,33 kN	Esforço_Barra AB = 2133,33 kN

Para se efetuar o dimensionamento, observa-se que apenas metade da estrutura pode ser utilizada, uma vez que a simetria garante o sucesso na outra metade. Com base nos esforços internos obtidos do cálculo da treliça é feita a verificação e o dimensionamento dos elementos do modelo.

- Verificação da Escora CD:

A resistência da Escora CD deve ser maior ou igual a carga majorada atuante nesta escora. De acordo com o ACI-318 (2002), devem ser feitas as seguintes verificações:

$$\phi.F_{ns} \geq F_u \text{ (Item A-1)}$$

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot A_c \text{ (Item A-2)}$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \text{ (Item A-3)}$$

Assim, tem-se para a Escora CD os seguintes resultados:

$$\phi.f_{cu} \cdot A_c \geq F_{CD}$$

$\phi \cdot 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \cdot b \cdot w_s \geq F_{CD}$ onde $\beta_s = 1,0$ (Item A.3.2.1, devido ao fato de considerar esta escora como sendo do tipo “prismática”) e $w_s = 0,50$ m (Item R.A.3.1, onde se permite tomar a largura da escora como sendo a espessura da viga-parede).

$$0,85 \cdot 0,85 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 0,50 \cdot 0,50 \geq 2133,33 \text{ kN}$$

$$4515,62 \text{ kN} \geq 2133,33 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Verificação da Escora AC = DB:

As resistências das Escoras AC e DB devem ser maiores ou iguais à carga majorada atuante nestas escoras. Dessa maneira, tem-se que:

$$\phi.F_n \geq F_u \text{ (Item A-1)}$$

$\phi \cdot 0,85 \cdot \beta_s \cdot f'_c \cdot b \cdot w_s \geq F_{AC} = F_{DB}$ onde $\beta_s = 0,75$ (Item A.3.2.2, devido ao fato de considerar esta escora como sendo do tipo “garrafa” e com armaduras satisfazendo o item A.3.3) e $w_s = 0,50$ (Item R.A.3.1, onde se permite tomar a largura da escora como sendo a espessura da viga-parede).

$$0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,75 \cdot 25 \cdot 0,50 \cdot 0,50 \geq 2666,67 \text{ kN}$$

$$3386,71 \text{ kN} \geq 2666,67 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

- Dimensionamento do Tirante AB:

Da mesma maneira, a resistência do tirante AB deve ser maior que a carga majorada que atua nesse tirante e, além disso, o tirante deve ser ancorado em um comprimento suficiente. O dimensionamento é feito com base nos seguintes itens do ACI-318 (2002):

$$\phi \cdot F_{nt} \geq F_u \text{ (Item A-1)}$$

$$F_{nt} = A_{st} \cdot f_y \text{ (Item A-6)}$$

$\phi = 0,75$, fator de resistência adotado para o aço

$$0,75 \cdot A_{st} \cdot 50 \geq F_{AB}$$

$$A_{st} \geq \frac{2133,33}{0,75 \cdot 50} = 56,88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado } 12\phi 25 \text{ mm}$$

Ao longo da largura de 30 cm disponibilizada para o tirante serão colocadas quatro camadas com 3 barras de 25 mm cada uma.

- Verificação da Ancoragem dos Tirantes Principais:

Para este item serão utilizadas as recomendações da NBR 6118 (2003), mais especificamente os itens 9.3 e 9.4. A resistência de aderência de cálculo do concreto é dada por:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (6.1)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,89 / 1,4 = 1,35 \text{ MPa} \quad (6.2)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,70 = 1,89 \text{ MPa} \quad (6.3)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 27,04^{2/3} = 2,70 \text{ MPa} \quad (6.4)$$

Pois de acordo com Souza; Bittencourt (2003b) tem-se que:

$$f_{ck} \cong f_c' + 2,04 = 25 + 2,04 = 27,04 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

Com

$$\eta_1 = 2,25 \text{ (barra nervurada)} \quad (6.6)$$

$$\eta_2 = 1,00 \text{ (situação de boa aderência)} \quad (6.7)$$

$$\eta_3 = 1,00 \text{ } (\phi < 32 \text{ mm}) \quad (6.8)$$

Tem-se finalmente que:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,35 = 3,03 \text{ MPa}$$

O comprimento básico de ancoragem é dado por:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{2,5}{4} \cdot \frac{43,48}{0,303} = 89,68 \text{ cm} \quad (6.9)$$

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (6.10)$$

Supondo ganchos horizontais, tem-se o seguinte comprimento necessário:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 89,68 \cdot \frac{56,88}{58,90} = 60,62 \text{ cm} > \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 94,35 = 28,30 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Supõe-se que o comprimento de ancoragem disponível tenha início logo acima da placa de apoio e, dessa maneira, o comprimento disponível para ancorar a armadura é dado por:

$$l_{b,\text{disponível}} = (\text{face lateral ao centro do apoio} - \text{cobrimento}) + (\text{largura da placa}/2)$$

$$l_{b,\text{disponível}} = (40-5) + (45/2) = 57,5 \text{ cm}$$

Assim, não é verificada adequada a ancoragem das barras utilizando ganchos horizontais, uma vez que $l_{b,\text{nec}} > l_{b,\text{disponível}}$. No entanto, pode-se garantir a ancoragem das barras utilizando laços em forma de “U”, uma vez que esses laços tendem a melhorar profundamente as condições de ancoragem das armaduras do tirante.

A própria NBR 6118 (2003) permite, no seu item 9.4.2.5, considerar outros fatores redutores (α_1) para o comprimento de ancoragem necessário, mas não indica o fator para essa condição. Como o comprimento de ancoragem disponível e necessário estão muito próximos acredita-se que a disponibilização da armadura na forma de estribos horizontais irá propiciar boas condições de ancoragem.

Deve-se observar que a ancoragem com gancho vertical deve ser evitada, uma vez as tensões transversais de tração desenvolvidas pelos ganchos diminuem a resistência da região nodal do apoio. No caso de ganchos horizontais, essas tensões de tração são absorvidas pelas tensões de compressão que atuam no nó.

- Armadura em Malha:

Segundo a NBR 6118 (2003), deve ser disposta uma armadura em malha em ambas as faces da viga parede, de área no mínimo igual a 0,15% da área da seção transversal do concreto, em cada direção, para absorver as tensões de tração inclinadas de pequena intensidade e manter as fissuras com pequenas aberturas:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,15\% \cdot b_w \cdot h = 0,0015 \cdot 50 \cdot 100 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 10 \text{ c}/20 \text{ cm}$$

De acordo com o item A.3.3.1 do ACI-318 (2002) deve-se dispor a armadura em malha visando evitar a abertura de fissuras transversais em escoras do tipo “garrafa”. Esta malha é verificada de acordo com a equação (5.87):

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin \gamma_i \geq 0,003 \quad (5.87)$$

Onde A_{si} é a área total de armadura para um espaçamento s_i que faz um ângulo γ_i com os eixos das escoras.

$$\gamma_2 = \arctg 1,50/2,00 = 36,86^\circ \quad \text{e} \quad \gamma_1 = 90 - 36,86 = 53,13^\circ$$

Assim, tem-se a seguinte verificação:

$$\frac{15}{50.100} \cdot \sin 36,86^\circ + \frac{15}{50.100} \cdot \sin 53,13^\circ \geq 0,003$$

$$0,0042 \geq 0,003 \rightarrow \text{Ok!}$$

- Detalhamento Final da Viga-Parede:

A Figura 6.6 apresenta o detalhamento final obtido para a viga-parede em análise utilizando o Método das Bielas e as recomendações do ACI-318 (2002).

Deve-se observar que pode aparecer uma certa dificuldade e até mesmo falta de segurança quando utilizando o ACI-318 (2002) para a aplicação do Método das Bielas. A norma americana utiliza um fator de redução de resistência (ϕ) de 0,9 para flexão, 0,85 para cisalhamento e de 0,7 para pilares cintados, ou seja, diferentes fatores que dependem do estado de solicitação do elemento.

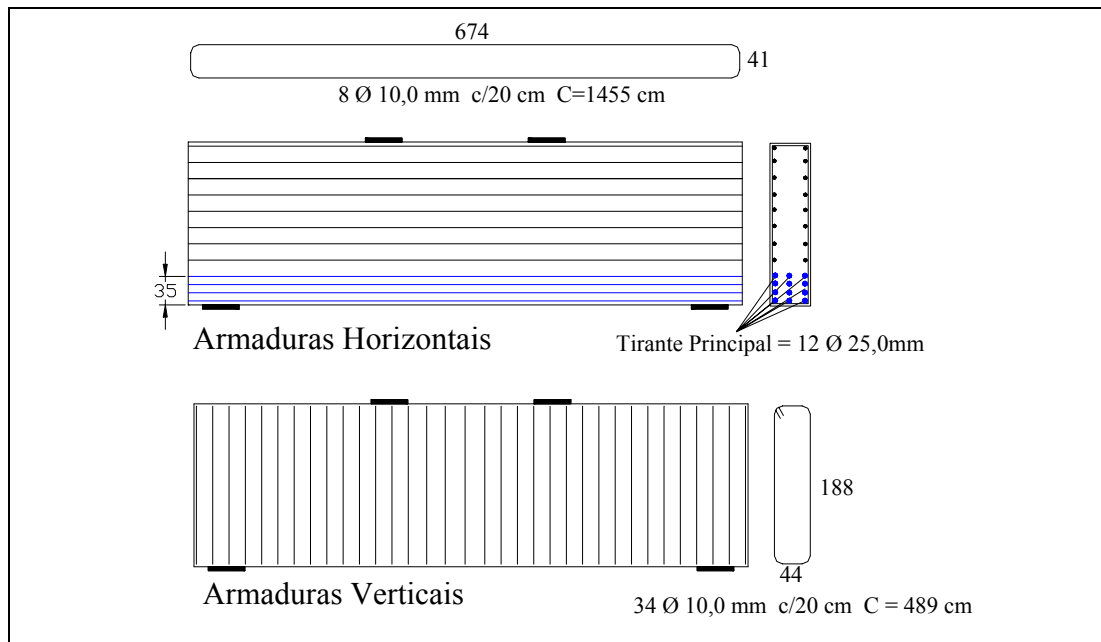


Figura 6.6 – Detalhe de armação da viga-parede investigada

Este fato às vezes pode dificultar a escolha de qual valor utilizar quando dimensionando uma “Região D”, representada por exemplo, por um nó do tipo viga-pilar (extremidade de viga) ou por um balanço de viga. Assim, partes diferentes de uma estrutura poderão ter diferentes parâmetros de ponderação para a resistência nominal do elemento estrutural.

Como os problemas mais comuns de “Região D” são representados pelos consolos e pelas vigas-parede e estes normalmente são entendidos como sendo problemas de cisalhamento, o autor do presente trabalho é favorável à adoção de um parâmetro ϕ igual a 0,85, quando dimensionando modelos de escoras e tirantes através das recomendações disponíveis no ACI-318 (2002).

6.2.2 Cálculo Automático Utilizando o Programa *CAST*

O programa *CAST* (Computer Aided Strut-and-Tie) é uma ferramenta gráfica de projeto baseada no Método das Bielas e que possui grandes potencialidades didáticas. O software vem sendo desenvolvido desde 1998 na Universidade de Illinois, nos Estados Unidos, e é livremente distribuído na rede mundial de computadores.

O programa *CAST* utiliza uma interface simples que possibilita a criação e a modificação gráfica de modelos de escoras e tirantes com grande agilidade. Além disso, a obtenção dos esforços no modelo e a verificação da capacidade resistente das escoras e dos nós é feita de maneira automática conforme relatam Tjhin; Kuchma (2002).

Na versão atual do programa, encontram-se disponíveis rotinas para o dimensionamento de modelos de escoras e tirantes submetidos a múltiplos casos de carregamento, uma das grandes dificuldades encontradas na utilização do método tradicional de análise.

Além disso, as espessuras das escoras no modelo podem ser selecionadas de maneira manual ou automática, as armaduras podem ser dispostas em uma ou várias camadas e as verificações das tensões nas placas de apoio e em todos os outros elementos do modelo podem ser feitas considerando as recomendações do Apêndice A do ACI-318 (2002) e de vários pesquisadores consagrados na área.

Neste item será utilizado o programa *CAST* para dimensionar automaticamente a viga-parede calculada anteriormente de maneira manual. Para isso, foram adotadas as mesmas condições de geometria utilizadas na verificação anterior.

Foram definidas larguras e espessuras de 50 cm para todas as escoras e considerou-se uma largura efetiva de 40 cm para o tirante, cujas armaduras são constituídas por quatro camadas de $3\phi 25$ mm. As escoras AC e DB foram definidas como escoras do tipo “garrafa” atravessadas por uma armadura em malha, enquanto a escora CD foi considerada como sendo do tipo “prismática”.

Assim como no caso das escoras, todos os nós foram definidos conforme as recomendações do ACI. Os Nós A e B foram definidos como nós do tipo CCT, enquanto os nós C e D foram definidos como nós do tipo CCC. Uma vez definidas as propriedades do modelo o programa calculou automaticamente a geometria das regiões nodais, conforme ilustra a Figura 6.7.

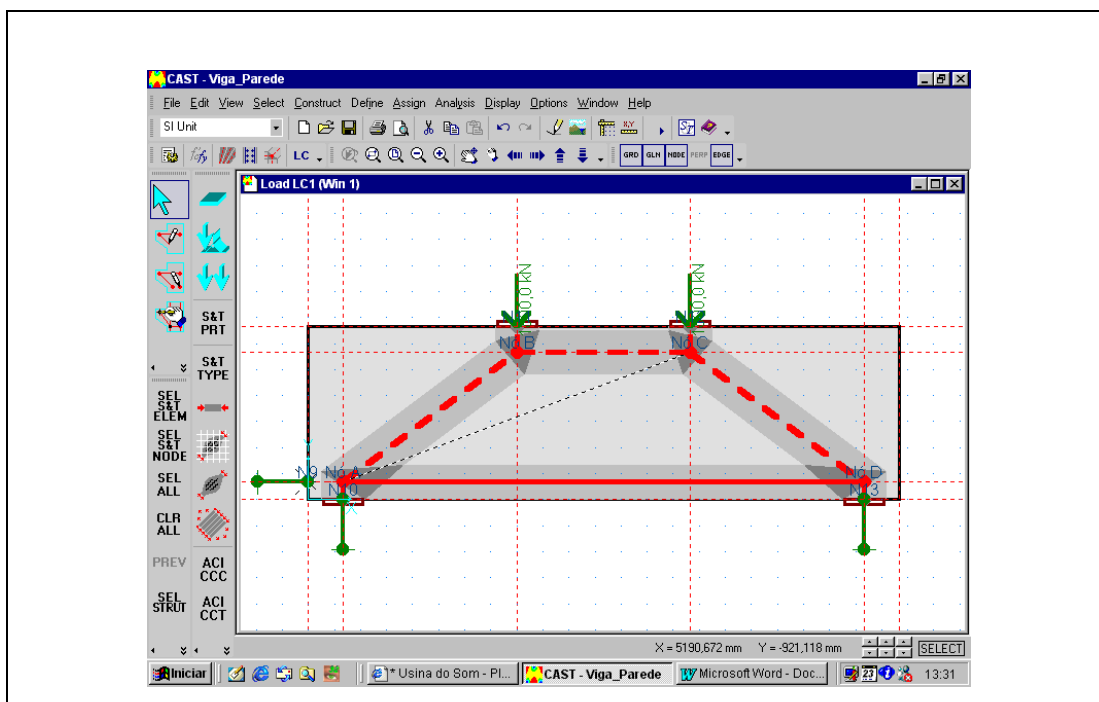


Figura 6.7 – Modelo de Escoras e Tirantes analisado utilizando o programa *CAST*

Após elaborar o modelo de escoras e tirantes e atribuir as propriedades a cada um dos elementos foi feita uma análise da estrutura. Os resultados apontaram o desempenho adequado dos elementos em relação às tensões limites, conforme ilustra a Figura 6.8. Nesta figura são ilustradas as forças nos elementos, bem como, a taxa efetiva de tensão em cada um dos elementos.

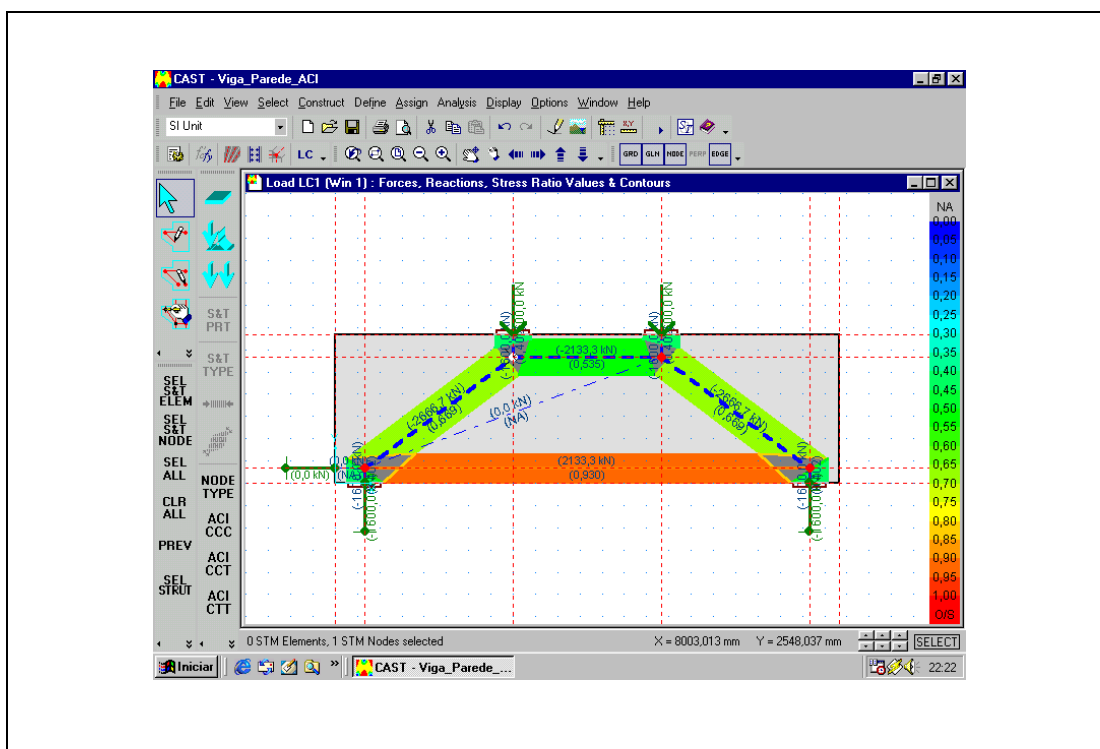


Figura 6.8 – Forças e tensões nos elementos fornecidas pelo *CAST*

O programa *CAST* mostrou-se bastante eficiente para a verificação do modelo de escoras e tirantes em investigação, demonstrando um forte potencial para projetos bidimensionais complexos e fornecendo uma grande agilidade em cálculos que muitas vezes são demasiadamente cansativos. Este é o caso, por exemplo, das verificações que devem ser efetuadas nos nós críticos do modelo, isto é, nos nós singulares.

Além disso, a utilização do programa *CAST* não está presa unicamente às recomendações do ACI-318 (2002). Existem outras recomendações para a resistência efetiva das escoras e dos nós, tais como as sugestões de Marti, Schäfer & Schlaich. Adicionalmente, pode-se incluir critérios definidos pelo próprio usuário do programa.

De uma maneira geral, o único inconveniente encontrado na utilização do programa é a verificação da ancoragem de armaduras, que deve ser feita manualmente. Além disso, não é possível calcular automaticamente as armaduras em malha, normalmente

necessárias para o controle de fissuração. No entanto, estas verificações são muito simples e, portanto, não podem ser consideradas como deficiências do programa.

Observa-se pela potencialidade do programa *CAST*, que as questões relatadas anteriormente serão tratadas em futuras versões, possibilitando assim o surgimento de um programa bastante completo para a análise de estruturas bidimensionais utilizando o Método das Bielas.

Conforme já relatado, para a utilização do *CAST* são necessários conhecimentos teóricos aprofundados do engenheiro de estruturas em relação a modelagem utilizando o Método das Bielas. Caso contrário, detalhamentos inadequados poderão ser gerados utilizando tal programa.

6.2.3 Dimensionamento da Viga-Parede Utilizando um Modelo de Viga

Conforme foi observado anteriormente, a viga-parede aqui dimensionada utilizando vários métodos constitui um problema interessante. Observa-se que se for aplicado o “Princípio de Saint Venant” nos pontos de carregamento, a estrutura se comporta como se fosse inteiramente uma “Região D”.

No entanto, a NBR 6118 (2003) e a maioria dos códigos acaba não capturando este efeito pois levam em consideração a relação l/h para classificar uma viga em comum ou parede. Dessa maneira, uma viga que deveria ser dimensionada como parede acaba sendo dimensionada como se fosse comum e um dimensionamento inseguro pode ser gerado.

Visando ilustrar que a relação l/h não é a melhor maneira de classificação das vigas e que essa relação é às vezes contra a segurança, procurar-se-á dimensionar o problema proposto como se o problema fosse o de uma viga comum. Deve-se observar que essa seria a atitude de qualquer engenheiro de estruturas e que o mesmo seria ainda respaldado pela norma vigente.

O dimensionamento das armaduras longitudinais e das armaduras transversais será feito levando em consideração as recomendações da NBR 6118 (2003). Para o cálculo da armadura transversal será adotado o Modelo I, que considera a inclinação das escoras em relação ao eixo da viga de 45°.

O maior momento fletor é da ordem de 3200 kN.m e o maior força cortante é de 1600 kN, sendo estes valores já correspondentes aos valores de cálculo. Levando em consideração que a viga é feita com concreto de $f_{ck} = 27,04$ MPa e que as armaduras são constituídas de Aço CA50 A, pode-se calcular as armaduras da seguinte maneira:

- Armaduras Longitudinais

$$d \cong 0,9.h \cong 0,9.200 \cong 180 \text{ cm}$$

$$x_{23} = 0,259.d = 0,259.180 = 46 \text{ cm}$$

$$x_{34} = 0,628.d = 0,628.180 = 113 \text{ cm}$$

$$x_{\text{limite}} = 0,50.d = 0,50.180 = 90 \text{ cm (Imposto pela norma por questões de ductilidade)}$$

$$x = 1,25.d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b.d^2.f_{cd}}} \right]$$

$$x = 1,25.180 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{3200.100}{0,425.50.180^2 \cdot \frac{2,7}{1,4}}} \right] = 28,97 \text{ cm}$$

A altura da linha neutra calculada caracteriza estado limite último no Domínio 2 (seção de concreto com bastante folga). A armadura necessária é calculada da seguinte maneira:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0,4.x)}$$

$$A_s = \frac{3200.100}{43,48(180 - 0,4.28,97)}$$

$$A_s = 43,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 9\phi 25,0 \text{ mm distribuídas em 3 camadas}$$

- Armaduras Transversais

A determinação das armaduras de cisalhamento é feita tomando o Modelo de Cálculo I da NBR 6118 (2003), item 17.4.2.2. Neste modelo admite-se um ângulo de inclinação de 45° para as escoras e a condição de segurança é satisfeita se:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

A verificação da segurança da escora de concreto é feita tal que a força solicitante de cálculo seja inferior a força resistente:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_v = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 27,04/250 = 0,89$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,89 \cdot 50 \cdot 180 = 2162 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1600 \text{ kN} < V_{Rd2} = 2162 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok!}$$

Como a condição anterior está verificada existe grande probabilidade de não ocorrer a ruptura da escora. Para a determinação da área de armadura transversal é preciso determinar a parcela da força cortante a ser absorvida pelos estribos:

$$V_{sd} = 1600 \text{ kN} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

No caso de flexão simples a contribuição do concreto será dada por:

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma_c = 0,7 \cdot 2,70 / 1,4 = 1,35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (27,04)^{2/3} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6.1,35.50.180.0,1 = 729 \text{ kN}$$

A força que a armadura transversal deve absorver é igual a:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$1600 = 729 + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 871 \text{ kN}$$

A armadura transversal distribuída por unidade de comprimento é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9.d.f_{ywd}} = \frac{871}{0,9.1,80.43,48} = 12,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura anterior pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com ϕ 10,0 mm c/ 12 cm. Para a região central da viga, cujo força cortante é nula, será disponibilizada armadura mínima, calculada conforme o item 17.4.1.1.1 da NBR 6118 (2003):

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w.s.\text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

$$f_{ctm} = 0,3.f_{ck}^{2/3} = 0,3.27,04^{2/3} = 2,70 \text{ MPa} = 0,270 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,2 \cdot \frac{0,270}{50} \cdot 50.(\text{sen } 90).100 = 5,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura mínima para a região central pode ser conseguida utilizando-se estribos de dois ramos com ϕ 10,0 mm c/ 25 cm.

- Armadura de Pele

A NBR 6118 (2003) recomenda a utilização de armadura de pele para vigas com altura superior a 60 cm. A mínima armadura lateral de acordo com o item 17.3.5.2.3 deve ser de 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da alma da viga e composta por barras de alta aderência com espaçamento não maior do que 20 cm. Logo, deve ser disponibilizada a seguinte armadura de pele para a viga em análise:

$$A_{s,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,alma} = 0,0010 \cdot 50 \cdot 200 = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow 13 \phi 10,0 \text{ mm c/ 13 cm por face}$$

A Figura 6.9 apresenta o detalhamento final obtido para a a viga-parede em análise utilizando a NBR 6118 (2003).

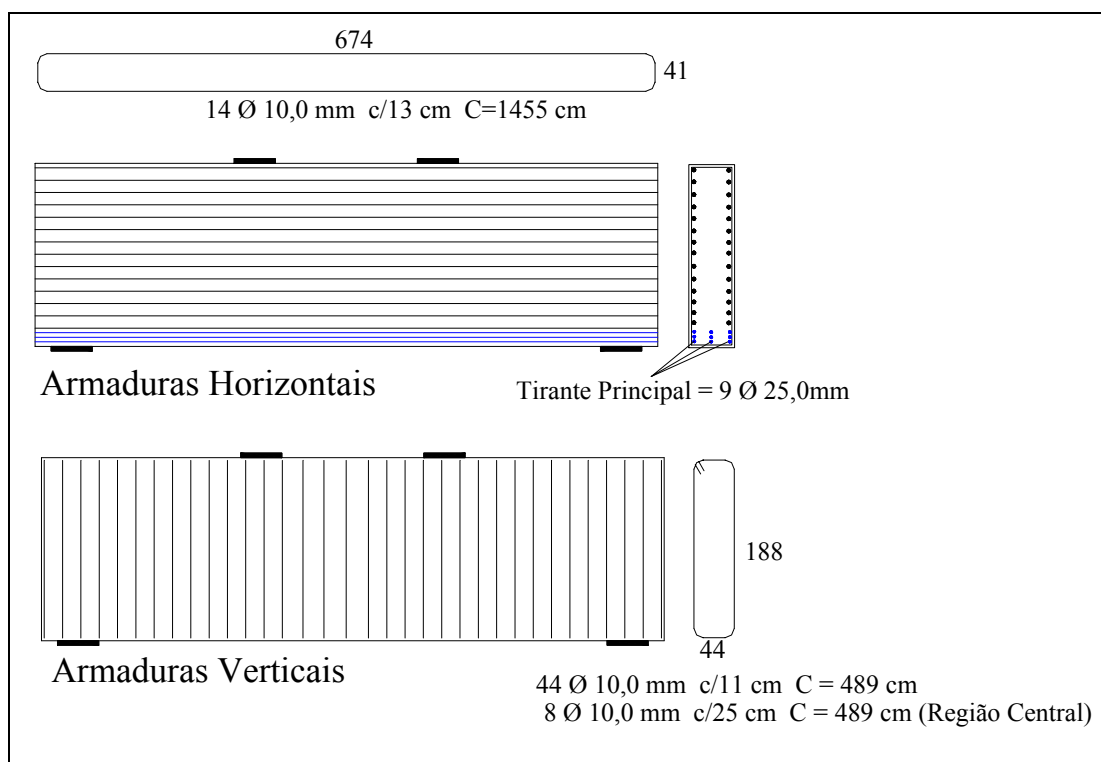


Figura 6.9 – Detalhe de armação da viga-parede analisada utilizando as recomendações da NBR 6118 (2003)

6.2.4 Comparação Entre as Diversas Alternativas Adotadas para o Dimensionamento

Após analisar o problema da viga-parede por diferentes metodologias foram obtidas as armaduras do tirante principal e os estribos apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Armaduras da viga-parede utilizando diferentes metodologias

<i>Método de Cálculo</i>	<i>Tirante (cm²)</i>	<i>Estribos (cm²/m)</i>
Modelo de Chapa (MEF)	52,11	7,5
Modelo Corda-Painel	47,58	24,0
Modelo de Escoras e Tirantes (ACI-318 (2002))	56,88	7,5
Modelo de Viga (NBR 6118 (2003))	43,96	12,90

Observa-se claramente pela Tabela 6.1 que o Modelo de Viga preconizado pela NBR 6118 (2003) conduz à menor quantidade de armadura para o tirante principal, revelando-se portanto em um modelo visivelmente contra a segurança. Esse fato decorre, conforme já comentado, da metodologia de classificação das vigas recomendada pela NBR 6118 (2003) no item 18.3.1.

No item citado anteriormente a NBR 6118 (2003) estabelece que vigas isostáticas com relação $l/h \geq 2$ devem ser tratadas como vigas comuns e que as vigas isostáticas com relação $l/h < 2$ devem ser tratadas como vigas-parede. No entanto, dependendo da localização das cargas concentradas, conforme é o caso do problema em investigação, a norma não consegue capturar o efeito de parede que possui a estrutura.

De acordo com o “Princípio de Saint Venant” a viga em análise se constitui uma região de descontinuidade generalizada e, dessa maneira, um Modelo de Escoras e Tirantes seria a melhor alternativa para a identificação dos caminhos resistentes da estrutura.

Conforme apresentado anteriormente, nas “Regiões D” não é possível se admitir a Hipótese de Bernoulli e, por isso, a adoção de um modelo clássico de treliça para o dimensionamento da viga é incoerente.

A melhor maneira de evitar problemas como o comentado anteriormente seria uma classificação das vigas de acordo não só com a relação l/h , mas sim com as condições de carregamento da estrutura, mais especificamente verificando-se a relação l/h para os vão de cisalhamento.

Espera-se que a NBR 6118 (2003) possa corrigir futuramente essa deficiência, que também é verificada em uma série de outros códigos de concreto estrutural.

Adicionalmente, observa-se que utilizando a NBR 6118 (2003) o projetista tenderá a disponibilizar os ganchos das armaduras tracionadas na direção vertical e, como se sabe, em vigas com comportamento de parede a melhor disposição para os ganchos é na direção horizontal, de maneira a evitar uma ruptura localizada no concreto.

O Modelo de Escoras e Tirantes dimensionado utilizando o ACI-318 (2002) foi o que conduziu a maior quantidade de armaduras para o tirante. Esse fato se deve a falta de melhoria do modelo, ou seja, testou-se uma primeira solução que foi admitida satisfatória e não se modificou mais a geometria em busca de novas soluções.

Como o método é iterativo poderia-se testar novas configurações para as dimensões dos elementos do modelo e, dessa maneira, poderia-se diminuir a quantidade de armadura aumentando o braço de alavanca interno existente entre a escora horizontal e o tirante principal. Com isso, as escoras que possuem uma certa folga passariam a trabalhar no limite de resistência.

Adicionalmente existem os fatores de resistência adotados pelo ACI-318 (2002) que são muito conservadores e o cobrimento de armadura superior que foi adotado nesse dimensionamento. Para esse caso considerou-se um cobrimento de armaduras de 5,0 cm, enquanto que nos outros casos de dimensionamento considerou-se um cobrimento de 3,0 cm.

O Modelo de Chapa, obtido através do Método dos Elementos Finitos, apresentou uma armadura inferior em relação ao Modelo de Escoras e Tirantes para o caso em estudo. De uma maneira geral, quando o Modelo de Escoras e Tirantes é ajustado adequadamente obtém-se armaduras principais inferiores àquelas obtidas com um Modelo de Chapa. Esse fato se deve ao Método dos Elementos Finitos fornecer uma armadura concentrada em certos pontos.

O Modelo Corda-Painel ficou numa posição intermediária entre o Modelo de Escoras e Tirantes e o Modelo de Chapa no que se refere a armadura principal. Esse fato confirma as observações de alguns pesquisadores que recomendam a utilização do Modelo Corda-Painel como uma alternativa de dimensionamento de estruturas do tipo parede. No entanto, em termos de armadura total observa-se que esse modelo tende a ser muito carregado, pois necessita de uma quantidade muito grande de estribos.

A Tabela 6.2 procura apresentar o peso total (armadura principal, estribos e armadura complementar) e a taxa de armaduras obtido para a viga em estudo utilizando os diversos métodos aplicados. Observa-se que o Modelo de Escoras e Tirantes idealizado com o Método das Bielas conduz ao dimensionamento mais econômico, sendo que essa taxa poderia ser ainda diminuída pelo ajuste do modelo.

Tabela 6.2 - Peso total e taxa de armadura para a viga-parede investigada

<i>Método de Cálculo</i>	<i>Aço (Kg)</i>	<i>Taxa (Kg/m³)</i>
Modelo de Chapa (MEF)	514,79	75,70
Modelo Corda-Painel	771,56	113,46
Modelo de Escoras e Tirantes (ACI-318 (2002))	505,66	74,31
Modelo de Viga (NBR 6118 (2003))	533,28	78,42

Pela Tabela 6.2 também pode-se observar que a taxa de armadura fornecida pelo Modelo Corda-Painel é praticamente inviável e que a taxa de armadura fornecida pela NBR 6118 (2003) é além de insegura relativamente antieconômica quando comparada com o Modelo de Escoras e Tirantes e com o Modelo de Chapa.

Isso acontece porque o dimensionamento utilizando a NBR 6118 (2003) tende a disponibilizar uma quantidade muito grande de estribos enquanto que na verdade a maior quantidade deveria ser disposta para o tirante horizontal.

As taxas de armadura obtidas com a utilização do Modelo de Escoras e Tirantes e com o Modelo de Chapa são bastante próximas e se aproximam muito das taxas médias de armaduras freqüentemente encontradas nos projetos estruturais de vigas, indicando a viabilidade econômica e segurança desses métodos.

6.3 Dimensionamento de Viga-Parede Complexa

Seja o problema de dimensionar a viga-parede apresentada na Figura 6.10, cuja geometria apresenta duas irregularidades que provocam o surgimento de perturbações de grande intensidade no campo de tensões.

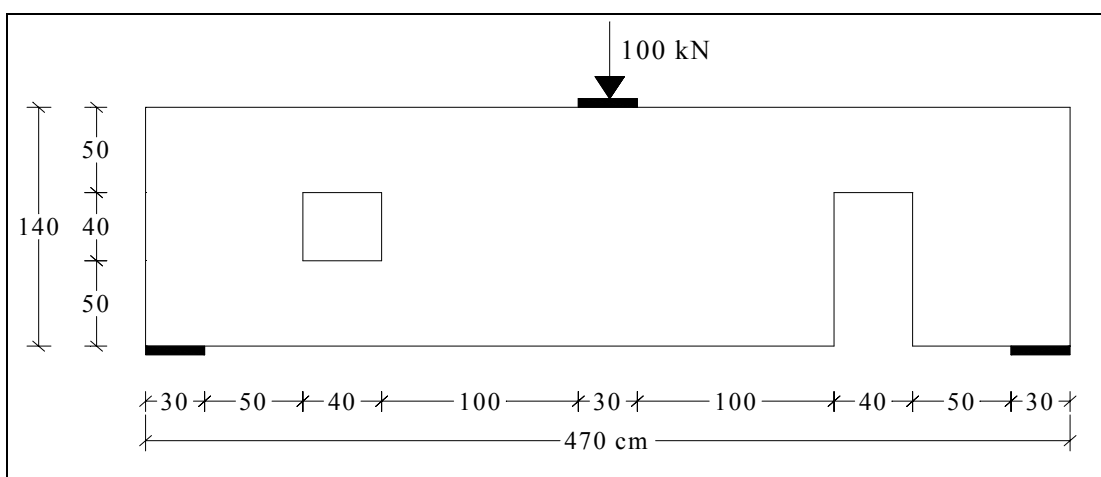


Figura 6.10 – Viga-parede sujeita à irregularidades estáticas e geométricas

Aplicando o “Princípio de Saint Venant” observa-se que a estrutura se constitui na sua integralidade uma “Região D”, isto é, uma região de descontinuidade generalizada e, portanto, não deve ser dimensionada utilizando os processos convencionais.

Como dados complementares, a viga possui largura de 25 cm e é moldada com concreto de f_{ck} igual a 26 MPa e aço CA-50. A condição de carregamento apresentada na Figura 6.10 já se refere à carga de cálculo, isto é, $F_d = 1,4.F_k = 100$ kN.

Tendo em vista o fato da viga se constituir uma “Região D”, será utilizado o Método das Bielas através de um Modelo de Escoras e Tirantes para a determinação da posição e da quantidade de armaduras resistentes necessárias para o perfeito funcionamento do elemento estrutural.

Para adquirir uma visão mais geral do encaminhamento das forças no interior da estrutura é de bom senso a utilização do Método dos Elementos Finitos. A partir das tensões principais de compressão e das tensões principais de tração fornecidas por esse método podem ser estabelecidos alguns modelos de escoras e tirantes.

A orientação geral do fluxo de forças internas na estrutura para as cargas de serviço e até mesmo para níveis de carga superiores deve manter uma certa relação com o nível de distribuição de tensões elásticas. Dessa maneira, códigos como o CEB-FIP Model Code, por exemplo, permitem que não sejam feitas as verificações para as condições de serviço, desde que o elemento tenha sido dimensionado a partir do fluxo de tensões elásticas no estado limite último.

Conforme visto, o encaminhamento das forças no interior da estrutura também poderia ser feito manualmente recorrendo ao “Load Path Method”. No entanto, como trata-se de uma estrutura com geometria muito complexa achou-se mais conveniente usufruir de mecanismos mais potentes e exatos.

Na determinação do encaminhamento de forças no interior de uma estrutura utilizando o “Load Path Method” ou o Método dos Elementos Finitos, é necessária uma certa sensibilidade na escolha do posicionamento dos elementos do Modelo de Escoras e Tirantes. É necessário muito treino e o processo se assemelha muito com aquele referente ao lançamento dos elementos estruturais de um edifício.

No caso do “Load Path Method” somente a experiência acumulada por anos de prática pode gerar bons resultados, por isso, o Método dos Elementos Finitos é preferível quando surgir um caso complicado nunca antes analisado. Em alguns casos, os modelos de escoras e tirantes acabam se repetindo e, um engenheiro com grande experiência, acaba identificando rapidamente o mecanismo resistente do elemento estrutural recorrendo apenas ao “Load Path Method”.

6.3.1 Análise Elástico-Linear da Estrutura

Uma análise elástico-linear da estrutura foi conduzida utilizando-se o programa *ADINA*, tendo como malha de elementos finitos a discretização apresentada na Figura 6.11. Foram utilizados nesta análise 175 elementos bidimensionais retangulares de 8 nós, em estado plano de tensão, resultando em um modelo final de 605 nós.

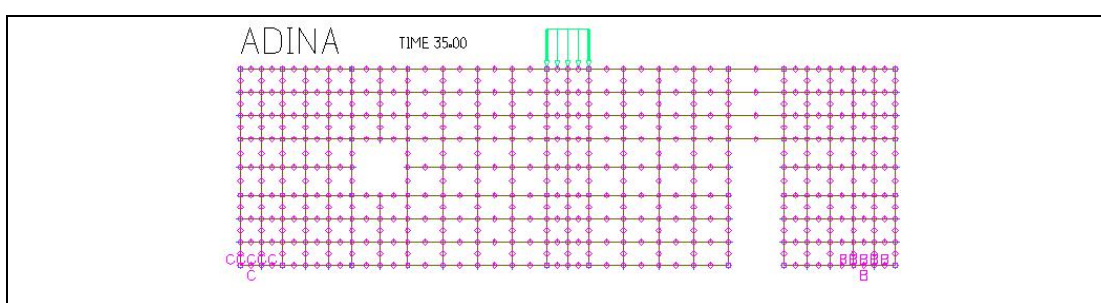


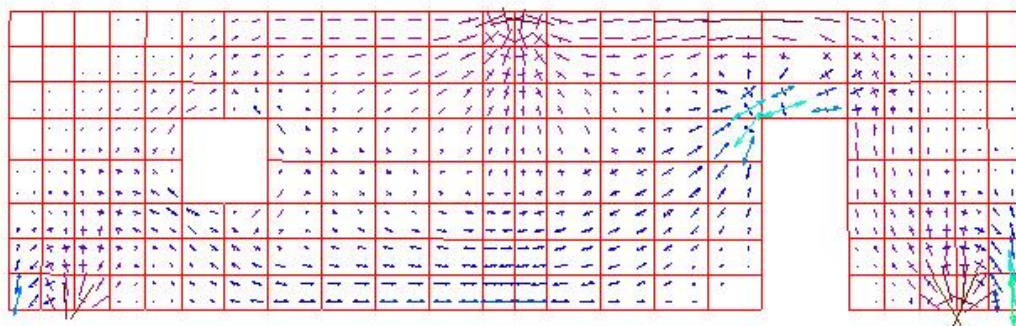
Figura 6.11 – Malha de elementos finitos utilizada para viga-parede complexa

A Figura 6.12 apresenta os fluxos das tensões principais, as isotensões principais de compressão e as isotensões principais de tração, respectivamente. Pode-se observar como é possível visualizar com clareza o fluxo de forças no interior da estrutura e, conseqüentemente, a posição de possíveis elementos do modelo de escoras e tirantes.

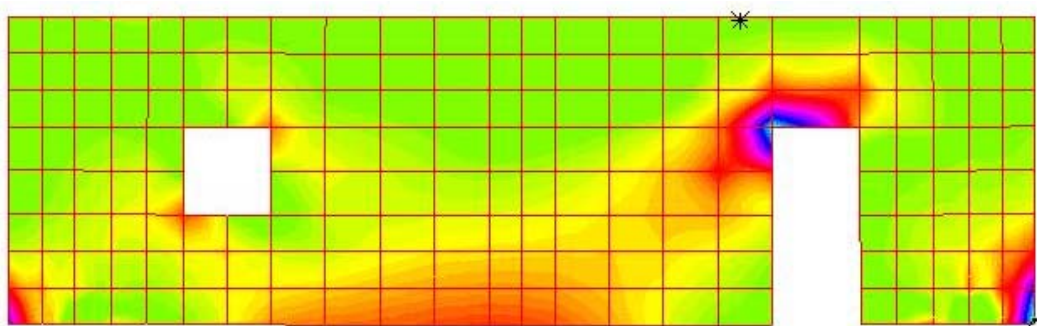
Da análise linear da viga-parede em estudo, mais especificamente da análise cuidadosa dos resultados obtidos na Figura 6.12, pode-se tirar as seguintes conclusões a respeito do encaminhamento das forças no interior da estrutura:

- Junto ao canto superior esquerdo da abertura situada na extremidade direita da viga, existe concentrações de tensão, propiciando o aparecimento de tensões de tração de grande intensidade nessa região;
- Na face inferior da viga, região central da estrutura, também surgem tensões de tração significativas. Essas tensões ocupam grande parte do vão central e prolongam-se até os cantos das duas aberturas, formando um ângulo de aproximadamente 45° com a direção horizontal.

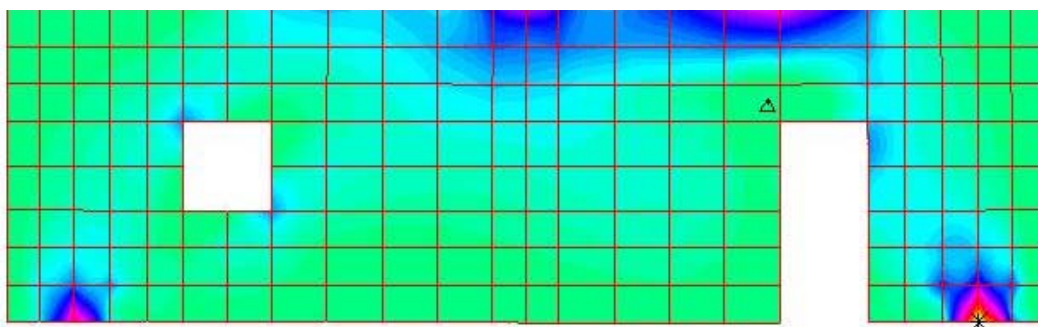
- O prolongamento das tensões de tração para a abertura situada na extremidade esquerda da viga se faz por dois caminhos: um deles provocando concentração de tensão no canto superior direito e outro provocando concentração de tensão no canto inferior esquerdo da abertura;
- Surgem tensões de tração nas duas extremidades da viga, na posição limite dos apoios e verifica-se no apoio da direita a maior tensão de tração;
- As tensões de compressão são mais significativas nas vizinhanças dos apoios e imediatamente abaixo e ao lado direito do ponto de aplicação da carga de 100 kN;
- Uma escora horizontal se forma no topo da estrutura, dividindo-se em dois caminhos distintos para o encaminhamento de forças internas até os apoios da estrutura;
- O caminho de compressão situado a direita do eixo central da estrutura leva as forças de compressão da escora horizontal por uma escora inclinada de aproximadamente 75° diretamente para o apoio;
- O caminho situado a esquerda do eixo central da estrutura divide-se em outros dois caminhos para poder conduzir as forças internas de compressão: um dos caminhos inicia-se na extremidade da escora superior horizontal, passando pelo canto superior esquerdo da abertura e indo diretamente para o apoio, formando um ângulo de 45° .
- O outro caminho do caso anterior surge aproximadamente na metade do caminho entre o ponto de aplicação da carga e a abertura, e desce paralelamente ao caminho descrito anteriormente, cruzando o canto inferior direito da abertura. Em seguida esse campo de compressão acaba dissipando-se.



a) Fluxo das tensões principais



b) Isotensões principais de tração



c) Isotensões principais de compressão

Figura 6.12 – Tensões principais da viga-parede complexa

6.3.2 Dimensionamento Utilizando o Método das Bielas

Após várias tentativas, baseando-se nas tensões principais elásticas obtidas com o auxílio do programa *ADINA* e das conclusões obtidas anteriormente, pôde-se idealizar dois modelos de escoras e tirantes para investigação dos mecanismos resistentes da estrutura.

O primeiro modelo concebido, denominado de “Modelo A” apresenta tirantes horizontais, verticais e inclinados e é ilustrado na Figura 6.13. O segundo modelo idealizado, denominado de “Modelo B” e apresentado na Figura 6.14, apresenta apenas tirantes dispostos na posições horizontal e vertical.

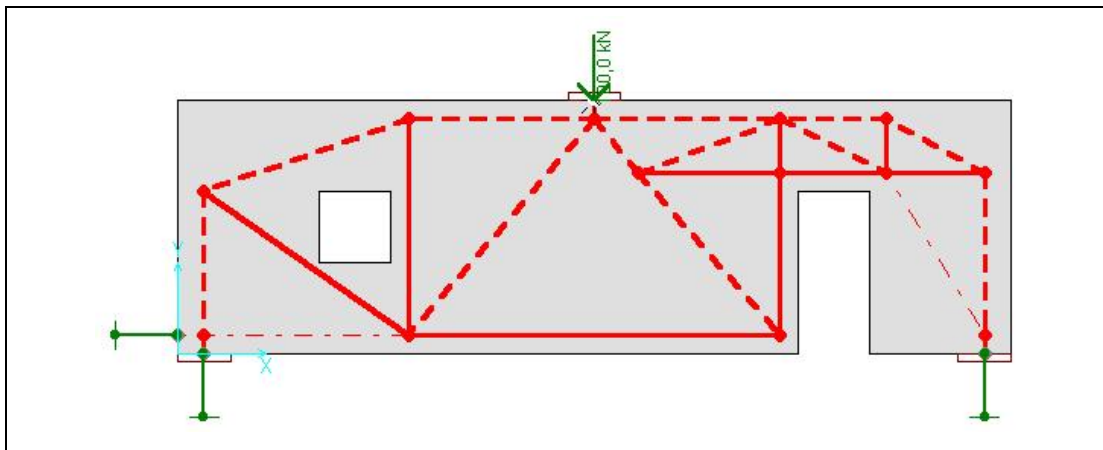


Figura 6.13 – “Modelo A”, constituído de tirantes horizontais, verticais e inclinados

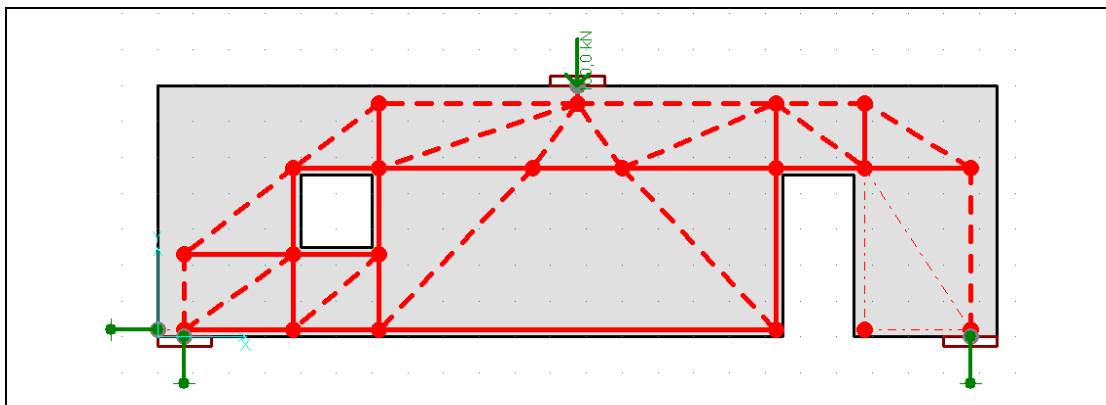


Figura 6.14 – “Modelo B”, constituído apenas de tirantes horizontais e verticais

Deve-se relatar que o desenvolvimento dos modelos apresentados nas figuras anteriores foi bastante demorado, pois existia a preocupação de se combinar o fluxo identificado com uma treliça isostática que pudesse fornecer armaduras em posições ajustadas com a realidade.

Os Modelos A e B foram rapidamente dimensionados com o auxílio do programa *CAST*, sendo possível fazer a verificação da resistência das escoras e das regiões nodais de maneira automática, economizando grande tempo da análise. A Figura 6.15 apresenta a análise do Modelo B, indicando que os elementos se ajustam adequadamente no interior da estrutura e que os níveis de tensão são satisfatórios tanto nas escoras quanto nas regiões nodais.

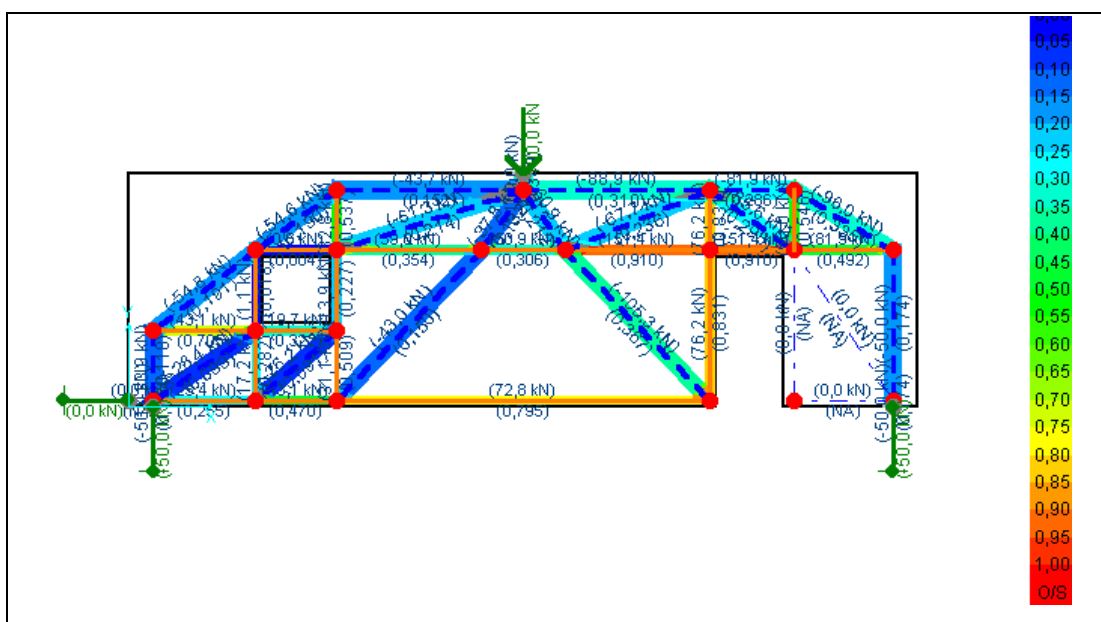


Figura 6.15 – Análise do Modelo B no programa *CAST*

Deve-se observar que os nós singulares devem ser frequentemente verificados e, às vezes, a definição geométrica desses nós pode ser extremamente complicada. Isso acontece porque os nós singulares encontram-se em regiões muito estreitas, onde o volume de concreto disponível para a transferência dos esforços proveniente das armaduras é muito limitado.

Dessa maneira, um procedimento que auxilie na tarefa de definição e verificação automática dos nós singulares é sem dúvida de muito bom grado. O programa *CAST* auxiliou na verificação do nível de tensão nas regiões nodais e possibilitou grande agilidade nessa etapa, que normalmente é dispendiosa no Método das Bielas.

Deve-se observar que no problema em questão a segurança dos nós pode ser garantida de maneira indireta, isto é, sem a verificação formal das regiões nodais, uma vez que a tensão no ponto mais carregado é inferior a $0,6.f_{cd}$, conforme recomendação de Schäfer; Schlaich (1988, 1991).

Uma vez feita a verificação dos dois modelos, o padrão de armação do “Modelo B” foi escolhido para ser investigado utilizando os recursos de análise não-linear do programa *DIANA*, uma vez que é o modelo mais adequado com a prática da engenharia.

A Tabela 6.3 apresenta os esforços e as respectivas armações definidas para este modelo enquanto a Figura 6.16 apresenta o aspecto final da armação, que levou em consideração um cobrimento de armaduras de 4 cm.

Tabela 6.3 – Determinação das armaduras resistentes para o “Modelo B”

<i>Tirante</i>	<i>Posição</i>	<i>Esforço(kN)</i>	<i>Armadura Adotada</i>
N1	Face inferior da viga	72,8	2 ϕ 10 mm
N2	Abaixo da abertura esquerda	43,1	2 ϕ 10 mm
N3	Acima da abertura direita e esquerda	151,4	3 ϕ 10 mm + 1 ϕ 12,5 mm
N4	À esquerda da abertura esquerda	17,2	2 ϕ 10 mm
N5	À direita da abertura esquerda	32,8	2 ϕ 10 mm
N6	À esquerda da abertura direita	76,2	3 ϕ 10 mm
N7	À direita da abertura direita	50,0	2 ϕ 10 mm

**Obs: Os esforços apresentados são apenas os maiores valores de cada armadura discretizada. De maneira a evitar armaduras diferenciadas ao longo da estrutura, tomou-se o maior esforço e dimensionou-se a armadura de cada tirante com bitola constante.*

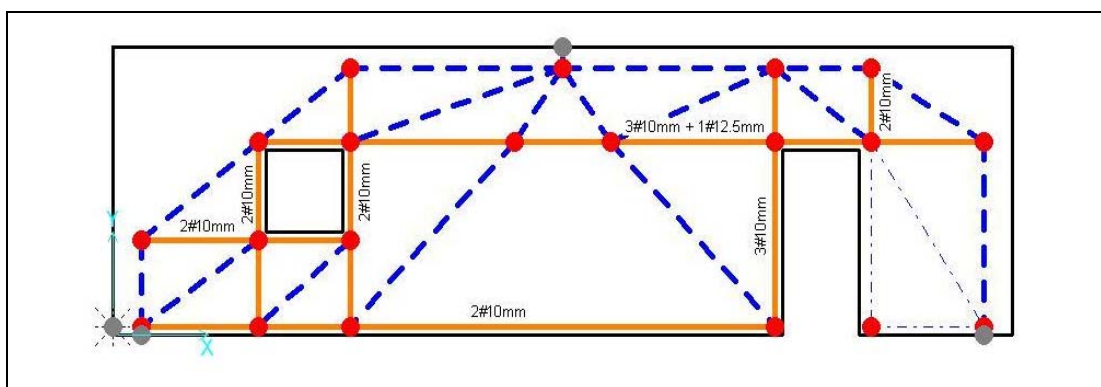


Figura 6.16 – Panorama final de armação para o “Modelo B” utilizando *CAST*

6.3.3 Carga de Escoamento Teórica do Tirante Principal

Conforme observado nas simulações numéricas a serem apresentadas adiante, o tirante N3 apresentado na Tabela 6.3 e situado acima da abertura direita se constitui no tirante principal da estrutura e praticamente comanda toda a capacidade resistente do elemento dimensionado.

Visando comparar a carga de escoamento do modelo numérico com algum parâmetro de referência, será apresentada na seqüência uma estimativa para a carga teórica que introduzida na estrutura produz o escoamento do tirante N3, tido como principal.

Levando em consideração as condições de simetria e equilíbrio do lado direito da treliça concebida apresentada na Figura 6.16, bem como as distâncias dos braços de alavanca internos, conforme ilustra a Figura 6.17, pode-se obter a carga teórica que produz o escoamento do tirante N3.

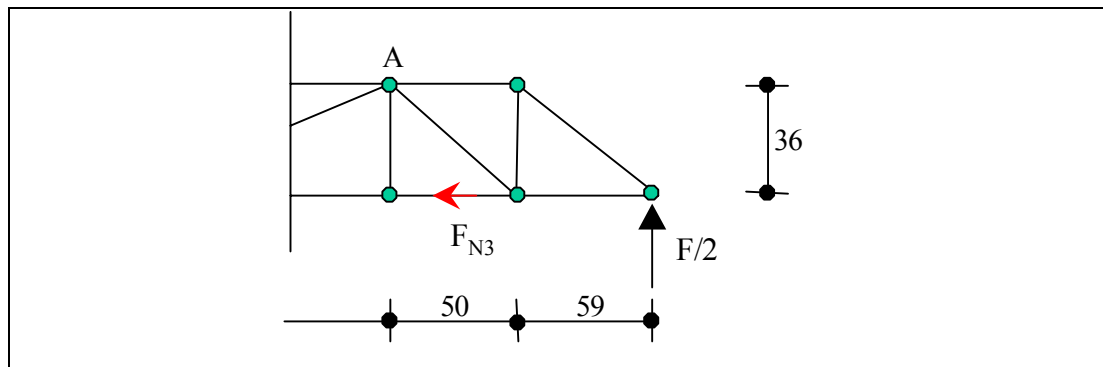


Figura 6.17 – Determinação da força atuante no tirante N3

Efetuando-se o somatório de momentos em torno do ponto A, pode-se escrever uma equação em que a força no tirante N3 é dada em função da carga F aplicada à estrutura. Levando-se em consideração a força máxima que pode suportar o tirante N3 e o somatório de momentos em torno de A, a força F que causa o escoamento do tirante N3 é dada por:

$$F_{N3,max} = A_s \cdot f_{yk}$$

$$F_{N3,max} = 3,58.50 = 179,16 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$36.F_{N3,max} = (P/2).109$$

$$F = \frac{2.36.F_{N3,max}}{109} = \frac{2.36.179,16}{109} = 118,34 \text{ kN}$$

Logo, a carga teórica que aplicada na estrutura provoca o escoamento do tirante N3 é igual a 118,34 kN. Deve-se observar que esse valor foi calculado considerando a resistência característica ao escoamento do aço, uma vez que essa mesma propriedade será utilizada nas simulações computacionais.

6.3.4 Análise Não-Linear do “Modelo B” Utilizando *DIANA*

Inicialmente foi conduzida uma análise não-linear para o “Modelo B”, sem levar em consideração as armaduras de controle de fissuração, frequentemente exigida pela maioria dos códigos normativos. A Figura 6.18 apresentam a malha de elementos finitos e a disposição geométrica das armaduras definidas no programa *DIANA*.

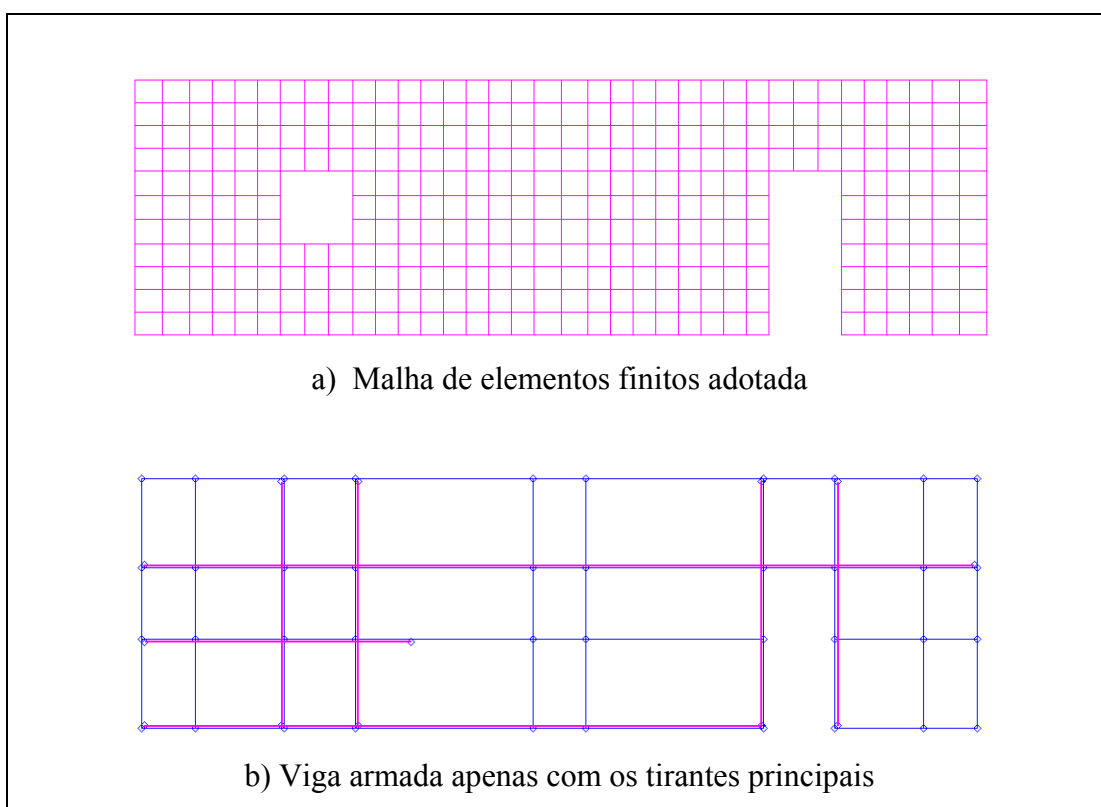


Figura 6.18 - Malha de elementos finitos adotada para viga-parede complexa

Para o concreto foram utilizados elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16M e para as armaduras discretas foram utilizados elemento do tipo “embedded reinforcement”. Deve-se observar que foram feitos alguns ajustes na disposição das armaduras, visando torná-las mais exequíveis do ponto de vista prático. No entanto, essas alterações não alteram de forma alguma o funcionamento inicial proposto para o modelo escoras e tirantes apresentado na Figura 6.16.

No modelo de elementos finitos aplicou-se uma carga do tipo “pressure” de 100 N/mm ao longo da placa de 30 cm e as condições de vinculação foram descritas de maneira a se obter uma viga-parede biapoiada.

Adicionalmente foram definidas propriedades características para os materiais na condução da análise não-linear, conforme recomendação de Figueiras et al. (1990, 2002). As propriedades utilizadas para os materiais e definidas no programa *DIANA* foram as seguintes:

CONCRETO→ Essas propriedades foram todas estabelecidas tomando como referência as recomendações de Feenstra; Borst (1993).

- Linear Elasticity

Concept = Isotropic;

$E = 29.624 \text{ MPa}$;

Coefficiente de Poisson = 0,15.

- Static Nonlinearity

Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Linear Softening in Tension, Parabolic Diagram in Compression, Shear Retention Factor = 0,01, Tensile Strength = 2,06 MPa, Mode-I Tensile Fracture Energy = 0,0585 N.mm/mm², Compressive Strength = 26,0 MPa, Compressive Fracture Energy = 2,928 N.mm/mm².

AÇO→

- Linear Elasticity

Concept = Reinforcement;

SubConcept = Bonded;

$E = 210.000 \text{ MPa}$.

- Static Nonlinearity

Concept = Reinforcement, SubConcept = VonMisses Plasticity, SubConcept = Ideal Plasticity, SubConcept = Reinforcement Bonded, Yield Stress = 500 MPa.

As propriedades físicas definidas para os tirantes e para os elementos planos de concreto foram as seguintes:

ENE1→ Referente aos Tirantes N1, N2, N4, N5 e N7 apresentados na Tabela 6.3

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 157,07 mm².

ENE2→ Referente ao Tirante N3 apresentado na Tabela 6.3

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 358,33 mm².

ENE3→ Referente ao Tirante N6 apresentado na Tabela 6.3

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 235,61 mm².

THICK→ Referente aos elementos planos de concreto

Concept = Plane Stress;

SubConcept = Regular;

Thickness = 250 mm.

Associadas as propriedades físicas dos elementos e mecânicas dos materiais, procedeu-se a análise não-linear da viga-parede, utilizando passos de carga incrementais de carga iguais a 0,3 (50) e utilizando-se como critério de convergência o controle de deslocamentos. Adicionalmente ativou-se a opção “arc length control”, visando capturar o comportamento pós-pico da estrutura.

As primeiras fissuras surgiram no passo de carga 4, correspondente a uma carga concentrada de 36,30 kN e deram-se logo acima da abertura localizada no lado direito da viga. Essas fissuras começaram a se intensificar e no passo de carga 34, correspondente a carga concentrada de 137,40 kN, as armaduras do tirante horizontal N3 entraram em regime de escoamento.

A Figura 6.19 ilustra as tensões no tirante situado acima da abertura direita para uma série de elementos e para três passos de carga distintos. Observar que no passo de carga 34 um dos elementos atinge a tensão de escoamento de 500 MPa.

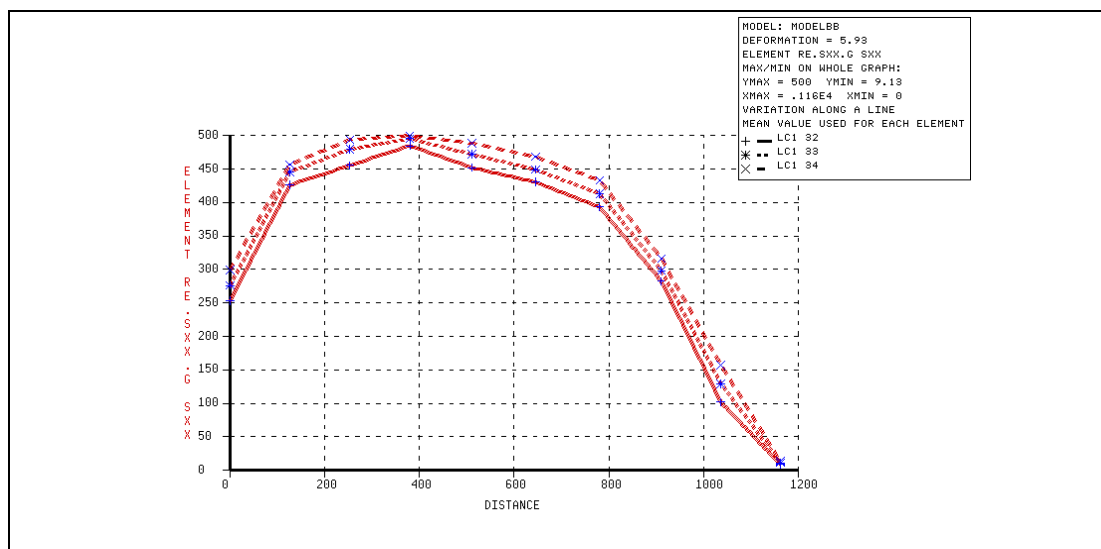


Figura 6.19 – Tensão em elementos situados na armadura acima da abertura direita

No passo de carga 38, correspondente a carga concentrada de 147,60 kN, o tirante vertical situado à esquerda da abertura direita também entra em regime de escoamento e acaba levando a estrutura definitivamente a ruína. A Figura 6.20 apresenta as tensões desenvolvidas nesse tirante para três passos de cargas distintos.

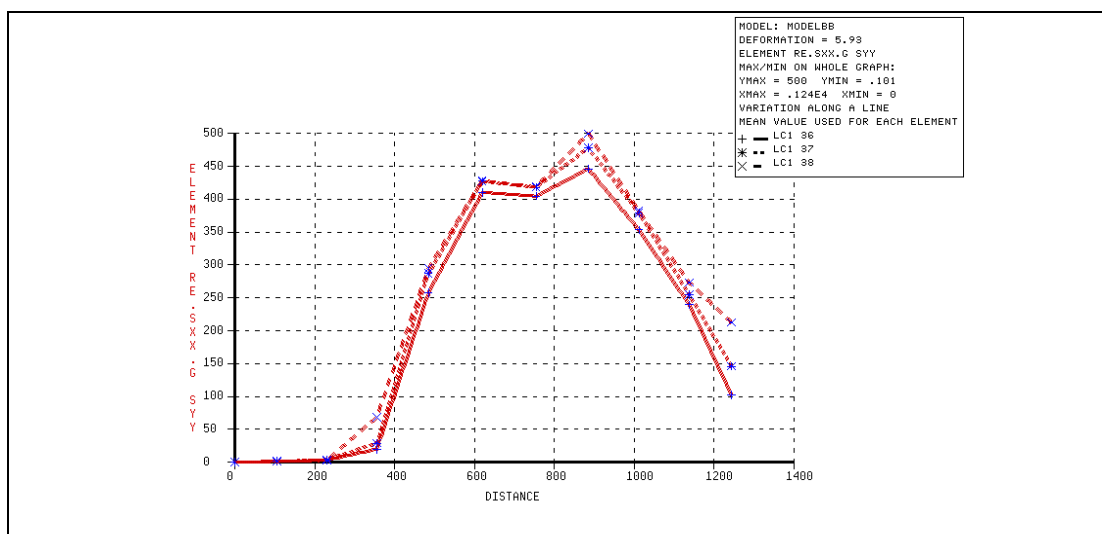


Figura 6.20 – Tensão na armadura situada à esquerda da abertura direita

O panorama de fissuração encontrado na ruína da viga-parede corresponde a uma intensa deterioração da estrutura sobre a abertura direita, conforme ilustra a Figura 6.21. Observa-se que em outras regiões as tensões nas armaduras permaneceram baixas e também não ocorreu o aparecimento de fissuras.

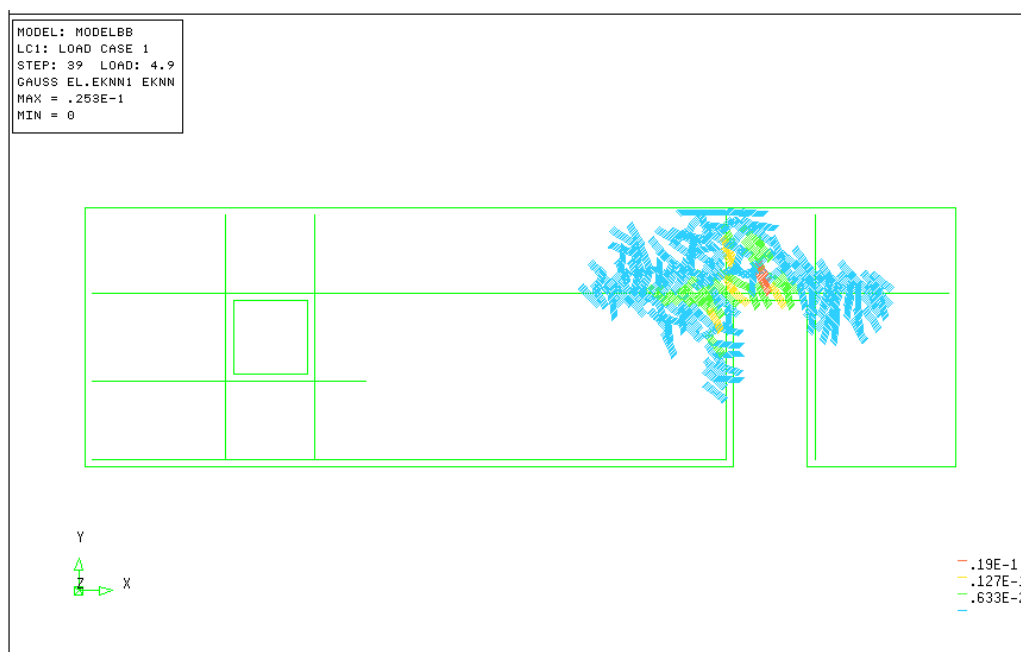


Figura 6.21 – Panorama de fissuração da viga-parede na ruína

A Figura 6.22 apresenta a evolução dos deslocamentos para um nó situado na face inferior da viga, na mesma linha de aplicação do carregamento. Observa-se claramente o instante de ruína da estrutura e um deslocamento vertical no pico da resistência de aproximadamente 6,0 mm. O fator de carga para essa figura é de aproximadamente 30 kN.

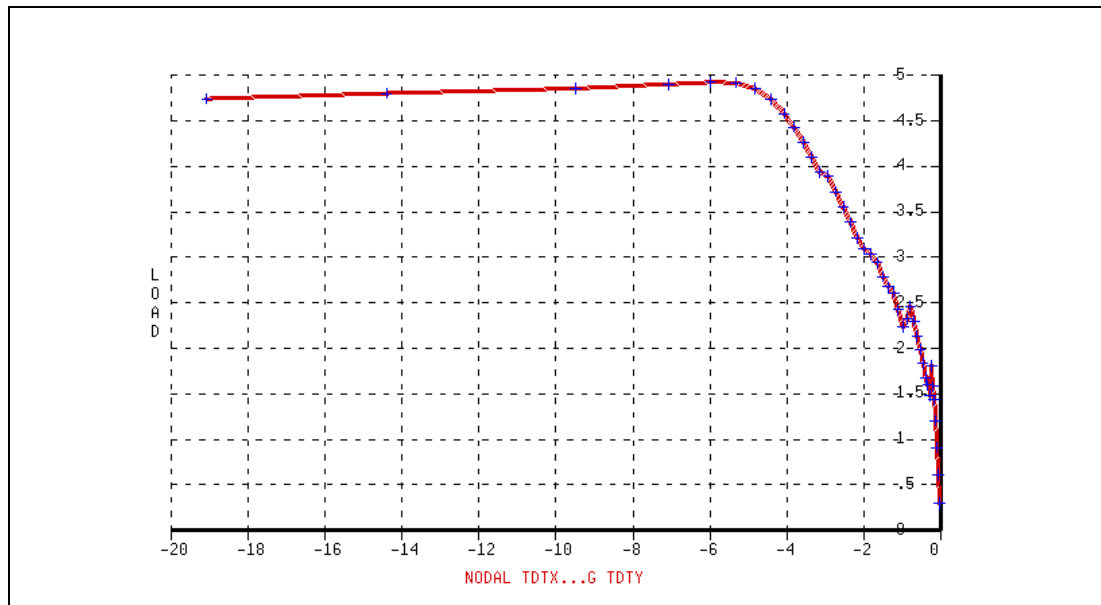


Figura 6.22 – Evolução dos deslocamentos para um nó situado na face inferior da viga e na linha de ação do carregamento aplicado

A análise não-linear conduzida com *DIANA* indicou que a carga de ruína será obtida pelo rompimento dos tirantes situados acima e a esquerda da abertura direita, com um fator de carga $\lambda_u \approx 2,06$. Como $\lambda_u > \lambda_c = 1,61$, pode-se assegurar que a estrutura apresentará boas condições de segurança no estado limite último, conforme as recomendações de Figueiras et al. (1990, 2002).

Adicionalmente, observa-se que a carga numérica que provocou o escoamento do tirante principal é cerca de 16% superior àquela prevista teoricamente, o que indica uma boa aproximação do modelo físico adotado em relação à análise numérica. Essa diferença se deve ao fato de que o braço de alavanca das forças internas acima da abertura direita é cerca de 45 cm no modelo numérico, em vez do braço de 36 cm adotado no modelo físico.

Um modelo simples capaz de validar uma estrutura complexa é de fundamental importância, pois possibilita a obtenção de respostas rápidas e pode balizar a condução das análises não-lineares.

6.3.5 Análise Não-Linear do “Modelo B” com Armaduras de Fissuração

Em seguida, foi efetuada uma nova análise não-linear da estrutura considerando a presença das armaduras de controle de fissuração no Modelo B. As armaduras de fissuração foram calculadas levando-se em consideração que cada face do elemento deve possuir uma armadura mínima igual a $0,1\% \cdot b_w \cdot h$, conforme ilustram os cálculos a seguir:

$$A_{s, \text{malha}} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1/100 \cdot 25 \cdot 100 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para se obter a armadura calculada anteriormente foi disponibilizada na viga-parede uma malha ortogonal constituída de barras de ϕ 8,0 mm espaçadas a cada 20 cm. As propriedades dos materiais foram as mesmas da simulação relatada anteriormente, com a diferença que foram introduzidos novos elementos, visando representar as armaduras de controle de fissuração. Como o elemento se tornou mais rígido foi necessário alterar os passos de carga para 0,5 (50), visando atingir a convergência.

As propriedades das armaduras de fissuração foram definidas no programa *DIANA* conforme a seguir:

MALHA→

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Grid;

SubConcept = X-Axis;

Equivalent Thickness X = 0,502;

Equivalent Thickness Y = 0,502;

X Component X Axis = 1;

Y Component X Axis = 0;

Z Component X Axis = 0.

As primeiras fissuras surgiram no passo de carga 3, correspondente a uma carga concentrada de 43,20 kN e deram-se logo acima da abertura localizada no lado direito da viga. Essas fissuras começaram a se intensificar e predominaram até o passo de carga 24, referente a uma carga concentrada de 187,50 kN, quando surgiram fissuras na parte inferior da viga, conforme ilustram a Figura 6.23.

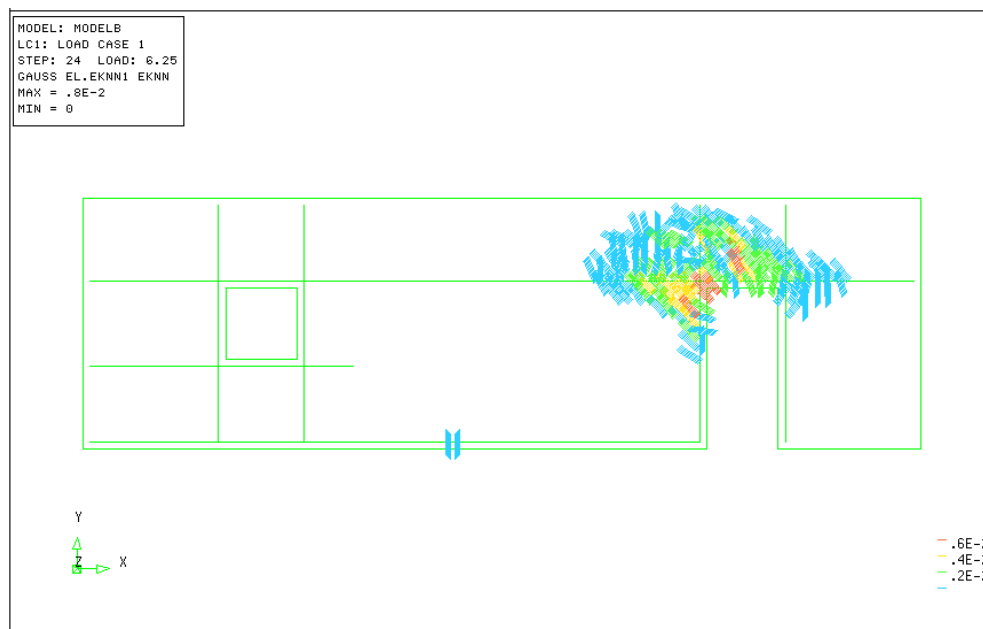


Figura 6.23 – Fissuração para a carga concentrada de 187,50 kN

Ainda no passo de carga 24, referente a carga concentrada de 187,50 kN, ocorreu o escoamento do tirante horizontal localizado acima da abertura direita. A Figura 6.24 ilustra a evolução das tensões nessa armadura para uma série de elementos durante os passos de carga 23, 24 e 25.

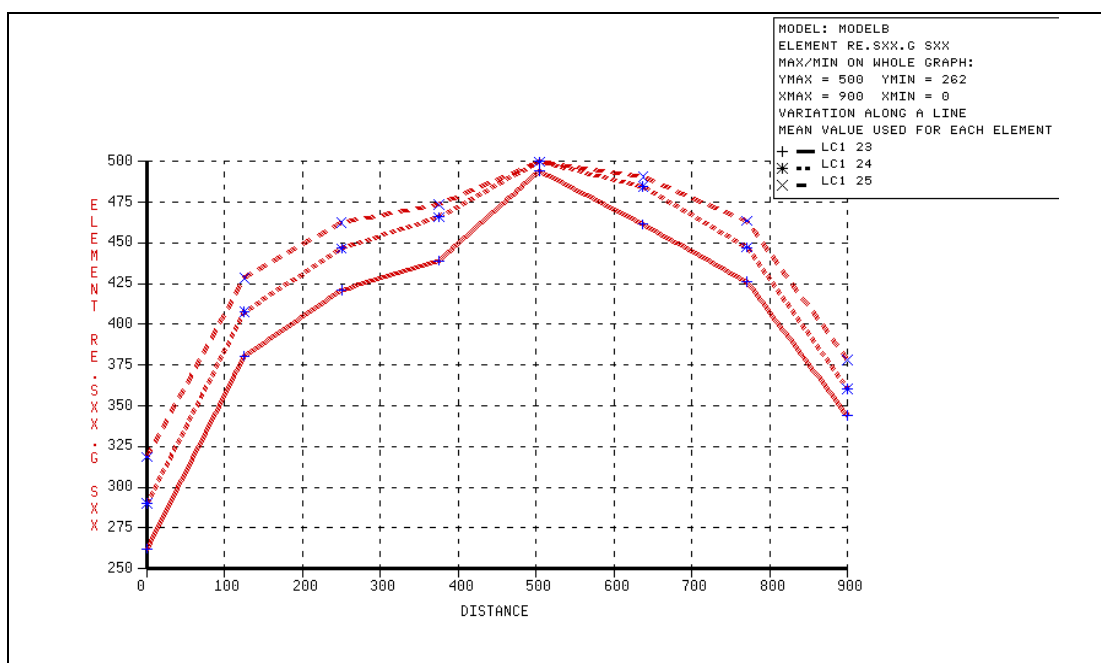


Figura 6.24 – Tensões em elementos do tirante horizontal situado acima da abertura direita para os passos de carga 23, 24 e 25.

A Figura 6.25 e a Figura 6.26 apresentam as tensões principais de compressão e de tração no passo de carga 23, referente a carga concentrada de 179,10 kN. Essas figuras demonstram que o modelo de escoras e tirantes idealizado para o dimensionamento da estrutura foi razoavelmente desenvolvido, apesar das armaduras em malha fornecerem uma resistência adicional ignorada no pré-dimensionamento.

No passo de carga 28, referente a carga concentrada de 209 kN, a armadura principal vertical situada à esquerda da abertura direita está na eminência de entrar em regime de escoamento. No entanto, a estrutura acaba chegando ao colapso provavelmente devido ao rompimento do tirante horizontal que já se encontrava em escoamento.

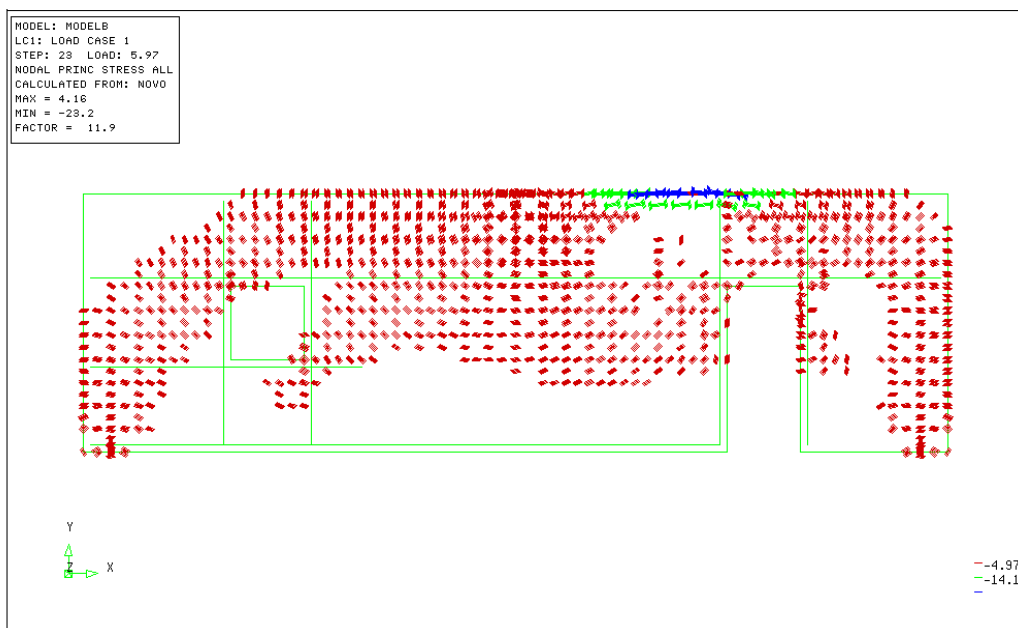


Figura 6.25 – Tensões principais de compressão antes do escoamento dos tirantes

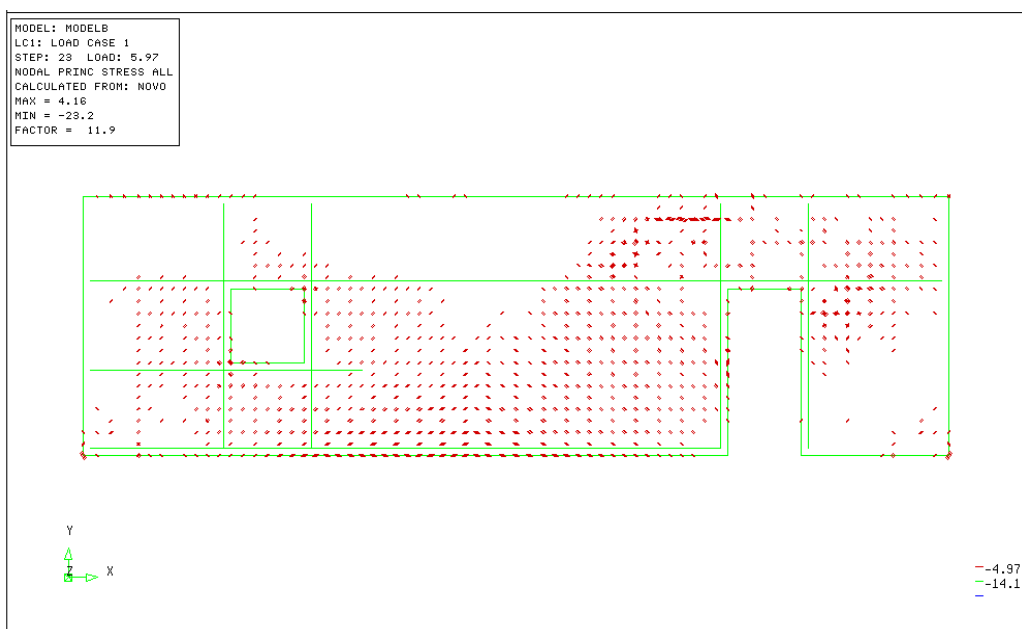


Figura 6.26 – Tensões principais de tração antes do escoamento dos tirantes

A Figura 6.27 apresenta os valores de tensão medidos em uma série de elementos do tirante situado à esquerda da abertura direita, no passo de carga 28.

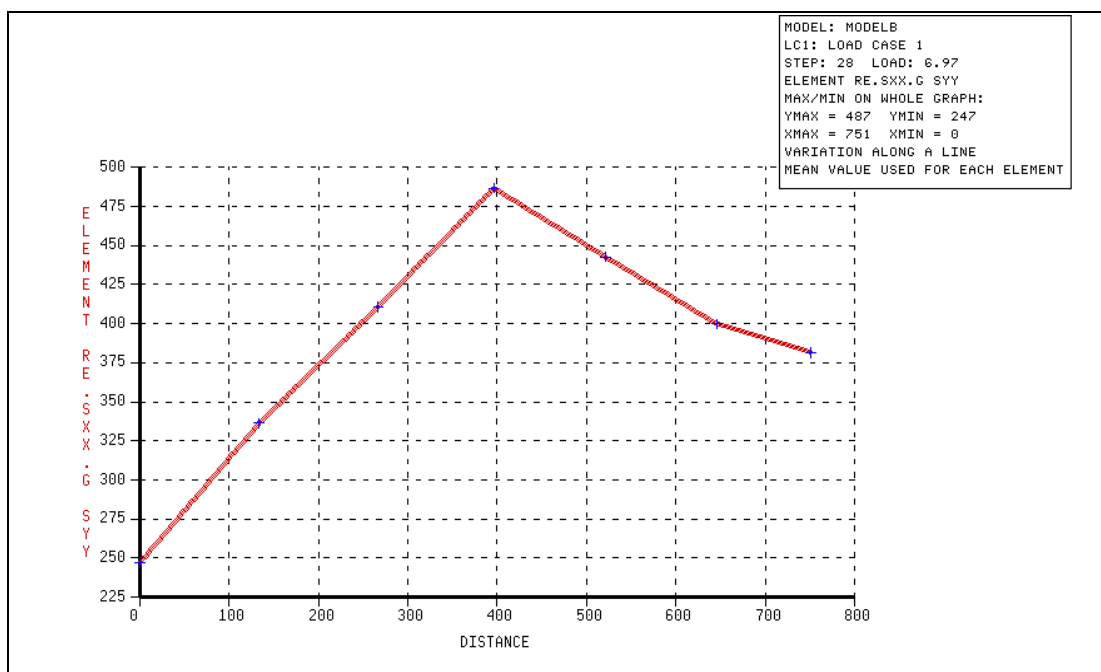


Figura 6.27 – Tensões em elementos do tirante vertical situado a esquerda da abertura direita para o passo de carga 28

A Figura 6.28, cujo fator de carga é aproximadamente igual a 30 kN, apresenta a evolução do deslocamento vertical de um nó situado na face inferior da viga, na mesma linha de ação do carregamento aplicado. Observar que o deslocamento medido na ruína foi de aproximadamente 7,0 mm.

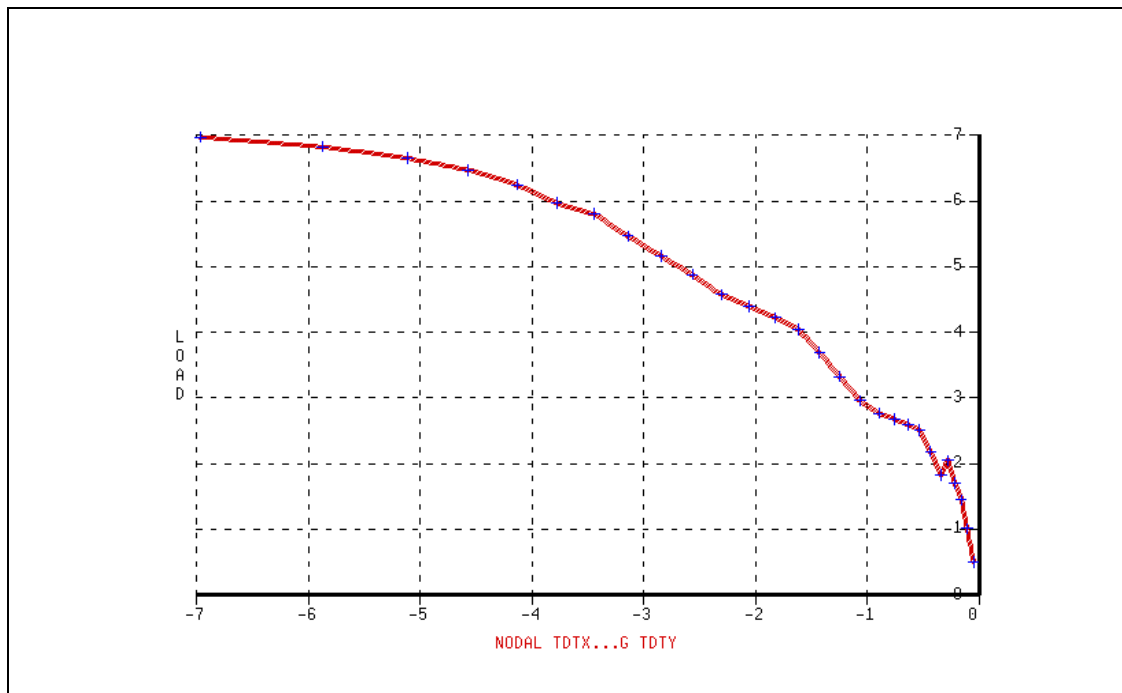


Figura 6.28 – Deslocamento vertical de um nó situado na face inferior da viga

6.3.6 Discussão a Respeito dos Resultados Obtidos

Com base nos resultados apresentados anteriormente, pode-se dizer que o modelo de escoras e tirantes concebido para a estrutura em análise atende com grande segurança o desenvolvimento da carga limite.

A análise não-linear indicou que a estrutura provida de armaduras adicionais de controle de fissuração chegará ao colapso pelo rompimento dos tirantes situados nas proximidades da abertura direita com um fator de carga $\lambda_u \approx 2,92$. Como verifica-se que $\lambda_u > \lambda_c = 1,61$ pode-se assegurar que a estrutura apresentará boas condições de segurança.

A grande vantagem observada na carga de ruína de 209 kN obtida com o programa *DIANA* em relação a carga última de projeto de 100 kN pode ser explicada pela disposição de armaduras de controle de fissuração. Essas armaduras acabam participando como tirantes, enrijecendo ainda mais a peça e possibilitando um comportamento ainda mais dúctil para a estrutura.

A afirmação anterior fica ainda mais evidente a partir da carga de ruína de 147,60 kN, obtida numericamente para a viga desprovida de armaduras de controle de fissuração, isto é, armada apenas com os tirantes principais.

Adicionalmente conduziu-se uma nova análise não-linear e verificou-se que a parede constituída apenas de armaduras de controle de fissuração suporta cerca de 60% da carga de ruína. As primeiras fissuras surgem para a carga de 30 kN e as armaduras em malha entram em escoamento na região localizada acima da abertura direita para a carga concentrada de 52,8 kN.

Verifica-se que a ruína da viga-parede se dá pelo esgotamento das armaduras situadas na região superior da abertura direita e pela formação intensa de fissuras nessa região. Dessa maneira, observa-se que o jeito mais simples de armar a estrutura seria utilizar uma armadura em malha mínima em conjunto com um tirante principal posicionado acima da abertura direita.

Outra alternativa de dimensionamento, e que parece ser a mais adequada para a viga-parede em estudo, é a de reforçar todo o elemento com armaduras em malha através da metodologia proposta por Lourenço; Figueiras (1993, 1995), Figueiras (2002) e Figueiras et al. (1994).

Um dimensionamento tomando partido dessa metodologia parece conduzir a resultados mais próximos da realidade e mais rápidos, uma vez que a definição de um modelo de escoras e tirantes pode algumas vezes ser muito complicado.

Evidentemente existem algumas questões que deveriam ter sido melhor exploradas nas análises aqui conduzidas. Poderia-se, por exemplo, ter conduzido uma investigação maior quanto aos modelos constitutivos empregados, métodos de convergência e a validade dos parâmetros estimados para o comportamento do concreto.

De qualquer maneira, o objetivo principal do problema foi atingido, uma vez que demonstrou-se que o desempenho da estrutura dimensionada utilizando o Modelo de Escoras e Tirantes é adequado. Evidentemente, o modelo inicial poderia ter sido melhorado e a metodologia de quantificação de armaduras em chapa também poderia ter sido utilizada como processo para a obtenção das armaduras resistentes.

Um problema que fica evidente com as análises realizadas é que às vezes a armadura de fissuração estabelecida pelos códigos normativos pode ser maior do que as armaduras dos tirantes e, nesse caso, a disponibilização da armadura em malha pode alterar profundamente o Modelo de Escoras e Tirantes concebido. No problema em questão não foi registrada essa possibilidade mas em outros problemas ela deve ser cuidadosamente investigada.

Lourenço (1992) já havia notado esse tipo de comportamento para uma viga-parede complexa dimensionada por Schäfer; Schlaich (1988, 1991). Na opinião de Lourenço (1992) a viga-parede não teria condições de desenvolver o modelo de escoras e tirantes proposto Schäfer; Schlaich (1988, 1991) se fossem seguidas as exigências dos códigos de dispor uma armadura mínima em malha.

A presente investigação vem a comprovar a potencialidade do Método dos Elementos Finitos e do Método das Bielas para a análise e dimensionamento de regiões sujeitas a perturbações de ordem estática e/ou geométrica. No entanto, alerta para o fato de que o Método das Bielas não pode ser tomado como uma “panacéia” dos problemas de dimensionamento em concreto estrutural devido a presença constante das armaduras mínimas exigidas pelos códigos normativos.

6.4 Dimensionamento de Viga-Parede Apoiada Indiretamente

O problema em questão originou-se de um estágio de doutoramento realizado na Universidade do Porto, sob a orientação do Prof. Joaquim Azevedo Figueiras. Nessa ocasião teve-se a oportunidade da condução do dimensionamento da estrutura, da investigação numérica utilizando análise não-linear e do ensaio experimental, o que possibilitou comparação de resultados e a aplicação efetiva do Método das Bielas.

A viga-parede apresentada na Figura 6.29, foi ensaiada experimentalmente por Moreira; Castro (2001), sendo que o modo de ruína teórico não coincidiu com o modo de ruína observado experimentalmente. Visando explicar o problema observado, um redimensionamento da viga-parede foi efetuado, bem como, um novo ensaio experimental.

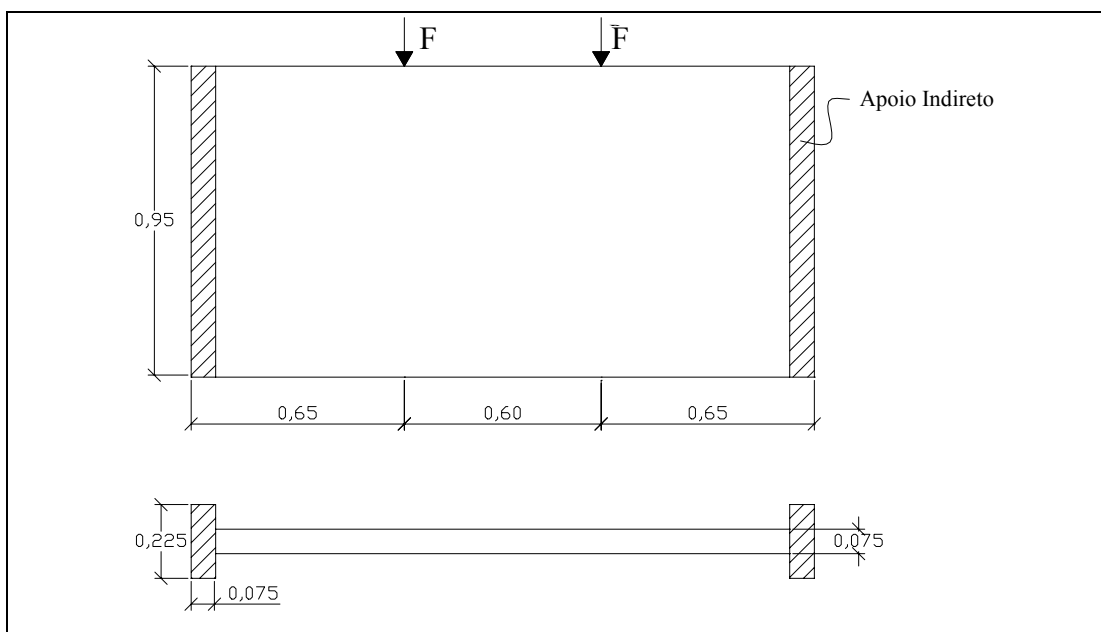


Figura 6.29 - Geometria da viga-parede ensaiada na Universidade do Porto

O redimensionamento da viga-parede foi feito utilizando o Modelo de Escoras e Tirantes apresentando na Figura 6.30. Adicionalmente, utilizou-se as propriedades médias dos materiais para o dimensionamento com $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$ e $f_{ym} = 550 \text{ MPa}$.

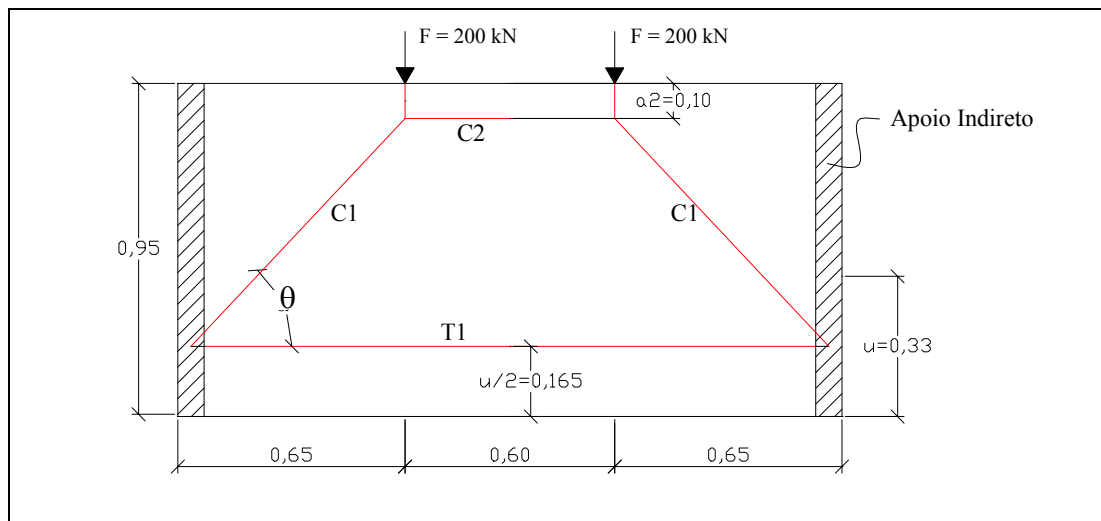


Figura 6.30 – Modelo de Escoras e Tirantes para viga-parede apoiada indiretamente

Supondo-se que $u/2 = 0,165$ m e que $a_2/2 = 0,10$ m, pode-se encontrar o ângulo θ e determinar a armadura necessária para o tirante T1. Os cálculos a seguir ilustram todas as verificações realizadas, levando em consideração as recomendações do CEB-FIP Model Code 1990 (1993) e de Souza; Bittencourt (2003a,b).

- Verificação da Escora C1:

$$\theta = \arctg\left(\frac{0,95 - 0,165 - 0,10}{0,65 - 0,075/2}\right) = 48,19^\circ$$

$$C_1 = \frac{F}{\sin\theta} = \frac{200}{\sin(48,19)} = 268,32 \text{ kN}$$

De acordo com Souza; Bittencourt (2003a,b), para escoras “garrafa” atravessadas por tirantes a resistência efetiva é dada por:

$$f_e = 0,48 \cdot f_{ck} = 0,48 \cdot 30 = 14,40 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 38 - 8 = 30 \text{ MPa} \rightarrow \text{CEB-FIP Model Code 1990 (1993)}$$

$$a_1 = l_b \cdot \sin\theta + u \cdot \cos\theta = 0,06 \cdot \sin(48,19) + 0,33 \cdot \cos(48,19) = 0,264 \text{ m}$$

$$a_{1,\min} = \frac{C_1}{f_e \cdot b} = \frac{268,32}{14,40 \cdot 10^3 \cdot 0,075} = 0,248 \text{ m}$$

Como $a_1 > a_{1,\min}$ então OK!

- Verificação da Escora C2:

$$C_2 = C_1 \cdot \cos\theta = 268,32 \cdot \cos(48,19) = 178,87 \text{ kN}$$

De acordo com Souza; Bittencourt (2003a,b), para escoras prismáticas a resistência efetiva é dada por:

$$f_e = 0,63 \cdot f_{ck} = 0,63 \cdot 30 = 18,90 \text{ MPa}$$

$$a_{2,\min} = \frac{C_2}{f_e \cdot b} = \frac{178,87}{18,90 \cdot 10^3 \cdot 0,075} = 0,126 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,20 \text{ m}$$

Como $a_2 > a_{2,\min}$ então OK!

- Cálculo da Armadura Principal(T1):

$$T_1 = C_1 \cdot \cos\theta = 268,32 \cdot \cos(48,19) = 178,87 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{T_1}{f_{syd}} = \frac{178,87}{550} = 3,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 12\phi 6.0\text{mm} \rightarrow 6 \times 2\phi 6.0\text{mm}$$

Foi disponibilizada apenas uma parcela da armadura calculada (2,19 cm²), sendo que o restante da armação foi adicionado posteriormente, através de protensão externa da viga-parede, com dois fios de 5,0 mm (0,39 cm²).

Dessa maneira, a estrutura ficou com uma taxa ligeiramente inferior a necessária, pois foram disponibilizadas 2 camadas com 2 ϕ 4,0 mm e 3 camadas com 2 ϕ 6,0 mm, numa altura efetiva de 33 cm, conforme ilustra a Figura 6.31.

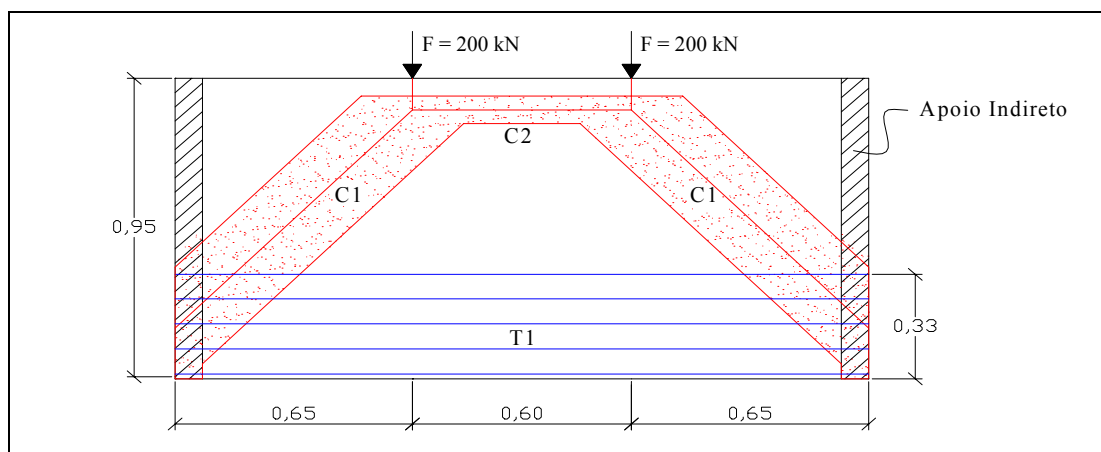


Figura 6.31 – Larguras das escoras e do tirante no modelo desenvolvido

A disponibilização de uma armadura inferior a calculada foi feita visando obter a ruína inicial do elemento pelo escoamento do tirante principal (ruína por flexão). Quando esse fato estivesse próximo, o ensaio seria paralisado e em seguida seria adicionada a armadura de protensão.

Com a adição da protensão externa pretendia-se obter a ruína da estrutura pelo desenvolvimento de tensões transversais de tração nas escoras inclinadas (ruptura por cisalhamento). Dessa maneira, pretendia-se induzir os modos de ruína da viga-parede no ensaio experimental a ser realizado.

- Cálculo da Armadura de Distribuição

Conforme a norma portuguesa REBAP (1983), deve-se disponibilizar uma armadura mínima de 0,2% da seção de concreto em ambas as faces do elemento estrutural:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,2\% \cdot b \cdot h = \frac{0,2}{100} \cdot 7,5 \cdot 100 = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dessa maneira, adotou-se 1,50 cm²/m por face nas duas direções, o que corresponde a barras de 4,0 mm espaçadas a cada 8 cm.

- Ancoragem da Armadura Principal

Foi utilizada uma armadura em laço para a ancoragem do tirante principal, o que levou a uma verificação diferente das rotinas tradicionais de determinação de comprimentos de ancoragem. Nesse caso, o laço ficará em uma região comprimida pela escora inclinada, caracterizando dessa maneira, uma região que se comportará como uma placa de ancoragem.

Verificações conforme os itens 3.3, 6.9.12 e 9.1.1 do CEB-FIP Model Code 1990 (1993) indicaram a segurança da ancoragem em laço e a integridade do concreto na zona de ancoragem.

- Armadura Longitudinal dos Pilaretes

$R = 200 \text{ kN}$ (Reação em cada pilarete)

$$200 = f_e \cdot A_c + f_{syd} \cdot A_{s,vertical}$$

Como $A_{s,vertical}$ resulta negativo, concluiu-se que não é necessária armadura vertical nos pilaretes, pois o concreto é capaz de absorver as tensões impostas. De qualquer forma, foram dispostas $8\phi 6,0 \text{ mm}$ em cada um dos dois pilaretes de apoio.

- Armadura Transversal dos Pilaretes

Como a viga-parede é apoiada de maneira indireta existe a necessidade de se adotar um Modelo de Escoras e Tirantes para o dimensionamento da armadura transversal dos pilaretes.

A reação vertical da viga tende a se distribuir através de duas escoras inclinadas de aproximadamente 45° , que devem ser equilibradas pela armadura transversal do pilarete.

Sendo C o valor de cada força a 45° que se instala nas paredes de apoio e T a força de tração na armadura transversal tem-se:

$$C = \frac{200}{2 \cdot \cos(45^\circ)} = 141,42 \text{ kN}$$

$$T = C \cdot \cos(45^\circ) = 141,42 \cdot \cos(45^\circ) = 99,99 \text{ kN}$$

$$A_{s, \text{transversal}} = \frac{T}{f_{ysd}} = \frac{99,99}{55} = 1,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 0,91 \text{ cm}^2/\text{face}$$

- Detalhamento Final da Viga-Parede:

O panorama final de armação da viga-parede dimensionada para experimentação é apresentado na Figura 6.32. Para a moldagem da viga foi considerado cobrimento de armaduras em torno de 1,5 cm e distâncias entre as camadas de armadura principal de 7,5 cm.

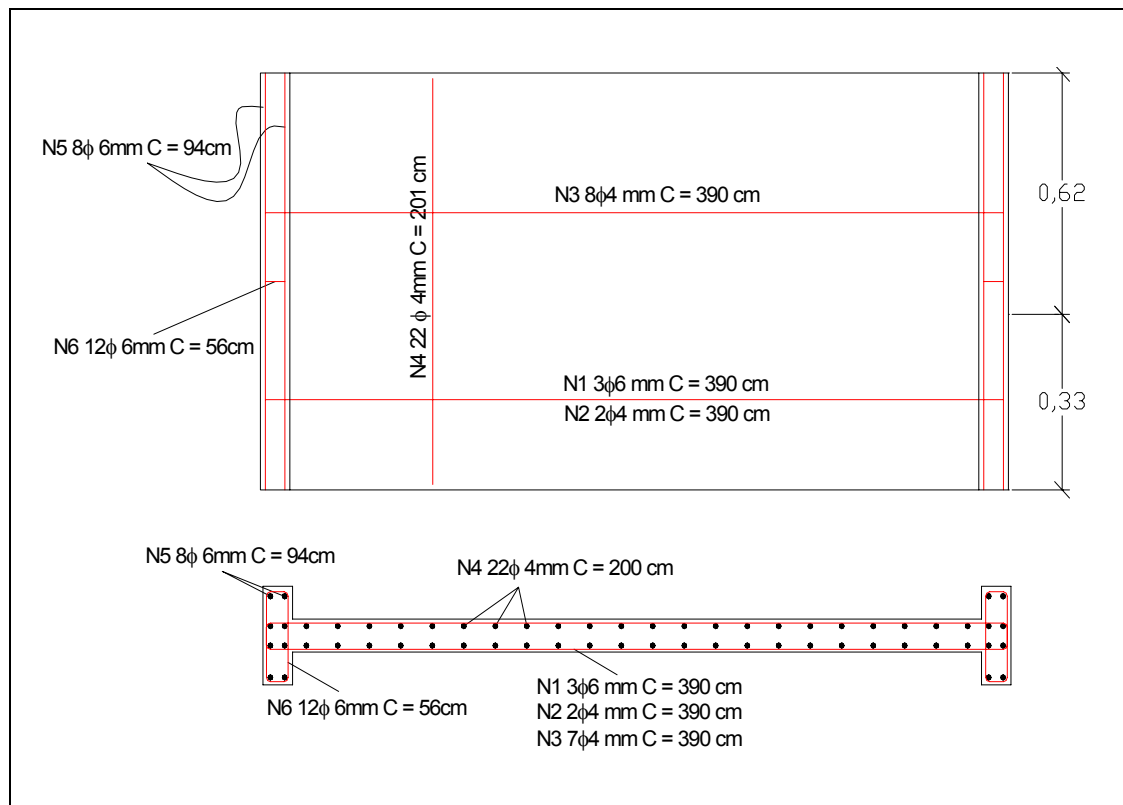


Figura 6.32 – Detalhamento final da viga-parede para experimentação

6.4.1 Análise Não-Linear da Viga-Parede Dimensionada

A viga-parede dimensionada de acordo com o Método das Bielas e apresentada em detalhes na Figura 6.32, foi discretizada no programa *DIANA* e analisada utilizando recursos de análise não-linear do programa. Tal diretriz foi seguida no sentido de estabelecer o modo de ruína do elemento, bem como, o panorama de fissuração.

Foram utilizados elementos quadráticos de oito nós em estado plano de tensão do tipo CQ16M para o concreto e para as armaduras foram utilizados elementos especiais denominados “embedded reinforcement”, na forma de armaduras discretas e na forma de malha.

Foram aplicadas duas cargas distribuídas do tipo “pressure” de 100 N/mm (cerca de 7,5 kN) e as condições de vinculação foram descritas de maneira a se obter uma viga-parede biapoiada. Adicionalmente foram definidas as propriedades para os materiais, seguindo as recomendações contidas no trabalho de Feenstra; Borst (1993).

Na sequência são apresentadas todas as definições dos materiais, de maneira que o ensaio computacional possa ser reproduzido por pesquisadores interessados nesse tipo de modelagem utilizando *DIANA*:

CONCR→ Propriedades do material concreto.

- Linear Elasticity

Concept = Isotropic;

$E = 33.619,75 \text{ MPa}$;

Coefficiente de Poisson = 0,15.

- Static Nonlinearity

Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Linear Softening in Tension, Parabolic Diagram in Compression, Shear Retention Factor = 0,01, Tensile Strength = 2,89 MPa, Mode-I Tensile Fracture Energy = 0,0763 N.mm/mm², Compressive Strength = 38 MPa, Compressive Fracture Energy = 3,18 N.mm/mm².

BAR4→ Propriedades das barras de 4,0 mm.

- Linear Elasticity

Concept = Reinforcement;

SubConcept = Bonded;

E = 209999,984 MPa.

- Static Nonlinearity

Concept = Reinforcement, SubConcept = VonMisses Plasticity, SubConcept = Ideal Plasticity, SubConcept = Reinforcement Bonded, Yield Stress = 168,85 MPa.

BAR6→ Propriedades das barras de 6,0 mm.

- Linear Elasticity

Concept = Reinforcement;

SubConcept = Bonded;

E = 209999,984 MPa.

- Static Nonlinearity

Concept = Reinforcement, SubConcept = VonMisses Plasticity, SubConcept = Ideal Plasticity, SubConcept = Reinforcement Bonded, Yield Stress = 494 MPa.

As propriedades físicas definidas para os elementos foram as seguintes:

ENE1→ Referente aos tirantes de 6,0 mm.

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 56,54 mm².

ENE2→ Referente aos tirantes de 4,0 mm.

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 25,12 mm².

ENE3→ Referente às barras horizontais de 4,0 mm distribuídas acima dos tirantes.

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 25,12 mm².

ENE4→ Referente à armadura vertical de 4,0 mm distribuída na parede.

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Grid;

SubConcept = X-Axis;

Equivalent Thickness X = 0;

Equivalent Thickness Y = 0,316;

X Component X Axis = 1;

Y Component X Axis = 0;

Z Component X Axis = 0.

ENE5→ Referente às barras verticais dos pilaretes.

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 113,09 mm².

ENE6→ Referente aos estribos dos pilaretes.

Concept = Embedded Reinforcement;

SubConcept = Grid;

SubConcept = X-Axis;

Equivalent Thickness X = 0,714;

Equivalent Thickness Y = 0;

X Component X Axis = 1;

Y Component X Axis = 0;

Z Component X Axis = 0.

WALL→ Referente à espessura da parede.

Concept = Plane Stress;

SubConcept = Regular;

Thickness = 75 mm.

PIL→ Referente à espessura dos pilaretes.

Concept = Plane Stress;

SubConcept = Regular;

Thickness = 225 mm.

Associadas as propriedades físicas aos elementos do modelo e definidas as características mecânicas dos materiais, procedeu-se à análise não-linear da viga-parede, utilizando passos de carga explícitos de 3(50) com controle de deslocamentos e com a opção “arc lenght control” ativada.

A definição do passo de carga 3(50) significa que serão executados 50 passos de carga, com incrementos de 3 N/mm. Dessa maneira, para cada passo de carga haverá um acréscimo no carregamento aplicado de aproximadamente 22,5 kN ($3 \cdot 100 \cdot 75 / 1000$).

Deve-se registrar que inicialmente conduziu-se uma análise não-linear utilizando o modelo “Multifixed Crack”, no entanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios. Nessa análise o escoamento das armaduras se deu inicialmente na segunda camada, correspondente às barras de 4,0 mm, para uma carga concentrada de 120 kN e a ruína ocorreu para uma carga concentrada de 145,5 kN.

Após a leitura dos trabalhos de Feenstra; Borst (1993), Rots et al. (1985) e Rots; Blaauwendraad (1989) chegou-se a conclusão de que o melhor modelo a ser empregado seria o “rotating crack model”, devido a maior estabilidade apresentada em simulações e por aproximar de maneira razoável a carga de ruína.

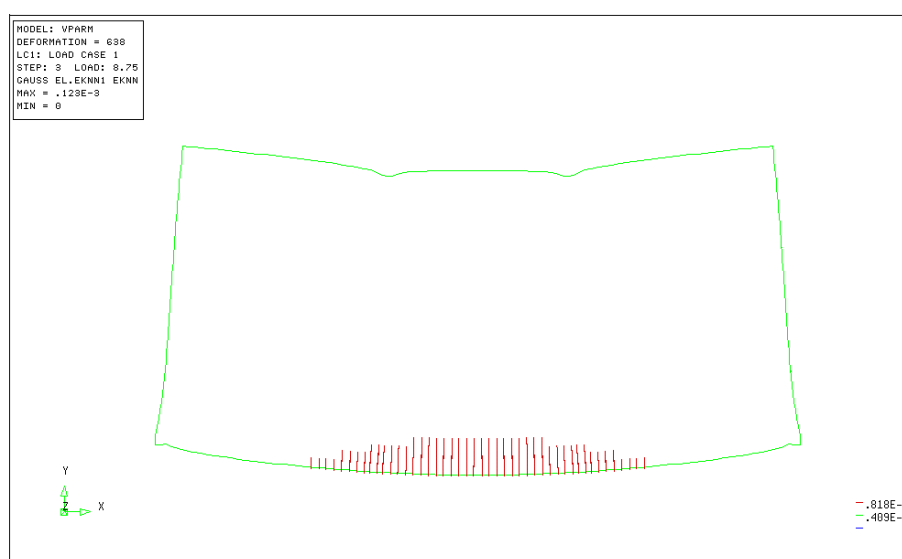


Figura 6.33 – Fissuras iniciais, ocorridas para a carga concentrada de 65,63 kN

As primeiras fissuras surgiram na face inferior da viga-parede, para as cargas concentradas de 65,63 kN, conforme ilustra a Figura 6.33. Observar nessa figura que o fator de carga unitário corresponde a 7,5 kN.

O início do escoamento do tirante principal deu-se nas barras de 4,0 mm situadas na segunda camada do tirante principal, para as cargas concentradas de 73,27 kN (passo de carga 7). A Figura 6.34 apresenta o desenvolvimento das tensões para diversos elementos situados na segunda camada de armaduras, ao longo da região central da viga-parede.

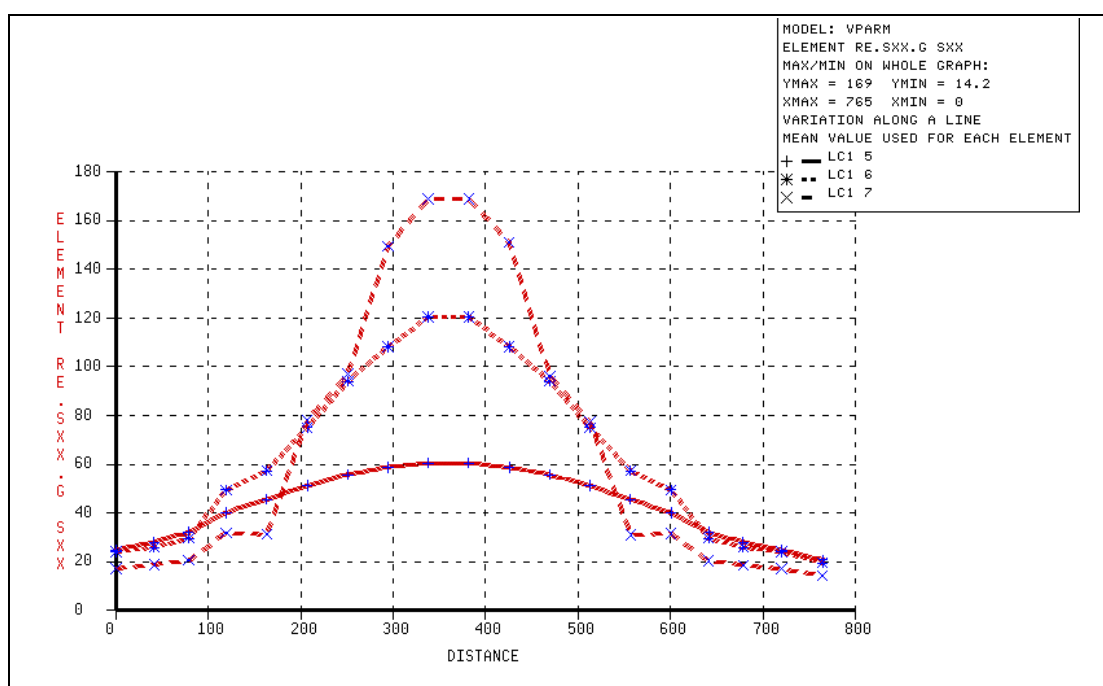


Figura 6.34 – Tensões médias para uma série de elementos situados na segunda camada de armaduras, correspondente às barras de 4,0 mm

As tensões médias máximas medidas para vários elementos situados nas camadas de armadura para o passo de carga número 7, correspondente às cargas concentradas de 73,27 kN, são apresentadas em maiores detalhes na Tabela 6.4.

Tabela 6.4– Tensões no tirante principal para as cargas concentradas de 73,27 kN

Camada	Armadura	Escoamento(MPa)	Tensão(MPa)	Situação
Primeira	2 ϕ 6,0mm	494,00	234,00	-
Segunda	2 ϕ 4,0mm	168,85	169,00	Escoamento
Terceira	2 ϕ 6,0mm	494,00	269,00	-
Quarta	2 ϕ 4,0mm	168,85	91,30	-
Quinta	2 ϕ 6,0mm	494,00	266,00	-

A Figura 6.35 e a Figura 6.36 apresentam as tensões principais de compressão e de tração desenvolvidas no passo de carga número 6, referente às cargas concentradas de 96,75 kN, um passo de carga antes das armaduras da segunda camada entrarem em escoamento.

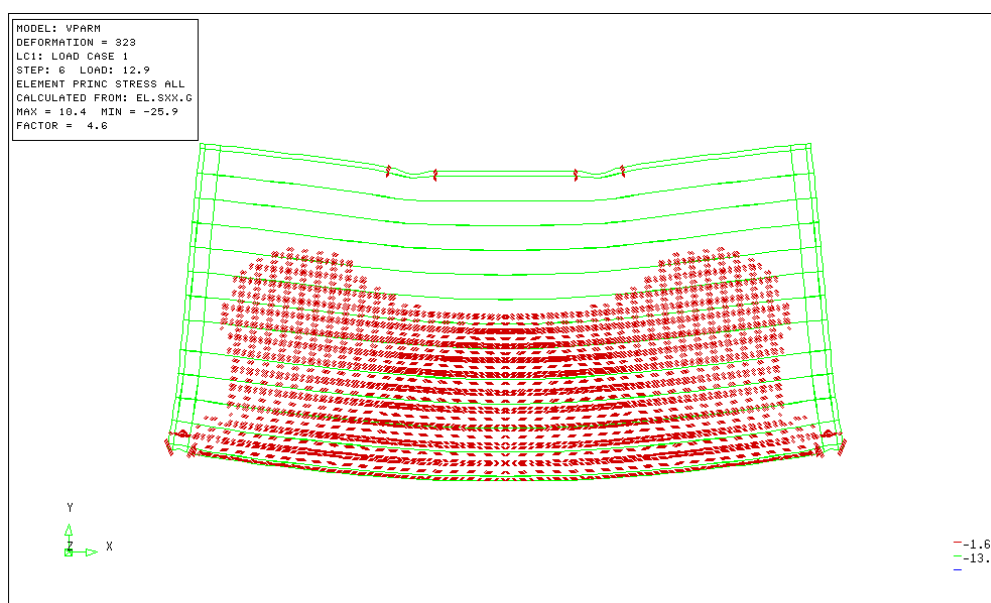


Figura 6.35 – Tensões principais de tração antes do escoamento do tirante

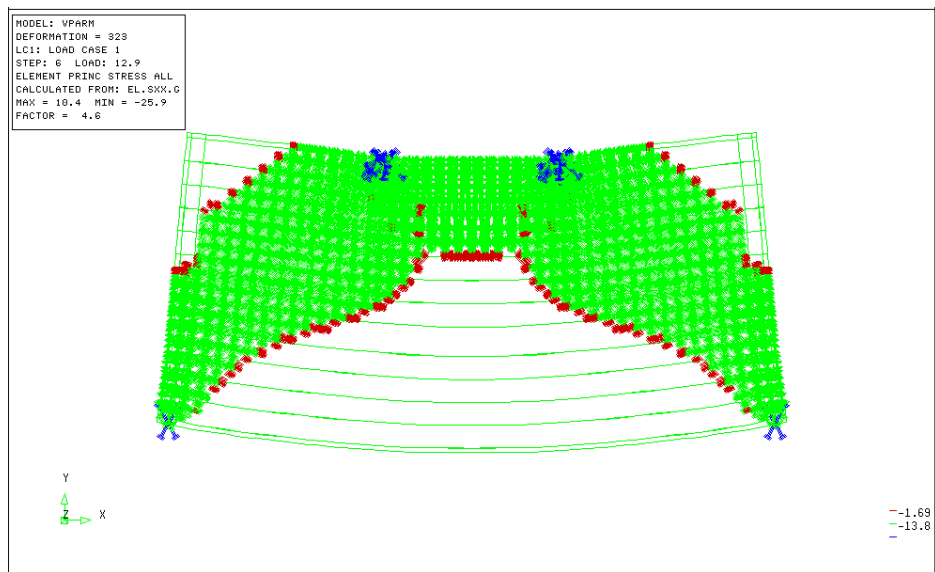


Figura 6.36 – Tensões principais de compressão antes do escoamento do tirante

Observa-se que as larguras desenvolvidas na ruína foram em média 65% maiores do que aquelas previstas no Modelo de Escoras e Tirantes idealizado. Medindo-se a largura dos elementos na Figura 6.35 e na Figura 6.36, encontram-se as dimensões de 485 mm para o tirante, 310 mm para a escora superior e 511 mm para as escoras inclinadas.

Acredita-se que essa diferença se deve ao fato de que uma parcela das armaduras complementares também acaba exercendo papel de tirante, contribuindo inclusive para um comportamento mais dúctil da estrutura.

Tabela 6.5 -Tensões no tirante principal para as cargas concentradas de 118,5 kN

Camada	Armadura	Escoamento(MPa)	Tensão(MPa)	Situação
Primeira	2 ϕ 6,0mm	494,00	460,00	-
Segunda	2 ϕ 4,0mm	168,85	169,00	Escoamento
Terceira	2 ϕ 6,0mm	494,00	485,00	-
Quarta	2 ϕ 4,0mm	168,85	116,00	-
Quinta	2 ϕ 6,0mm	494,00	494,00	Escoamento

No passo de carga 11, referente às cargas concentradas de 118,50 kN, a quinta camada de armaduras, constituída por barras de 6,0 mm entrou em escoamento. A Tabela 6.5 apresenta os resultados das máximas tensões médias registradas para essa situação.

Para o passo de carga 13, referente às cargas concentradas de 115 kN, entraram em escoamento a terceira e a quarta camada de armaduras. No passo de carga 15, referente às cargas concentradas de 123,75 kN, todas as armaduras do tirante principal encontram-se em escoamento.

No passo de carga 18, referente às cargas concentradas de 132,00 kN, a estrutura finalmente chegou à ruína, com a configuração de fissuração ilustrada na Figura 6.37. Observa-se que na rotura desenvolve-se uma fissura central que tende a se propagar no eixo de simetria, em direção a face superior da estrutura.

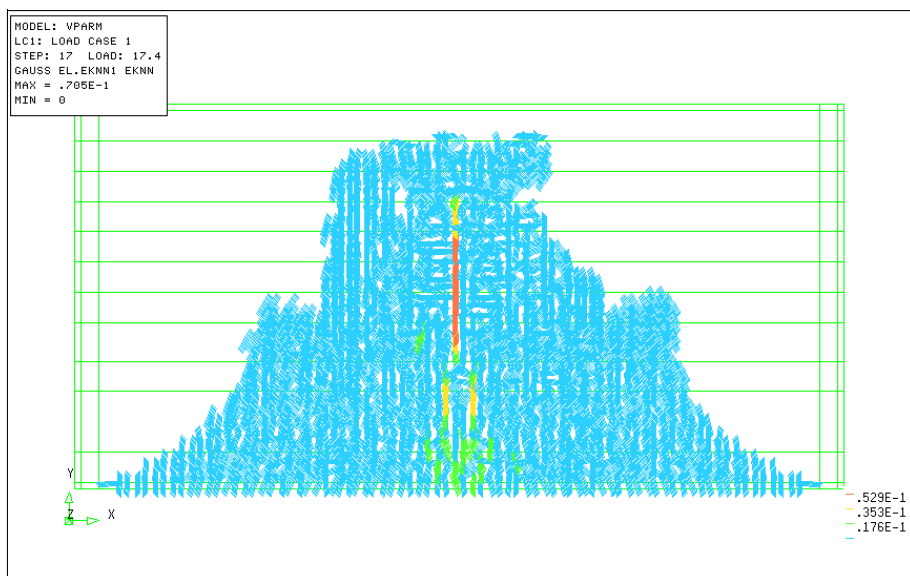


Figura 6.37 – Panorama de fissuração na ruína da viga-parede

A Figura 6.38, cujo fator de carga é igual a 7,5 kN, apresenta a evolução dos deslocamentos ao longo dos carregamentos para um nó situado na face inferior da viga, exatamente no eixo de simetria da estrutura. Observa-se que na ruína o deslocamento vertical é de 5,2 mm.

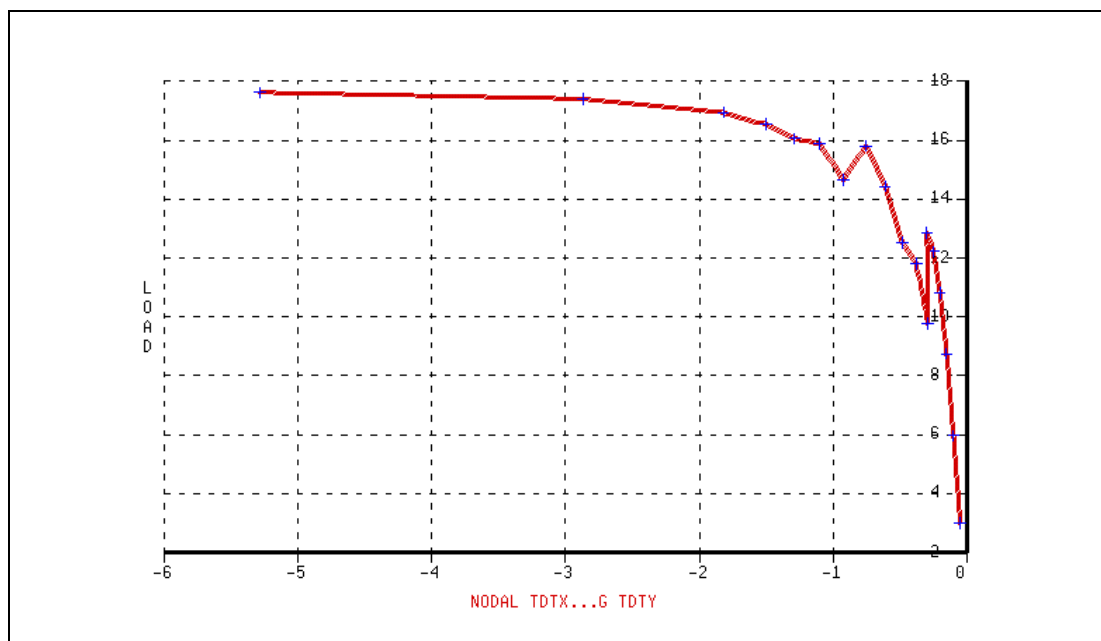


Figura 6.38 – Evolução dos deslocamentos no eixo de simetria da viga-parede

6.4.2 Cargas Limites Obtidas Através de Modelo Analítico

A determinação da carga de escoamento das armaduras da viga-parede pode ser feita levando em consideração o mapa de armação apresentado na Figura 6.32 e a resistência à compressão média do concreto de 38 MPa. Este cálculo será feito visando comparações entre a carga de escoamento numérica e experimental das barras da terceira camada de armaduras do tirante principal.

As tensões efetivas utilizadas para a avaliação das escoras são aquelas propostas ao longo desse trabalho, mais especificamente aquelas recomendadas por Souza; Bittencourt (2003a,b). Na sequência são apresentados os cálculos que estabelecem as cargas máximas para a viga-parede:

- *Carga Limite para as Escoras Inclinadas*

$$C_2 = C_1 \cdot \cos\theta = \frac{F}{\tan\theta} = T_1 = A_s \cdot f_{sd}$$

$$f_e = 0,63 \cdot f_{ck} = 0,63 \cdot 30 = 18,90 \text{ MPa}$$

$$a_2 = \frac{C_2}{f_e \cdot b} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{f_e \cdot b} = \frac{(0,000169 \cdot 494 + 0,00005 \cdot 168,85)}{18,90 \cdot 0,075} = 0,0649 \text{ m}$$

$$\theta = \arctg \left(\frac{0,95 - \frac{0,0649}{2} - \frac{0,33}{2}}{0,65 - \frac{0,075}{2}} \right) = 50,85^\circ$$

$$a_1 = l_b \cdot \sin\theta + u \cdot \cos\theta = (0,075 - 0,015) \cdot \sin(50,85^\circ) + 0,33 \cdot \cos(50,85^\circ) = 0,254 \text{ m}$$

$$f_e = 0,48 \cdot f_{ck} = 0,48 \cdot 30 = 14,40 \text{ MPa}$$

$$a_{1,\min} = \frac{C_2}{f_e \cdot b} = \frac{(0,000169 \cdot 494 + 0,00005 \cdot 168,85)}{14,40 \cdot 0,075} = 0,134 \text{ m}$$

Como $a_1 > a_{1,\min}$ então OK!

$$P_{escora} = a_1 \cdot f_e \cdot b \cdot \sin\theta = 0,254 \cdot 14,40 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot \sin 50,85^\circ = 212,73 \text{ kN}$$

- *Carga de Fissuração e de Escoamento dos Tirantes*

Para a obtenção da carga de fissuração e de escoamento do tirante principal será suposto que o mesmo se trata de um prisma de concreto armado solicitado por forças normais de tração. O prisma a ser analisado possuirá então uma seção transversal de 33 cm x 7,5 cm com área total de armadura de 2,19 cm².

Como o tirante é formado por barras de 6,0 mm e 4,0 mm e a resistência ao escoamento de cada um destes aços é diferente, será utilizada uma média ponderada para estimativa da resistência ao escoamento. Como as barras de 6,0 mm representam cerca de 77% da armadura total e as barras de 4,0 mm representam cerca de 23%, admite-se a seguinte resistência média para o escoamento do tirante:

$$f_{ym} = 0,77.494 + 0,23.168,85 = 419,21 \text{ MPa}$$

Seguindo as recomendações do CEB-FIP Model Code 1990 (1993) pode-se obter um gráfico aproximado da força normal versus deformação do prisma de concreto armado, desprezando o efeito de “tension stiffening” e de “tension softening” do concreto. Para isso, definem-se as seguintes propriedades para os materiais:

Concreto:

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 38 - 8 = 30 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} = 21,5 \cdot \left(\frac{38}{10} \right)^{1/3} = 33,55 \text{ GPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 30^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = \frac{0,9 \cdot f_{ctm}}{E_{ci}} = \frac{0,9 \cdot 2,90}{33550} = 0,0078\%$$

$$\varepsilon = 0,015\% \rightarrow \text{Deformação limite para o concreto}$$

Desta maneira, podem ser definidas as seguintes equações de deformação para o concreto:

$$\text{Para } 0 \leq \varepsilon \leq 0,0078\% \rightarrow \sigma_t = 33550,55 \cdot \varepsilon \text{ (MPa)}$$

$$\text{Para } 0,0078\% \leq \varepsilon \leq 0,0150\% \rightarrow \sigma_t = \frac{f_{ctm} - 0,9 \cdot f_{ctm}}{\varepsilon - \varepsilon} \cdot \varepsilon + c$$

$$\sigma_t = 4027,77 \cdot \varepsilon + 2,30 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Para } \varepsilon > 0,0150\% \rightarrow \sigma_t = 0 \text{ (MPa)}$$

Aço:

$$f_{ym} = 419,21 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210,00 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_s = \frac{419,21}{210000} = 0,2\%$$

$$\text{Para } \varepsilon < 0,2\% \rightarrow \sigma_s = 210000 \cdot \varepsilon \text{ (MPa)}$$

Adicionalmente, sabe-se que a força a ser suportada pelo prisma de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas:

$$F = F_{\text{concreto}} + F_{\text{aço}}$$

$$F = A_c \cdot \sigma_t + A_s \cdot \sigma_s$$

Com base nas equações anteriores e conhecendo-se a área de concreto e a área das armaduras, pode-se então determinar a força normal de tração que ocasiona a fissuração e o escoamento para o prisma de concreto armado. A Figura 6.39 ilustra um gráfico força normal versus deformação construído utilizando as equações apresentadas anteriormente.

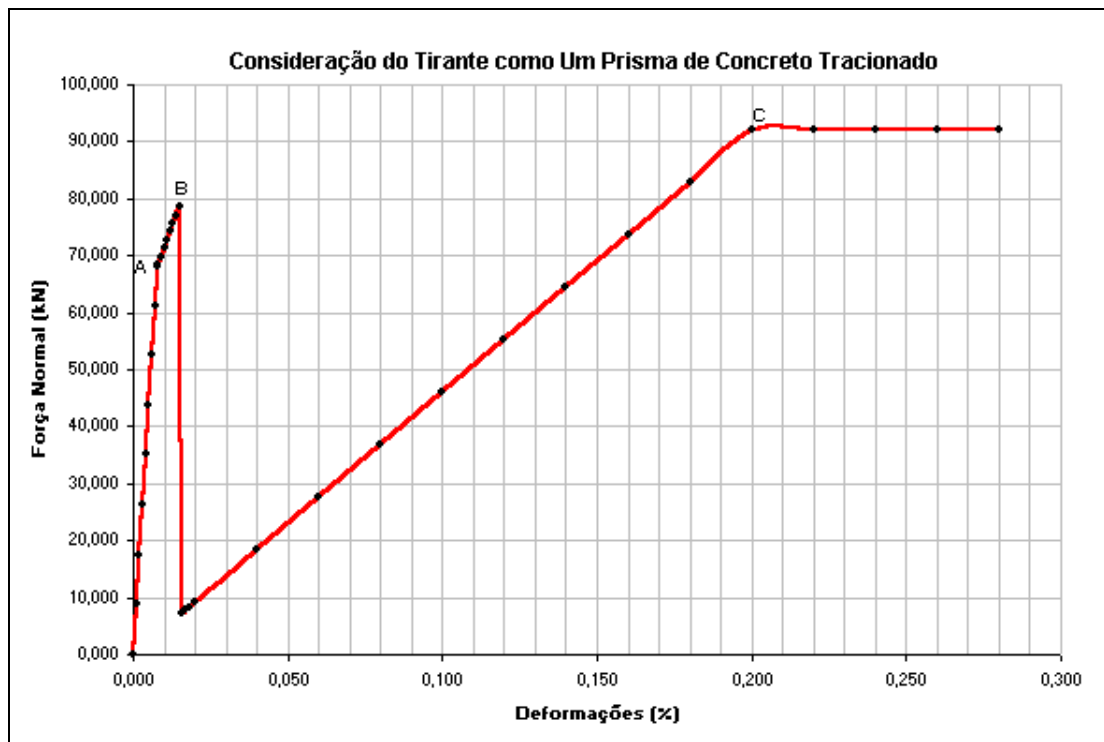


Figura 6.39 – Evolução da força normal versus deformação para o tirante, sem consideração do efeito de “tension stiffening”

Observa-se que a aproximação da Figura 6.39 consegue capturar o início da fissuração (ponto A), o limite de contribuição do concreto (ponto B) e o escoamento das armaduras (ponto C).

A fissuração inicial do prisma ocorre para uma força normal de 68,13 kN, começa a se intensificar e para a força normal de 78,58 kN o concreto já não é mais capaz de suportar as tensões de tração, que são então transferidas para as barras de aço do tirante. As barras passam a ser tracionadas continuamente, até que o limite de escoamento é atingido para a força normal de 91,98 kN.

Dessa maneira, podem ser encontradas as cargas aplicadas pelos atuadores, multiplicando-se as forças normais de interesse da Figura 6.39 pela tangente do ângulo formado entre a escora inclinada e o tirante principal. As cargas de fissuração e escoamento teóricas são as definidas a seguir:

$$F_{\text{fissuração}} = N \cdot \text{tg } \theta = N \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 68,13 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 83,68 \text{ kN}$$

$$F_{\text{escoamento}} = N \cdot \text{tg } \theta = N \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 91,98 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 112,97 \text{ kN}$$

Observa-se que a carga de escoamento obtida pelo modelo teórico é bastante aproximada, uma vez que foi adotada como tensão de escoamento a média ponderada entre as tensões de escoamento das armaduras de 4,0 mm e 6,0 mm.

Evidentemente, a não consideração dos efeitos de “tension stiffening” e de “tension softening” acabam subestimando a resistência do elemento estrutural quanto à fissuração. De acordo com Espion apud Bounassar (1995), é possível definir relações tensão-deformação para o concreto à tração de forma a se considerar os efeitos de “tension stiffening”, utilizando-se as seguintes expressões:

$$f_{ct} = \epsilon_{ct} \cdot E_c \text{ para } 0,00 \leq \epsilon_{ct} \leq \overline{\epsilon_{ct}}$$

$$f_{ct} = f_{ctm} \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_{sym}}{\epsilon_{sym} - \overline{\epsilon_{ct}}} \right) \text{ para } \overline{\epsilon_{ct}} \leq \epsilon_{ct} \leq \epsilon_{sym}$$

$$\text{Com } \overline{\epsilon_{ct}} = \frac{f_{ctm}}{E_c} \text{ e } \epsilon_{sym} = \text{tensão média de escoamento do aço.}$$

Dessa maneira, podem ser estimados novos valores, considerando o efeito de “tension stiffening”. As cargas de fissuração e de escoamento teóricas, considerando o efeito de “tension stiffening” são as definidas a seguir:

$$F_{\text{fissuração}} = N \cdot \text{tg } \theta = N \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 75,68 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 92,95 \text{ kN}$$

$$F_{\text{escoamento}} = N \cdot \text{tg } \theta = N \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 91,98 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 112,97 \text{ kN}$$

Evidentemente, os valores acima se constituem em uma aproximação um pouco mais precisa para a fissuração do tirante tracionado, no entanto, ainda se constituem em uma estimativa grosseira para o caso da viga-parede em análise. Na falta de um outro método analítico para avaliar tal comportamento a aproximação aqui sugerida se faz apropriada.

A Figura 6.40 apresenta a evolução da força normal versus deformação para o tirante utilizando as expressões apresentadas anteriormente.

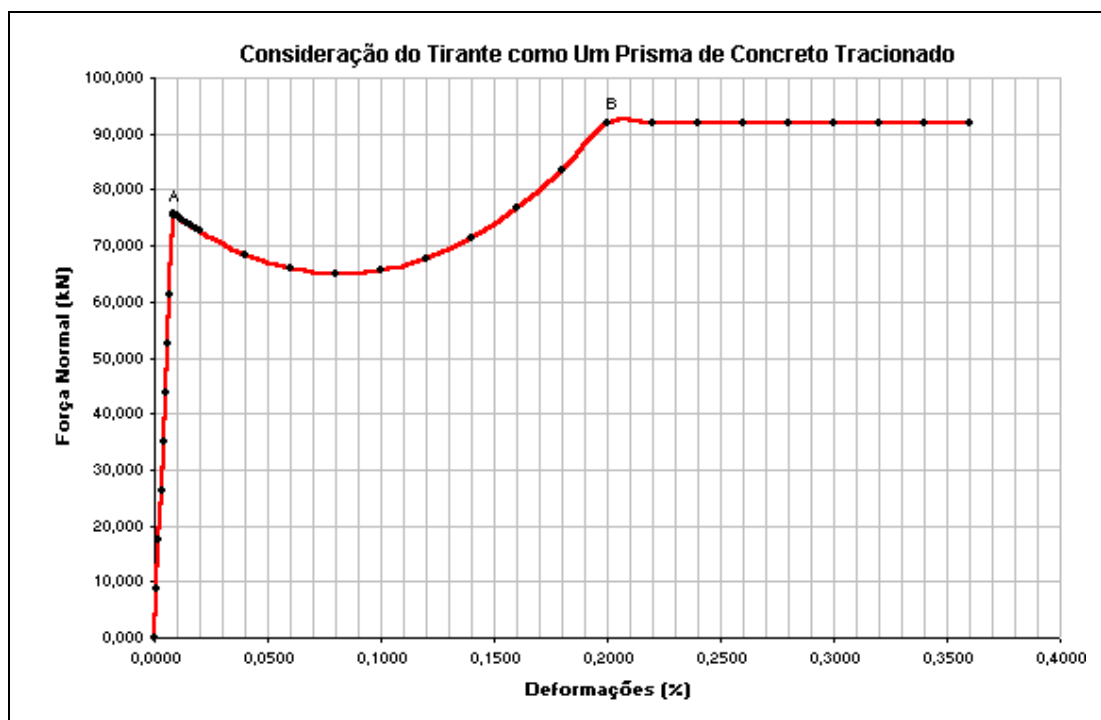


Figura 6.40 – Evolução da força normal versus deformação para o tirante, com consideração do efeito de “tension stiffening”

6.4.3 Ensaio Experimental da Viga-Parede Apoiada Indiretamente

Para a moldagem da viga-parede foi utilizado um concreto autocompactante, dosado para atingir a resistência média de 38 MPa. No rompimento dos corpos-de-prova cúbicos realizado aos sete dias constatou-se uma resistência média de 50 MPa, que transformada para resistência de corpos-de-prova cilíndricos resultou em 40 MPa.

Junto às barras da terceira camada de armaduras, constituídas por bitolas de 6,0 mm, foram colados extensômetros elétricos com o intuito de registrar as deformações do tirante durante a aplicação gradual do carregamento. Adicionalmente utilizou-se extensômetros especiais posicionados no concreto, nas posições de passagem das escoras inclinadas, procurando registrar as deformações ocorridas nesses elementos.

A estrutura foi instrumentada externamente com “clip gages” e LVDT’s de controle vertical (instalado no meio do vão) e horizontal (fixado em uma barra de controle na base da estrutura), conforme ilustra a Figura 6.41.

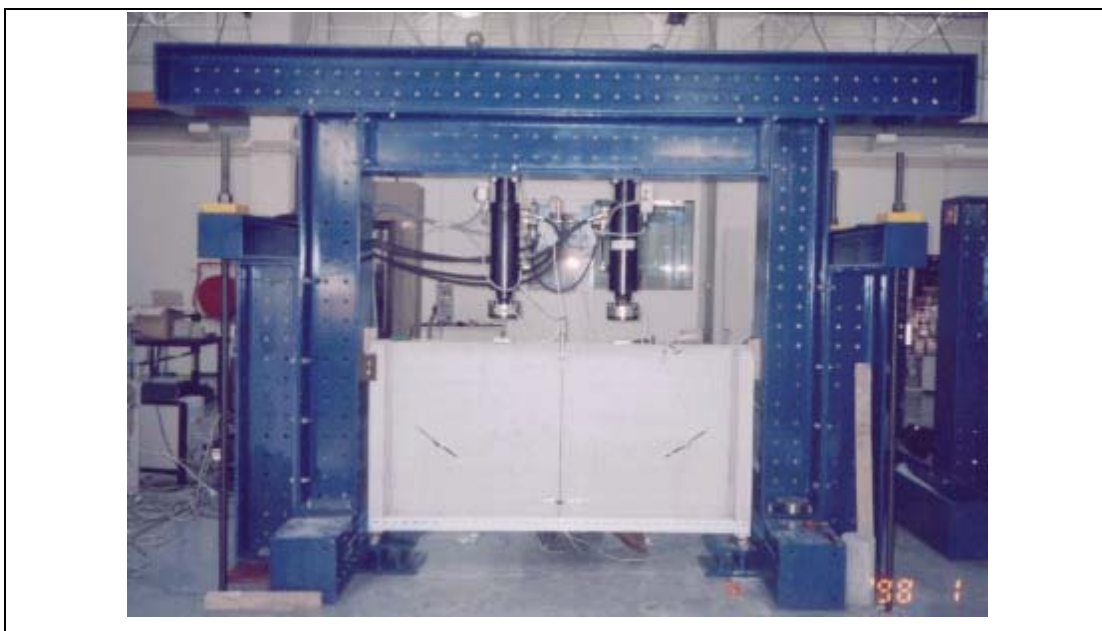


Figura 6.41 – Viga-parede instrumentada externamente com “clip gages” e LVDTs

Com base na simulações numéricas anteriormente efetuadas, pôde-se definir os parâmetros de controle do ensaio, que foi executado com controle dos deslocamentos. Para isso, definiu-se que o carregamento aplicado seria função dos deslocamentos horizontais registrados no apoio onde estava instalado o LVDT horizontal. O valor limite imposto para o deslocamento horizontal foi de 5 mm, baseado nas simulações numéricas efetuadas previamente.

Tendo a estrutura preparada para o ensaio, ajustaram-se os dois atuadores sobre placas metálicas de 7,5 cm de largura e iniciou-se a introdução dos carregamentos. As primeiras fissuras surgiram para cargas concentradas de aproximadamente 68 kN, na região central da viga-parede.

Com o aumento do carregamento as fissuras iniciais foram se propagando até o topo da viga-parede e uma série de fissuras vizinhas surgiram na região central, tomando o mesmo caminho iniciado pelas primeiras fissuras. O “clip gage” disponibilizado no eixo de simetria da viga-parede registrou ao longo do ensaio uma abertura máxima de aproximadamente 0,13 mm, conforme ilustra a Figura 6.42.

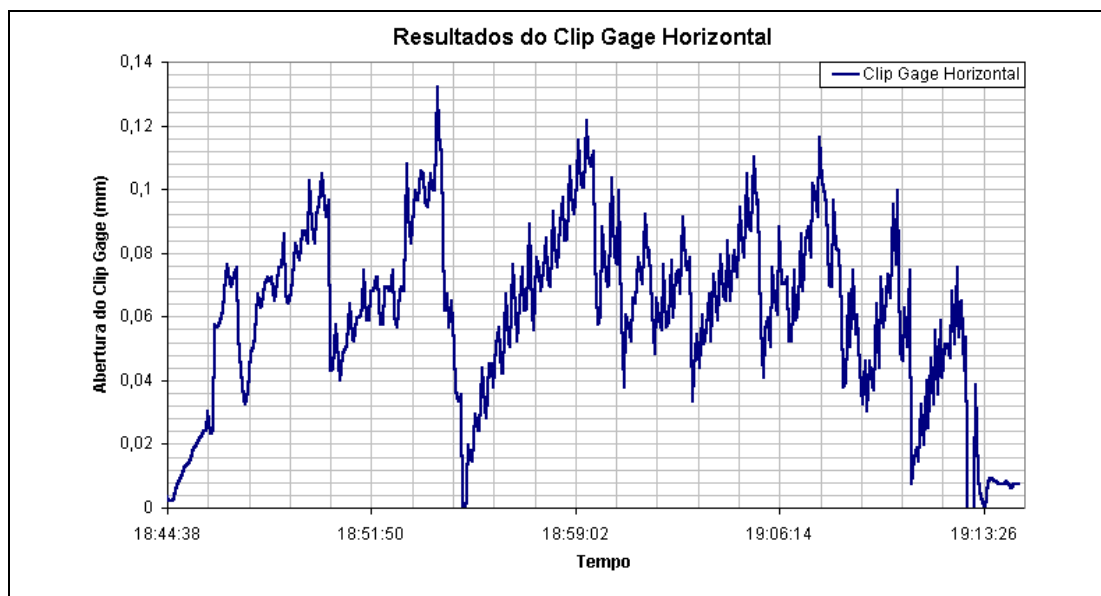


Figura 6.42 – Aberturas registradas no “clip gage” horizontal

O ensaio foi paralisado para cargas concentradas de aproximadamente 142 kN, com o deslocamento horizontal medido pelo LVDT de 5,0 mm. Nesse instante, pôde-se constatar através dos resultados obtidos que se fossem dados deslocamentos adicionais a viga chegaria a ruína, por rompimento do tirante principal, uma vez que as armaduras instrumentadas já se encontravam em escoamento.

A instrumentação indicou que as barras monitoradas da terceira camada entraram em escoamento para cargas concentradas médias de 107 kN. Quando o ensaio foi paralisado, para as cargas concentradas de 142 kN, uma das barras apresentava deformação de 3,2 ‰, enquanto a outra barra já apresentava uma deformação de 9,6 ‰, conforme ilustra a Figura 6.43.

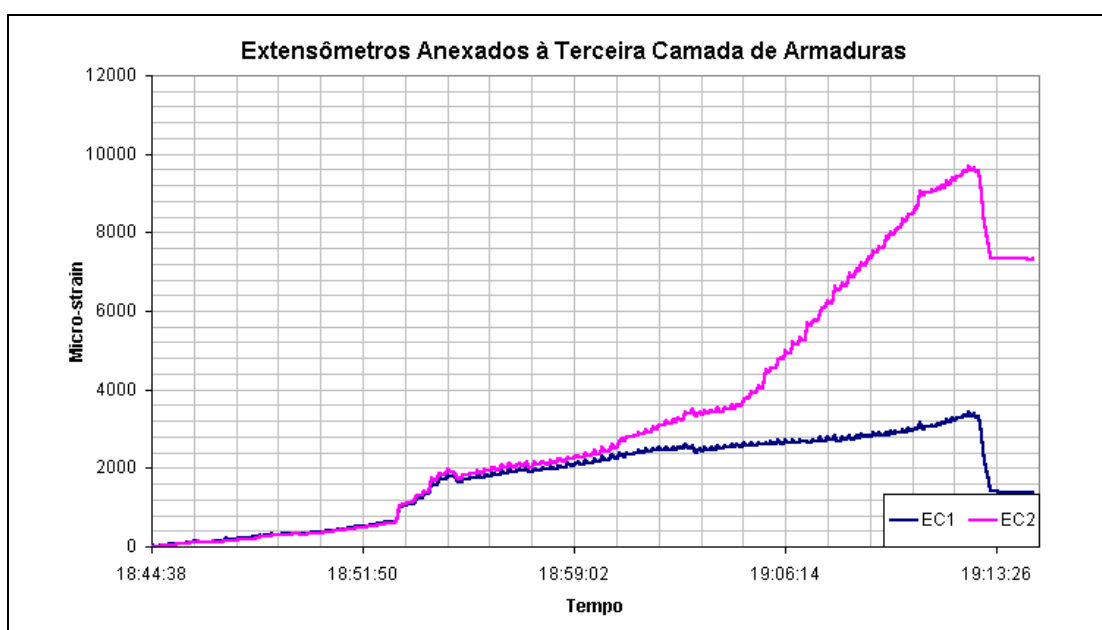


Figura 6.43 – Deformações nos extensômetros da terceira camada de armaduras

As deformações medidas no extensômetros posicionados nas escoras inclinadas apresentam no limite das cargas impostas deformações inferiores a 0,2 ‰, indicando um limite bastante folgado de resistência para as escoras. A Figura 6.44 apresenta os resultados dos extensômetros posicionados no concreto.

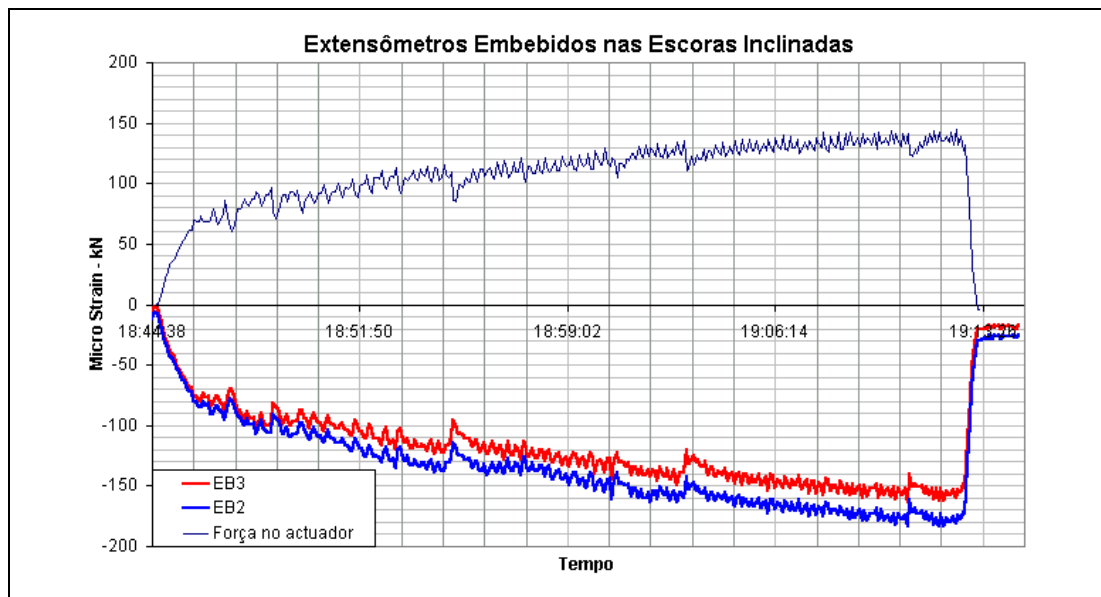


Figura 6.44 – Deformações nos extensômetros posicionados no concreto

Os deslocamentos verticais capturados pelo LVDT não foram bastante satisfatórios no início do ensaio, conforme se observa pela Figura 6.45. Parece ter ocorrido uma certa acomodação da estrutura que acabou prejudicando a coleta dos dados iniciais, uma vez que o deslocamento só começou a ser efetivamente medido a partir das cargas concentradas de aproximadamente 60 kN.

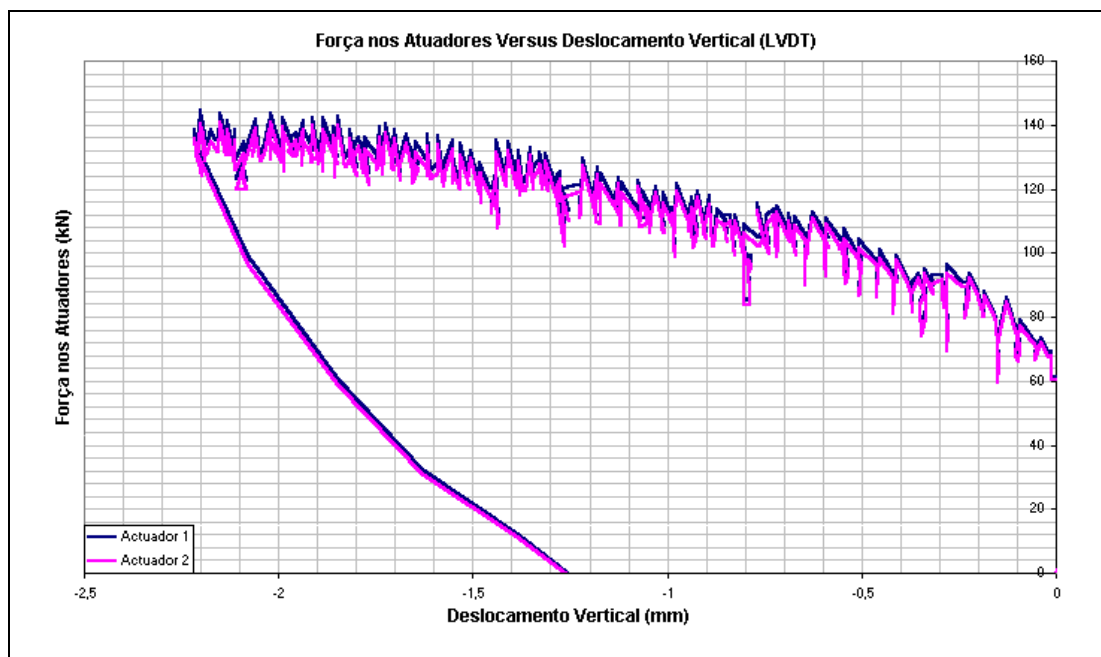


Figura 6.45 – Força nos atuadores versus deslocamento vertical medido no LVDT

Por outro lado, os deslocamentos horizontais capturados pelo LVDT foram bons, conforme ilustra a Figura 6.46, revelando que a opção adotada previamente de monitorar o ensaio através desse LVDT foi adequada.

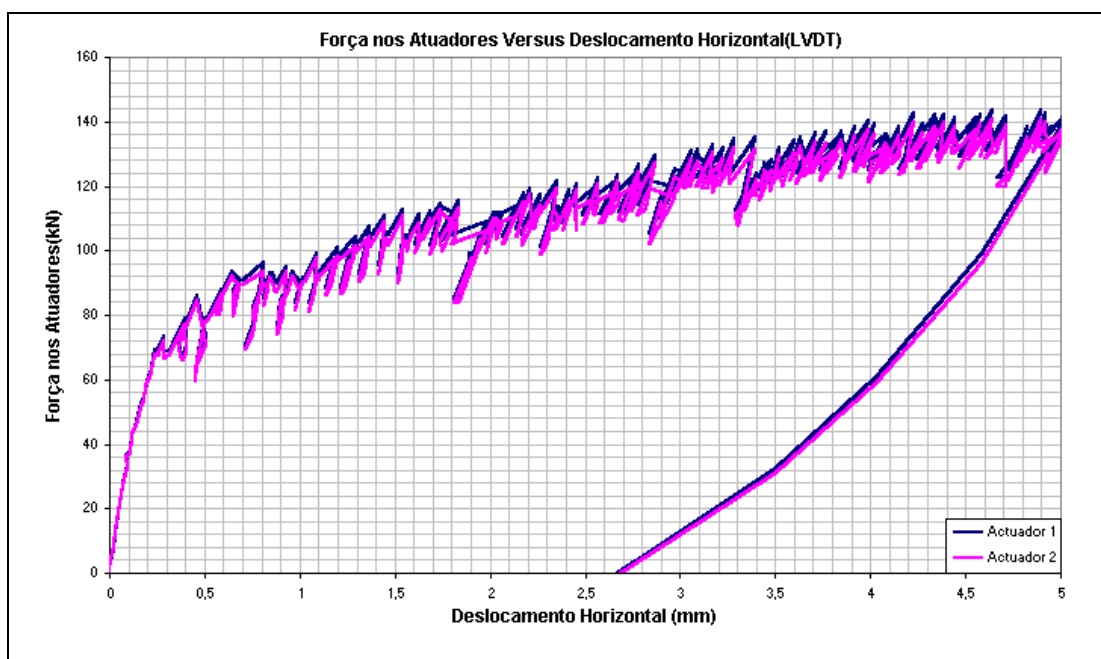


Figura 6.46 – Força nos atuadores versus deslocamento horizontal medido no LVDT

O panorama de fissuração apresentado para a viga-parede antes da paralisação do ensaio é apresentado na Figura 6.47. Observa-se que as fissuras, inicialmente surgidas no meio do vão e depois nas laterais da viga-parede, tendem a convergir para uma mesma direção, situada no eixo de simetria da estrutura.

Deve-se observar que os resultados obtidos experimentalmente foram muito semelhantes com aqueles resultados obtidos numericamente. Além disso, o panorama de fissuração esperado foi praticamente idêntico, levando à conclusão de que a análise numérica realizada previamente foi de grande utilidade para a realização do ensaio experimental.

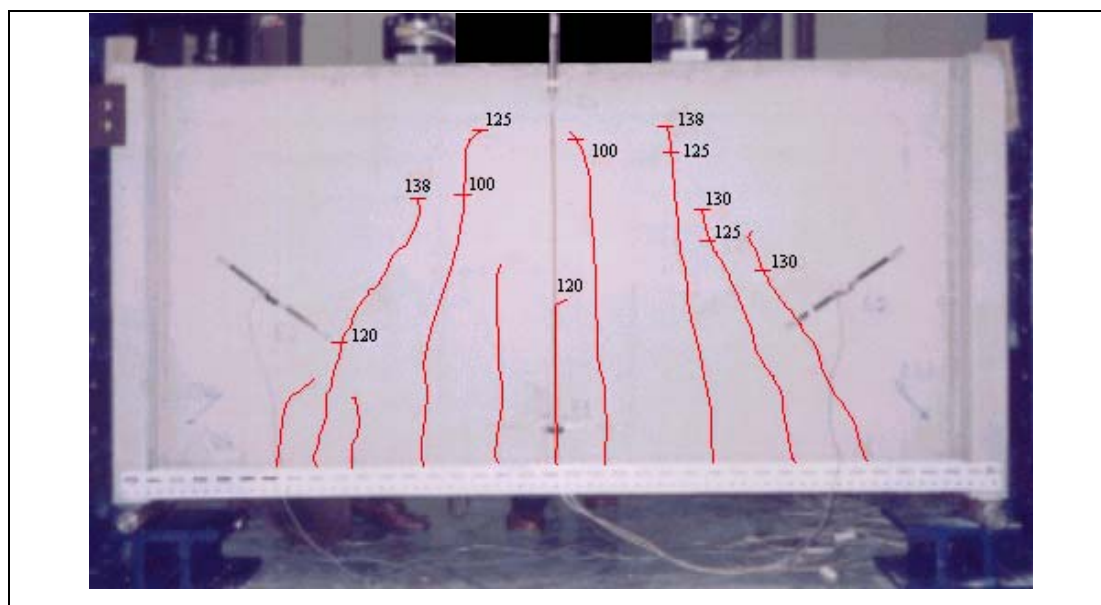


Figura 6.47 – Panorama de fissuração da viga-parede antes da paralisação do ensaio

A Tabela 6.7 apresenta a comparação dos resultados numéricos, analíticos e experimentais, tomando como referência a terceira camada de armaduras do tirante principal. Deve-se observar que os resultados analíticos são superiores aos outros resultados, sendo esse fato provavelmente decorrente da utilização de uma resistência ponderada entre as resistências dos aços de 4,0 mm e 6,0 mm.

Tabela 6.7 – Comparação entre resultados numéricos, analíticos e experimentais para a terceira camada de armaduras do tirante principal

Cargas Concentradas Aplicadas à Viga-Parede	Numérico	Analítico		Experimental
		Sem “Tension Stiffening”	Com “Tension Stiffening”	
Fissuração (kN)	65,63	83,68	92,95	68,00
Escoamento (kN)	115,00	112,97	112,97	107,00

Infelizmente não foi possível acompanhar o restante da experimentação da viga-parede e os dados que serão a partir de agora apresentados foram gentilmente fornecidos pelo Prof. Joaquim Azevedo Figueiras e pelo Eng. Mário Pimentel, que tiveram participação ativa desde o início do dimensionamento da estrutura até a sua efetiva ruína.

A Figura 6.48 apresenta uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o LVDT horizontal disponibilizado na base da viga-parede, após a realização do ensaio experimental. No modelo numérico as propriedades dos materiais foram ajustadas, tendo em vista a quantificação dos valores reais no ensaio experimental.

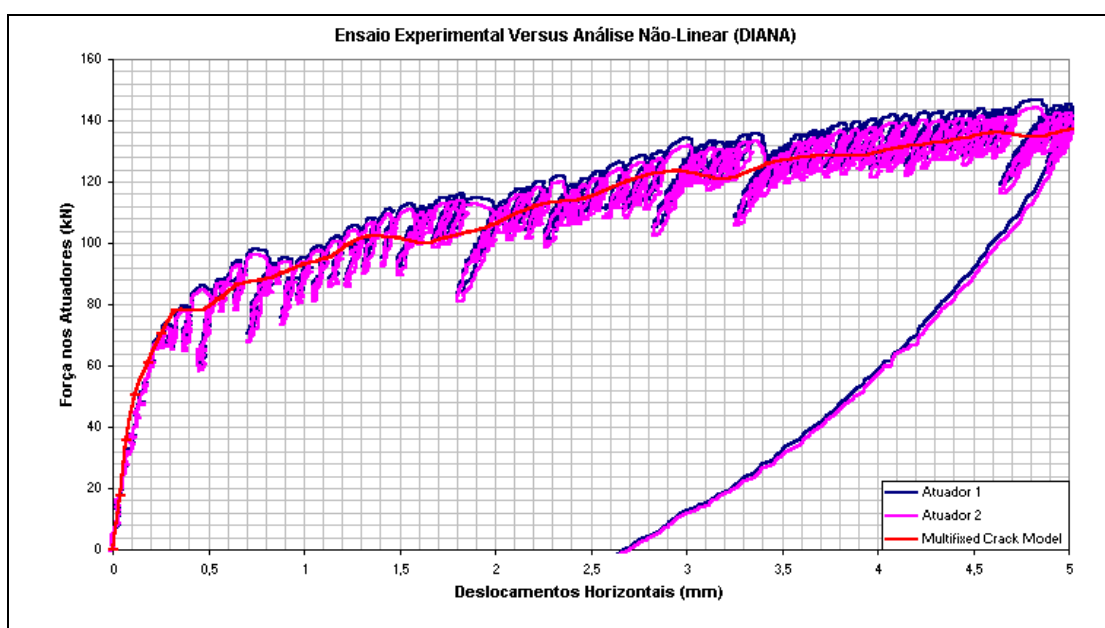


Figura 6.48 – Comparação entre resultados experimentais e resultados numéricos efetuados após o ensaio

Os resultados numéricos da Figura 6.48 foram obtidos com o programa *DIANA*, utilizando o modelo “Multifixed Crack Model” e levando em consideração o efeito “tension stiffening”. Observa-se uma excelente concordância entre os resultados experimentais e numéricos.

Conforme era previsto, após a paralisação do ensaio experimental inicial, houve a introdução de uma armadura complementar de protensão, no meio da faixa de 33 cm disponibilizada para o tirante principal. Para isso, foram utilizados dois cabos de 5,0 mm, protendidos externamente e ancorados em placas metálicas situadas nas laterais dos pilaretes, conforme ilustra a Figura 6.49.



Figura 6.49 – Aplicação de protensão na viga-parede para nova experimentação

Os cabos de protensão com resistência característica de 1770 MPa foram tracionados com uma força média de 16,38 kN. Pensou-se inicialmente em aplicar 24 kN (cerca de 70% da resistência característica ao escoamento) em cada um dos fios, mas isso não foi possível devido ao fato do equipamento utilizado não poder evitar grandes perdas, decorrentes da reentrância das cunhas de ancoragem.

Após a aplicação da protensão nos cabos de 5,0 mm, prosseguiu-se um acompanhamento das perdas de protensão, durante dois dias, conforme ilustra a Figura 6.50. Observa-se que força média verificada nos cabos no dia da realização do ensaio experimental foi de aproximadamente 15,51 kN, ou seja, uma perda de protensão em torno de 5,3 %.

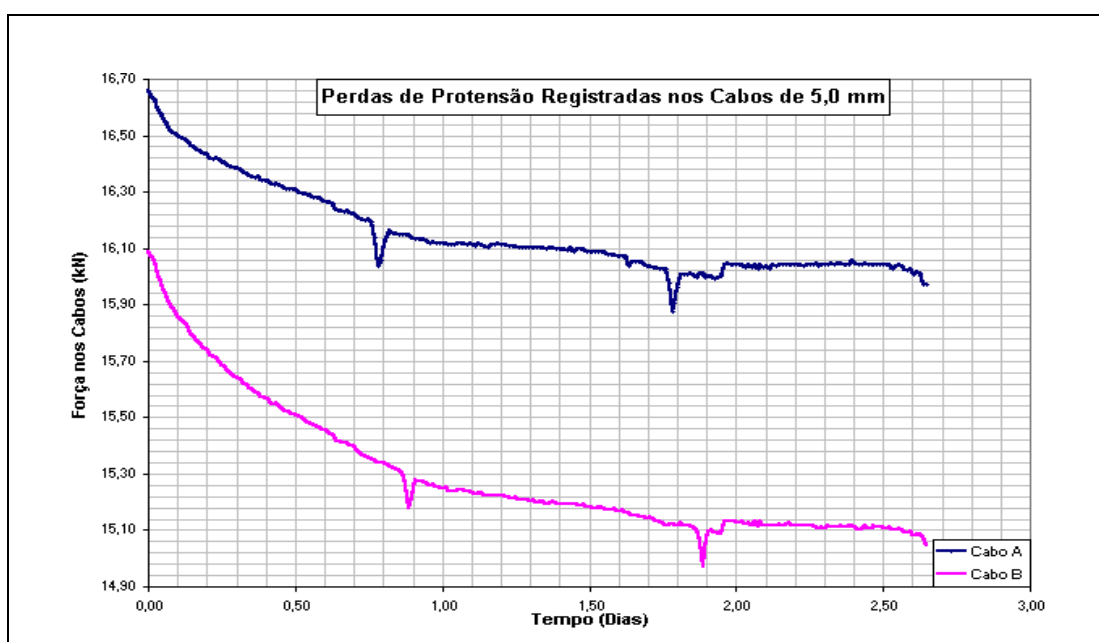


Figura 6.50 – Perdas de protensão registradas para os cabos de 5,0 mm

Após a monitoração das perdas de protensão e instrumentação, que seguiu as mesmas características do ensaio anterior, a viga-parede reforçada com protensão externa foi ensaiada até a ruína, que ocorreu para cargas concentradas de 220 kN. A Figura 6.51 e a Figura 6.52 ilustram os resultados obtidos com o auxílio dos LVDT's.

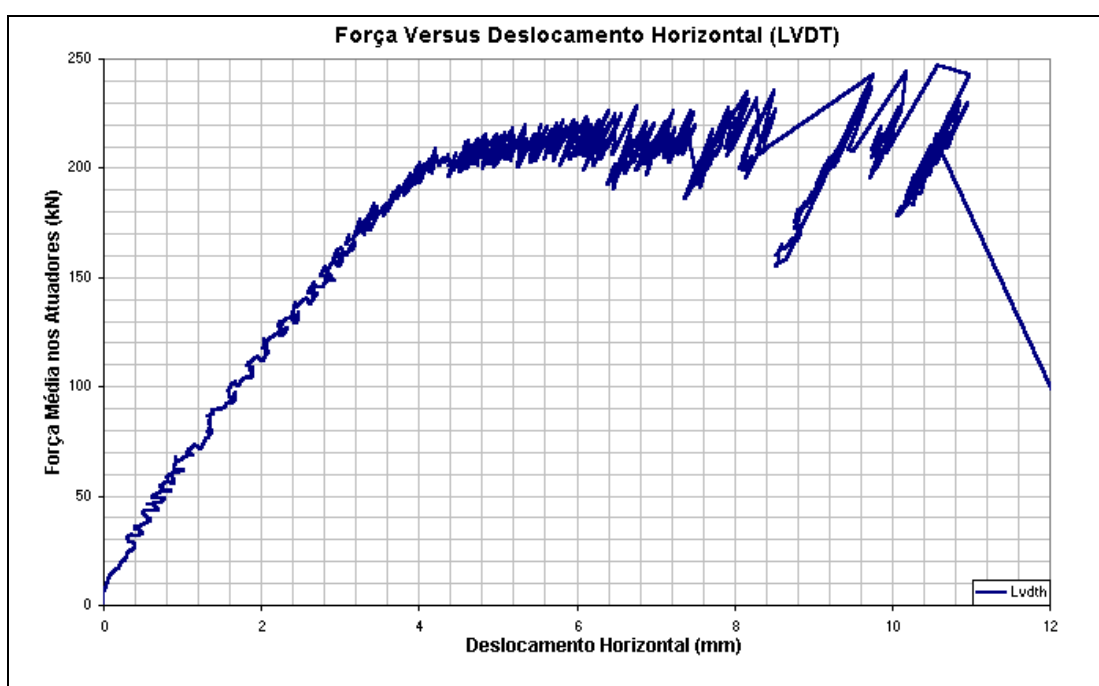


Figura 6.51 – Força média nos atuadores versus deslocamento horizontal (LVDT)

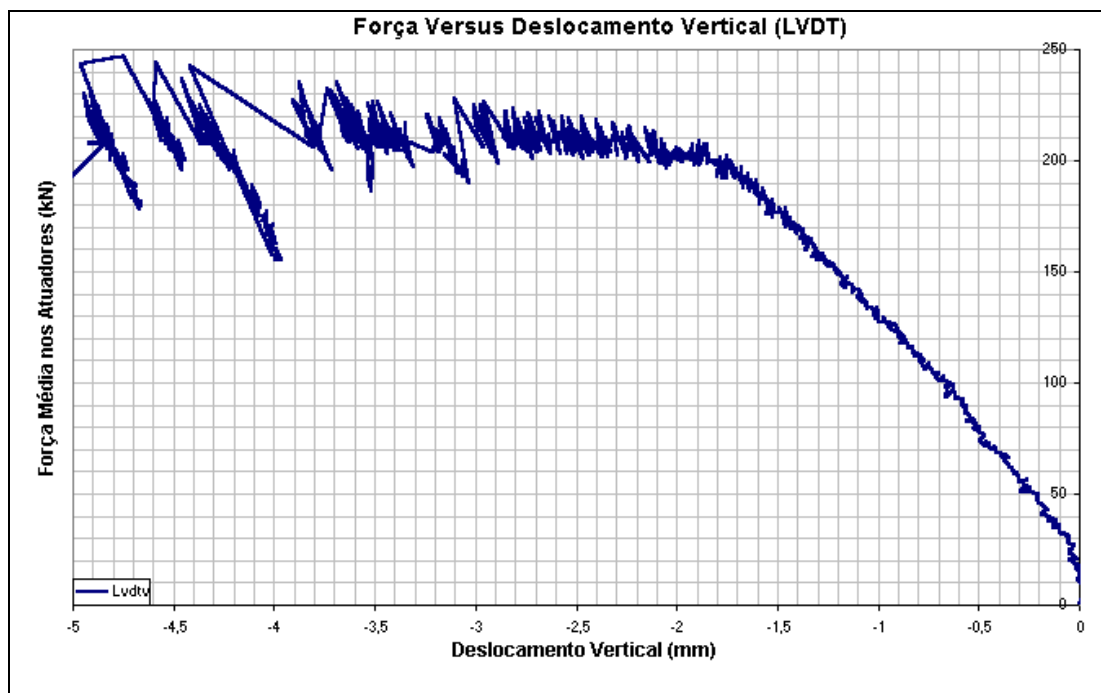


Figura 6.52 – Força média nos atuadores versus deslocamento vertical (LVDT)

O estado limite último da estrutura ficou caracterizado por um panorama intenso de fissuração, pelo escoamento das armaduras e pelo desenvolvimento de uma grande fenda vertical que praticamente cortou a viga-parede e arrebentou algumas barras do tirante principal. A configuração de ruína da viga-parede protendida externamente é apresentada na Figura 6.53, caracterizando uma ruína típica por flexão.

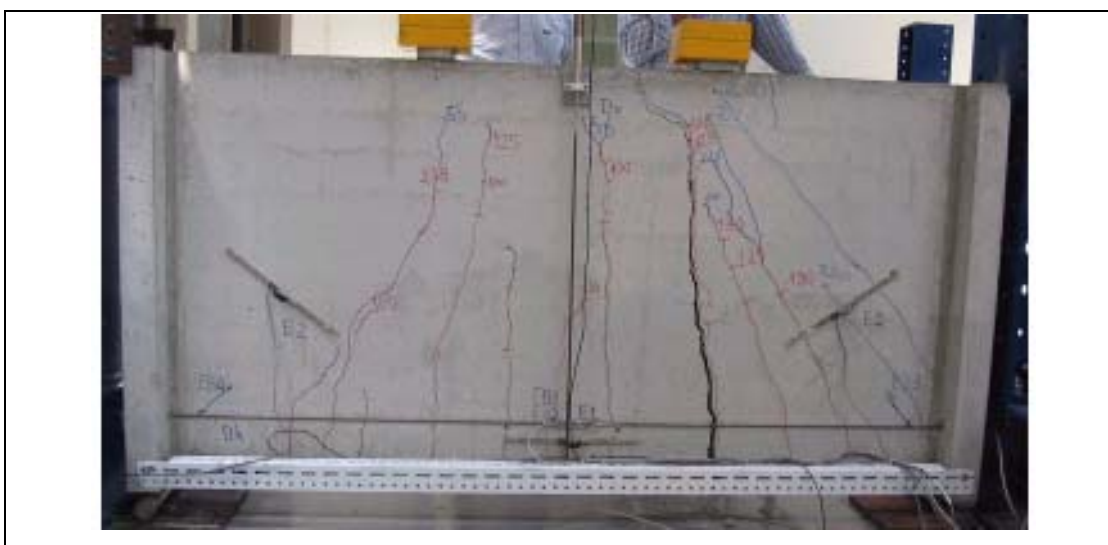


Figura 6.53 – Configuração de ruína para viga reforçada com protensão externa

Adicionalmente, deve-se relatar que surgiram algumas fissuras na direção das escoras inclinadas, conforme ilustra a Figura 6.53, provocadas por tensões transversais de tração resultantes da grande deformação sofrida pelos tirantes. Isso indica que malha de armadura mínima não foi suficiente para absorver essas tensões transversais, no entanto, a estrutura chegou ao colapso antes que elas pudessem se desenvolver de maneira decisiva.

A força média no final do ensaio verificada para os cabos protendidos foi de aproximadamente 30 kN, conforme ilustra a Figura 6.54. Esse é um valor muito elevado e irreal, pois na verdade o gráfico traduz a evolução das deformações nos cabos com a evolução da carga aplicada pelos atuadores.

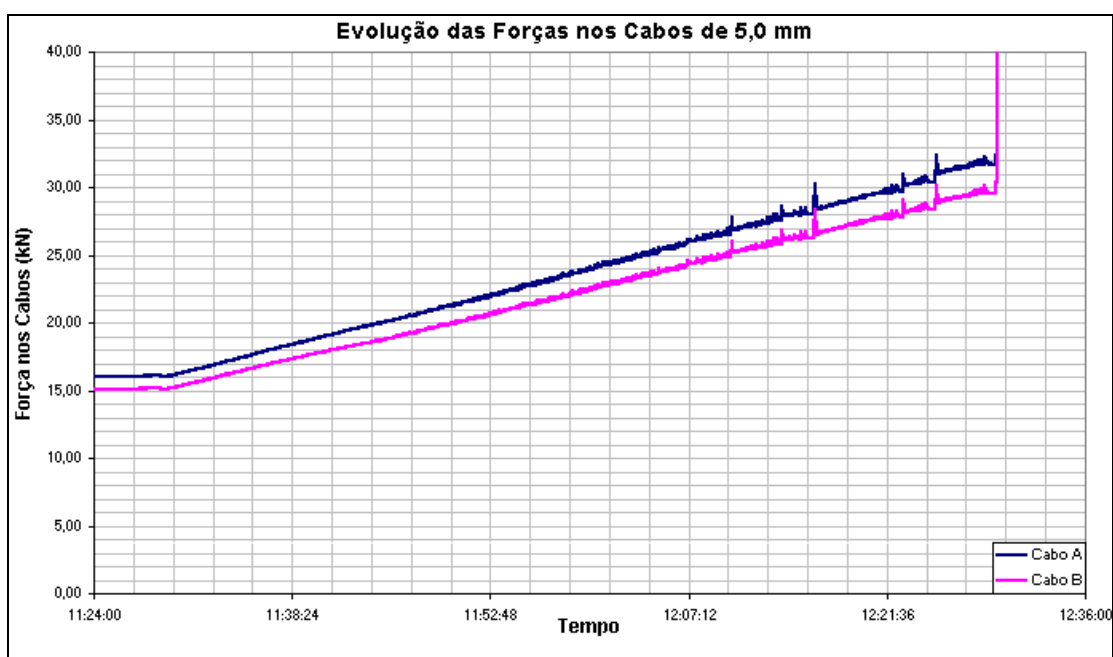


Figura 6.54 – Evolução das forças nos cabos protendidos

A evolução das forças ilustradas na Figura 6.54 foi obtida multiplicando-se a deformação verificada nos cabos pelo módulo de elasticidade e dividindo-se o produto pela área dos cabos, pelo que não traduz a força correta para as deformações inelásticas, ou seja, com o aço de protensão fora do ramo elástico.

Adicionalmente, os extensômetros posicionados no concreto acusaram uma deformação máxima inferior a $0,4 \text{ ‰}$ e o “clip gage” horizontal situado na face inferior da viga acusou uma abertura máxima de 0,2 mm antes da ruína.

A Figura 6.55 apresenta a evolução das deformações das armaduras de 6,0 mm situadas na terceira camada de armaduras do tirante principal. A história deformacional das armaduras é um tanto quanto complexa, compreendendo as deformações do primeiro ensaio, a descarga da estrutura, a aplicação da protensão e a realização do segundo ensaio até a ruína.

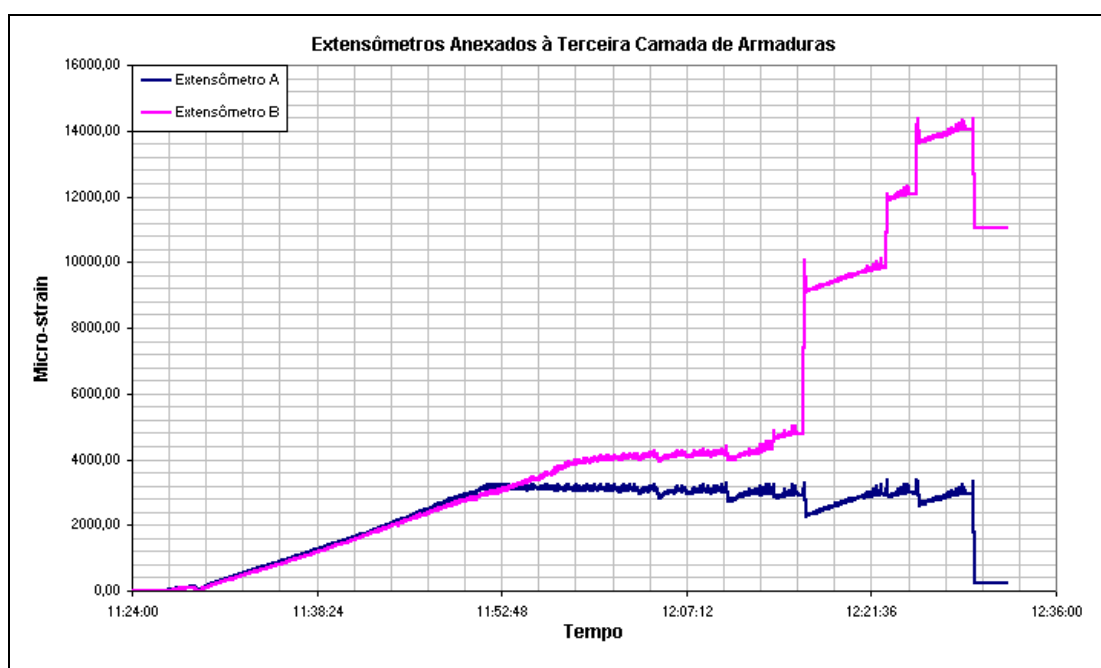


Figura 6.55 – Evolução das deformações nas armaduras da terceira camada do tirante

Deve-se observar que o gráfico apresentado na Figura 6.55 representa um estado deformacional muito complicado. As deformações apresentadas neste gráfico representam as deformações apenas ao longo do segundo ensaio e não representam as deformações reais das armaduras. Para a determinação efetiva das deformações é necessário englobar todo o histórico das deformações.

Apesar dos problemas relatados anteriormente, conclui-se que o dimensionamento efetuado para a viga-parede em relação a carga de 200 kN foi plenamente satisfatório quanto as questões de segurança no estado limite último. Tal conclusão decorre do fato da estrutura ter entrado em colapso para uma carga de 220 kN e apresentado um comportamento perfeitamente dúctil antes da ruína, evidenciado pelo intenso panorama de fissuração.

Dessa maneira, pode-se dizer que o Método das Bielas foi aplicado com sucesso para o dimensionamento de uma estrutura complexa, evidenciando a sua potencialidade e segurança em problemas complexos. Adicionalmente, pode-se dizer que a análise não-linear realizada previamente com o programa *DIANA* pôde prever com sucesso o comportamento estrutural de elementos dimensionados, servindo como um procedimento excepcional para a verificação à segurança.

As diferenças que foram observadas inicialmente entre os resultados numéricos, analíticos e experimentais podem ser facilmente explicadas pela definição prévia de parâmetros para o concreto como a resistência à compressão, resistência à tração, energia de fraturamento, módulo de elasticidade e de parâmetros prévios para o aço como a resistência à tração e deformação no escoamento.

Como a simulação numérica e a estimativa analítica foram realizadas antes do ensaio experimental esses valores tiveram de ser estimados com o seu valor médio, de maneira a obter respostas iniciais para o problema. Quando houve a realização do ensaio, observou-se que os valores obtidos para todas essas variáveis eram superiores àquelas definidas previamente ao ensaio e, um simples ajuste nos parâmetros conduziu a resultados praticamente idênticos, conforme ilustra a Figura 6.48.

Deve-se observar que essa investigação também valida os valores de resistência efetiva propostos por Souza; Bittencourt (2003a) em relação a segurança das escoras no Método das Bielas. Evidentemente, mais investigações experimentais devem ser conduzidas visando validar essas propostas. Para maiores informações sobre este ensaio recomenda-se a leitura de Pimentel et al. (2004).

CAPÍTULO 7 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DAS BIELAS A CASOS TRIDIMENSIONAIS: BLOCOS DE FUNDAÇÃO

7.1 Introdução

Bloco de fundação é um elemento estrutural cuja função é a transferência da carga de um pilar para um grupo de estacas. De acordo com Adebar et al. (1990), os processos correntes para o dimensionamento dos blocos de fundação não fornecem ao engenheiro de estruturas um claro entendimento a respeito do comportamento físico destes elementos.

A inspeção visual do comportamento dos blocos de fundação sob condições de serviço geralmente não é possível e, além disso, como o comportamento adequado destes elementos é uma necessidade vital para a estabilidade geral das construções, o conhecimento do seu verdadeiro comportamento torna-se de fundamental importância.

No entanto, de acordo com Iyer; Sam (1992), até o presente momento não existem soluções rigorosas a respeito do dimensionamento dos blocos de fundação na literatura e por isso, muitas regras de ordem prática ainda continuam em evidência para o projeto desses elementos.

De acordo com Iyer; Sam (1992, 1995), Adebar et al. (1990) e Chan; Poh (2000), dois caminhos têm sido utilizados com frequência para o dimensionamento dos blocos de fundação: o Método das Bielas e o Modelo de Viga. Além disso, os pesquisadores relatam que as principais pesquisas têm sido efetuadas atualmente em duas direções principais: análises elásticas e ensaios experimentais dos blocos.

Deve-se chamar a atenção de que a adoção do Modelo de Viga ou de um Modelo de Escoras e Tirantes depende fundamentalmente das dimensões do bloco de fundação em análise mas, infelizmente, parece não existir esse alerta na literatura.

Normalmente, o Modelo de Viga pode ser aplicado com segurança aos blocos denominados “flexíveis”, enquanto que o Método das Bielas é aplicado aos blocos denominados “rígidos”.

Quando o bloco é rígido o comportamento observado é bastante complexo, podendo-se observar deformações não-lineares ao longo de sua altura. Neste caso, o bloco é encarado como uma “Região D”, isto é, uma região de descontinuidade generalizada, e o Método das Bielas torna-se um processo indispensável para a análise e dimensionamento.

Em um elemento estrutural que resiste a força cortante pelo mecanismo de viga, a força de tração na armadura longitudinal varia ao longo do elemento, de maneira a balancear o momento fletor aplicado, mantendo o braço de alavanca interno relativamente constante.

De maneira alternativa, quando a força de tração na armadura permanece constante, o braço de alavanca interno varia e o elemento se comporta como um arco atirantado, sendo a força cortante resistida por compressão através de escoras inclinadas (“strut action”). Nesse tipo de problema apenas o Método das Bielas indica claramente a necessidade de se ancorar adequadamente a armadura longitudinal.

O dimensionamento de blocos rígidos utilizando o Método das Bielas consiste em idealizar uma treliça tridimensional formadas por escoras de concreto e tirantes de aço no interior do bloco de fundação, conforme ilustra a Figura 7.1.

Alguns ensaios utilizando essa idéia foram efetuados por Yan, Blévoit e Frémy na década de 60 e se tornaram clássicos na literatura, mesmo não tendo sido os primeiros ensaios realizados nesse sentido, conforme será apresentado adiante.

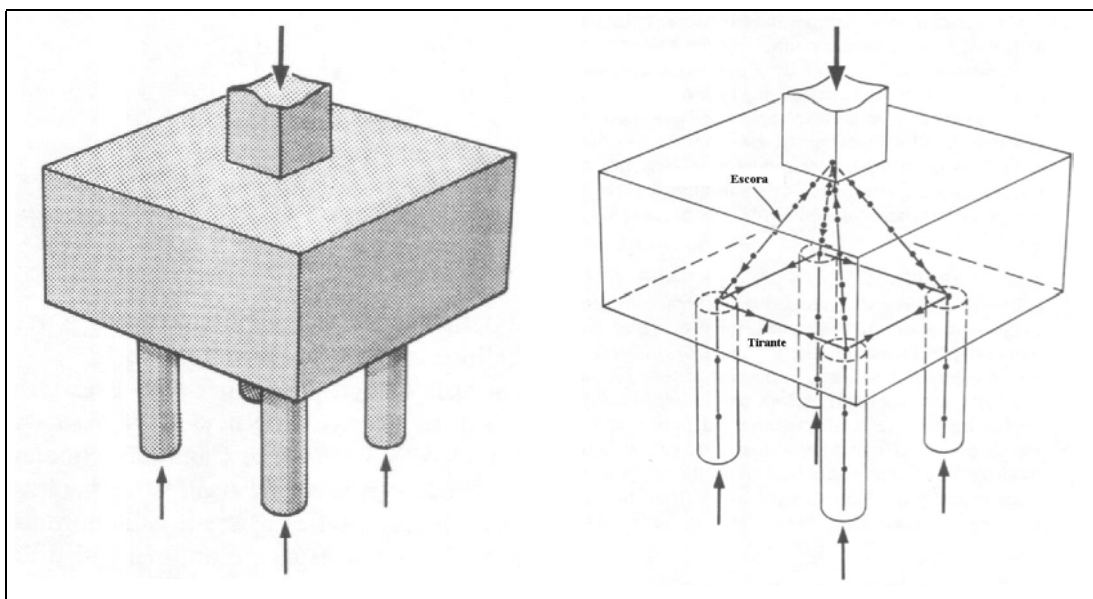


Figura 7.1 – Exemplo de modelo de escoras e tirantes utilizado para o dimensionamento de um bloco rígido de fundação sobre quatro estacas

(Adaptado de Adebar et al. (1990))

De acordo com Iyer; Sam (1995), Blévtot e Frémy conduziram em 1967 uma série de investigações experimentais de blocos de fundação sobre estacas, visando analisar o comportamento do elemento estrutural mediante várias alternativas de disposição das armaduras principais.

Clark apud Iyer; Sam (1995) conduziu em 1973 ensaios com blocos de fundação também armados segundo diferentes alternativas e a conclusão foi de que a disponibilização de armaduras em malha leva a cargas de ruínas inferiores àquelas obtidas com armaduras concentradas sobre as estacas.

Conforme relatado, os ensaios de Blévtot e Frémy são clássicos e quase toda formulação existente atualmente e registrada na literatura para o dimensionamento dos blocos de fundação ainda é baseada nos resultados dos pesquisadores franceses. Visando a importância histórica de tais ensaios, serão descritas em momento oportuno as principais conclusões obtidas pelos pesquisadores.

No Brasil, destacam-se os trabalhos efetuados por Mautoni (1972), Miguel (1999) e Iturrioz et al. (2000). Mautoni (1972) estudou a aplicação do Método das Bielas para blocos rígidos sobre duas estacas e definiu uma taxa de armadura crítica capaz de prever com grande precisão o tipo de ruína do elemento estrutural.

Iturrioz et al. (2000) realizaram estudo experimental e numérico de blocos de fundação sobre duas estacas utilizando métodos intrinsecamente diferentes disponíveis no programa ANSYS: o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos Discretos.

Miguel (1999), por sua vez, realizou ensaios experimentais e análises numéricas em blocos rígidos sobre três estacas, conservando a armadura principal e variando a armadura secundária, com o objetivo de se avaliar o desenvolvimento de fissuras e o comportamento da carga de ruína. O Método das Bielas foi utilizado no dimensionamento e verificou-se rupturas devido a tração transversal das escoras e ao escoamento das barras em uma direção.

Deve-se observar que graças ao trabalho de Mautoni (1972) é possível registrar no presente trabalho, uma série de ensaios realizados previamente à década de 70 e que ajudam a entender a evolução do dimensionamento dos blocos de fundação. De acordo com o pesquisador, já naquela época o Método das Bielas vinha ganhando prestígio, devido a uma série de ensaios experimentais realizados por pesquisadores alemães.

Magnel (1944) apud Mautoni (1972) já havia imaginado o bloco de fundação como sendo uma treliça tridimensional e as suas equações se assemelham muito com aquelas que seriam apresentadas mais tarde por Blévyot e Frémy (1967).

A idéia pareceu ainda mais viável quando Ricaldoni (1946), a partir de estudos fotoelásticos em um bloco de fundação sobre duas estacas, concluiu que “a tensão de tração se mantém praticamente constante ao longo da fibra inferior até as proximidades da estaca, o que sugere ser praticamente constante a força na armadura de tração”.

Outros pesquisadores, como Franz; Niedenhoff (1963) e Mehmel; Becker (1965) afirmavam que o bloco sobre duas estacas podia ser dimensionado como um consolo. De fato, na época os consolos já eram dimensionados conforme o modelo de treliça e observando cuidadosamente a Figura 7.2, observa-se que o bloco sobre duas estacas quando visto de baixo para cima é de fato um consolo duplo.

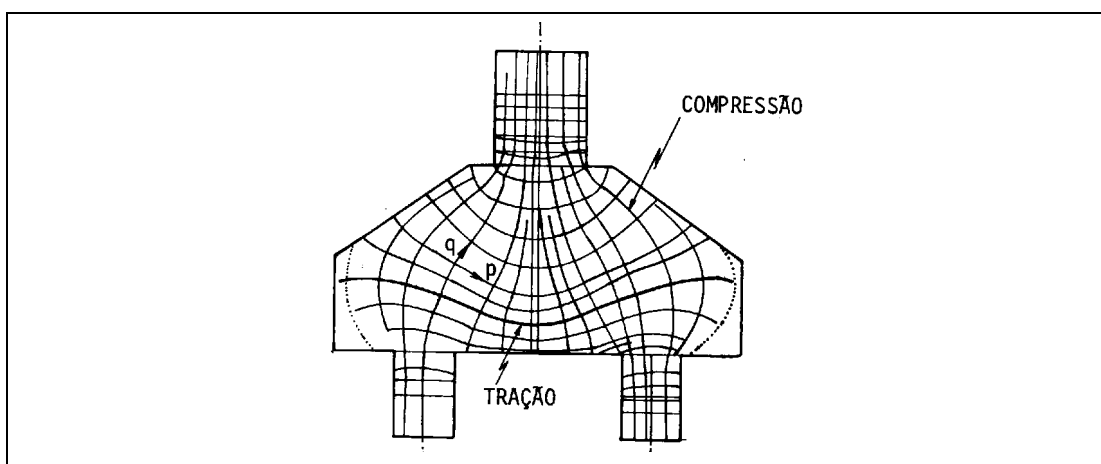


Figura 7.2 – Isotensões para um bloco ensaiado por Ricaldoni (1946)

(Fonte: Mautoni (1972))

Ainda de acordo com Mautoni (1972), nas décadas de 50 e 60 costumava-se dimensionar os blocos sobre duas estacas como vigas curtas e através de uma série de fórmulas empíricas originadas nos Estados Unidos, Alemanha e Holanda.

Deve-se observar que o dimensionamento de blocos de fundação utilizando o Modelo de Viga ainda é preconizado por diversos códigos, tais como a norma americana (ACI-318), a norma inglesa (BS-8110), a norma canadense (CSA) e a norma indiana (IS-2911).

A CSA (1994) indica no seu capítulo de número 15 a utilização do Modelo de Viga, mas alerta que o Método das Bielas deve ser utilizado em regiões onde a teoria de viga não é aplicável, conforme atestam os itens 15.1.3 e 9.4.

O ACI-318 (1997) também indica o Modelo de Viga, mas não faz nenhum alerta quanto a validade de tal modelo. No entanto, acredita-se que tal aviso já deva estar contido na versão mais recente do código americano, o ACI-318 (2002), tendo em vista a inclusão de um apêndice totalmente voltado ao Método das Bielas.

No Modelo de Viga, assume-se que o bloco de fundação se comporte como uma viga entre apoios simples (estacas), podendo ser adotada uma teoria simples de viga para a determinação dos esforços e das armaduras resistentes. Este método divide a análise em dois passos fundamentais:

- Dimensionamento ao cisalhamento, o qual envolve o cálculo de uma altura mínima do bloco de fundação de maneira que a contribuição do concreto ao cisalhamento seja maior do que o cisalhamento existente em uma “seção crítica”;
- Dimensionamento à flexão, o qual envolve as considerações usuais de vigas de concreto armado para a determinação das armaduras longitudinais.

O ACI-318 (1997) e a CSA (1994) fazem praticamente as mesmas recomendações para a escolha das seções críticas. As normas indicam que para a avaliação do momento fletor máximo atuante no bloco, deve ser tomada uma seção que passa na face do pilar, devendo ser computado o momento provocado por todas as forças em relação à seção definida.

Para o caso de força cortante, as normas também indicam uma seção vertical que passa na face do pilar, mas estabelecem regras quanto a seleção das forças a serem consideradas, conforme a seguir:

- A reação total de qualquer estaca, cujo centro esteja locado a uma distância maior ou igual ao diâmetro da estaca dividido por 2 em relação a seção considerada, deve ser considerada para o cálculo de cisalhamento;
- A reação de qualquer estaca, cujo centro esteja locado a uma distância menor ou igual ao diâmetro da estaca dividido por 2 em relação a seção considerada, não deve ser considerada para o cálculo de cisalhamento;
- Para posições intermediárias do centro da estaca, a parcela da reação a ser tomada deverá ser obtida através de uma interpolação linear baseada nos valores anteriores;

Deve-se observar que o dimensionamento do bloco de fundação como uma viga é perfeitamente aceitável, desde que o bloco possua uma geometria que possibilite tal hipótese. A utilização desse modelo pode ser particularmente útil no caso de blocos com um grande número de estacas.

Infelizmente, o número de registros a respeito de ensaios experimentais em blocos de fundação na literatura é bastante escasso. Na década de 80, por exemplo, encontram-se pouquíssimos registros, representados pelos trabalhos efetuados por Gogate; Sabnis (1980) e Sabnis; Gogate (1984).

Os pesquisadores citados anteriormente, através de ensaios experimentais em blocos flexíveis sobre quatro estacas, chegaram à importante conclusão de que taxas de armadura em malha acima de 0,2% têm pouca ou nenhuma influência na força de ruína.

Na década de 90, o assunto foi retomado com relativa intensidade e alguns trabalhos introduziram a vertente da análise numérica, além da costumeira análise experimental.

Adebar et al. (1990), por exemplo, conduziram investigações experimentais em blocos sobre quatro estacas visando avaliar a confiabilidade do Método das Bielas no projeto de tais elementos. Os pesquisadores concluíram que este tipo de abordagem pode capturar com grande precisão os modos de ruína e as cargas de ruína dos blocos.

Os pesquisadores observaram que as escoras em blocos rígidos não chegam à ruína devido ao esmagamento do concreto e sim através do surgimento de fissuras longitudinais nas escoras, ocasionadas pelo desenvolvimento de trações transversais causadas pelo espraçamento das tensões de compressão (“escoras garrafa”).

Adicionalmente, concluíram que a limitação de $1,0.f_c$ para a tensão máxima introduzida pelo pilar ou pelas estacas no bloco de fundação é uma boa aproximação para se prevenir esse tipo de ruptura.

Os pesquisadores relatam que a resistência ao cisalhamento de blocos flexíveis pode ser melhorada a partir do aumento da altura do bloco enquanto que a resistência ao cisalhamento de blocos rígidos só pode ser melhorada a partir do aumento da área de apoio das cargas concentradas.

Adicionalmente Adebar et al. (1990) demonstraram que as forças nas estacas não são uniformemente distribuídas, como se assume normalmente, e que tal hipótese só pode ser admitida em blocos com flexibilidade considerável.

Iyer; Sam (1992) efetuaram análises tridimensionais de blocos de fundação sobre duas e quatro estacas utilizando um modelo elástico baseado na Teoria da Elasticidade. Nesse trabalho, os pesquisadores variaram as dimensões dos blocos de fundação e demonstraram o desenvolvimento de tensões não-lineares ao longo da altura dos blocos. O objetivo do trabalho era justamente demonstrar que as tensões obtidas eram radicalmente diferentes daquelas previstas pela teoria da flexão.

Sam; Iyer (1995) conduziram pesquisas utilizando recursos de análise não-linear para a investigação de blocos rígidos de fundação sobre quatro estacas. Os blocos investigados numericamente pelos pesquisadores foram armados com três disposições diferentes de armadura e a taxa utilizada foi a mínima proposta pelo código indiano.

Os resultados obtidos por Sam; Iyer (1995) utilizando o programa *ADINA*, indicaram um panorama de fissuração bastante coincidente com aquele verificado experimentalmente e as cargas de ruína numéricas foram cerca de 88% das reais, indicando uma boa aproximação do modelo adotado. Adicionalmente, as cargas de colapso obtidas contrariaram os resultados clássicos registrados na literatura, com a disposição distribuída sendo mais eficiente do que a concentrada.

7.2 Classificação dos Blocos em Rígidos e Flexíveis

Observou-se na literatura que a maioria dos pesquisadores não procuram fazer uma clara distinção entre blocos rígidos e flexíveis, o que torna de certa maneira, incoerentes algumas hipóteses de dimensionamento propostas atualmente.

Adicionalmente, observou-se que o Modelo de Viga parece ser o mais difundido para o cálculo dos blocos de fundação, o que caracteriza a falta de investigações mais aprofundadas no assunto e a introdução de uma parcela de insegurança no dimensionamento, principalmente no caso dos blocos rígidos.

Sem dúvida, acredita-se que o Método das Bielas deve ser o modelo mais utilizado para o dimensionamento de blocos de fundação, principalmente por possuir uma formulação genérica, que independe das dimensões do elemento estrutural. O Modelo de Viga considera apenas forças em algumas seções críticas e superestima a capacidade do elemento de acordo com a sua altura útil.

Deixando de lado os problemas descritos anteriormente, apresenta-se a seguir as recomendações de algumas normas e pesquisadores que possibilitam o enquadramento dos blocos de fundação em rígidos ou flexíveis. Realça-se mais uma vez que os blocos flexíveis devem ser dimensionados pelo Modelo de Viga e que os blocos rígidos devem ser dimensionados utilizando o Método das Bielas.

De acordo com Montoya et al. (1973), um bloco rígido é um elemento estrutural cuja distância máxima entre a face do pilar e o centro da estaca mais afastada (a) é menor do que uma vez e meia a altura do bloco (H). Em versões mais recentes da sua obra, Montoya et al. (2002) apresenta a mesma recomendação da EHE (1999).

Para a norma espanhola EHE (1999), um bloco de fundação sobre estacas é considerado rígido quando a distância máxima entre a face do pilar e o centro da estaca mais afastada (a) é menor do que duas vezes a altura do bloco (H). Isto significa que as escoras ficarão inclinadas em relação a horizontal com um ângulo não inferior $26,56^\circ$.

Ainda de acordo com a norma espanhola, item 59.4.1, os blocos rígidos sobre estacas são elementos cuja “Teoria Geral da Flexão” não pode ser aplicada e onde Modelos de Escoras e Tirantes devem ser definidos, de acordo com os critérios indicados no item 24 da referida norma.

A NBR6118 (2003) utiliza a equação (7.1) para determinar se o bloco de fundação é rígido. Caso contrário o bloco é considerado flexível:

$$h \geq (a - a_p)/3 \quad (7.1)$$

Onde:

h é a altura do bloco;

a é a dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

De acordo com a NBR6118 (2003), o comportamento estrutural de um bloco rígido se caracteriza por:

- a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vezes seu diâmetro);
- b) cargas transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por escoras de compressão, de forma e dimensões complexas;
- c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão das escoras, analogamente às sapatas.

O autor do presente trabalho discorda do item c) da norma brasileira, acreditando que nos blocos rígidos sobre estacas o colapso por cisalhamento ocorre devido ao desenvolvimento de tensões transversais de tração ao longo das escoras, ocasionadas pela deformação dos tirantes que as cruzam e pelo espraçamento das tensões de compressão.

Para os blocos considerados flexíveis, a NBR6118 (2003) indica que deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação de punção.

Ainda de acordo com a norma brasileira, para cálculo e dimensionamento dos blocos são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não e “Modelos de Escoras e Tirantes” tridimensionais, sendo esses últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de esforços para os tirantes.

O autor do presente trabalho, empregando o “Princípio de Saint Venant”, acredita que um bloco possa ser considerado rígido se a distância entre a face do pilar e a face interna da estaca mais afastada for menor ou igual a duas vezes a altura do bloco de fundação.

Além disso, o autor acredita que se um bloco rígido for dimensionado com o Modelo de Viga (levando em consideração as forças atuantes numa seção crítica situada no centro do pilar) a taxa de armadura obtida será muito superior do que aquela apontada pelo Método das Bielas, conduzindo a um dimensionamento seguro mas pouco econômico.

Por outro lado, se a seção crítica for escolhida tomando por base as recomendações do ACI-318 (1997) e da CSA (1994), isto é, com a seção crítica situada na face do pilar, obtém-se uma taxa de armadura para o tirante principal inferior àquela armadura apontada no Método das Bielas, conduzindo a um dimensionamento inseguro.

As afirmações levantadas anteriormente são demonstradas em maiores detalhes no item 7.5 do presente trabalho, devendo-se lembrar que a CSA (1994) faz um alerta quanto a aplicabilidade exclusiva do Modelo de Viga para problemas em que a Hipótese de Bernoulli seja aceitável. Conforme citado, o ACI-318 (1997) não apresenta tal cuidado e aplica o modelo de maneira indiscriminada.

Adicionalmente, deve-se registrar que num bloco rígido o encaminhamento da carga do pilar para as estacas é feita de maneira direta, através de escoras inclinadas, fato esse que não é verificado nos blocos flexíveis. Finalmente, os blocos rígidos normalmente não estão sujeitos à punção, o que nem sempre é verdade para os blocos flexíveis.

7.3 *Ensaaios Experimentais de Blévoit; Frémy (1967)*

Blévoit; Frémy (1967) apud Miguel (1999) realizaram ensaios experimentais em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à força centrada, variando a disposição das armaduras, com a finalidade de estudar o comportamento em relação ao estado limite último e à formação de fissuras. As principais conclusões destes ensaios são apresentadas abaixo:

a) Blocos Sobre Duas Estacas

- Esmagamento da escora junto ao pilar, ou junto a estaca, ou junto a estaca e ao pilar;
- Ocorrência de várias fissuras antes da ruína;
- Escorregamento das barras com mossas ou saliências;
- Junto ao pilar, a tensão de compressão excedeu cerca de 40% da resistência à compressão do concreto;
- A força na armadura excedeu 15% a força calculada para o tirante;
- Ângulo de inclinação da escora deve ficar entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

b) Blocos Sobre Três Estacas

Para os blocos sobre três estacas, Blévoit e Frémy investigaram cinco disposições de armadura, conforme ilustra a Figura 7.3:

- Armadura contornando as estacas pelos lados;
- Armadura unindo as estacas;
- Armadura em medianas passando pela projeção do pilar;
- Armaduras em medianas passando pela projeção do pilar mais armaduras unindo as estacas;
- Armadura em malha.

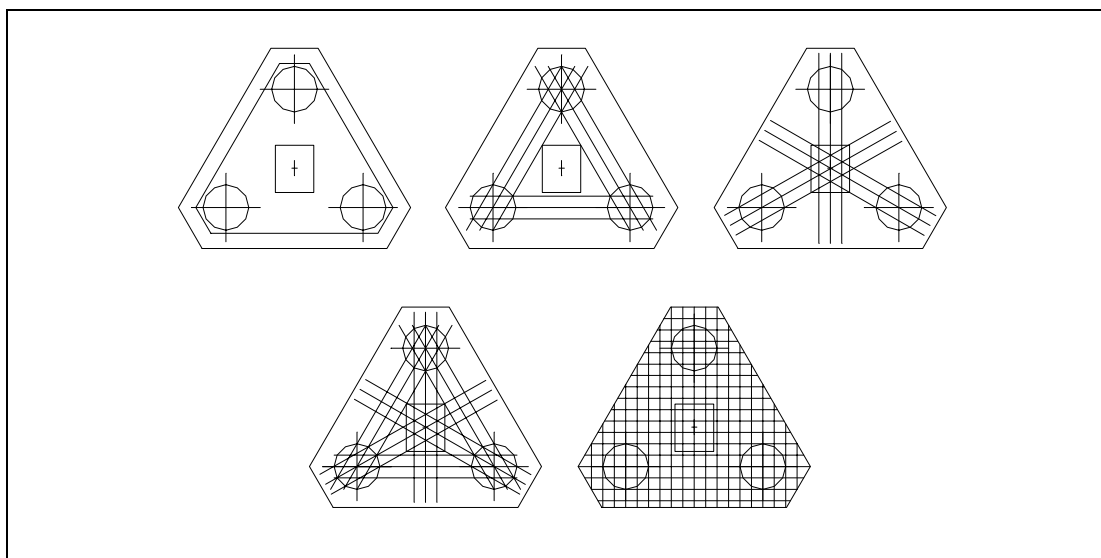


Figura 7.3 – Blocos sobre três estacas ensaiados por Blévtot e Frémy

As quatro primeiras disposições de armaduras mostraram-se eficientes desde que, na última delas, a porcentagem de armaduras segundo os lados prepondera. A terceira e a última disposições apresentaram forças de ruína muito baixas.

Informações adicionais, retiradas de Adebar et al. (1990), relatam que a distribuição da armadura em malha testada por Blévtot e Frémy causou uma redução de 50% na resistência última do bloco, quando comparada com a distribuição das armaduras concentradas sobre as estacas.

As armaduras contornando as estacas, acrescidas de malhas, suportaram melhor os carregamentos, não apresentando fissuração prematura. As mesmas armaduras, acrescidas de armaduras segundo as medianas, também apresentam o mesmo comportamento, desde que atendam a distribuição de armadura indicada pelos ensaios.

A ruína por tração do concreto ocorreu pelo rompimento de uma parte do bloco através do surgimento de fissuras que partiram da estaca. A ruína provocada pelas fissuras vindas da estaca se deu em blocos com armaduras em medianas passando pelo pilar e unindo as estacas, mostrando a necessidade de armar o bloco com armadura transversal.

De acordo com Moraes (1976), Blévyot e Frémy chegaram às seguintes conclusões para os ensaios realizados em blocos sobre três estacas:

- As ruínas obtidas foram complexas, com carregamentos inferiores aos indicados pelo cálculo, através do Método das Bielas;
- As armaduras em cintas ou segundo os lados, acrescidas de malhas, suportam melhor os carregamentos, não dando origem a fissuração;
- As armaduras dispostas em cintas segundo os lados, acrescidas de armaduras segundo as medianas, suportam também aos carregamentos, não dando origem a fissuração, desde que atendida uma distribuição de armadura indicada pelos ensaios;
- A tensão de compressão no concreto, junto ao pilar, é cerca de 75% superior a resistência à compressão do concreto;
- As ruínas foram quase sempre complexas e apareceram após o escoamento da armadura, porém nunca por punção;
- O intervalo de inclinação para as escoras também deve estar no limite $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

c) Blocos Sobre Quatro Estacas

Para os blocos sobre quatro estacas, Blévyot e Frémy também investigaram cinco disposições de armadura, conforme ilustra a Figura 7.4:

- Armadura contornando as estacas pelos lados;
- Armadura unindo as estacas;
- Armadura em diagonais passando pela projeção do pilar;
- Armadura em diagonais passando pela projeção do pilar mais armadura unindo as estacas;
- Armadura em malha.

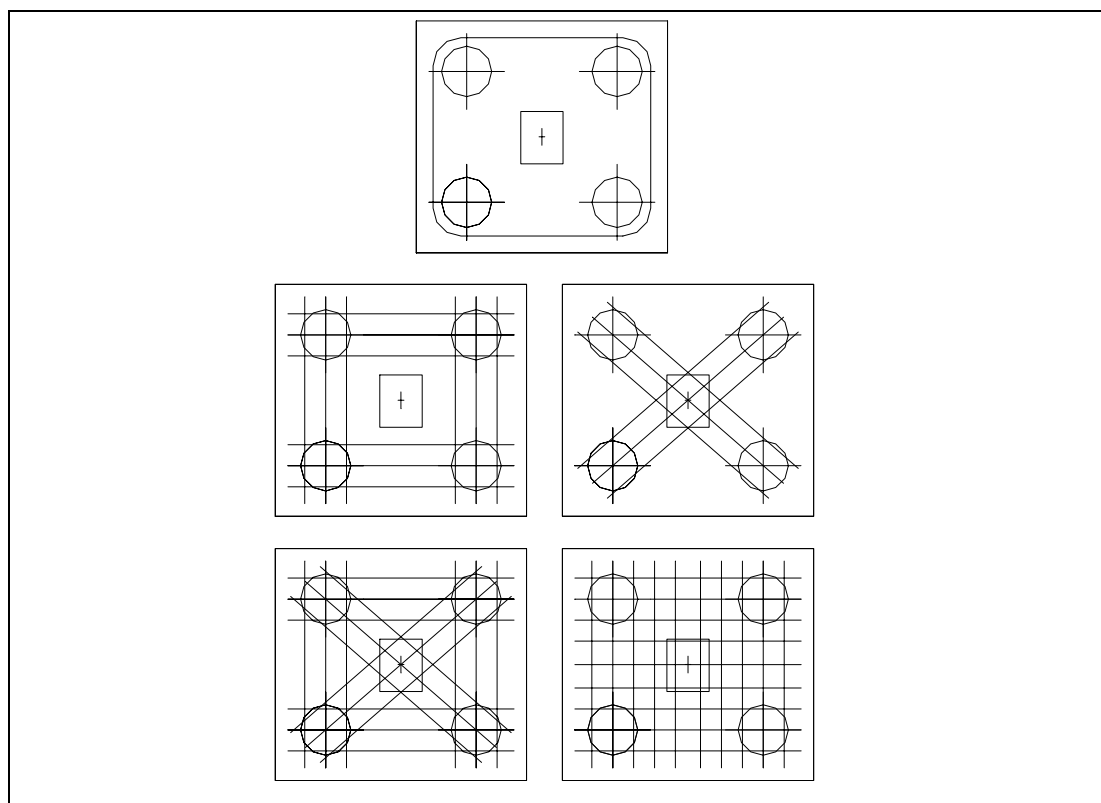


Figura 7.4 – Blocos sobre quatro estacas ensaiados por Blévyot e Frémy

As quatro primeiras disposições de armaduras apresentaram a mesma eficiência, enquanto a última apresentou uma eficiência de 80%, isto é, a disposição concentrada sobre as estacas é cerca de 20% mais eficiente do que a disposição distribuída. O bloco com armadura segundo as diagonais apresentou fissuras laterais excessivas para força reduzida.

As armaduras contornando as estacas apresentaram fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de acrescentar armadura em malha. O bloco com a quarta disposição de armadura apresentou melhor comportamento quanto a fissuração.

A ruína se deu pelo desenvolvimento de fissuras saindo das estacas, ocasionando o destacamento de uma parte do bloco. Em nenhum caso ocorreu ruína por punção e os resultados se mostraram coerentes com o Método das Bielas.

De acordo com Moraes (1976), Blévoit e Frémy chegaram às seguintes conclusões para os ensaios realizados em blocos sobre quatro estacas:

- As ruínas obtidas foram complexas, com carregamentos superiores aos indicados pelo cálculo, através do Método das Bielas;
- A disposição da armadura segundo os lados, em cintas, segundo as diagonais, apresentaram sensivelmente a mesma segurança, o que não aconteceu para a armação em malha;
- A armadura segundo as diagonais, apresentou fissuras laterais excessivas para cargas reduzidas;
- As armaduras dispostas segundo os lados ou cintas deram origem a fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de acrescentar nessa face malha de distribuição;
- A disposição em cintas e segundo as diagonais apresentou melhor comportamento quanto à fissuração e em nenhum caso ocorreu ruptura por punção;
- O intervalo de inclinação para as escoras também deve estar no limite $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

De acordo com Iyer; Sam (1994), Clark conduziu em 1973 ensaios com blocos de fundação também armados segundo diferentes alternativas. O pesquisador também chegou a conclusão de que a carga de ruína dos blocos com armação distribuída é menor do que a dos blocos com armaduras concentradas sobre as estacas, na ordem de 14%.

7.4 Dimensionamento de Blocos Rígidos Utilizando o Método das Bielas

7.4.1 Dimensionamento de Blocos Sobre Uma Estaca

De acordo com Alonso (1995), a altura dos blocos sobre uma estaca deve ser igual a 1,2 vez o diâmetro da estaca e, no mínimo, igual ao comprimento de ancoragem das armaduras de espera do pilar. Além disso, tais blocos devem estar sempre ligados por cinta-viga aos blocos vizinhos em pelo menos duas direções, aproximadamente ortogonais.

Ainda de acordo com Alonso (1995), a armadura destes blocos, que consiste em estribos horizontais e verticais, não precisa ser calculada, uma vez que a transmissão de carga é direta para a estaca. Tal recomendação é bastante duvidosa e descuidada e será investigada com maior profundidade em momento oportuno.

Rocha (1978) relata que quando o pilar se apoia diretamente sobre uma estaca ou tubulão, normalmente é dispensável a existência do bloco. Contudo, costuma-se projetar um bloco na cabeça da fundação para envolver o contorno da estaca e do pilar. De acordo com o pesquisador, o bloco serve apenas para conter as pontas de amarração das ferragens do pilar, conforme ilustra a Figura 7.5.

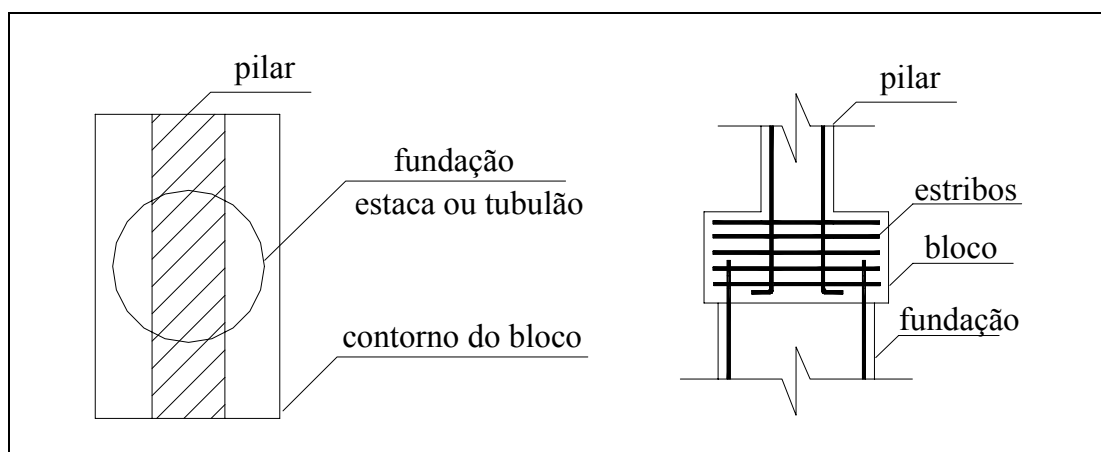


Figura 7.5 – Bloco de fundação sobre uma estaca

De acordo com Alonso (1995), certos autores sugerem a colocação de uma armadura superior nos blocos de uma estaca utilizando uma seção mínima que atenda às disposições construtivas, enquanto outros autores dispensam a colocação desta armadura por entender que a mesma dificulta a confecção do bloco, trazendo mais desvantagens do que vantagens para o mesmo.

O autor do presente trabalho entende que uma maneira racional de determinar a quantidade de armadura a ser utilizada em blocos sobre uma estaca pode ser dada pela teoria que descreve a necessidade de armaduras de fendilhamento para "blocos parcialmente carregados".

Neste caso, além da armação do pilar que se aloja no bloco e de uma armação eventual da estaca que também se prolonga pelo bloco adentro, deve-se prever armaduras adicionais na forma de estribos horizontais para resistir às tensões de tração no bloco, ocasionadas pela concentração de tensões em áreas parcialmente carregadas.

De acordo com Fusco (1994), nos blocos parcialmente carregados a distribuição de tensões não é uniforme ao longo de um certo trecho de comprimento l_0 e as tensões longitudinais de compressão são acompanhadas por tensões transversais de tração, conforme ilustra a Figura 7.6.

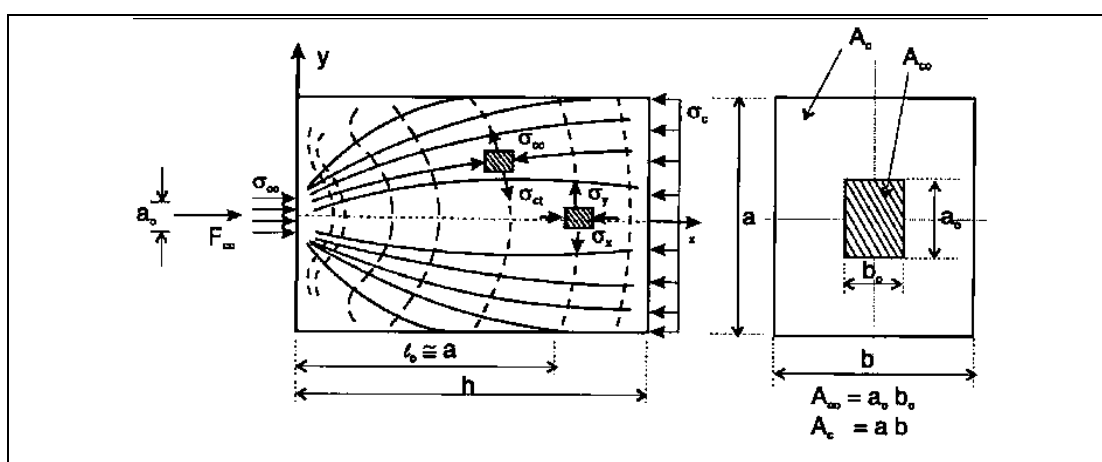


Figura 7.6 – Comprimento de perturbação de um bloco parcialmente carregado
(Fonte: Fusco (1994))

O comprimento l_o é denominado de “comprimento de perturbação” ou “comprimento de regularização” e, de acordo com o Princípio de Saint-Venant, este comprimento é da ordem de grandeza da maior dimensão “a” da seção de aplicação da força F_{co} .

A força de compressão F_{co} , aplicada na área restrita $A_{co} = a_o.b_o$, produz a tensão σ_{co} , dada pela equação (7.2):

$$\sigma_{co} = \frac{F_{co}}{A_{co}} = \frac{F_{co}}{a_o.b_o} \quad (7.2)$$

Pelo fato da força ser aplicada numa área parcial, o material do bloco fica sujeito a estados múltiplos de tensão. Ao longo do eixo da peça, na direção longitudinal, a tensão σ_x será sempre de compressão.

Nas duas direções transversais, as tensões σ_y e σ_z serão de compressão apenas nas imediações da face de carregamento, sendo de tração no restante do comprimento de perturbação. Desta maneira, para a manutenção do equilíbrio é necessário a colocação de uma armadura transversal de solidarização, capaz de absorver os esforços de tração.

De acordo com Fusco (1994), a avaliação das tensões transversais que tendem a fendilhar longitudinalmente os blocos parcialmente carregados já foi feita há muito tempo, nos trabalhos pioneiros de Ivengar e de Guyon e, hoje em dia, tal avaliação pode ser obtida com facilidade recorrendo ao Método dos Elementos Finitos.

Conforme visto, nas peças onde ocorrem tensões de fendilhamento devido a forças de compressão aplicadas em áreas reduzidas, como é o caso dos blocos parcialmente carregados, devem ser colocadas armaduras transversais, convenientemente dispostas, para que se impeça o fendilhamento longitudinal sob o efeito das tensões transversais de tração.

De acordo com Fusco (1994), quando as áreas $A_c = a.b$, com $(a > b)$ e $A_{co} = a_o.b_o$, com $(a_o > b_o)$, formarem dois retângulos concêntricos, em cada uma das direções paralelas a “a” e “b”, devem ser colocadas as armaduras transversais indicadas pelas equações (7.3) e (7.4).

$$A_{sa} = \frac{F_{cod}}{3,3} \left(\frac{a - a_o}{a} \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} \quad \text{para a direção paralela a “a”} \quad (7.3)$$

$$A_{sb} = \frac{F_{cod}}{3,3} \left(\frac{b - b_o}{b} \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} \quad \text{para a direção paralela a “b”} \quad (7.4)$$

Observa-se que as armaduras transversais calculadas a partir das equações (7.3) e (7.4) são uma simples armadura contra o fendilhamento longitudinal do bloco e não têm como finalidade produzir um efeito de cintamento do concreto.

De acordo com os critérios de resistência dos blocos parcialmente carregados, a capacidade resistente do bloco não depende da armadura transversal contra o fendilhamento. No entanto, a capacidade resistente do bloco pode ser aumentada por cintamento do concreto.

A NBR6118 (2003), no seu item 21.2, faz recomendações para regiões com introdução de cargas concentradas que gerem pressão de contato em área reduzida. De acordo com a norma brasileira, existindo carga em área reduzida, deve ser disposta armadura para resistir a todos os esforços de tração, sempre que a possibilidade de fissuração do concreto possa comprometer a resistência do elemento estrutural.

Quando a carga atuar em área menor do que a da superfície do elemento estrutural, pode-se considerar aumentada a capacidade de resistência do concreto, não ultrapassando o valor resistente de cálculo, correspondente ao esmagamento, dado pela equação (7.5):

$$F_{rd} = A_{co} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c2}}} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \cdot A_{co} \quad (7.5)$$

Onde:

A_{co} é a área reduzida carregada uniformemente;

A_{c1} é a área máxima de mesma forma e mesmo centro de gravidade que A_{co} , inscrita na área A_{c2} ;

A_{c2} é a área total, situada no mesmo plano de A_{co} .

No caso de A_{co} ser retangular, a proporção entre os lados não deve ser maior que 2. Os valores dados pela equação (7.5) devem ser reduzidos se a carga não for uniformemente distribuída ou se existirem esforços de cisalhamento.

O CEB-FIP Model Code 1990 (1993), item 3.3, também apresenta algumas recomendações práticas para o dimensionamento de blocos parcialmente carregados. De acordo com o código modelo pode ocorrer descolamento (“spalling”) próximo às faces da área parcialmente carregada, ruptura por tensão transversal (“splitting”) nas zonas mais profundas e esmagamento (“crushing”) da superfície carregada.

Os problemas anteriores podem ser evitados, desde que a tensão introduzida pelo pilar ou pelas estacas no bloco se mantenha inferior às tensões apresentadas nas equações a seguir:

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq 4 \cdot f_{cc} \rightarrow \text{Descolamento próximo às faces parcialmente carregadas;} \quad (7.6)$$

$$f_{cc}^* = 2 \cdot \frac{(b_2/b_1)^2}{(b_2/b_1) - 1} \cdot \left(\frac{f_{ct}}{f_{cc}} \right) \cdot f_{cc} \rightarrow \text{Fissuração transversal nas zonas mais profundas;} \quad (7.7)$$

$$f_{cc}^* = 12,5 \cdot f_{cc} \cdot \sqrt{\left(\frac{40}{f_{cc}} \right)} \rightarrow \text{Esmagamento da superfície carregada.} \quad (7.8)$$

Onde:

f_{cc} = Resistência à compressão do concreto;

f_{ct} = Resistência à tração do concreto;

A_1 = Área carregada (pilar ou estacas);

A_2 = Área que envolve a área carregada (bloco);

b_1 = Lado da área carregada (lado do pilar);

b_2 = Lado da área que envolve a área carregada (lado do bloco).

7.4.2 Dimensionamento de Blocos Sobre Duas Estacas

Moraes (1976) faz recomendações para blocos sobre duas estacas utilizando o “Método das Bielas”, a partir dos ensaios clássicos de Blévyot e Frémy. A seguir apresenta-se a formulação para este e para outros casos, procurando melhorar a formulação proposta com base nos conhecimentos adquiridos ao longo do presente trabalho.

Inicialmente, Moraes (1996) recomenda que os blocos sobre duas estacas tenham uma largura B e um comprimento L , dados pelas equações (7.7) e (7.8):

$$B = D + 2 \times 15 \text{ cm} \quad (7.7)$$

$$L = e + D + 2 \times 15 \text{ cm} \quad (7.8)$$

Onde:

D = diâmetro da estaca;

e = espaçamento entre estacas.

O dimensionamento das armaduras é feito considerando-se o “Modelo de Escoras e Tirantes” da Figura 7.7.

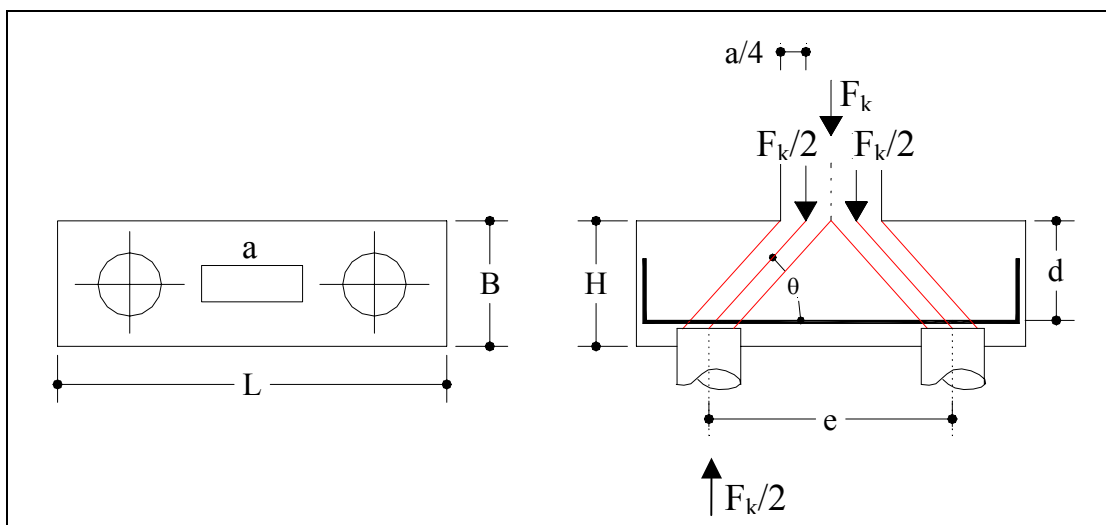


Figura 7.7 – Modelo de Escoras e Tirantes para blocos sobre duas estacas

A inclinação das escoras deve estar entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, ou seja, a altura útil deve respeitar o limite apresentado na equação (7.9):

$$0,5 \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (7.9)$$

A inclinação das escoras e o esforços atuantes são dados pelas equações (7.10) a (7.12):

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a}{4}} \quad (7.10)$$

$$C = \frac{F_k}{2 \cdot \operatorname{sen} \theta} \quad (7.11)$$

$$Z = \frac{F_k (2 \cdot e - a)}{8 \cdot d} \quad (7.12)$$

A armadura necessária é dada pela equação (7.13):

$$A_s = \frac{1,4 \cdot Z}{f_{yd}} \quad (7.13)$$

A tensão máxima de compressão no concreto, na escora junto ao pilar é dada pela equação (7.14), que foi corrigida para a NBR 6118 (2003), uma vez que as recomendações de Moraes (1976) são ainda anteriores a NB-1 (1978).

$$\frac{F_k}{A_{\text{pilar}} \cdot \operatorname{sen}^2 \theta} \leq \frac{1,4 \cdot f_{ck}}{1,4} = 1,0 \cdot f_{ck} \quad (7.14)$$

A tensão máxima de compressão no concreto, na escora junto à estaca é dada pela equação (7.15), também ajustada para atender à NBR6118 (2003):

$$\frac{F_k}{2 \cdot A_{\text{estaca}} \cdot \sin^2 \theta} \leq \frac{1,4 \cdot f_{ck}}{1,4} = 1,0 \cdot f_{ck} \quad (7.15)$$

Sendo A_{pilar} e A_{estaca} a área da seção transversal do pilar e da estaca, respectivamente.

Deve-se observar que ao invés de 1,4 nos denominadores das equações (7.14) e (7.15), Moraes (1976) utilizava o coeficiente 1,65, que era o coeficiente de segurança utilizado em uma das versões da norma brasileira de concreto armado, publicada em 1960. Observa-se que com esse ajuste as equações dão certa folga ao que se vinha praticando no passado.

7.4.3 Dimensionamento de Blocos Sobre Três Estacas

De acordo com Leonhardt; Mönnig (1978), quando a carga se distribui espacialmente entre 3 ou mais estacas, isto é, em várias direções, as escoras de compressão formam-se de preferência nas distâncias mais curtas entre as estacas. Dessa maneira, os tirantes devem ser dispostos sobre as estacas nas direções em que as distâncias entre elas sejam as mais curtas, conforme ilustra a Figura 7.8.

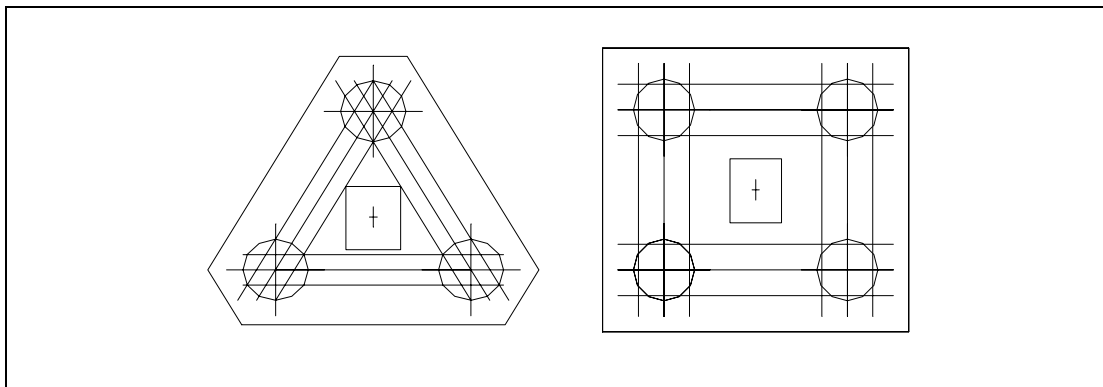


Figura 7.8 - Esquema de armação para blocos sobre três e quatro estacas de acordo com Leonhardt; Mönnig (1978)

É muito importante que essas armaduras sejam concentradas o máximo possível sobre as estacas e não distribuídas de modo aproximadamente uniforme pela largura do bloco, pois as escoras de compressão se concentram na direção dos apoios rígidos constituídos pelas estacas e lá devem se compor com os esforços do tirante.

Leonhardt; Mönnig (1978) ainda relatam que ensaios mostraram que quando a armadura for disposta também entre estacas, uma parte dos esforços das escoras de compressão atua nessa região e pressiona o tirante para baixo, pois o mesmo não tem apoio nesse local. Surgem então fissuras que conduzem a ruptura prematura, pois a zona comprimida para baixo e para fora arranca a malha de armadura mesmo nas proximidades das estacas.

Para o dimensionamento de blocos sobre três estacas Moraes (1976) novamente utiliza as recomendações de Blévyot e Frémy, isto é, utiliza o Método das Bielas para a determinação das armaduras resistentes. A determinação dos esforços é feita tomando por base o modelo da Figura 7.9.

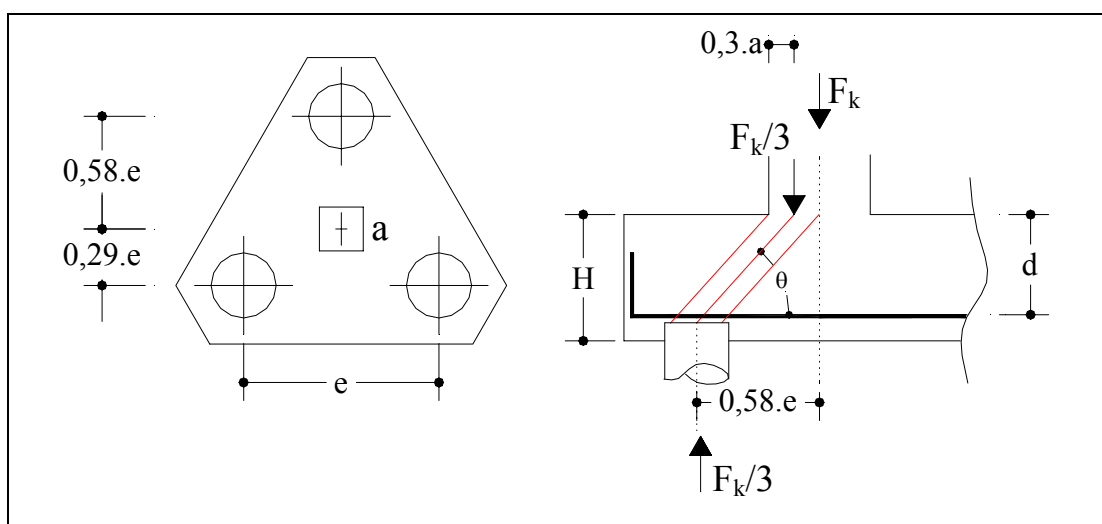


Figura 7.9 – Modelo de Escoras e Tirantes para bloco sobre três estacas

A inclinação das escoras deve estar entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, ou seja, a altura útil deve respeitar o limite apresentado na equação (7.16):

$$0,58 \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq 0,825 \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (7.16)$$

A inclinação das escoras é dada pela equação (7.17):

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{e\sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a} \quad (7.17)$$

Será apresentado apenas o processo de cálculo para as armaduras dispostas segundo os lados do triângulo formado pelas estacas, por entender que esta seja a melhor disposição para as armaduras, conforme recomendações de Leonhardt; Mönnig (1978). Os esforços nos tirantes são obtidos através da equação (7.18):

$$Z = \frac{F_k}{9 \cdot d} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (7.18)$$

Os esforços nas escoras são dados pela equação (7.19):

$$C = \frac{F_k}{3 \cdot \operatorname{sen} \theta} \quad (7.19)$$

A armadura necessária segundo os lados é calculada pela equação (7.20):

$$A_s = \frac{1,4 \cdot Z}{f_{yd}} \quad (7.20)$$

Deve-se ainda dispor uma de malha com pelo menos de 20% de A_s em cada direção.

A tensão máxima de compressão no concreto, na escora junto ao pilar é dada pela equação (7.21), corrigida para a NBR6118 (2003), uma vez que as recomendações são anteriores a NB-1 (1978):

$$\frac{F_k}{A_{\text{pilar}} \cdot \sin^2 \theta} \leq \frac{1,75 \cdot f_{ck}}{1,40} = 1,25 \cdot f_{ck} \quad (7.22)$$

A tensão máxima de compressão no concreto, na escora junto à estaca é dada pela equação (7.22), também corrigida para a NBR6118 (2003):

$$\frac{F_k}{3 \cdot A_{\text{estaca}} \cdot \sin^2 \theta} \leq \frac{1,75 \cdot f_{ck}}{1,40} = 1,25 \cdot f_{ck} \quad (7.22)$$

Sendo A_{pilar} e A_{estaca} a área da seção transversal do pilar e da estaca, respectivamente. Adicionalmente, deve-se observar que no caso de pilar retangular deve ser tomada a menor dimensão do mesmo para o cálculo da dimensão “a”.

7.4.4 Dimensionamento de Blocos Sobre Quatro Estacas

Para o dimensionamento de blocos sobre quatro estacas, Moraes (1976) utiliza novamente as recomendações de Blévyot e Frémy, isto é, utiliza o Método das Bielas para a determinação das armaduras resistentes. A determinação dos esforços é feita tomando por base o modelo da Figura 7.10.

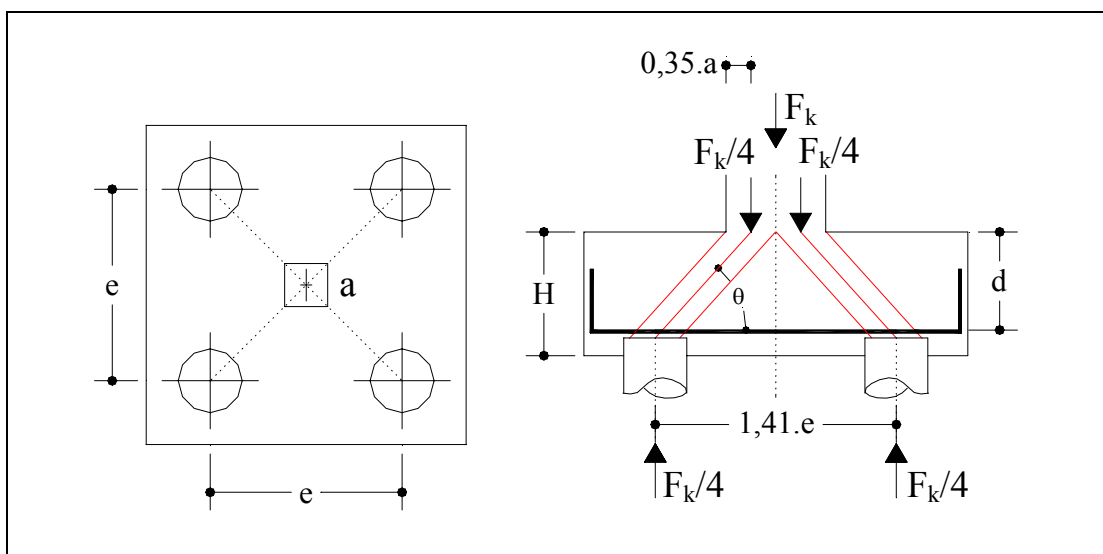


Figura 7.10 – Modelo de Escoras e Tirantes para bloco sobre quatro estacas

A inclinação das escoras deve estar entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, ou seja, a altura útil deve respeitar o limite apresentado na equação (7.23):

$$0,71 \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) \leq d \leq \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (7.23)$$

Para armaduras segundo os lados formados pelas estacas a inclinação das escoras e esforços nas armaduras são dados pelas equações (7.24) e (7.25):

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a\sqrt{2}}{4}} \quad (7.24)$$

$$Z = \frac{F_k}{8 \cdot d} \left(e - \frac{a}{2} \right) \quad (7.25)$$

A armadura necessária segundo os lados é dada pela equação (7.26):

$$A_s = \frac{1,4 \cdot Z}{f_{yd}} \quad (7.26)$$

Adicionalmente deve-se introduzir uma armadura em malha, com pelo menos de 20% de A_s em cada uma das direções.

A tensão máxima de compressão no concreto, na escora junto ao pilar e na escora junto à estaca pode ser obtida através das equações (7.27) e (7.28), corrigidas para a NBR6118 (2003), uma vez que as recomendações são anteriores a NB-1 (1978):

$$\frac{F_k}{A_{\text{pilar}} \cdot \operatorname{sen}^2 \theta} \leq \frac{2,11 \cdot f_{ck}}{1,40} = 1,50 \cdot f_{ck} \quad (7.27)$$

$$\frac{F_k}{4 \cdot A_{\text{estaca}} \cdot \operatorname{sen}^2 \theta} \leq \frac{2,11 \cdot f_{ck}}{1,40} = 1,50 \cdot f_{ck} \quad (7.28)$$

Sendo A_{pilar} e A_{estaca} a área da seção transversal do pilar e da estaca, respectivamente.

7.4.5 Dimensionamento de Blocos Sobre Cinco Estacas

Para blocos sobre cinco estacas, sendo as estacas dispostas nos vértices e no centro de um bloco quadrado, Moraes (1976) recomenda proceder como no caso dos blocos de quatro estacas, substituindo-se F_k por $4/5.F_k$.

7.4.6 Dimensionamento de Blocos Sobre Número Qualquer de Estacas

De acordo com Alonso (1995), o cálculo de um bloco sobre um número qualquer de estacas é feito de forma aproximada, utilizando o Modelo de Viga. Assim como Moraes (1976), o pesquisador considera a existência de duas linhas de ruptura ortogonais, as quais servem de seções de referência para o cálculo dos momentos atuantes, conforme ilustra a Figura 7.11.

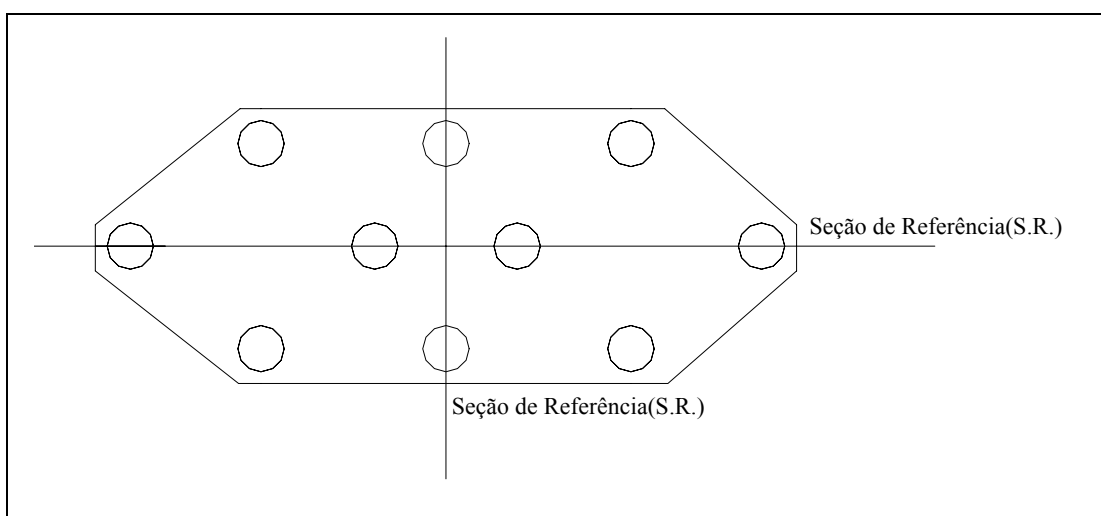


Figura 7.11 – Seções de referência para o cálculo de bloco de fundação sobre um número qualquer de estacas de acordo com Alonso (1995)

De acordo com Alonso (1995), a seção de referência no caso de pilares de pequena inércia pode ser tomada no eixo do pilar ($c_1 = b/2$) ou a critério do calculista. Para pilares de grande inércia, a seção de referência pode ser tomada a uma distância $c_1 = 0,15.b$. Ainda de acordo com o pesquisador, três casos podem ocorrer:

- Bloco flexível, no qual a relação $a/d > 1$
- Bloco rígido com relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$
- Bloco rígido com relação $a/d < 0,5$

Sendo que “a” representa a distância entre a seção de referência e o centro da estaca mais afastada e “d” representa a altura útil do bloco de fundação.

Para o caso de bloco flexível, o esquema de cargas apresentado na Figura 7.12, permite calcular o momento fletor e o esforço cortante numa seção genérica S.

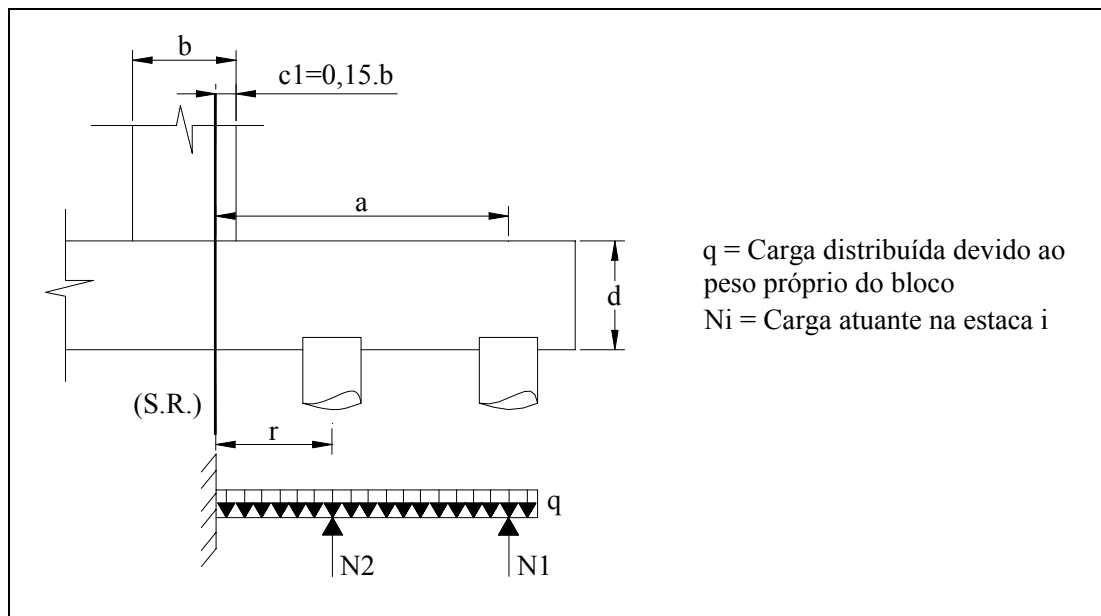


Figura 7.12 – Bloco flexível sobre um número qualquer de estacas

Os esforços são obtidos aplicando-se as equações (7.29) e (7.30):

$$M = \sum N_i r_i - \frac{q \cdot a^2}{2} \quad (7.29)$$

$$Q = \sum N_i - q \cdot a \quad (7.30)$$

O dimensionamento do bloco de fundação é feito como se fosse uma viga flexível, traçando-se os diagramas de M e Q e armando o bloco para esses esforços.

Para o caso de bloco rígido com relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$, o dimensionamento é feito utilizando o Método das Bielas e baseando-se na Figura 7.13.

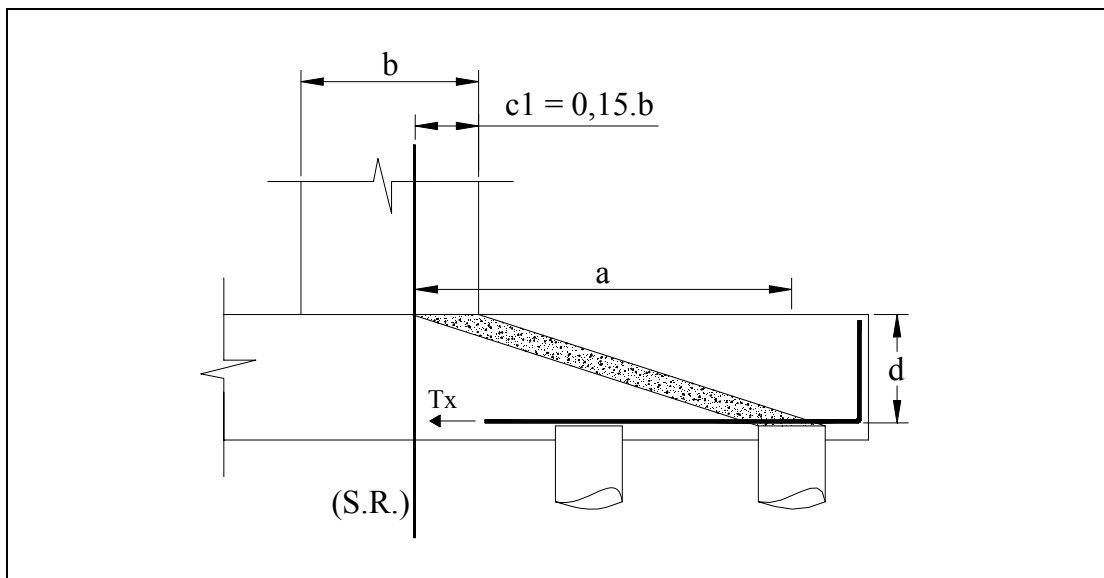


Figura 7.13 – Cálculo de blocos rígidos com relação $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ sobre um número qualquer de estacas de acordo com Alonso (1995)

Calcula-se inicialmente a força T através da equação (7.31) e em seguida calcula-se a armadura necessária aplicando a equação (7.32):

$$T = \frac{\sum N_i a_i}{0,85 \cdot d} \quad (7.31)$$

$$A_s = \frac{1,61 \cdot T}{f_{yk}} \quad (7.32)$$

Há necessidade de verificar se não há esmagamento da escora, bastando para isso que se cumpra o limite da equação (7.33):

$$\frac{V_d}{b_w \cdot d} \leq 2 \cdot f_{td} \quad (7.33)$$

Onde f_{td} é a resistência de cálculo à tração do concreto.

De acordo com Alonso (1995) deve-se dispor adicionalmente uma armadura horizontal com seção igual a 1/8 da armadura principal.

Para blocos rígidos com relação $a/d < 0,5$, Alonso (1995) relata que há necessidade de se garantir que não ocorra a ruptura do bloco por compressão diametral, analogamente ao que ocorre quando se ensaia um corpo-de-prova de concreto à tração.

Para tanto, a armadura principal deverá ser constituída de estribos horizontais cuja seção é dada pela equação (7.35):

$$Z = \frac{1}{2} \sum N_i \quad (7.34)$$

$$A_{sh} = \frac{1,61.Z}{f_{yk}} \text{ (em cada face)} \quad (7.35)$$

A armadura inferior será apenas secundária e terá apenas caráter construtivo, com o seu valor estimado através da equação (7.37):

$$T_x = \frac{\sum N_i a_i}{0,85.d} \quad (7.36)$$

$$A_s = \frac{1,61.T_x}{f_{yk}} \quad (7.37)$$

Neste caso também convém verificar se não há possibilidade de esmagar a escora de concreto, sendo necessário novamente que a equação (7.33) seja verificada.

7.5 Comparação Entre o Método das Bielas e o Modelo de Viga para Caso Frequente de Dimensionamento

Visando demonstrar as afirmativas feitas no item 7.2, quanto a imprecisão do Modelo de Viga para o caso de blocos rígidos, seja o caso de dimensionamento apresentado na Figura 7.14.

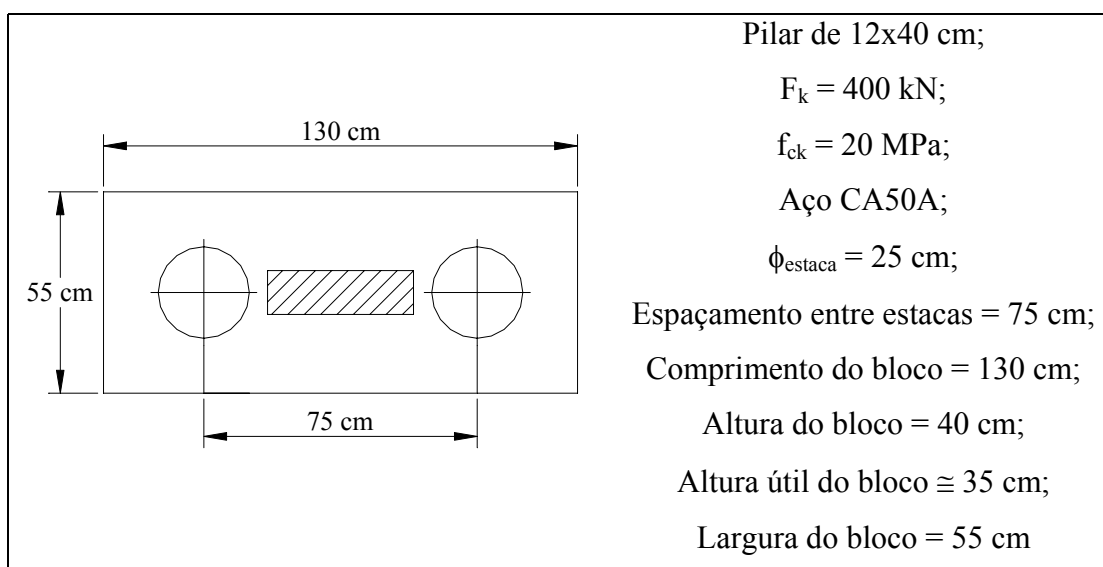


Figura 7.14 – Características do bloco a ser dimensionado com o Método das Bielas e com o Modelo de Viga

Conforme se observa, trata-se de um caso muito frequente, que será dimensionado inicialmente utilizando o Método das Bielas e posteriormente com o Modelo de Viga.

Através do Método das Bielas, mais especificamente a partir das expressões fornecidas no item 7.4.2, obtém-se a seguinte armadura para o tirante principal:

$$Z = \frac{F_k(2.e - a)}{8.d} = \frac{400.(2.75 - 40)}{8.35} = 157,14 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1,4.Z}{f_{yd}} = \frac{1,4.157,14}{43,48} = 5,05 \text{ cm}^2$$

Adicionalmente, verifica-se que o ângulo interno, bem como, o nível de tensão desenvolvido nas escoras respeitam os valores limites estabelecidos, garantindo dessa maneira o bom funcionamento do Método das Bielas.

Aplicando o Modelo de Viga para o problema de dimensionamento apresentado na Figura 7.14, convém determinar o máximo momento fletor e a máxima força cortante atuantes em uma seção crítica, escolhida intuitivamente no centro do pilar.

Admitindo que o bloco possa ser considerado como uma viga simplesmente apoiada sobre estacas, que recebe como carregamento a carga característica do pilar, os máximos esforços obtidos são $M = 75 \text{ kN.m}$ e $V = 200 \text{ kN}$. A partir desses esforços pode-se quantificar a armadura resistente para o tirante, conforme a seguir:

→ Dimensionamento à Flexão

$$x_{23} = 0,259.d = 0,259.35 = 9,06 \text{ cm}$$

$$x_{34} = 0,628.d = 0,628.35 = 21,98 \text{ cm}$$

$$x_{\text{limite}} = 0,50.d = 0,5.35 = 17,5 \text{ cm (Máxima altura de linha neutra imposta pela NBR6118 (2003))}$$

$$x = 1,25.d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b_w.d^2.f_{cd}}} \right] = 1,25.35 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1,4.100.75}{0,425.55.35^2 \cdot \frac{2,0}{1,4}}} \right] = 6,03 \text{ cm}$$

Como $x < x_{23}$ tem-se Estado Limite Último no Domínio 2, podendo a armadura do tirante ser calculada por:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0,4.x)} = \frac{1,4.100.75}{43,48.(35 - 0,4.6,03)} = 7,41 \text{ cm}^2$$

→ Dimensionamento ao Esforço Cortante (Adotado o Modelo de Cálculo I recomendado pela NBR6118 (2003))

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,92 \cdot 2,0 / 1,4 \cdot 55 \cdot 35 = 683,10 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0,92$$

$$V_{Sd} = \gamma_f \cdot V = 1,4 \cdot 200 = 280 \text{ kN}$$

$V_{Sd} < V_{Rd2} \rightarrow \text{OK}$, existe grande probabilidade de não ocorrer a ruptura das diagonais comprimidas.

$$V_{Sd} = V_c + V_{sw} \rightarrow V_{sw} = V_{Sd} - V_c$$

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,11 \cdot 55 \cdot 35 = 127,05 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot 20^{2/3} = 1,10 \text{ MPa} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{sw} = 280 - 127,05 = 152,95 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = \frac{152,95}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 43,48} = 11,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dessa maneira, observa-se para o problema em questão, que o Modelo de Viga requer uma armadura para o tirante principal 46% maior do que aquela apontada pelo Método das Bielas. Adicionalmente, observa-se que no Modelo de Viga existe a necessidade de uma alta taxa de armadura transversal, que não é necessária no Método das Bielas, a não ser para fins de controle de fissuração.

De maneira a não precisar armar o bloco com armaduras transversais quando utilizando o Modelo de Viga, convém estabelecer uma altura adequada para o bloco, fazendo com que a contribuição do concreto seja superior a força cortante solicitante. Para o problema em questão seria preciso uma altura útil de 77 cm, que se constitui em um valor um tanto quanto exagerado.

Por outro lado, se a seção crítica fosse tomada com base nas recomendações do ACI-318 (1997) ou da CSA (1994), isto é, na face do pilar, seria obtida uma armadura longitudinal de $3,32 \text{ cm}^2$, que é 34% menor do que aquela apontada pelo Método das Bielas, indicando um dimensionamento visivelmente contra a segurança.

Portanto, fica demonstrado que o Modelo de Viga quando aplicado ao dimensionamento de blocos rígidos, pode conduzir a soluções inseguras e antieconômicas. Para que esse modelo seja válido para os blocos de fundação é imprescindível a validade da hipótese das seções planas. O código canadense CSA (1994) alerta para tal fato, que não é verificado no código americano ACI-318 (1997).

7.6 *Análise Não-Linear de Bloco Rígido Sobre Duas Estacas*

7.6.1 Descrição do Ensaio Experimental de Referência

Para o desenvolvimento das simulações numéricas desta etapa do trabalho, tomou-se como referência os resultados experimentais apresentados por Mautoni (1972). Esse pesquisador ensaiou cerca de 20 modelos de blocos rígidos sobre duas estacas, de maneira a comprovar equações de sua autoria estabelecidas para a carga teórica de ruína em função de uma taxa crítica de armadura.

Mautoni (1972) procurou variar a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal e as características geométricas dos blocos, registrando o desenvolvimento das fissuras e das cargas de ruína. A comparação das cargas de ruína experimentais com aquelas previstas analiticamente pelo autor teve diferença que oscilou entre 5% para menos e 1% para mais.

Os blocos sobre dois apoios foram ensaiados com o trecho representativo dos pilares recebendo a carga através de um prato com articulação esférica fixa e com os dois apoios (estacas) suportados por articulações móveis, conforme ilustra a Figura 7.15.

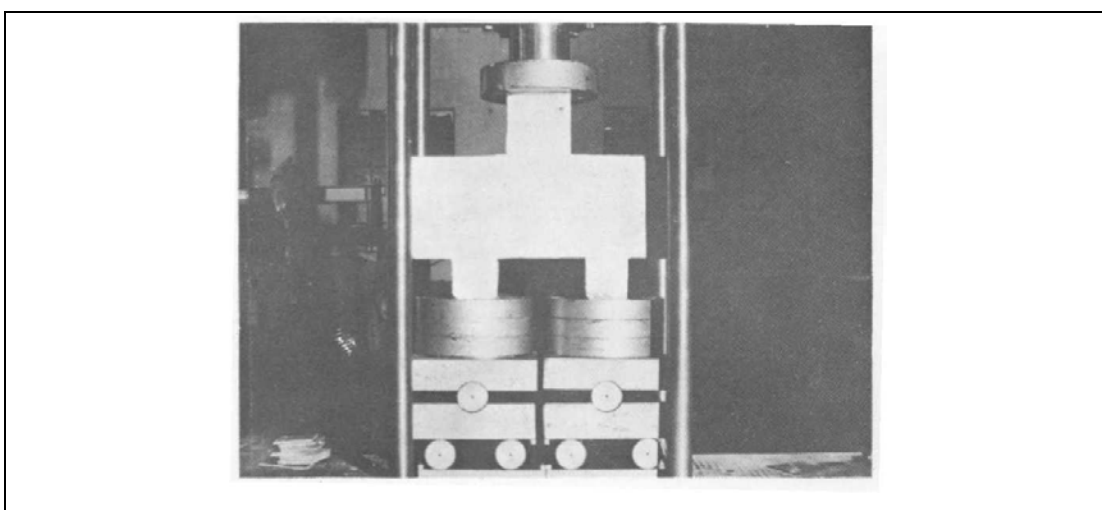


Figura 7.15 – Configuração dos ensaios experimentais realizados por Mautoni (1972)

Mautoni (1972) descreveu com grandes detalhes o ensaio de um bloco denominado B1-A, fornecendo informações relevantes para a condução de análises numéricas. Este bloco foi moldado com um concreto de resistência média à compressão de 36,3 MPa, moldado com agregados de diâmetro máximo de 19 mm.

O bloco B1-A possui largura de 15 cm, altura de 25 cm, comprimento de 15 cm para o pilar e comprimento de 10 cm para as estacas. A distância entre os eixos das estacas é igual a 32 cm e a saliência existente entre a face das estacas e o bloco igual 9 cm. Para a armadura longitudinal disponibilizou-se 6 barras de 12,5 mm com resistência média ao escoamento de 720 MPa.

Como a distância existente entre a face do pilar até o centro da estaca é menor do que duas vezes a altura do bloco, é fácil notar que o bloco B1-A é rígido. Conforme comentado anteriormente, o comportamento complexo dos blocos rígidos só pode ser investigado utilizando o Método das Bielas. Essa atividade será aqui efetuada, tendo como procedimento de apoio o Método dos Elementos Finitos.

De acordo com Mautoni (1972), a primeira fissura verificada no bloco B1-A ocorreu no meio do vão, na zona inferior do bloco junto à armadura de tração, para uma carga de 200 kN e evoluiu somente em abertura e não em extensão.

A segunda fissura abriu-se na zona central do trecho comprimido, isto é, na região central da escora inclinada existente entre o pilar e as estacas. Em seguida essa fissura se propagou para baixo (em direção ao apoio) e para cima (em direção ao pilar). A segunda fissura ocorreu para a carga de 250 kN, evoluindo apenas em extensão até a carga de 400 kN.

A terceira fissura, da mesma natureza que a segunda, abriu-se para a carga de 300 kN e evoluiu em extensão até 400 kN. Quando a carga no bloco atingiu 400 kN, foram observadas duas novas fissuras: a quarta da mesma natureza da primeira e a quinta da mesma natureza da terceira fissura. A quarta fissura praticamente não evoluiu em extensão até a ruína do bloco e a quinta evoluiu em extensão até a carga de 550 kN.

Quando a carga no bloco alcançou 600 kN foram observadas duas novas fissuras: a sexta fissura, de mesma natureza da segunda, terceira e quinta fissuras, e a sétima fissura, de mesma natureza da primeira e quarta fissuras. De 600 kN em diante, as fissuras praticamente estacionaram em extensão e evoluíram apenas em abertura.

A Figura 7.16 apresenta a geometria do bloco B1-A, bem como, as fissuras desenvolvidas até a carga de 600 kN.

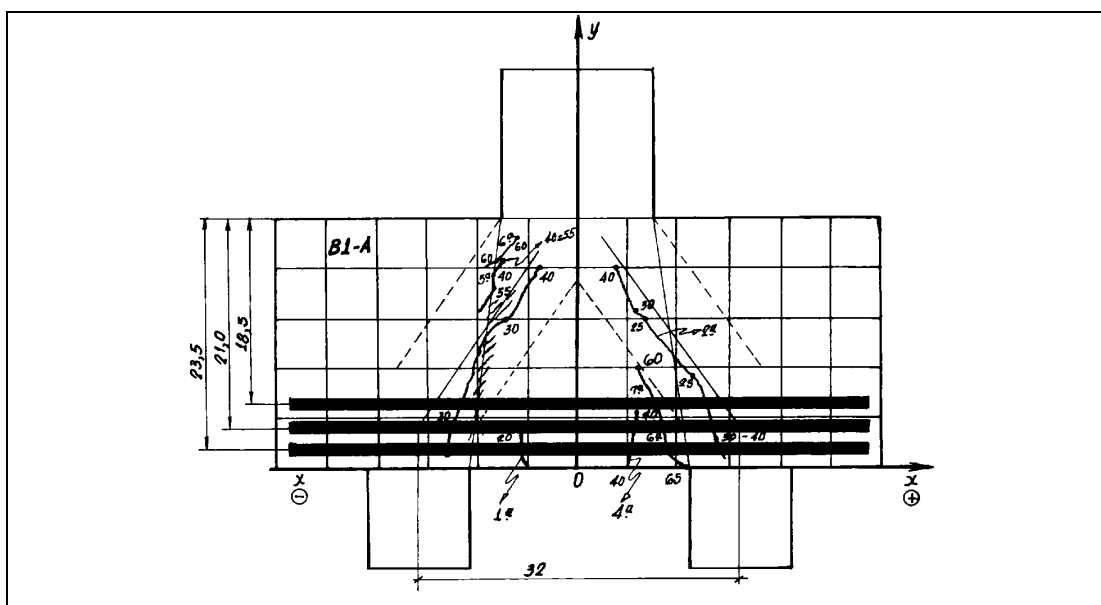


Figura 7.16 – Configuração geométrica do bloco B1-A ensaiado por Mautoni (1972) e fissuras desenvolvidas até a carga de 600 kN

De acordo com Mautoni (1972), para uma carga aplicada de 780 kN tornou-se nítida a superfície onde ocorreria a ruptura: numerosas fissuras paralelas, típicas de cisalhamento, formando um plano de ruptura que passava entre a face interna das estacas e a face lateral do pilar. Na Figura 7.17(a) apresenta-se o plano de ruptura observado, acompanhado de algumas fissuras na região central do bloco B1-A.

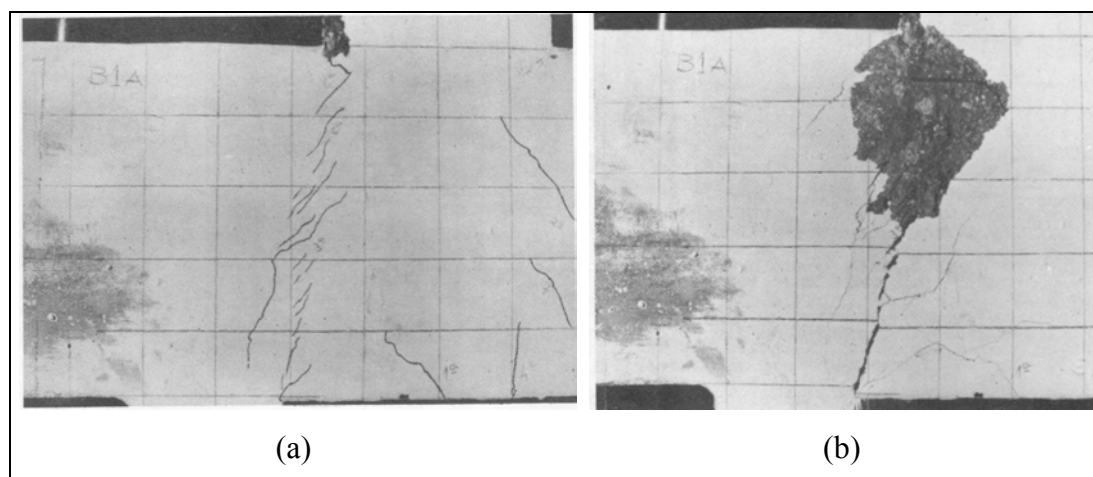


Figura 7.17 – (a) Panorama de fissuração para a carga de 780 kN e (b) panorama de fissuração para a carga de 800 kN (ruptura)

(Fonte: Mautoni (1972))

Em seguida, Mautoni (1972) elevou a carga no bloco para 800 kN, porém iniciou-se a ruína e a carga estabilizou-se em 300 kN, ocorrendo apenas o escorregamento relativo entre as duas partes do bloco. A Figura 7.17(b) apresenta o aspecto de ruína do bloco de fundação sobre duas estacas, ilustrando um grande descolamento de concreto na região do pilar.

De acordo com Mautoni (1972) a primeira, quarta e sétima fissuras obedecem um mecanismo diferente daquele que provoca as outras fissuras. Essas fissuras abrem-se e conservam a tendência de separação dos dois lados, tendência essa que é impedida pela armadura de tração. Se a armadura de tração não fosse capaz de resistir aos esforços que provocaram essas fissuras, o bloco entraria em ruína bruscamente, provocando um colapso frágil.

A segunda, terceira, quinta e sexta fissuras se localizam em zonas desprovidas de armaduras, no entanto, o bloco somente entrou em ruína para uma carga três vezes maior do que aquela que provocou o aparecimento da segunda fissura. Na Figura 7.17(a), pode-se observar que todas essas fissuras se localizam em zonas de compressão, ou seja, nas escoras que ligam as estacas ao pilar.

7.6.2 Análise Não-Linear do Bloco B1-A Utilizando *DIANA*

Na análise não-linear utilizando o programa *DIANA*, o pilar e as estacas não foram discretizados inicialmente, sendo o efeito desses elementos substituídos por condições de contorno equivalentes, ajustadas adequadamente com o ensaio experimental.

A providência anterior foi tomada no sentido de não se importar, durante a simulação computacional, com uma possível ruptura localizada das estacas e do pilar. Mais adiante, são apresentados resultados numéricos considerando a presença formal do pilar e das estacas no modelo, bem como, avalia-se a influência desses elementos nas respostas numéricas.

Para o problema em questão, foi utilizado um modelo tridimensional, constituído de elementos do tipo CHX60, um elemento sólido (“brick”) isoparamétrico de 20 nós que utiliza interpolação quadrática e integração de Gauss.

O modelo tridimensional foi definido com restrições de translação nas direções x e y , na área destinada ao pilar, e restrição de translação na direção z , para a área destinada às estacas. Estas condições de contorno, bem como, a malha de elementos finitos utilizada, são ilustradas na Figura 7.18.

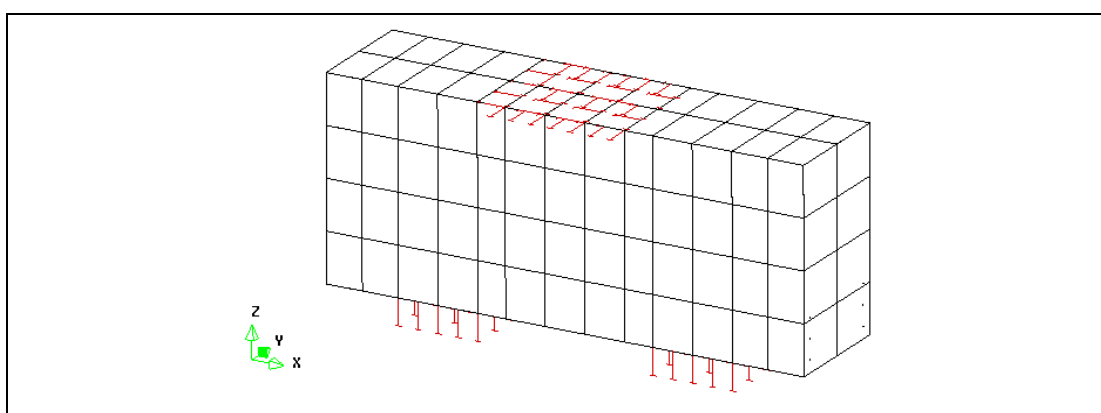


Figura 7.18 – Condições de contorno e malha de elementos finitos utilizadas na investigação do bloco B1-A

Como foi considerado no programa *DIANA* uma condição de aderência perfeita entre o concreto e as armaduras, pouco importou a disposição dos ganchos em “laçada contínua” existente no bloco B1-A. Para a condução da simulação computacional, considerou-se as barras longitudinais com comprimentos retos, desprezando-se a influência dos laços de extremidade.

As propriedades utilizadas para os materiais são apresentadas abaixo, sendo que os parâmetros necessários não informados no trabalho de Mautoni (1972) foram estimados através das recomendações de Feenstra; Borst (1993).

- Concreto

Resistência à tração: 3,63 N/mm²;

Energia de fraturamento para o Modo I: 0,0786 N.mm/mm;

Resistência à compressão: 36,29 N/mm²;

Energia de fraturamento na compressão: 7,85 N.mm/mm²;

Módulo de elasticidade: 33.110,73 N/mm²;

Coefficiente de Poisson: 0,20;

Elemento: CHX60, elemento sólido (brick) isoparamétrico de 20 nós.

- Aço

Módulo de elasticidade: 210.000 N/mm²;

Coefficiente de Poisson: 0,3;

Resistência ao escoamento: 720 N/mm²;

Modelo: VonMises com plasticidade ideal;

Armadura: Bar (embedded reinforcement) com área de 122,71 mm² para cada barra.

Inicialmente utilizou-se nas simulações numéricas um modelo de fissuração do tipo “Fixed Crack Model” com fator de retenção ao cisalhamento (β) igual a 0,99, amolecimento exponencial na tração e diagrama parabólico na compressão. Na área destinada ao pilar aplicou-se uma carga distribuída de 1 N/mm².

Para a solução do sistema de equações não-lineares adotou-se inicialmente o “Método Linear Stiffness”, com ativação das opções de “arc lenght control” e “line search” e com critério de convergência baseado em energia, com tolerância igual a 10^{-2} . As soluções foram obtidas utilizando passos de carga automáticos (“Iteration Based Adaptive Loading”) com passo máximo variável (25, 30 e 50 N/mm²) e mínimo de 0,001 N/mm², num total de 10 passos e 50 iterações.

Inicialmente procurou-se avaliar a influência do passo de carga máximo na solução do problema e várias respostas diferentes de ruína foram obtidas, conforme ilustra a Figura 7.19. A tendência geral observada foi de que passos máximos maiores conduzem a respostas mais rígidas.

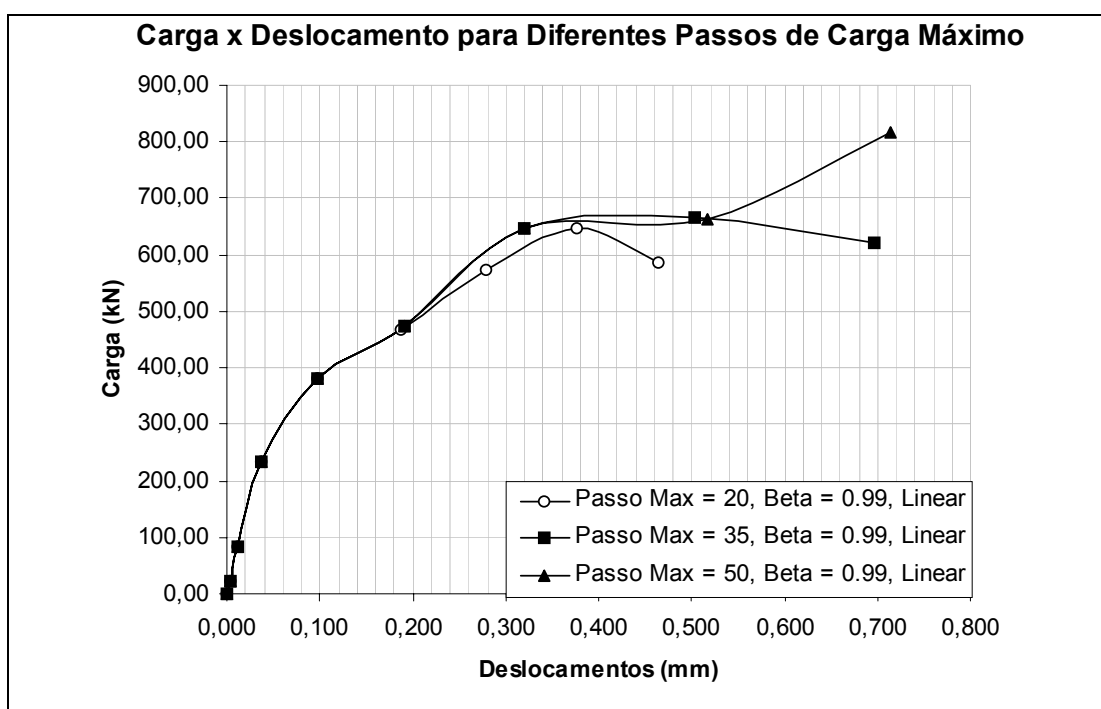


Figura 7.19 – Influência do passo de carga máximo no modelo “Fixed Crack Model”

Observa-se pela Figura 7.19 que com passos máximos de 20 e 35 N/mm² a carga de ruína sequer chegou a 700 kN, enquanto que para um passo máximo de carga igual a 50 N/mm² a carga de ruína ficou muito próxima daquela obtida experimentalmente por Mautoni (1972). Observa-se que a forma de evolução das respostas apresentadas são pouco satisfatórias.

Em seguida foi mantido um passo de carga máximo de 50 N/mm² e procurou-se variar os métodos de solução, buscando encontrar a melhor resposta para o problema em análise. A Figura 7.20 apresenta os resultados dessas análises, que nitidamente apontaram o “Método Secante” como sendo o melhor processo de solução para a investigação conduzida. Além disso a carga de ruína apontada foi de 812 kN e o panorama de fissuração se aproximou muito da resposta experimental.

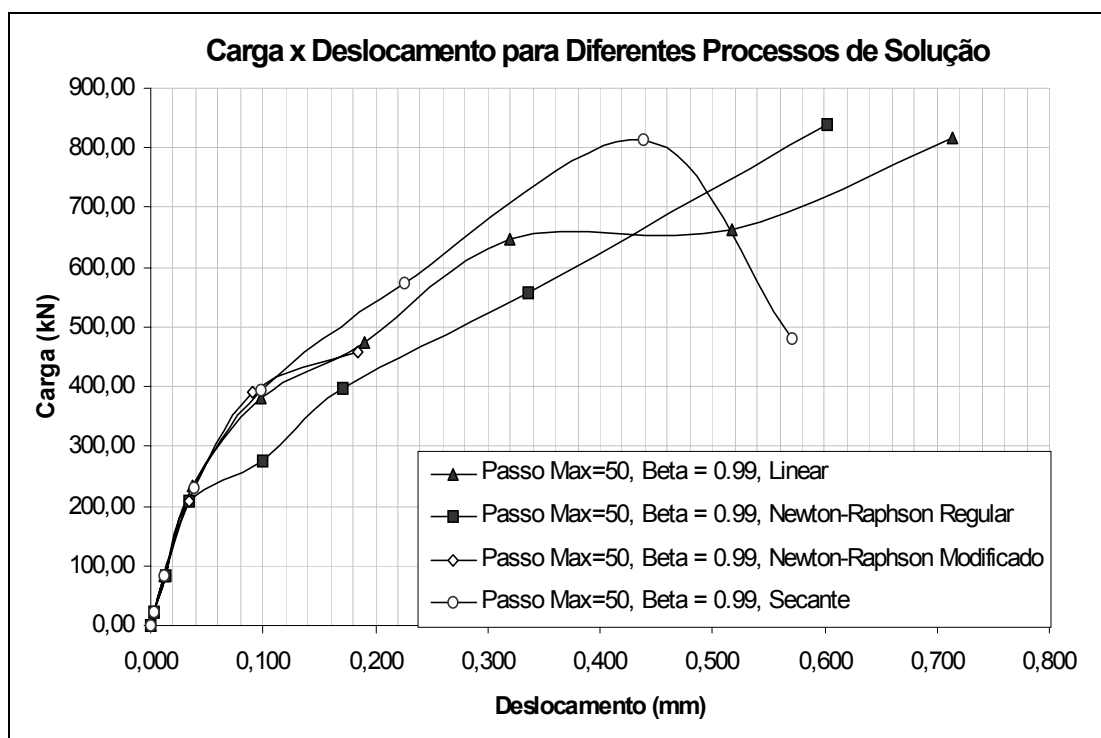


Figura 7.20 – Influência dos métodos de solução no modelo “Fixed Crack Model”

Uma outra análise efetuada consistiu em variar o fator de retenção ao cisalhamento para o valor de 0,001, esperando que com isso a resposta fosse piorada, tendo em vista as observações realizadas por Rots et al. (1985). No entanto, as respostas contradizem totalmente a experiência dos pesquisadores supracitados e não alteram os resultados obtidos.

Visando tirar uma última dúvida, procurou-se manter as características definidas utilizando o “Método Secante” e variou-se apenas o modelo de fissuração de “Fixed Crack Model” para “Rotating Crack Model”, conforme ilustra a Figura 7.21. Mais uma vez o resultado foi surpreendente, pois a resposta fornecida pelo último modelo foi a mais rígida, sendo que a maioria dos artigos consultados relatam que ela normalmente leva a cargas de ruína mais baixas do que as reais.

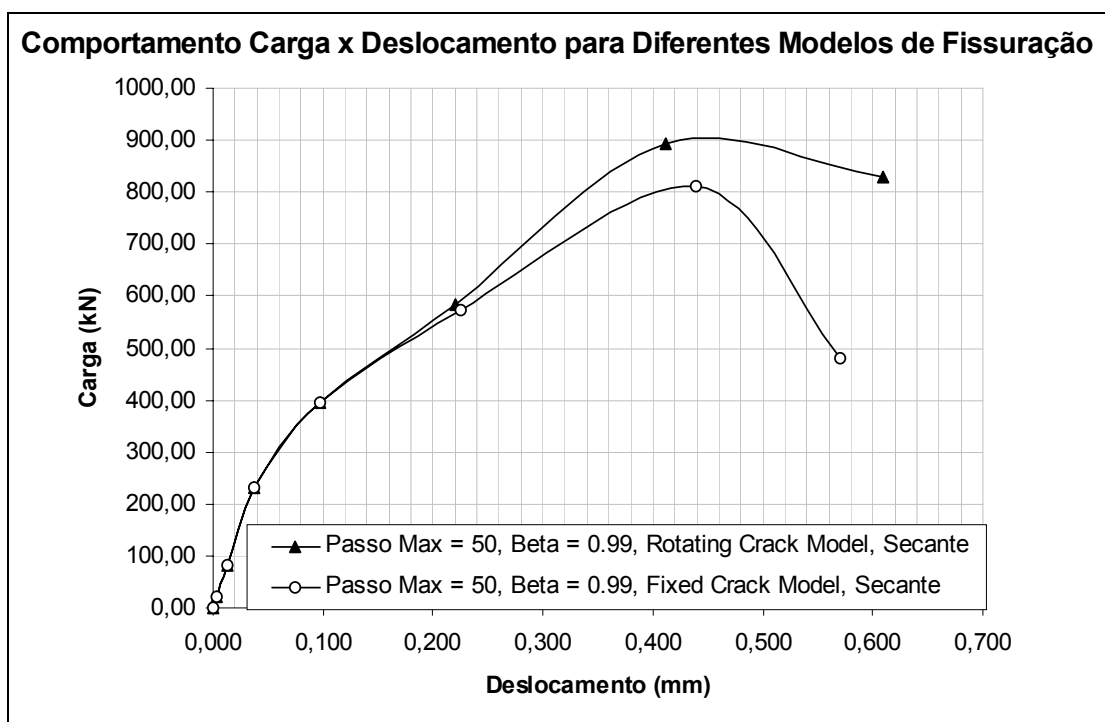


Figura 7.21 – Influência dos modelos de fissuração na resposta do bloco B1-A

Como acredita-se que a resposta obtida utilizando o “Método Secante” e o modelo de fissuração do tipo “Fixed Crack Model” seja a mais adequada para o problema, serão apresentados a seguir os resultados complementares obtidos com o programa *DIANA* para essa solução.

A Figura 7.22 apresenta as tensões desenvolvidas na direção x para uma carga de 22,5 kN, onde pode-se observar o desenvolvimento de tensões de tração na região das armaduras e o notável afastamento daquelas tensões que seriam esperadas para uma viga convencional.

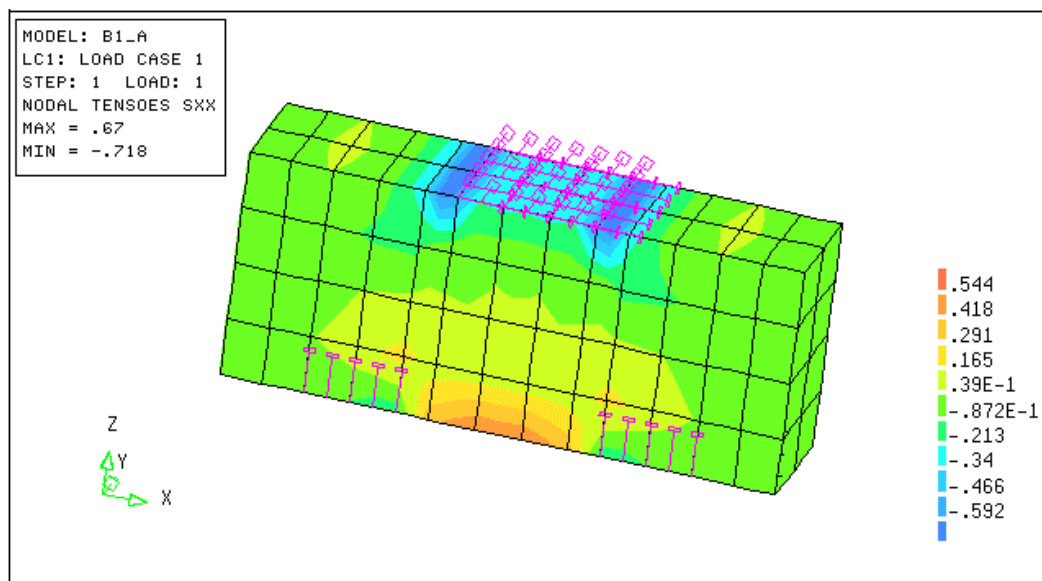


Figura 7.22 – Tensões na direção x do bloco de fundação para carga de 22,5 kN

As primeiras fissuras numéricas registradas, típicas de flexão, ocorreram para a carga concentrada de 231,75 kN e deram-se na região central do bloco, conforme ilustra a Figura 7.23. Adicionalmente, pôde-se observar o desenvolvimento de algumas poucas fissuras de inclinadas, típicas de cisalhamento, próximas das estacas na região acima das armaduras.

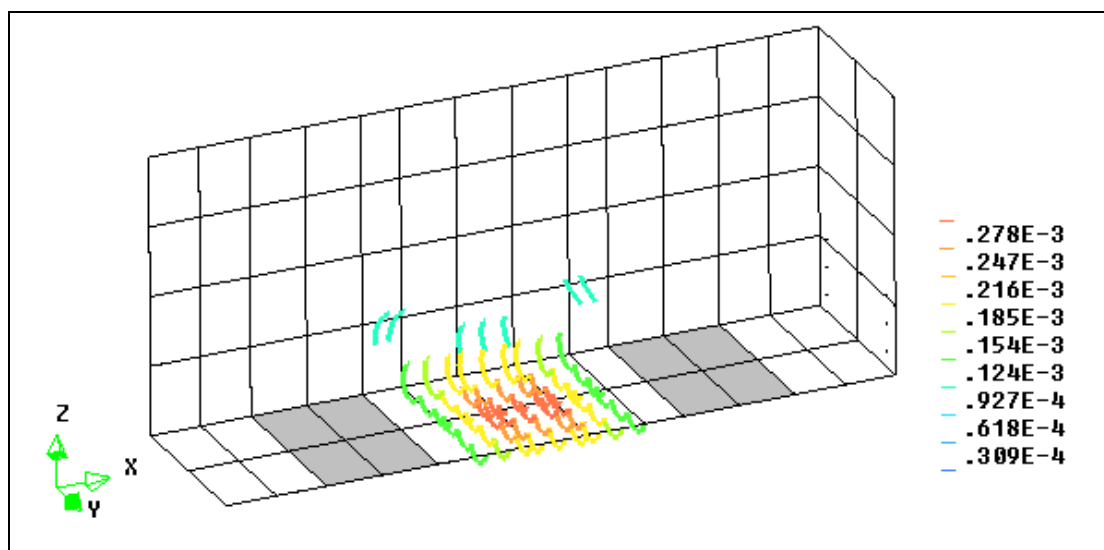


Figura 7.23 – Primeiras fissuras registradas no bloco de fundação utilizando *DIANA*

Deve-se observar que na Figura 7.23 estão apresentadas várias intensidades para as deformações das fissuras. Multiplicando as deformações apresentadas pela largura dos elementos utilizados na malha de elementos finitos pode-se obter rapidamente as aberturas de fissuras. Dessa maneira, observam-se fissuras de abertura limitada, sendo a máxima abertura registrada de apenas 0,050 mm.

Conforme foi sendo aumentada a intensidade do carregamento as fissuras inclinadas, típicas de cisalhamento, foram se desenvolvendo gradativamente, subindo em direção à face lateral do pilar e descendo em direção à face interna das estacas.

Para a carga de 812,25 kN o programa *DIANA* indicou a ruína do bloco sobre duas estacas, provavelmente devido ao desenvolvimento das fissuras inclinadas que praticamente cortaram a estrutura, conforme ilustra a Figura 7.24.

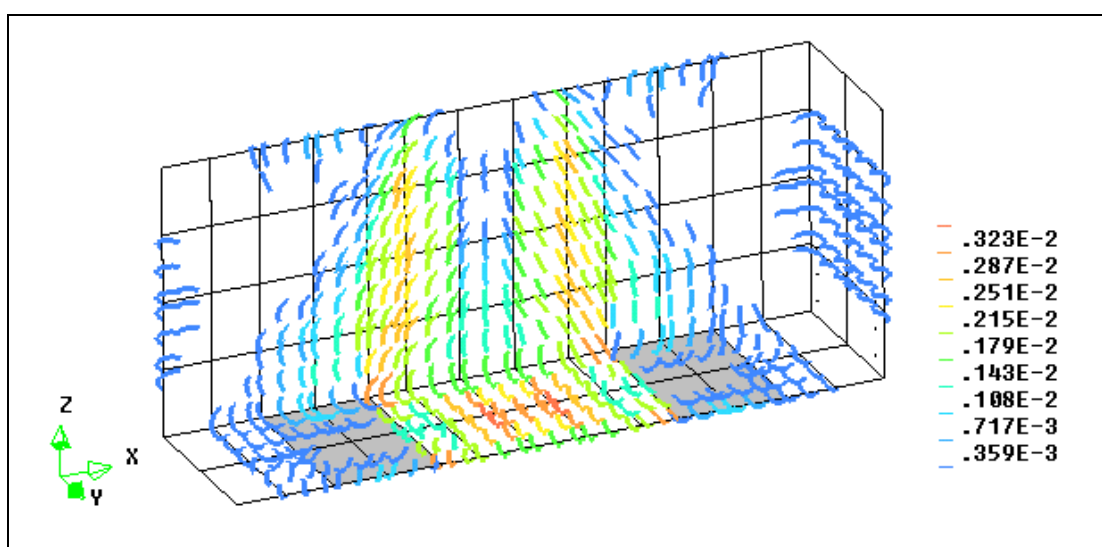


Figura 7.24 – Fissuras desenvolvidas nas faces do bloco no instante da ruína

A Figura 7.25 apresenta novamente o panorama de fissuração observado para a ruína, no entanto, apresentam-se as fissuras em uma faixa de variação mais limitada de aberturas em relação à figura anterior. A intenção dessa figura é mostrar com maior clareza o plano de ruptura do bloco de fundação.

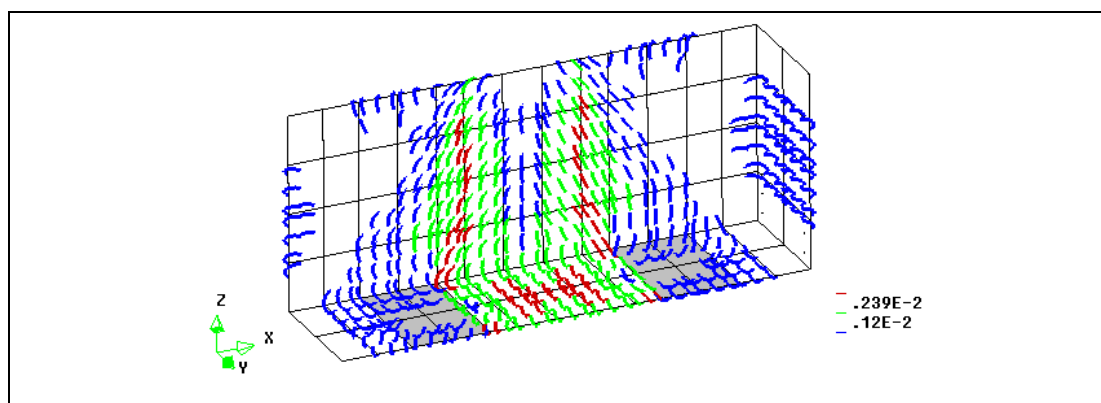


Figura 7.25 – Plano de ruptura (fissuras vermelhas) desenvolvido para o bloco B1-A

Observa-se claramente o desenvolvimento de um plano de ruptura principal, definido por fissuras de maior abertura (vermelho e verde) que se estendem da face interna das estacas até face lateral do pilar. A Figura 7.26 apresenta a evolução das fissuras para vários passos de carga, observando que o panorama de fissuração numérico ficou muito próximo daquele verificado experimentalmente por Mautoni (1972).

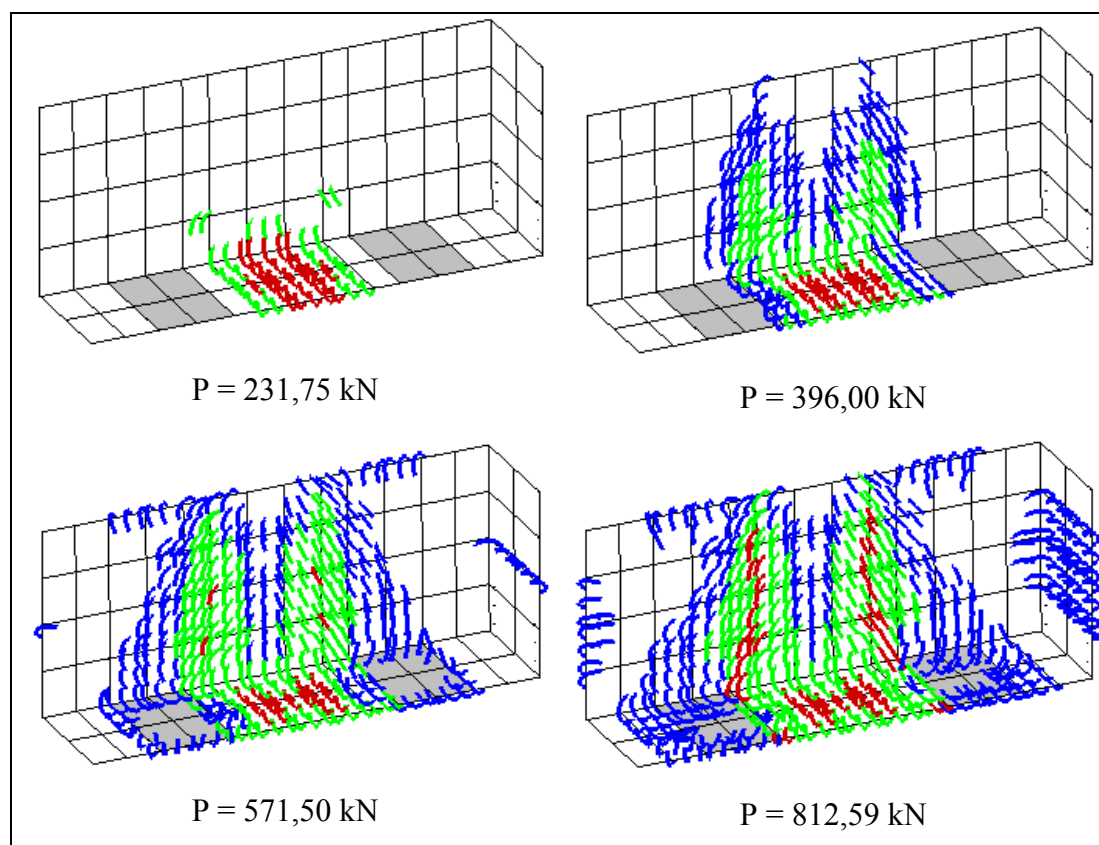


Figura 7.26 – Evolução das fissuras ao longo dos vários passos de carga

A Figura 7.27 apresenta as tensões médias na direção x , para as armaduras do bloco de fundação, no instante da ruína. Observa-se que a máxima tensão desenvolvida na ruína, cerca de 341 MPa, ainda está muito distante do limite de escoamento de 720 MPa definido para as armaduras. Dessa maneira, pode-se concluir que efetivamente a ruína se deu pelo desenvolvimento de fissuras nas escoras inclinadas existentes entre as estacas e o pilar.

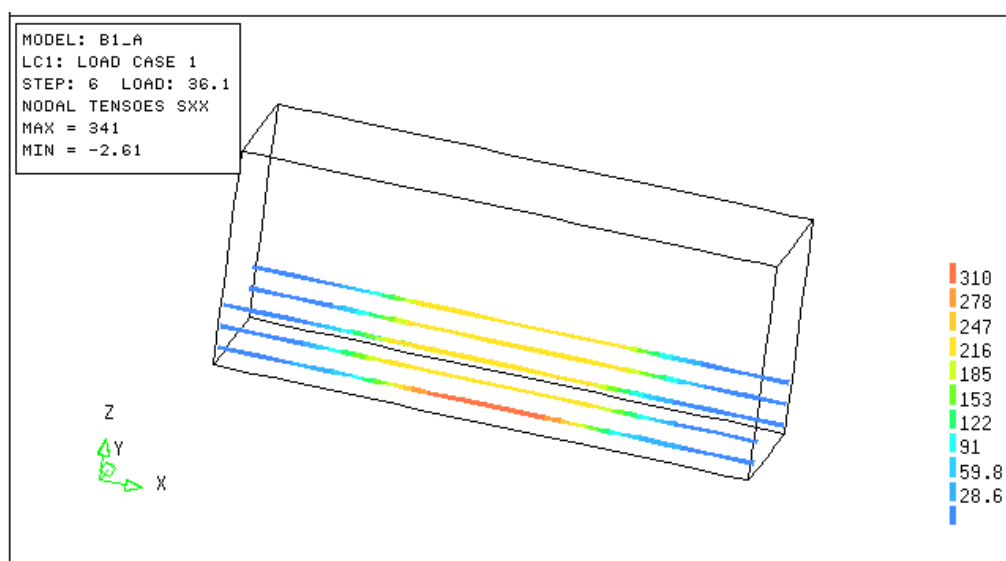


Figura 7.27 – Tensões nas armaduras na direção x para a carga de ruína

A máxima flecha registrada para o bloco B1-A foi de apenas 0,439 mm e foi registrada no centro do bloco de fundação, exatamente no instante de ruína do elemento estrutural.

A Figura 7.28 apresenta o desenvolvimento das tensões médias nas armaduras intermediárias na direção x para todos os passos de carga até a ruína. Observa-se que na região central, entre as estacas, as tensões nas armaduras se mantiveram praticamente constantes, confirmando o efeito arco e a necessidade de se ancorar adequadamente as armaduras sobre as estacas.

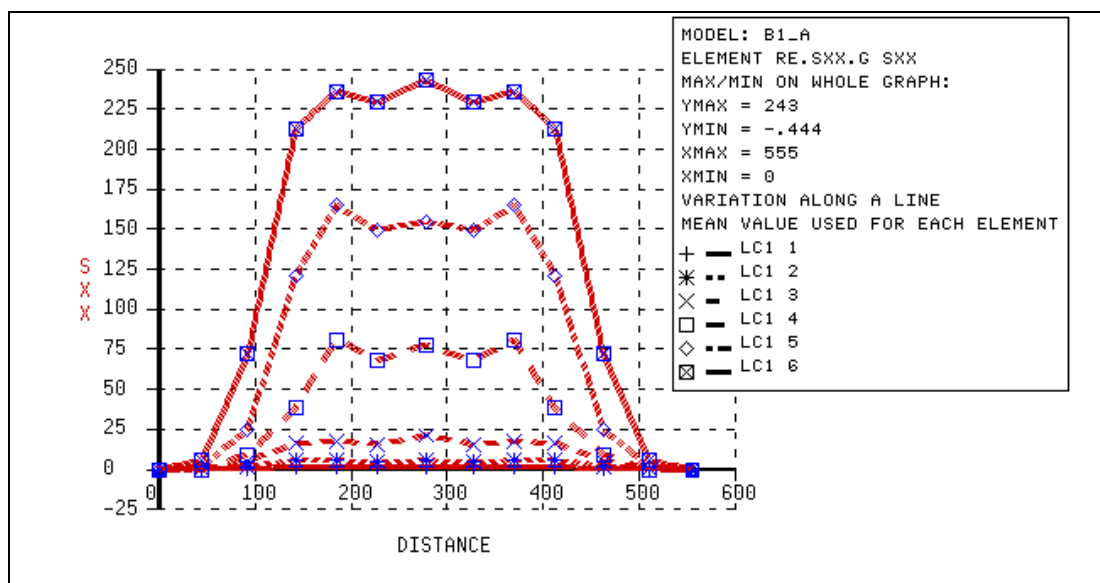


Figura 7.28 – Tensões na direção x para as armaduras intermediárias do bloco B1-A

A Figura 7.29 apresenta as deformações na direção x ao longo do eixo de simetria do bloco de fundação, para os diversos passos de carga introduzidos até a ruína. Observa-se desde o início do carregamento uma não-linearidade para as deformações do concreto, confirmando o comportamento complexo do bloco rígido e concretizando o fato de que a teoria de viga é inválida para a análise desse elemento.

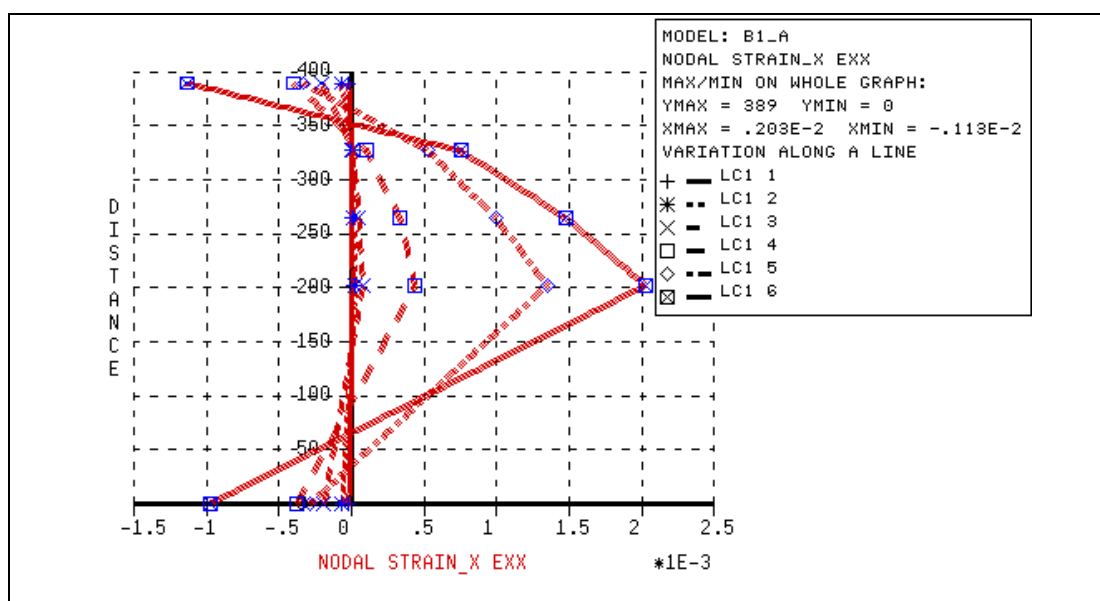


Figura 7.29 – Deformações do concreto na direção x ao longo da altura do bloco

Após a avaliação do modelo simplificado, ou seja, sem levar em consideração a presença formal do pilar e das estacas, levantou-se a hipótese de que a rigidez desses elementos possuíam alguma influência no comportamento do bloco de fundação. Visando avaliar esse efeito, foram conduzidas novas investigações, utilizando o modelo de elementos finitos apresentado na Figura 7.30.

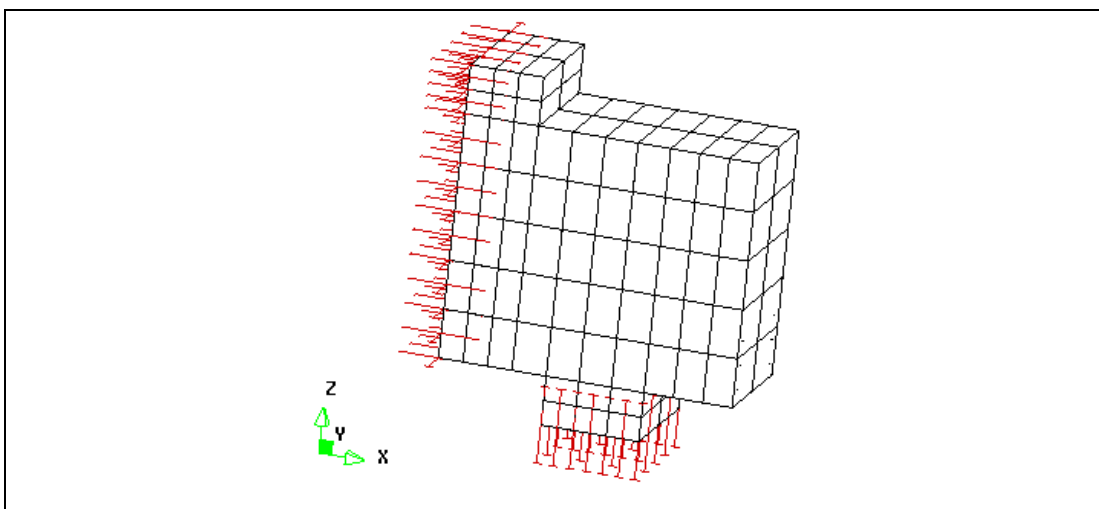


Figura 7.30 – Modelo de elementos finitos com definição de pilar e estacas

Observa-se que no modelo apresentado na Figura 7.30 procurou-se tomar partido das condições de simetria, sendo que a estaca teve a translação restrita no eixo z e o plano que corta o eixo de simetria do bloco B1-A foi impedido de transladar nas direções x e y.

Foram mantidas as propriedades dos materiais utilizadas nas simulações anteriores, bem como, manteve-se o modelo “Fixed Crack” com fator de retenção ao cisalhamento igual a 0,99. Adicionalmente, foram definidos elementos elásticos para representar o pilar e as estacas, com a intenção de não permitir uma ruptura localizada desses elementos.

Para a solução do sistema foi utilizado o “Método Secante”, com as opções de “arc lenght control” e “line search” ativadas e com critério de convergência baseado em energia, com tolerância igual a 10^{-2} . As soluções foram obtidas utilizando passos de carga automáticos (“Iteration Based Adaptive Loading”) com passo máximo de 50 N/mm² e mínimo de 0,001 N/mm², num total de 10 passos e 50 iterações.

Variando-se gradualmente o valor do módulo de elasticidade do pilar e das estacas, pôde-se avaliar o efeito desses elementos no comportamento do bloco B1-A, conforme ilustra a Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Cargas de ruína obtidas variando a rigidez do pilar e das estacas

Situação	E _{pilar} (MPa)	E _{estaca} (MPa)	F _{ruína} (kN)
A	34.036,92	34.500,00	837,90
B	33.110,73	33.110,73	830,70
C	60.000,00	60.000,00	794,02
D	100.000,00	100.000,00	782,55
E	210.000,00	210.000,00	756,00

Observa-se que com o aumento da rigidez do pilar e das estacas existe a tendência de ser diminuída a carga de ruína, mostrando que a rigidez desses elementos exerce influência na carga limite. No entanto, observa-se que os valores da carga de ruína encontrados não ultrapassam o limite estabelecido previamente.

A “Situação B” representa a rigidez do pilar e das estacas como se estes elementos tivessem módulo de elasticidade igual ao do concreto utilizado na concretagem do bloco. A “Situação E” representa a rigidez do pilar e das estacas como se estes elementos tivessem módulo de elasticidade igual ao do aço utilizado para as armaduras longitudinais do bloco.

A “Situação C” e “D” representam situações intermediárias entre o módulo de elasticidade do concreto e do aço utilizados para a armadura longitudinal do bloco de fundação B1-A.

A “Situação A” é a única que apresenta valores diferentes de rigidez para as estacas e para o pilar, tratando-se de uma situação um pouco mais realista para o problema em análise. Essa situação leva em consideração uma rigidez aproximada, calculada tomando por base a quantidade efetiva de armaduras longitudinais utilizadas para armar o pilar e as estacas. Levando-se em consideração que estes elementos foram armados com seis barras de 5,0 mm as rigidezes foram calculadas conforme a seguir:

$$A_{\text{pilar}}.E_{\text{pilar}} = (A_{\text{pilar}} - A_{\text{armaduras}}).E_{\text{concreto}} + A_{\text{armaduras}}.E_{\text{armaduras}}$$

$$150.150.E_{\text{pilar}} = (150.150 - 6.\pi.2,5^2).33110,73 + 6.\pi.2,5^2.210000$$

$$E_{\text{pilar}} = 34.036,92 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{estaca}}.E_{\text{estaca}} = (A_{\text{estaca}} - A_{\text{armaduras}}).E_{\text{concreto}} + A_{\text{armaduras}}.E_{\text{armaduras}}$$

$$150.100.E_{\text{estaca}} = (150.100 - 6.\pi.2,5^2).33110,73 + 6.\pi.2,5^2.210000$$

$$E_{\text{pilar}} = 34.500,00 \text{ MPa}$$

Deve-se observar que as rigidezes apresentadas anteriormente são aproximadas e na verdade seriam obtidos valores ainda maiores se fossem levadas em conta a presença dos estribos. Os estribos impedem a deformação lateral do pilar e das estacas fazendo com que a resposta da rigidez seja aumentada.

A Figura 7.31 apresenta o panorama de fissuração na ruína para o caso das estacas e do pilar definidos com rigidezes equivalentes. Observou-se que o panorama de fissuração obtido com o modelo completo foi sempre o mesmo daquele obtido com o modelo simplificado, isto é, sem a definição explícita do pilar e das estacas.

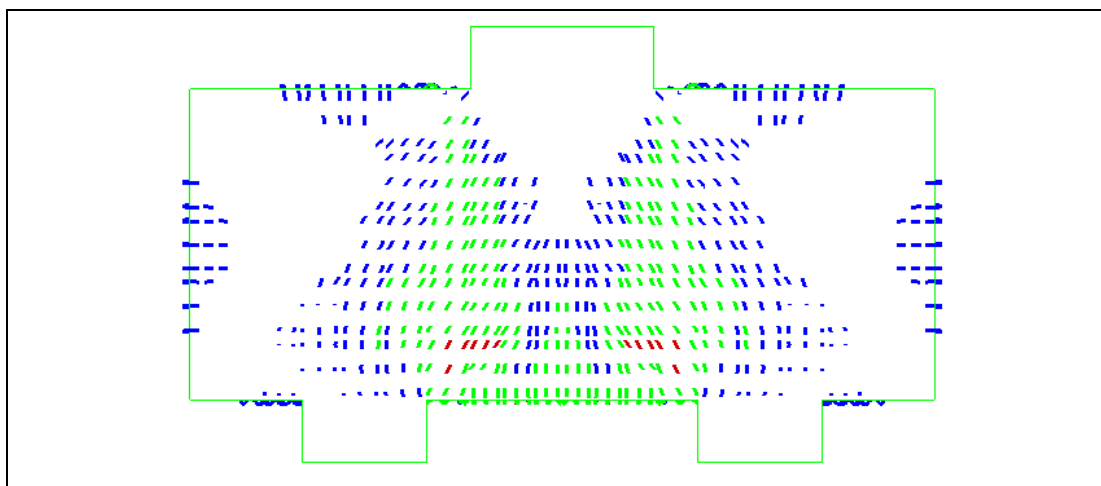


Figura 7.31 – Panorama de fissuração na ruína para a situação em que foram utilizadas rigidezes equivalentes para o pilar e para as estacas

Deve-se observar que a Figura 7.31 foi obtida espelhando-se o lado direito da estrutura, uma vez que na análise foi conduzida apenas com metade da estrutura. Adicionalmente, cabe relatar que as tensões nas armaduras, as deformações no concreto e a flecha do eixo central foram muito semelhantes àsquelas obtidas anteriormente com o modelo simplificado.

A Figura 7.32 apresenta as tensões principais de compressão superiores a 10 MPa, podendo-se observar claramente o desenvolvimento de escoras inclinadas no interior do bloco de fundação sobre duas estacas ensaiado por Mautoni (1972). Verificou-se que o bloco chegou a ruína por falência dessas escoras, devido ao desenvolvimento de tensões transversais de tração.

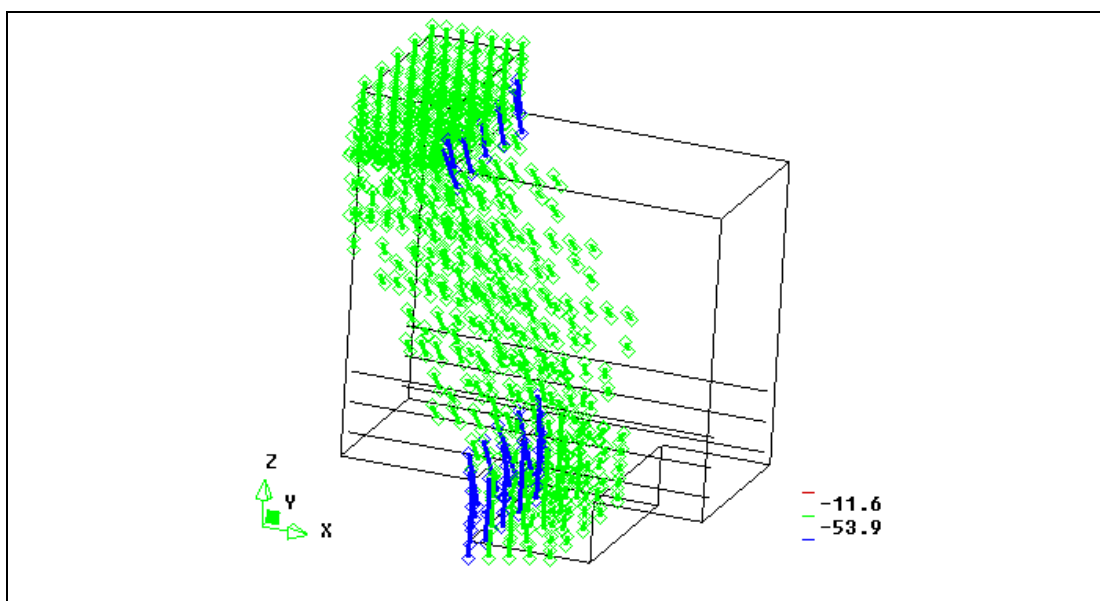


Figura 7.32 - Tensões principais de compressão com valores superiores a 10 MPa

Pela Figura 7.32 também pode-se observar que a face lateral do pilar e a face lateral interna das estacas estão submetidas a grandes tensões de compressão, o que justifica o descolamento da camada de concreto junto ao pilar ilustrado na Figura 7.17.

7.6.3 Modelo Analítico para Análise do Bloco B1-A

A carga de ruína analítica do bloco B1-A pode ser determinada utilizando as expressões de dimensionamento propostas por Moraes (1976) e, que foram corrigidas no presente trabalho visando adequação à NBR6118 (2003). Observar que não são aplicados os coeficientes de segurança, tendo em vista que são utilizadas as resistências médias dos materiais:

- Carga de Escoamento do Tirante:

$$Z = A_s \cdot f_{yk} = 6.1,22.72 = 527,04 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{F \cdot (2.e - a)}{8.d}$$

$$F_{\text{escoamento}} = \frac{Z \cdot 8.d}{(2.e - a)} = \frac{527,04 \cdot 8.21}{(2.32 - 15)} = 1806,99 \text{ kN}$$

- Carga de Ruptura das Escoras

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 36,3 - 8 = 28,3 \text{ MPa}$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{d}{e} - \frac{a}{4}}{\frac{32}{2} - \frac{15}{4}} = \frac{21}{\frac{32}{2} - \frac{15}{4}} = 1,71 \rightarrow \theta = 59,74^\circ$$

$$\frac{F}{A_{\text{pilar}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \rightarrow \text{Ruptura da escora junto ao pilar}$$

$$F_{\text{escora}} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \cdot A_{\text{pilar}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta = 1,4 \cdot 28,3 \cdot 15 \cdot 15 \cdot \operatorname{sen}^2(59,74^\circ) = 665,07 \text{ kN}$$

$$\frac{F}{2 \cdot A_{\text{estaca}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \rightarrow \text{Ruptura da escora junto às estacas}$$

$$F_{\text{escora}} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \cdot 2 \cdot A_{\text{estaca}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta = 1,4 \cdot 28,3 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 10 \cdot \operatorname{sen}^2(59,74^\circ) = 886,76 \text{ kN}$$

7.6.4 Discussão a Respeito dos Resultados Obtidos

Observou-se nas análises numéricas conduzidas uma grande variedade de respostas, o que gerou uma certa dúvida quanto a confiabilidade dos modelos que foram sendo gradualmente testados. Como a resposta do problema era conhecida, pôde-se escolher a combinação mais ajustada com os resultados experimentais, fato este que não é possível em um problema desconhecido.

Dessa maneira, fica evidente que a qualidade dos resultados obtidos utilizando a análise não-linear é fortemente condicionada pela experiência do usuário, que deve escolher de acordo com a sua vivência o processo iterativo, o critério de convergência e o modelo de fissuração mais adequados para o problema em investigação.

Tendo em vista essa possibilidade abundante de respostas numéricas, acompanhada da morosidade de obtenção dos resultados, por enquanto ainda é de se questionar a aplicabilidade prática da análise não-linear em escritórios de engenharia estrutural. Esses dois fatores podem gerar muitas dúvidas e grande desconforto em um usuário iniciante.

De acordo com a experiência do autor, os resultados obtidos utilizando análise não-linear são praticamente independentes do tamanho do passo de carga e do método iterativo adotado, desde que o passo seja suficientemente pequeno e que a tolerância adotada seja adequada (no mínimo 10^{-3} em termos energéticos).

Apenas no caso de problemas complexos, como ruínas por cisalhamento, ou passos de carga muito grandes é possível obter soluções distintas com métodos iterativos diferentes, sendo que o método linear divergiria muito cedo para uma tolerância apertada.

Acredita-se que existindo a possibilidade de se obter diferentes respostas numéricas, seja mais conveniente estabelecer limites de variação para as cargas de fissuração, de ruína e de escoamento, ao invés de se propor valores genuínos. Essa proposta de verificação pode ser especialmente interessante em problemas onde não se conheça a resposta experimental e onde deseja-se informações quanto a segurança.

Para o problema em questão, acredita-se que seja mais adequado definir uma carga de ruína provável, delimitada por $645,92 \text{ kN} < F_{\text{ruína}} < 894,81 \text{ kN}$, que são os valores extremos obtidos das diversas combinações investigadas. Acredita-se que desta maneira, conclusões mais confiáveis possam ser obtidas, de maneira a julgar adequadamente o nível de segurança da estrutura investigada.

A obtenção de um valor genuíno para a carga de fissuração também é de difícil obtenção, uma vez que está intimamente ligada com os passos de carga adotados para cada iteração. Pode-se dizer que, para a estrutura em análise, a fissuração provavelmente ocorreu no intervalo de $208,69 \text{ kN} < F_{\text{fissuração}} < 233,08 \text{ kN}$.

De maneira geral, observa-se que o modelo numérico consegue capturar com boa precisão o comportamento verificado experimentalmente. As tensões nas armaduras permaneceram relativamente constantes para os diversos passos de carga, comprovando que em blocos rígidos a estrutura se comporta como se fosse uma espécie de arco atirantado.

Fica evidente, através das deformações não-lineares apresentadas ao longo do bloco rígido, que o modelo de viga não pode ser utilizado para o dimensionamento desses elementos, uma vez que nessa teoria admite-se uma distribuição linear de deformações e tensões variáveis ao longo das armaduras.

Observa-se que a ruína do bloco B1-A ocorreu por cisalhamento, mais especificamente devido ao desenvolvimento de tensões transversais de tração nas escoras inclinadas. Conforme visto ao longo do presente trabalho, esse é o caso típico de ruína das escoras garrafa.

De acordo com Adebar et al. (1990), uma maneira de se evitar esse tipo de ruína é limitando a tensão no ponto mais carregado, de uma certa parcela da resistência à compressão do concreto utilizado. Tomando a carga de ruína (800 kN) experimental como referência, a máxima tensão introduzida pelo pilar na ruína do bloco é de aproximadamente $1,02.f_{cm}$, que corresponde a cerca de $1,26.f_{ck}$ e aproximadamente $1,35.f'_c$.

Observa-se que estes valores estão próximos daquele valor encontrado por Adebar et al. (1990) em ensaios experimentais e numéricos de blocos rígidos sobre quatro estacas. Estes pesquisadores encontraram um limite inferior de $1,10.f'_c$, mas têm recomendado para projeto um valor limite inferior a $1,0.f'_c$.

O modelo analítico prevê a ruína do bloco devido a ruptura da escora junto ao pilar ($F = 665,07 \text{ kN}$), com uma diferença de cerca de 20% em relação ao resultado obtido experimentalmente ($F = 800 \text{ kN}$). Essa diferença é esperada tendo em vista a intenção de se prever no modelo analítico uma certa folga de resistência para as escoras.

A partir da informação de Mautoni (1972) de que a taxa de armadura utilizada para o bloco é cerca de 2,4 vezes maior do que a taxa efetivamente necessária, pode-se estimar a carga característica em torno de 470 kN, o que conduz a um fator de ruína $\lambda_u \cong 1,70$. Esse valor é inferior a $\lambda_c = 1,96$, esperado em termos dos coeficientes parciais de segurança para a ruína ocorrendo pelo concreto.

Esse fato indicaria uma certa insegurança existente no dimensionamento do bloco rígido de fundação sobre duas estacas. Mas deve-se observar que numa situação real de dimensionamento utilizando o Método das Bielas, as armaduras sempre deverão ser projetadas para entrar em escoamento antes do concreto romper, por uma questão de segurança.

Dessa maneira, pode-se afirmar que o ensaio experimental apresentado tem apenas importância para a calibração do nível de tensão exercido no pilar, de maneira a garantir indiretamente a integridade das escoras. Com base nesse ensaio, pode-se admitir que um nível de tensão exercido pelo pilar abaixo de $1,0.f_{ck}$ conduz a situações favoráveis de segurança.

Verifica-se no modelo analítico, que o nível de tensão de $1,4.f_{ck}$, para a garantia de integridade das escoras é conservador, sendo que esse fator poderia ser perfeitamente alterado para cerca de $1,68.f_{ck}$, de maneira a aproximar melhor a carga de ruína analítica da experimental. Evidentemente, para uma extrapolação dessa conclusão, existiria a necessidade de um número maior de ensaios experimentais.

7.7 *Investigação Analítica de Blocos Rígidos Sobre Três Estacas*

7.7.1 Descrição do Ensaio Experimental de Referência

A presente seção tem por objetivo demonstrar a aplicação do Método das Bielas, mais especificamente das expressões propostas ao longo do presente trabalho, para a previsão analítica das cargas de ruína de blocos rígidos sobre três estacas. Para tanto, são utilizados os resultados experimentais obtidos por Miguel et al. (2000).

Miguel et al. (2000) ensaiaram nove blocos sobre três estacas submetidos apenas à força normal, distribuídos em quatro séries, conforme ilustra a Figura 7.33. Os blocos sobre três estacas, dispostas em triângulo equilátero, foram dimensionados através do Método das Bielas, utilizando as recomendações clássicas de Blévyot & Frémy.

No dimensionamento, feito para a carga de 960 kN, não foram utilizados os fatores de segurança, ou seja, os coeficientes de majoração das ações e minoração das resistências dos materiais. A resistência característica à compressão do concreto foi considerada igual a 20 MPa e a resistência característica do aço igual a 500 MPa.

Os blocos apresentavam pilar com seção quadrada de lado igual a 35 cm, altura útil de 50 cm, embutimento das estacas de 10 cm e distância entre eixos das estacas de 96 cm. As estacas e os pilares foram moldados em concreto de alta resistência e tiveram cuidado especial quanto à furação, de maneira a se evitar a possibilidade de um fendilhamento localizado.

A primeira série de ensaios, definida como série A1, compreendeu três blocos providos somente da armadura longitudinal principal, constituída por 3 barras de 12,5 mm unindo as estacas, conforme ilustra a Figura 7.33. As barras de 12,5 mm apresentaram resistência média ao escoamento de 591 MPa, resistência última de 720 MPa e área da seção transversal de 1,2608 cm².

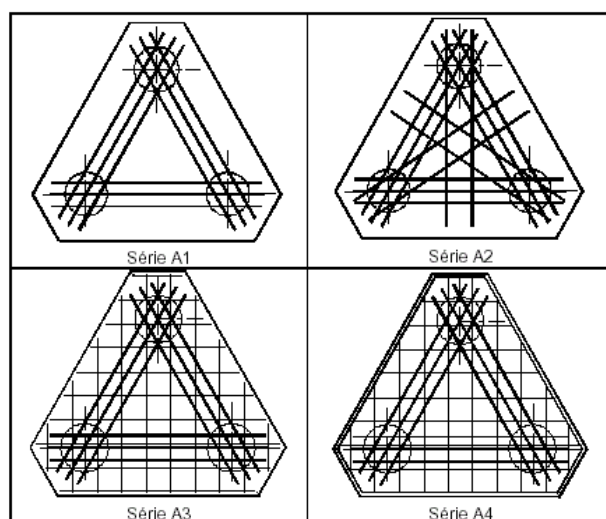


Figura 7.33 - Blocos rígidos sobre três estacas investigados por Miguel et al. (2000)

Na série A2, manteve-se a armadura principal e adicionou-se uma armadura secundária com 2 barras de 12,5 mm passando pela projeção do pilar. Na série A3 adicionou-se uma armadura secundária em malha, constituída por barras de 6,3 mm .

Na série A4, adicionou-se a armadura principal uma armadura secundária com barras de 6,3 mm, na forma de estribos verticais e horizontais, constituindo uma armação típica em gaiola. A Tabela 7.2 apresenta os resultados experimentais dos blocos rígidos sobre três estacas obtidos por Miguel et al. (2000)

Tabela 7.2 – Resultados experimentais obtidos por Miguel et al. (2000)

	Modelo	Estaca (cm)	f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)	F_u (kN)
Série A1	B20A1/1	20	27,4	23,3	1512
	B20A1/2	20	33,0	28,0	1648
	B30A1	30	31,0	26,5	1909
Série A2	B20A2	20	35,5	30,1	2083
	B30A2	30	40,3	34,3	2674
Série A3	B20A3	20	37,9	32,2	1945
	B30A3	30	24,5	20,8	1938
Série A4	B20A4	20	35,6	30,2	2375
	B30A4	30	24,6	20,8	2283

De acordo com Miguel et al. (2000), os modelos ensaiados romperam por fendilhamento das escoras comprimidas, no mesmo instante em que escoaram as barras da armadura principal e/ou secundária em uma direção que compreendia a estaca onde ocorreu a ruína. Nos modelos B20A1/1 e B30A3 não houve registro de escoamento de nenhuma das barras das armaduras.

7.7.2 Estimativa Analítica das Cargas Fundamentais e Discussão dos Resultados

A partir das informações relatadas anteriormente, procurou-se estabelecer as cargas teóricas de escoamento e de ruptura da armadura principal, bem como, as cargas capazes de ocasionar a ruína da escora junto ao pilar e junto às estacas. A Tabela 7.3 apresenta os resultados obtidos analiticamente através das expressões recomendadas no item 7.4.3 do presente trabalho.

Tabela 7.3 – Resultados analíticos obtidos através do Método das Bielas

Modelo	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{esc, tir}$ (kN)	$F_{rup, tir}$ (kN)	$F_{u, pilar}$ (kN)	$F_{u, estaca}$ (kN)	$F_{u, exp} /$ $F_{u, esperada}$	$F_{u, exp} /$ $F_{esc, tir}$
B20A1/1	1512	1281,44	1561,14	1970,4	1515,2	1,00	1,18
B20A1/2	1648	1281,44	1561,14	2367,8	1820,8	1,06	1,29
B30A1	1909	1281,44	1561,14	2241,0	3877,4	1,22	1,49
B20A3	1945	1281,44	1561,14	2723,0	2093,9	1,25	1,52
B30A3	1938	1281,44	1561,14	1759,0	3043,4	1,24	1,51
B20A4	2375	1281,44	1561,14	2553,9	1963,9	1,52	1,85
B30A4	2283	1281,44	1561,14	1759,0	3043,4	1,46	1,78
					Média	1,25	1,52

Observa-se pela Tabela 7.3 que o Método das Bielas apresenta grande precisão na previsão de ruína dos blocos providos apenas com armadura principal concentrada sobre as estacas, isto é, para a Série A1. Como o modelo apresentado no item 7.4.3 não é capaz de prever as cargas da Série A2, as previsões para este caso foram desprezadas.

De maneira geral, observa-se que a carga de ruína experimental é em média 25% maior do que a carga de ruína prevista analiticamente. Já a carga de ruína experimental é em média 52% maior do que a carga considerada para a caracterização do estado limite último (escoamento das armaduras), indicando boa condição de segurança para o modelo analítico em termos dos coeficientes parciais de segurança.

Observa-se que a disposição da armadura adicional em malha na base do bloco melhora significativamente a carga de ruína e a disposição da armadura adicional na forma de gaiola, com estribos horizontais e verticais, aumenta ainda mais a capacidade resistente dos blocos de fundação.

A previsão de ruína analítica em todos os casos, corresponde a uma ruína do tipo dúctil, com o estado limite último caracterizado pelo escoamento do tirante principal. Observa-se, dessa maneira, certo erro na previsão de ruína dos blocos B20A1/1 e B30A3, onde não houve registro de escoamento de nenhuma das barras das armaduras.

Finalmente, na ruína experimental dos blocos sobre três estacas, verifica-se junto ao pilar uma tensão média de $0,63.f_{ck}$, que é menor do que o valor de $1,0.f_{ck}$ verificado anteriormente para o bloco rígido sobre duas estacas. No entanto, deve-se observar que as condições de ruínas são completamente diferentes e tal resultado era de se esperar.

O nível máximo de tensão para o pilar recomendado em $1,0 f_{ck}$, é válido apenas para ruínas frágeis, isto é, ruína do bloco pela perda da capacidade resistente das escoras, sem o registro de escoamento das armaduras. Para situações de projeto, em que o tirante entra em escoamento antes da escora romper, é de se esperar uma taxa inferior, tendo em vista que a deformação do tirante influencia decisivamente na capacidade resistente das escoras.

7.8 *Análise Não-Linear de Blocos Rígidos Sobre Quatro Estacas*

7.8.1 Descrição do Ensaio Experimental de Referência

Como ensaio de referência para o desenvolvimento das simulações numéricas em blocos sobre quatro estacas, tomou-se aqueles resultados apresentados por Sam; Iyer (1995), que analisaram experimentalmente e também computacionalmente o comportamento destes blocos segundo diferentes tipos de disposição para as armaduras principais.

Para o propósito do ensaio experimental, os blocos foram modelados como elementos retangulares sujeitos a carregamentos no topo e na base, nas posições do pilar e das estacas. O pilar e as estacas foram assumidos como sendo quadrados, com lados iguais a 14,14 cm e 10,0 cm, respectivamente.

As distâncias de centro a centro das estacas foram mantidas com valores constantes iguais a três vezes a dimensão dos lados das estacas e o avanço do bloco em relação às estacas foi cerca de $\frac{3}{8}$ da mesma dimensão.

A distância da face do pilar ao centro da estaca mais afastada (c) dividida pela altura do bloco (H) resultou em todos os casos no valor de 0,35, indicando que os blocos são rígidos, conforme as recomendações da NBR6118 (2003), EHE (1999) e Montoya et al. (2002).

Para todos os blocos de fundação foram disponibilizadas armaduras mínimas de flexão, localizadas nas regiões tracionadas e baseadas na taxa de 0,2%, que é recomendada pelo código vigente na Índia, país de origem dos pesquisadores. As características dos blocos investigados são apresentadas em maiores detalhes na Figura 7.34.

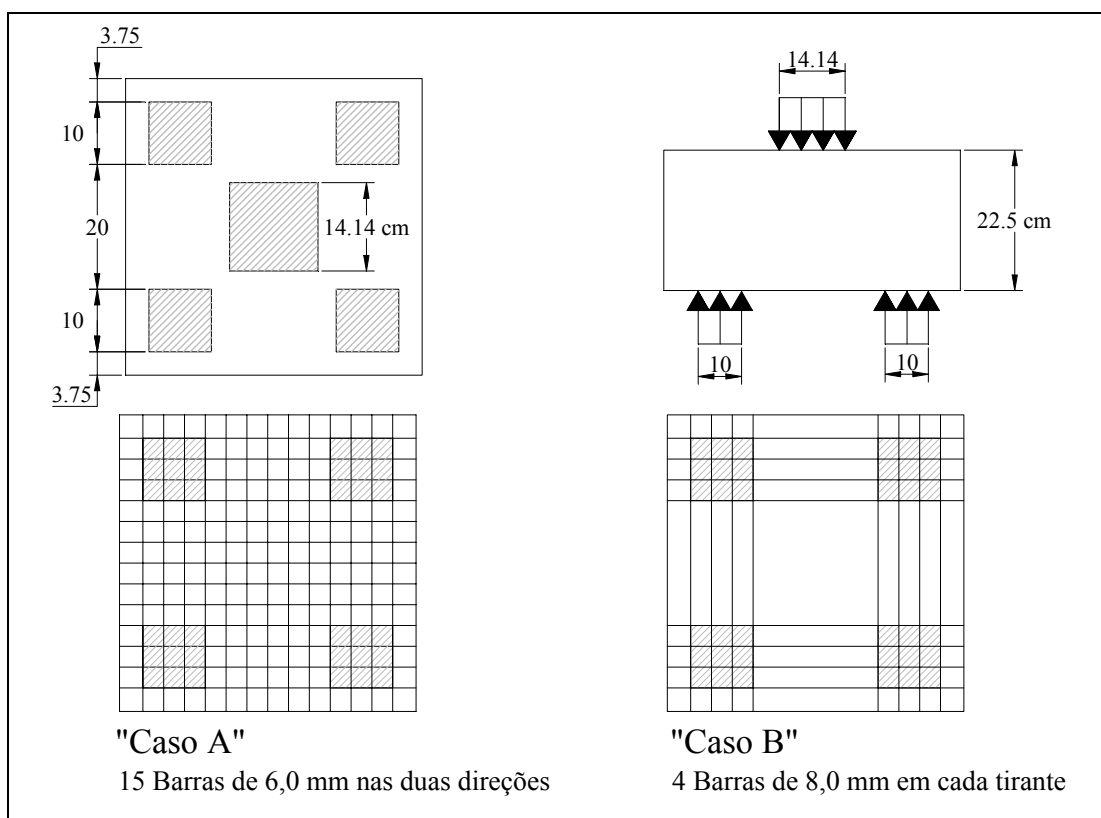


Figura 7.34 - Características dos blocos ensaiados por Sam; Iyer (1995)

Os materiais utilizados para a confecção dos blocos de fundação foram ensaiados experimentalmente e apresentaram os valores constantes na Tabela 7.4, colaborando para a realização de novas simulações numéricas.

Tabela 7.4– Propriedades dos materiais utilizados por Sam; Iyer (1995)

Diâmetro do Agregado (mm)	f_c (MPa)	E_c (MPa)	f_y (MPa)	E_s (MPa)
10	19,00	22.077,00	300,00	200.000,00

Dessa maneira, por Sam; Iyer (1995) investigaram blocos rígidos sobre quatro estacas com as mesmas características geométricas, dimensões, propriedades dos materiais e taxas de armadura, variando apenas as disposições das barras, conforme ilustra a Figura 7.34.

Os blocos foram carregados monotonicamente até a ruína, através de uma carga concentrada aplicada na posição do pilar e dois modelos de cada bloco foram ensaiados visando validar a resposta experimental.

O bloco de fundação com armadura em malha, conforme o “Caso A” da Figura 7.34, apresentou um panorama de fissuração na ruína semelhante ao apresentado na Figura 7.35. Inicialmente fissuras pouco visíveis se desenvolveram na base da estrutura, próximo às faces internas das estacas, para uma carga de aproximadamente 450 kN.

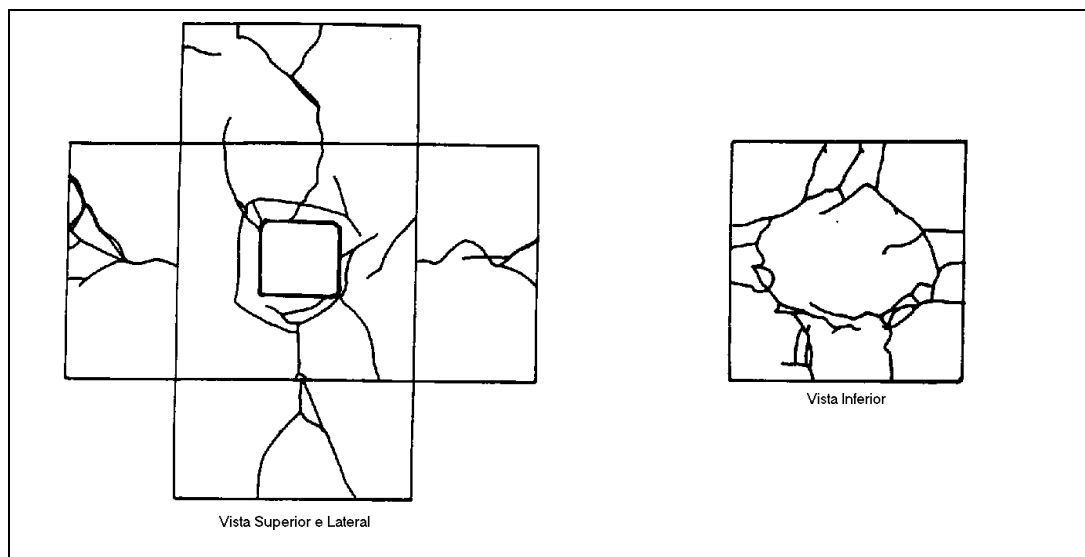


Figura 7.35 – Panorama de fissuração experimental obtido por Sam; Iyer (1995) para bloco rígido de fundação com armadura em malha

As fissuras iniciais se estenderam para cima seguindo um determinado ângulo e puderam ser observadas nas quatro faces verticais do bloco. Antes da ruína, as fissuras começaram a contornar o pilar, na face superior do bloco de fundação e a partir desse panorama os pesquisadores concluíram que a ruína ocorreu devido ao puncionamento do pilar ou das estacas. A carga média de ruína para o “Caso A” foi de 690 kN.

O bloco de fundação com armadura concentrada segundo os lados, conforme o “Caso B” da Figura 7.34, apresentou um panorama de fissuração na ruína semelhante ao apresentado na Figura 7.36. Foram observadas inicialmente fissuras diagonais na base da região central do bloco de fundação para uma carga de 350 kN. Essas fissuras iniciais foram seguidas pelo desenvolvimento de fissuras próximas as faces internas das estacas.

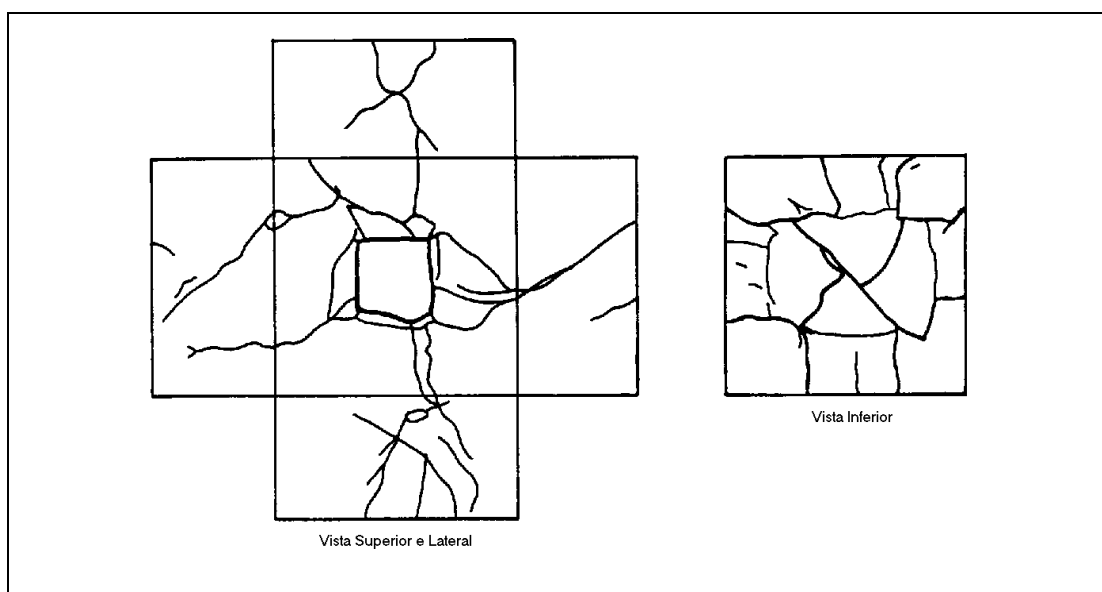


Figura 7.36 – Panorama de fissuração experimental obtido por Sam; Iyer (1995) para bloco rígido de fundação com armadura concentrada sobre as estacas

As fissuras relatadas anteriormente se estenderam diagonalmente até o topo da estrutura, conforme o carregamento foi sendo aumentado, e se concentraram na fase final ao redor do pilar, no topo do bloco de fundação, levando a estrutura ao colapso.

De acordo com Sam; Iyer (1995), a causa provável da ruína do bloco foi a falta de armadura para o controle das fissuras diagonais originadas no centro do bloco. Essa falta de controle provavelmente levou à punção do pilar ou das estacas para uma carga média de ruína de 630 kN.

Sam; Iyer (1995) efetuaram simulações computacionais com o objetivo de comparar os resultados numéricos com aqueles obtidos experimentalmente. Para a condução das análises, os pesquisadores procuraram tomar benefício das situações de simetria presentes nos blocos e utilizaram o modelo de fissuração distribuída do programa *ADINA*. A Tabela 7.5 apresenta uma comparação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos pelos pesquisadores.

Tabela 7.5 – Resultados experimentais e numéricos obtidos por Sam; Iyer (1995)

“CASO A”	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruína (kN)	Tipo de Ruptura
Experimental	450,00	690,00	Punção
Numérico	200,00	600,00	Punção
“CASO B”	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruína (kN)	Tipo de Ruptura
Experimental	350,00	630,00	Punção
Numérico	200,00	560,00	Punção

A Figura 7.37 apresenta a curva carga versus deslocamento obtida para os Casos A e B, para um ponto de controle situado no centro da base dos blocos de fundação. Observa-se que os resultados contrariam a maioria dos resultados registrados na literatura, uma vez que o bloco com armadura distribuída apresentou um comportamento mais rígido em relação ao bloco com armaduras concentradas sobre as estacas.

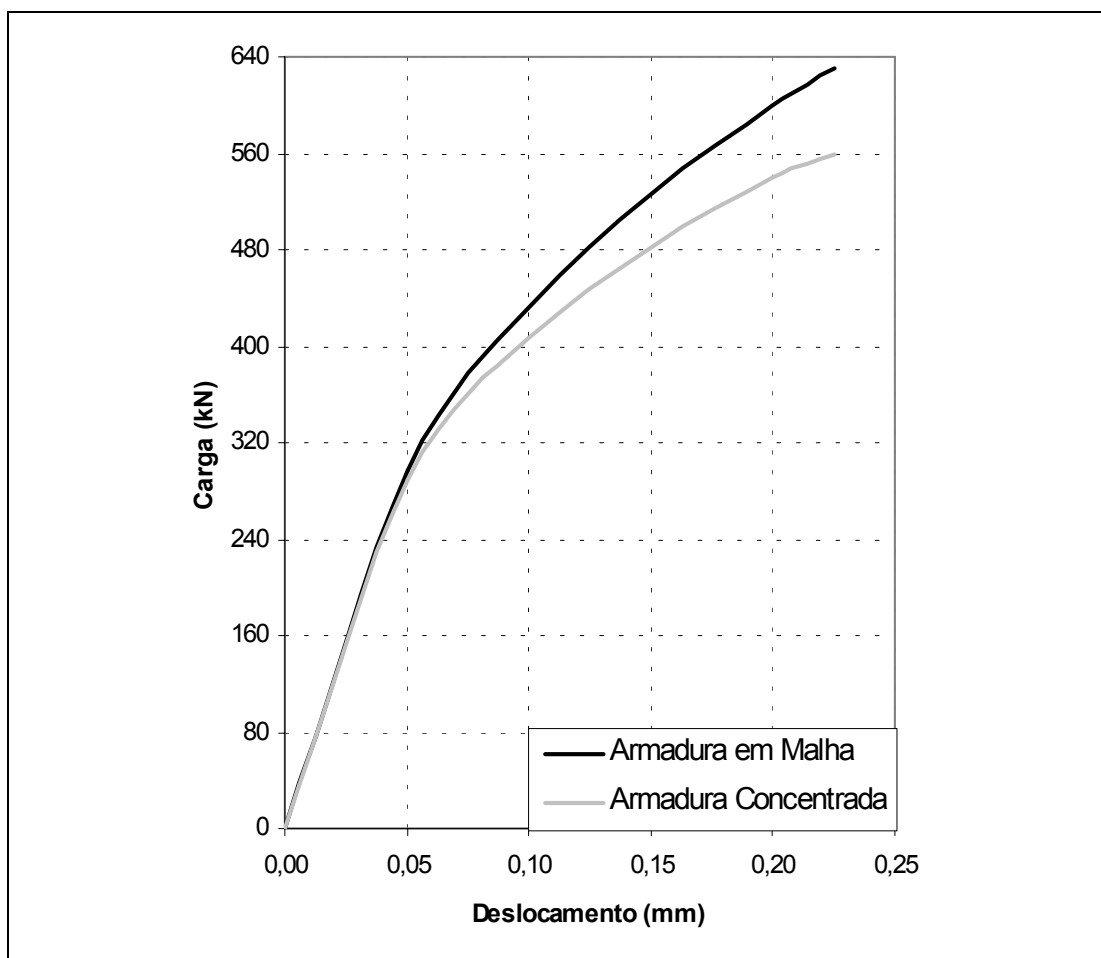


Figura 7.37 – Relação carga-deslocamento para os blocos de Sam; Iyer (1995)

A partir da avaliação dos ensaios experimentais e numéricos os pesquisadores chegaram às seguintes conclusões:

- O bloco de fundação com armadura concentrada sobre as estacas contornando a geometria do bloco resiste a menor carga quando comparado com a outra alternativa de distribuição das armaduras, contrariando resultados clássicos;
- Para baixos níveis de carga o efeito de viga é predominante (deformações muito diferentes entre o centro e as extremidades das armaduras), enquanto que para altos níveis de carregamento as cargas são resistidas pelo efeito arco (deformações constantes ao longo da armadura), independente do tipo de distribuição adotado para as armaduras de flexão;

- Uma porção de concreto, situada abaixo do pilar, se estende na forma de um tronco de pirâmide até a face interna das estacas, levando a ruína do bloco de fundação por punção, independente do arranjo de armadura adotado;
- A análise não-linear adotada utilizando o programa *ADINA* foi capaz de prever o comportamento e a carga última de maneira aproximada.

De acordo com Sam; Iyer (1995), observa-se que taxas superiores a 0,2% para os blocos com armadura em malha, tendem a apresentar pouca influência nas cargas de ruína, com a ruína sempre por punção, através da formação de uma pirâmide de ruína entre o pilar e as estacas. Essa observação já havia sido levantada experimentalmente por Gogate; Sabnis (1980) e foi verificada no trabalho Sam; Iyer (1995).

O fato do problema em questão contrariar os resultados clássicos registrados na literatura, motivou a investigação em busca de respostas que pudessem elucidar tal diferença. A seguir, são apresentadas simulações numéricas dos Casos A e B, bem como, simulações numéricas adicionais que confirmam algumas hipóteses levantadas.

7.8.2 Análise Não-Linear dos Blocos Rígidos Sobre Quatro Estacas Utilizando *DIANA*

Antes de registrar as simulações numéricas dos Casos A e B utilizando o programa *DIANA*, deve-se previamente registrar algumas dificuldades gerais encontradas e algumas simplificações que se fizeram necessárias para a simulação dos blocos rígidos sobre quatro estacas ensaiados por Sam; Iyer (1995).

De maneira a conduzir uma análise não-linear otimizando o número de operações necessárias, o que de certa maneira minimiza o trabalho computacional, é sempre de grande interesse tomar partido das condições de simetria presentes na estrutura, que podem ser feitas sem prejuízo dos resultados. Dessa maneira, procurou-se investigar apenas $\frac{1}{4}$ do elemento estrutural, tomando grandes cuidados com as condições de contorno do problema simplificado.

Adicionalmente, os pilares e as estacas não foram formalmente discretizados no modelo e sim substituídos por condições equivalentes de apoio e de carregamento. Essa medida foi tomada no sentido de não se preocupar com uma possível ruptura localizada, bem como, para se ajustar com o ensaio experimental efetuado por Sam; Iyer (1995).

Essas medidas pareceram interessantes para as simulações numéricas, apesar de previamente ter sido efetuada uma análise elástica com o modelo tridimensional dotado de pilar e estacas mas sem a presença das armaduras, conforme ilustra a Figura 7.38. Nessa figura são apresentadas as tensões para a direção x devido a aplicação de uma carga concentrada no pilar de aproximadamente 20 kN.

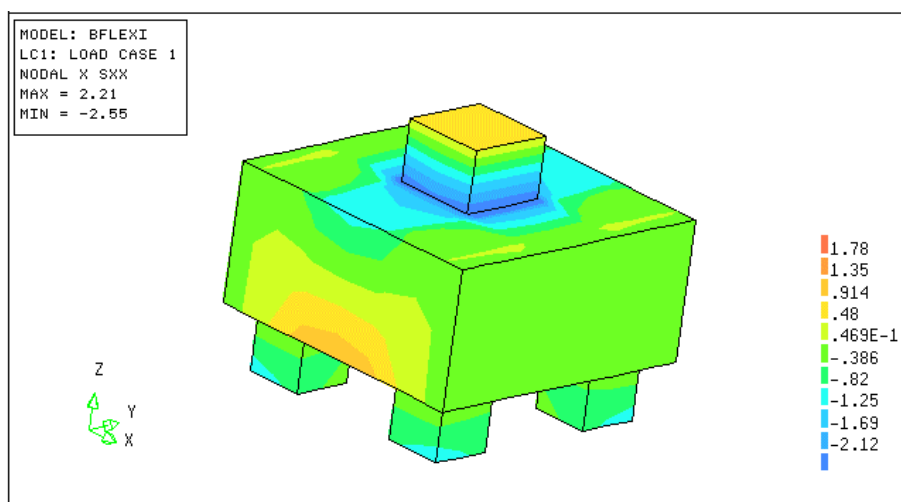


Figura 7.38 – Análise elástica tridimensional do bloco rígido sobre quatro estacas ensaiado por Sam; Iyer (1995)

Dessa análise inicial pôde-se concluir que o funcionamento do bloco em questão para baixos níveis de carga é semelhante àquele que seria obtido para uma viga sobre apoios. A Figura 7.39 apresenta um corte ao longo do eixo de simetria da estrutura que ilustra as tensões na região central do bloco de fundação e que comprova ainda mais a afirmação anterior.

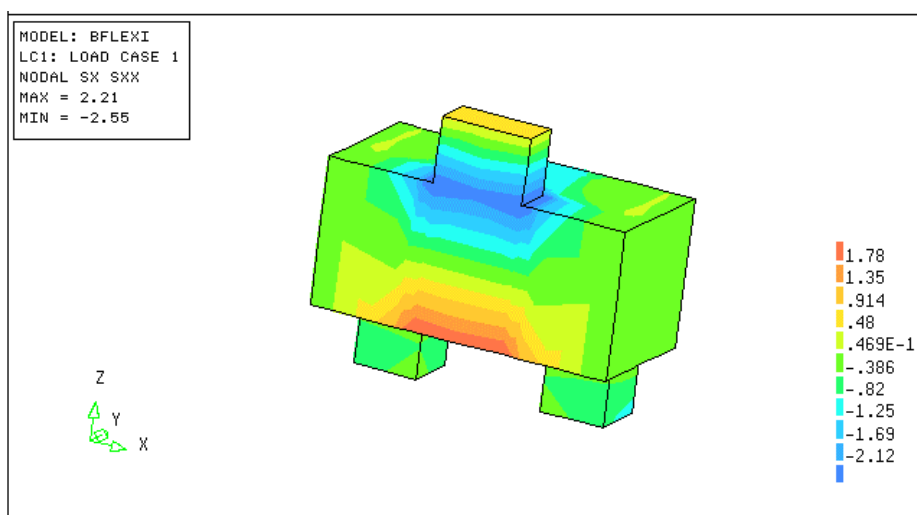


Figura 7.39 – Tensões em relação ao eixo x para uma seção situada no eixo de simetria do bloco de fundação ensaiado por Sam; Iyer (1995)

7.8.2.1 *Análise Não-Linear do “Caso A”*

As propriedades dos materiais foram definidas conforme as informações de Sam; Iyer (1995) e os parâmetros não informados no trabalho dos pesquisadores, mas necessários para a condução da análise não-linear, foram estimados através de recomendações constantes no trabalho de Feenstra; Borst (1993). As propriedades utilizadas para o concreto são apresentadas a seguir:

Resistência à tração: 1,9 N/mm²;

Energia de fraturamento para o Modo I: 0,0431 N.mm/mm;

Resistência à compressão: 19 N/mm²;

Energia de fraturamento na compressão: 4,3 N.mm/mm²;

Módulo de elasticidade: 22.077 N/mm²;

Coefficiente de Poisson: 0,20;

Elemento: CHX60, elemento sólido (brick) isoparamétrico de 20 nós.

Para o aço foi utilizado o Modelo de VonMises com plasticidade ideal, sendo o escoamento definido com o valor de 300 N/mm² e o módulo de elasticidade com o valor de 200.000 N/mm². A armadura utilizada foi do tipo grid (embedded reinforcement) com espessura equivalente nas direções x e y de 0,8929 mm.

Inicialmente procurou-se utilizar os modelos “Rotating Crack Model” e “Fixed Crack Model” com critério de convergência baseado em energia e com tolerância de 10^{-4} . Para a resolução do sistema de equações não-lineares foram utilizados os Método de Newton, Newton Modificado e Método da Secante.

Deve-se ainda registrar que as respostas foram obtidas utilizando passos de carga automáticos (“Iteration Based Adaptative Loading”) com passo máximo de 10 N/mm² e mínimo de 0,001 N/mm², num total de 10 passos e 50 iterações. O coeficiente gama adotado foi igual 0,25, com ativação das opções de “arc lenght control” e “line search”.

Para todas as simulações verificou-se uma instabilidade numérica, caracterizada pela não-convergência após um certo número de iterações, que sempre conduzia a uma carga limite em torno de 320 kN. Apesar do programa não capturar a carga de ruína, observou-se até esse instante que o panorama de fissuração desenvolvido numericamente era muito semelhante àquele encontrado por Sam; Iyer (1995).

Alterando a tolerância do critério de convergência baseado em energia para 10^{-2} , observou-se que a carga de ruína numérica passou a se aproximar muito da carga de ruína experimental verificada por Sam; Iyer (1995). Esse fato indicou que a tolerância introduzida para o critério de convergência tem influência decisiva sobre as respostas obtidas.

Visando avaliar a influência de outros parâmetros, procurou-se então preservar o critério de convergência e variar os modelos de fissuração, o fator de retenção ao cisalhamento e o processo de solução do problema. A Figura 7.40 apresenta as respostas obtidas para as diversas combinações investigadas, tomando como referência o deslocamento vertical de um ponto situado base central da estrutura.

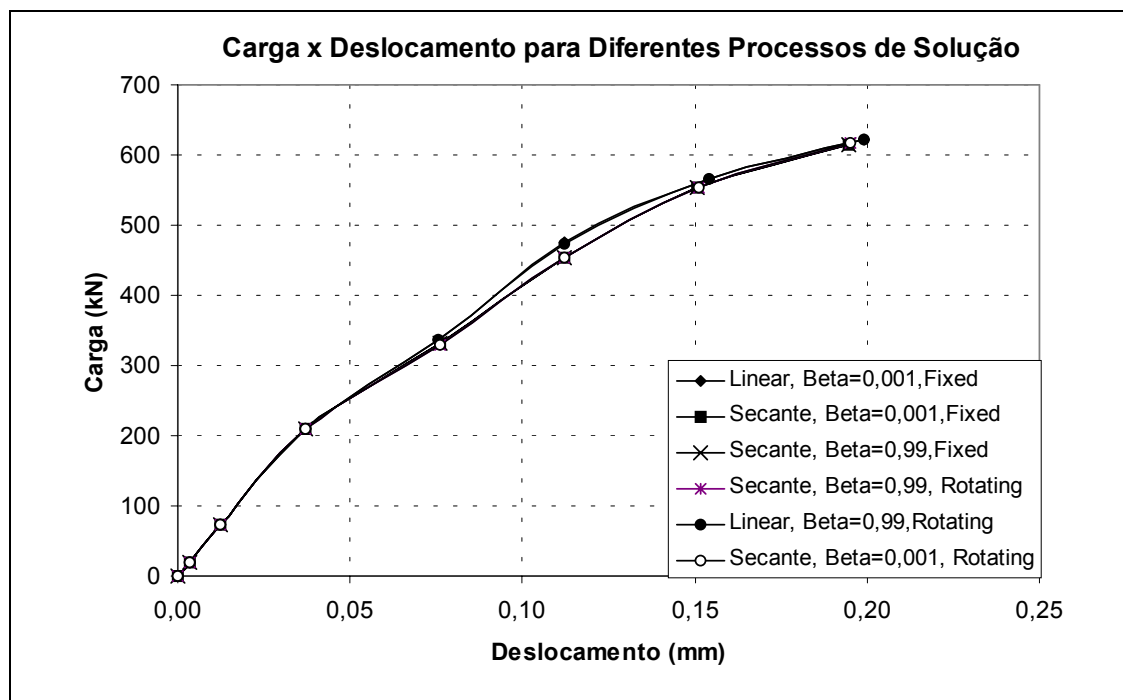


Figura 7.40 – Deslocamentos em função do carregamento aplicado para o Caso A

Pela Tabela 7.6, pode-se observar que as variações propostas pouco mudaram as respostas obtidas, indicando o bom desempenho de qualquer um dos modelos investigados. Também observa-se que as cargas de ruína e os deslocamentos resultantes se aproximam muito do resultado experimental e numérico obtido por Sam; Iyer (1995).

Tabela 7.6 - Respostas numéricas obtidas para o “Caso A” utilizando DIANA

<i>Modelo de Fissuração</i>	<i>Beta (β)</i>	<i>Método de Solução</i>	<i>$F_{ruína}$ (kN)</i>	<i>Deslocamento (mm)</i>
Fixed Crack	0,001	Linear	621,77	0,198
Fixed Crack	0,001	Secante	615,44	0,194
Fixed Crack	0,99	Secante	615,44	0,194
Rotating Crack	0,99	Linear	622,00	0,199
Rotating Crack	0,99	Secante	616,00	0,195
Rotating Crack	0,001	Secante	616,00	0,195

As simulações indicaram um limite de variação de $615,44 \text{ kN} < F_{ruína} < 622 \text{ kN}$ para a carga de ruína, indicando para o “Caso A” uma diferença de 10 e 12% em relação a carga de ruína experimental obtida por Sam; Iyer (1995). A seguir são apresentados os resultados obtidos com o modelo “Rotating Crack”, utilizando o método de solução Linear e fator de retenção ao cisalhamento igual a 0,99.

As primeiras fissuras foram noticiadas para a carga concentrada de 210 kN e ocorreram na base da estrutura, na região central, próximo das faces internas das estacas. A Figura 7.41 apresenta a localização exata dessas fissuras, já utilizando o modelo simplificado que leva em conta as condições de simetria do bloco de fundação.

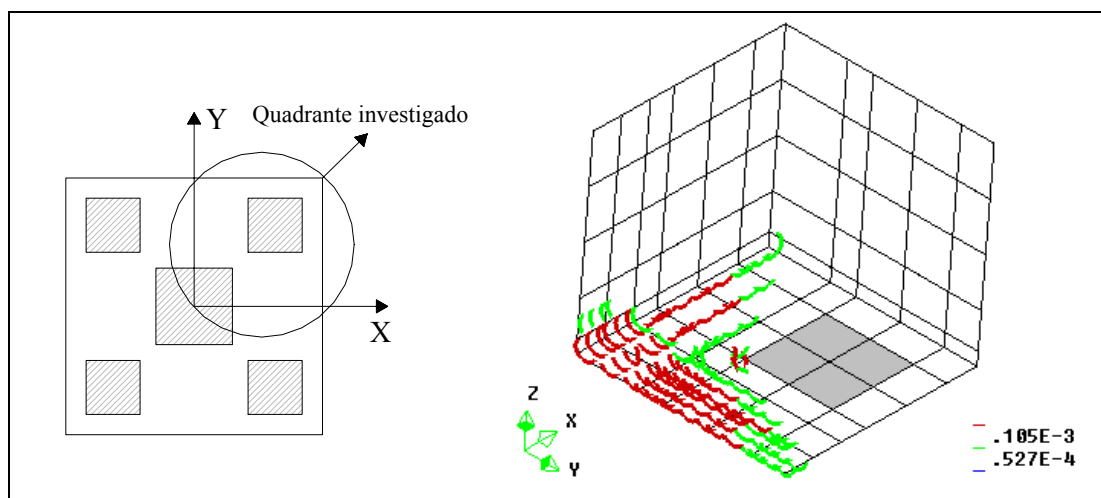


Figura 7.41 – Localização das primeiras fissuras para o “Caso A”

As fissuras iniciais se propagaram de maneira inclinada e subiram em direção ao pilar, formando uma série de fissuras na região de contato entre o pilar e o bloco de fundação. Fissuras típicas de flexão também se desenvolveram de maneira significativa nas faces laterais dos blocos, nos vãos entre as estacas, com maior intensidade na região central.

A carga de ruína obtida para o “Caso A” utilizando o programa *DIANA* foi de 622 kN, com um tipo de ruína semelhante àquela produzida por punção, unicamente devido ao fato de ser formada uma superfície de ruptura com a forma de um tronco de pirâmide.

A Figura 7.42 apresenta a evolução do panorama de fissuração, desde o início do carregamento até a ruína, para uma vista que dá ênfase à face inferior do bloco, junto à estaca. A Figura 7.43 apresenta a mesma situação, no entanto, dando ênfase ao topo do bloco de fundação.

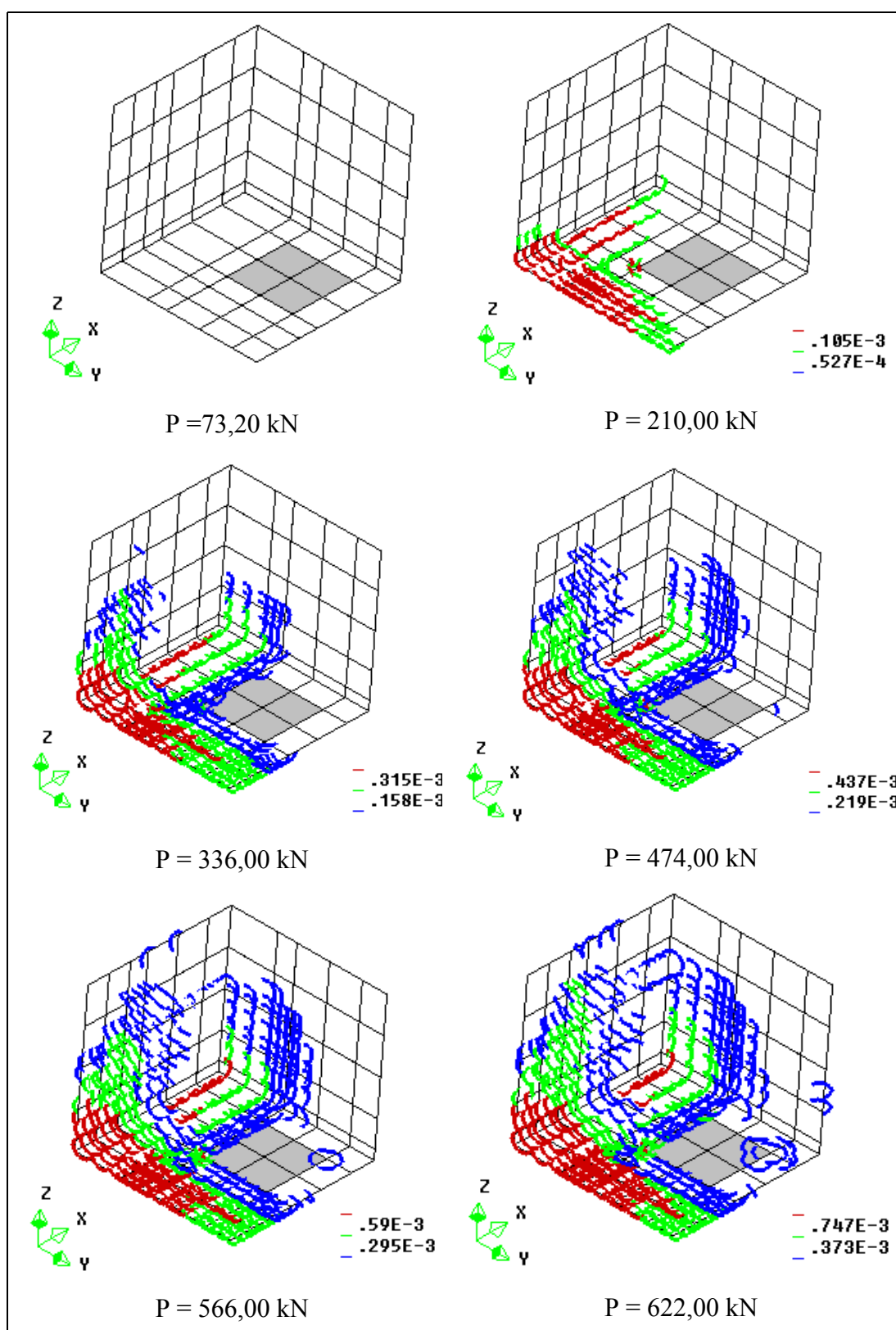


Figura 7.42 – Evolução das fissuras para a base do bloco de fundação – “Caso A”

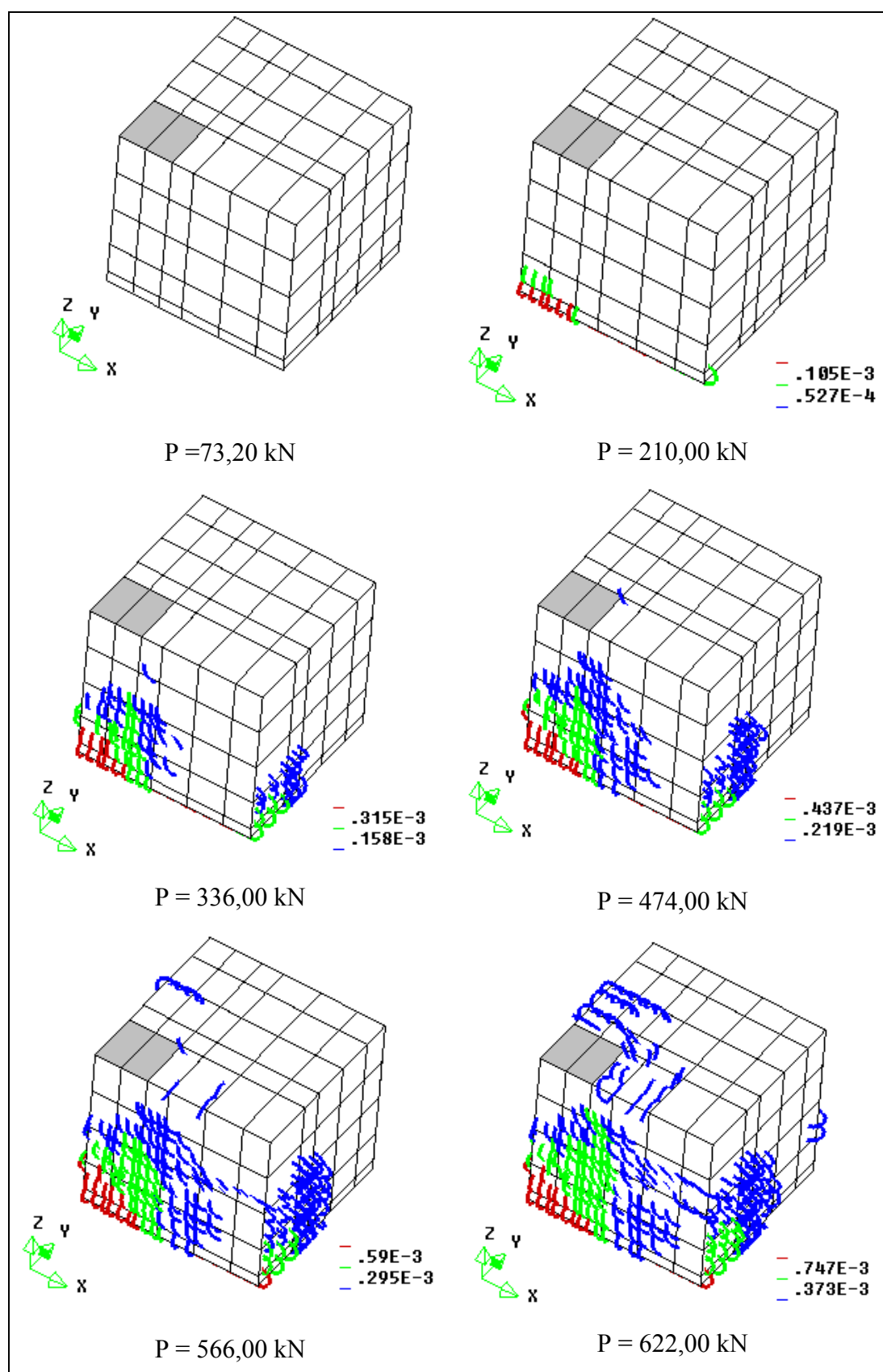


Figura 7.43 – Evolução das fissuras para o topo do bloco de fundação – “Caso A”

A Figura 7.44 apresenta as tensões nas armaduras em malha segundo a direção x no instante da ruína do bloco. Observa-se que a máxima tensão registrada é de 168 MPa e ocorre na região central da estrutura, indicando que não ocorreram deformações plásticas, uma vez que a tensão de escoamento definida é de 300 MPa.

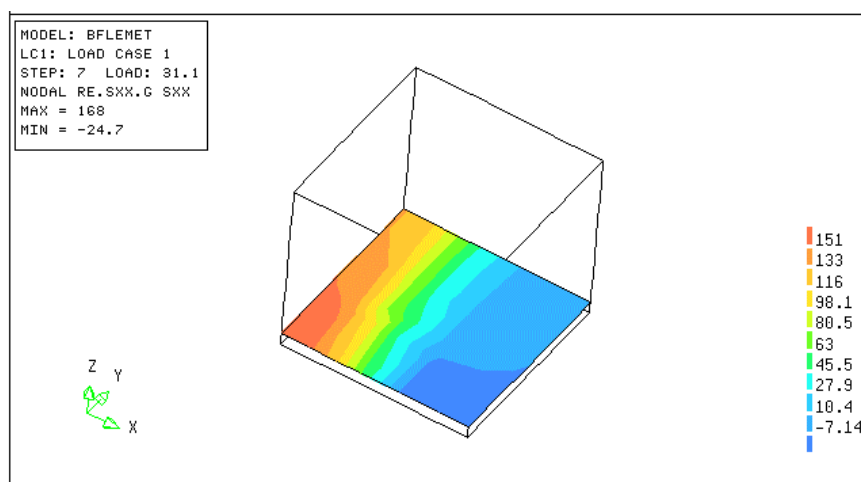


Figura 7.44 - Tensão nas armaduras para a carga de ruína do bloco flexível

A Figura 7.45 apresenta as tensões desenvolvidas na direção x, para vários passos de carga ao longo de uma seção situada no eixo de simetria do bloco de fundação. Observa-se que na ruína a tensão na armadura é 168 MPa no eixo de simetria do bloco e tende a zero conforme se aproxima do extremo do bloco de fundação.

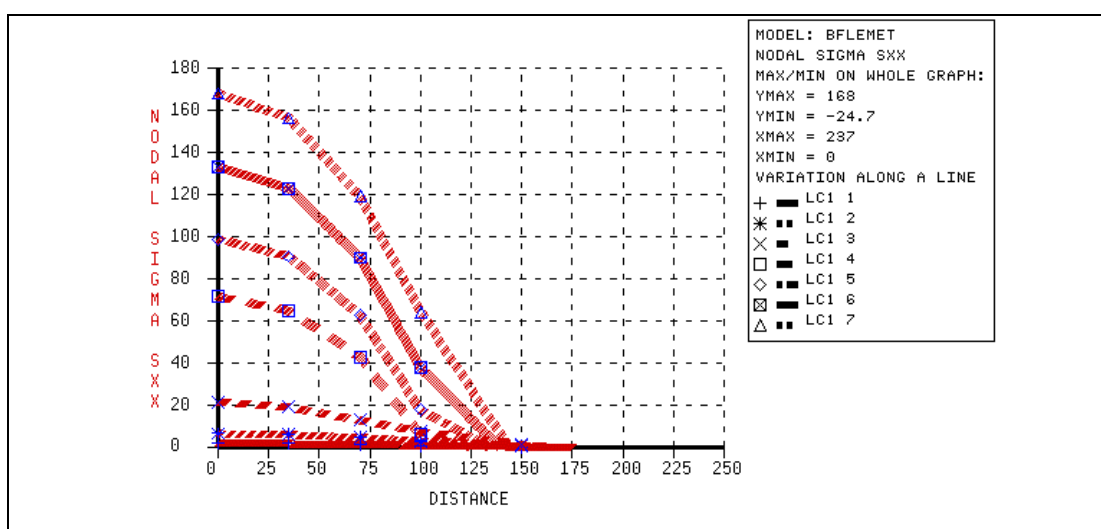


Figura 7.45 – Tensões na direção x para armadura no eixo de simetria do bloco

A Figura 7.46 apresenta as tensões desenvolvidas na direção x, para vários passos de carga ao longo de uma seção situada no centro da estaca. Observa-se que na ruína a tensão na armadura é 143 MPa no eixo de simetria do bloco e tende a zero conforme se aproxima do extremo do bloco de fundação.

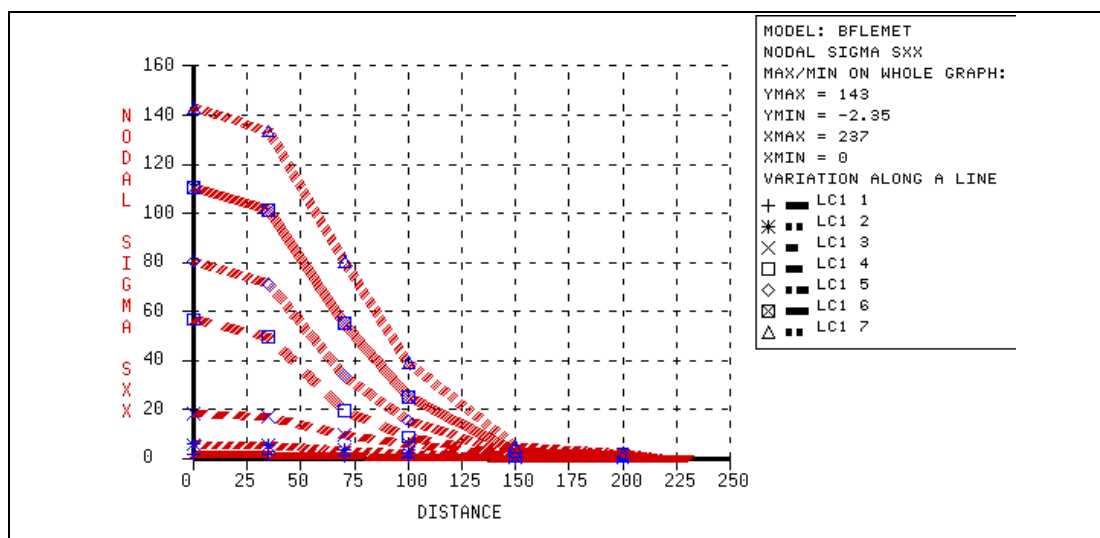


Figura 7.46 - Tensões na direção x para armadura situada no centro da estaca

A máxima deformação encontrada nas direções x e y para a armadura em malha foi de 0,0008, que é um valor muito próximo daquele encontrado por Sam; Iyer (1995). A Tabela 7.7 apresenta uma comparação entre os valores obtidos pelos pesquisadores indianos e aqueles registrados no presente trabalho.

Tabela 7.7 – Resultados experimentais e numéricos obtidos para o “Caso A”

“CASO A”	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruína (kN)	Flecha (mm)
Experimental de Sam; Iyer	450,00	690,00	-
Numérico de Sam; Iyer	200,00	600,00	0,225
Numérico <i>DIANA</i>	210,00	622,00	0,199

A Figura 7.47 apresenta as deformações no concreto ao longo de uma seção definida verticalmente no eixo de simetria da estrutura. No início do carregamento as deformações são lineares e a medida que o carregamento vai sendo aumentado estas deformações se tornam não-lineares.

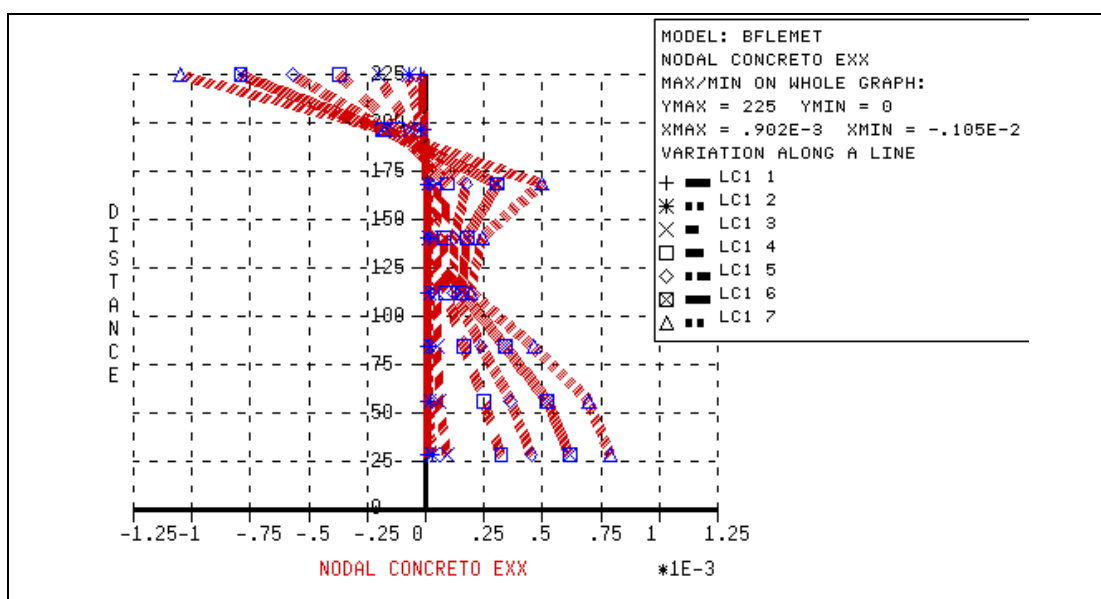


Figura 7.47 - Deformações no concreto para seção vertical
definida no eixo de simetria do bloco de fundação

Deve-se observar que a simulação aqui realizada conseguiu se aproximar da carga de ruína observada experimentalmente. Outro detalhe a ser observado se refere a grande diferença encontrada entre a carga de fissuração numérica e experimental.

Evidentemente o valor experimental da carga de fissuração é um tanto quanto grosseiro, tendo em vista que esse valor só pode ser lido visualmente quando as fissuras internas se propagam atingindo a superfície externa do bloco.

De maneira geral pode-se dizer que os vários modelos de fissuração distribuída disponíveis no programa *DIANA* puderam capturar com relativa precisão a carga de ruína, bem como, o panorama de fissuração observado experimentalmente no “Caso A”.

7.8.2.2 Análise Não-Linear do “Caso B”

Para a análise não-linear do “Caso B”, procurou-se utilizar as mesmas características definidas para o caso anterior, com a exceção de que as armaduras do tipo “grid” foram modificadas para armaduras do tipo “bar”, concentradas sobre as estacas e com a respectiva taxa em cada direção. Após algumas tentativas, observou-se novamente um problema de instabilidade numérica, que ocasionou a parada repentina da solução para uma carga de aproximadamente 430 kN.

Apesar do panorama de fissuração ser muito semelhante àquele apresentado por Sam; Iyer (1995) a solução não conseguia ultrapassar a carga de 430 kN, mesmo notando-se claramente que a estrutura ainda apresentava resistência, tendo em vista o panorama de fissuração incompleto e as baixas tensões desenvolvidas nas armaduras.

Após várias tentativas mudando-se o valor do máximo incremento automático de carga, chegou-se a uma solução próxima do problema real. A solução foi obtida utilizando um passo máximo de 15 N/mm² e mínimo de 0,001 N/m², num total de 10 passos e 60 iterações. A Tabela 7.8 apresenta as várias combinações investigadas para este caso, com as respectivas respostas para a carga de ruína e deslocamento.

Tabela 7.8– Respostas numéricas obtidas para o “Caso B” utilizando DIANA

<i>Modelo de Fissuração</i>	<i>Beta (β)</i>	<i>Método de Solução</i>	<i>$F_{ruína}$ (kN)</i>	<i>Deslocamento (mm)</i>
Rotating Crack	0,99	Linear	524,00	0,144
Fixed Crack	0,99	Linear	640,00	0,205
Fixed Crack	0,99	Secante	620,00	0,202
Fixed Crack	0,001	Linear	640,82	0,205
Fixed Crack	0,001	Secante	620,64	0,202
Rotating Crack	0,001	Linear	664,00	0,215

A Figura 7.48 apresenta a evolução dos deslocamentos em função da carga aplicada, para as diversas investigações efetuadas para o “Caso B”. Observa-se que as respostas numéricas apresentam grande concordância entre si, mesmo alterando o fator de retenção ao cisalhamento, o modelo de fissuração e o método de solução

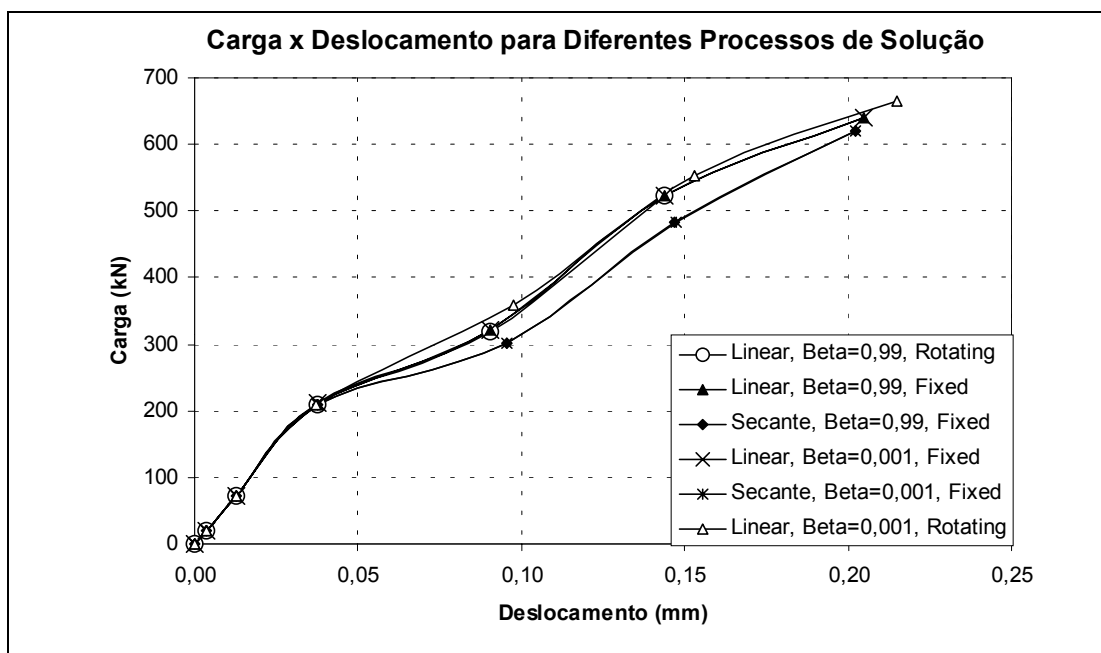


Figura 7.48 – Respostas obtidas para diversas combinações investigadas para o “Caso B”

De maneira geral, observa-se que a carga de ruína numérica, obtida utilizando o programa *DIANA*, se manteve no limite $524 \text{ kN} < F_{\text{ruína}} < 664 \text{ kN}$, indicando a boa aproximação dos modelos. Adicionalmente, observa-se que o panorama de fissuração também se aproximou muito daquele panorama observado experimentalmente por Sam; Iyer (1995).

Para ilustrar os demais resultados obtidos, apresenta-se na sequência as respostas obtidas através do método secante com o modelo “Fixed Crack”, que foi definido com o fator de retenção ao cisalhamento igual a 0,001. Acredita-se que essa resposta, dentre as demais, foi a que mais se aproximou do resultado experimental.

As primeiras fissuras foram noticiadas para a carga concentrada de 210 kN e ocorreram na base da estrutura, na região central, próximo das faces internas das estacas, conforme ilustra a Figura 7.49.

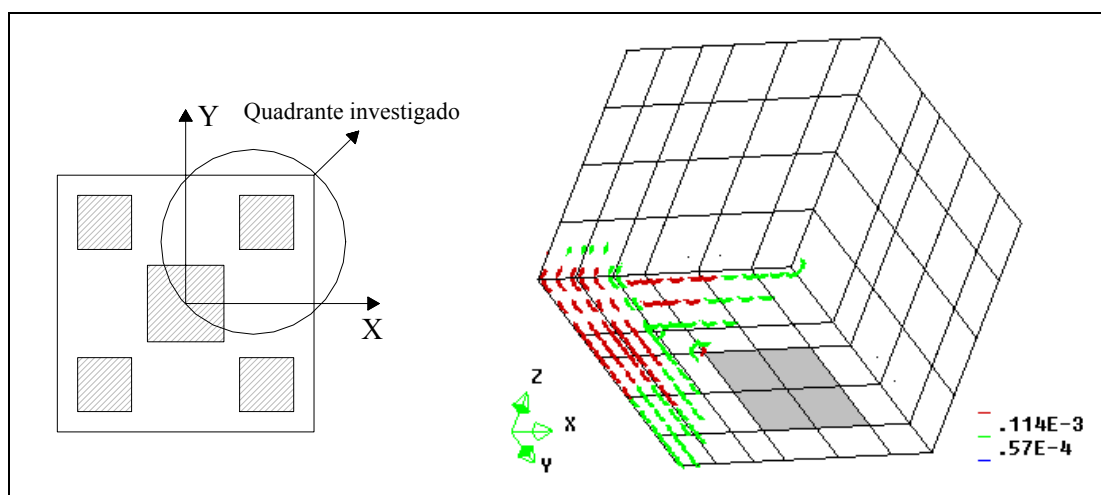


Figura 7.49 – Localização das primeiras fissuras para o “Caso B”

Assim como no “Caso A”, as fissuras iniciais do “Caso B” se propagaram de maneira inclinada subindo em direção ao pilar, formando uma série de fissuras na região de contato entre o pilar e o bloco de fundação no estágio final de resistência. Adicionalmente, fissuras se propagaram nas faces laterais dos blocos de maneira significativa, na região entre as estacas, com maior intensidade no centro do vão relatado.

A carga de ruína foi de 620,64 kN, novamente com uma forma de ruína semelhante àquela produzida por punção e com uma diferença em torno de 1% em relação ao ensaio experimental. A máxima flecha registrada, na face inferior do bloco de fundação e no eixo de simetria foi igual a 0,202 mm, se aproximando muito do valor encontrado por Sam; Iyer (1995).

A Figura 7.50 apresenta o panorama de fissuração desenvolvido no “Caso B”, desde o início do carregamento até a ruína, privilegiando a base do bloco de fundação. A Figura 7.51 apresenta a mesma resposta, no entanto, procura apresentar com clareza as fissuras desenvolvidas no topo do bloco.

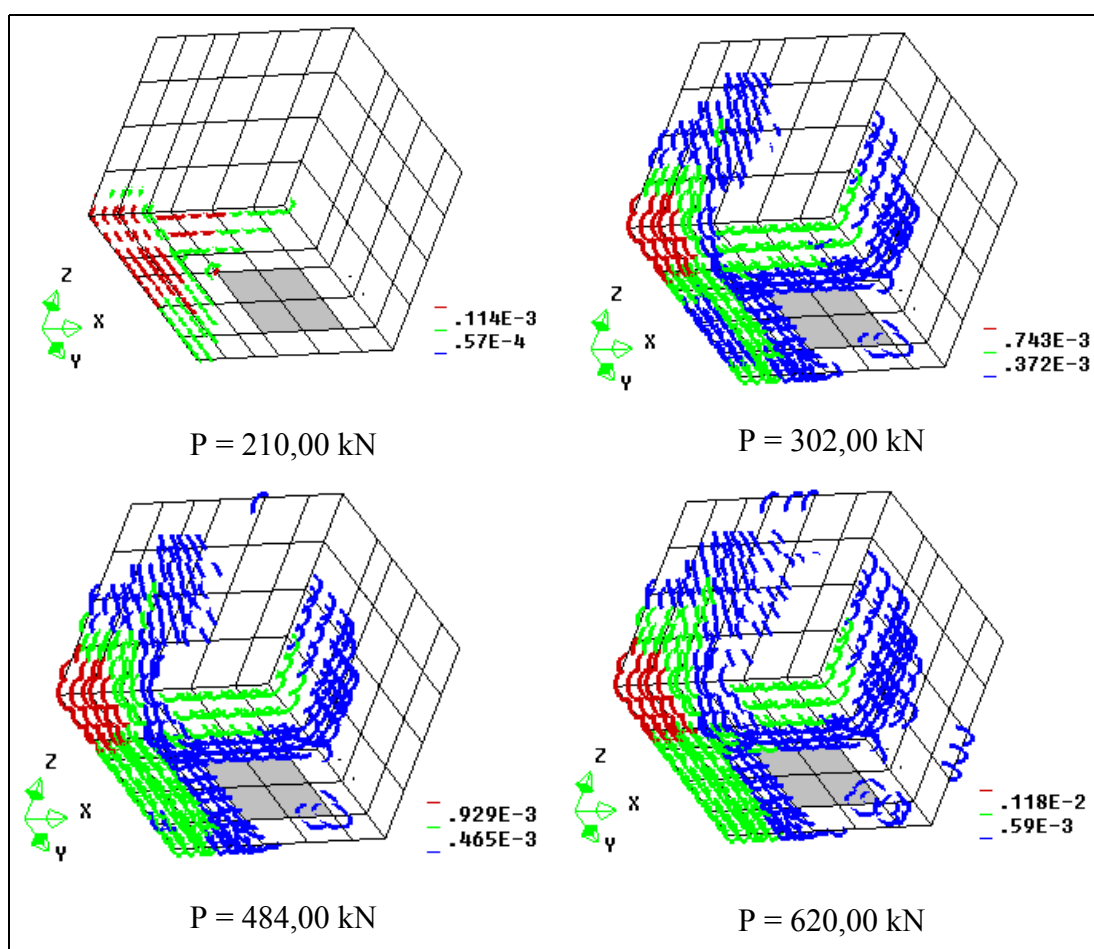


Figura 7.50 – Evolução das fissuras para a base do bloco de fundação – “Caso B”

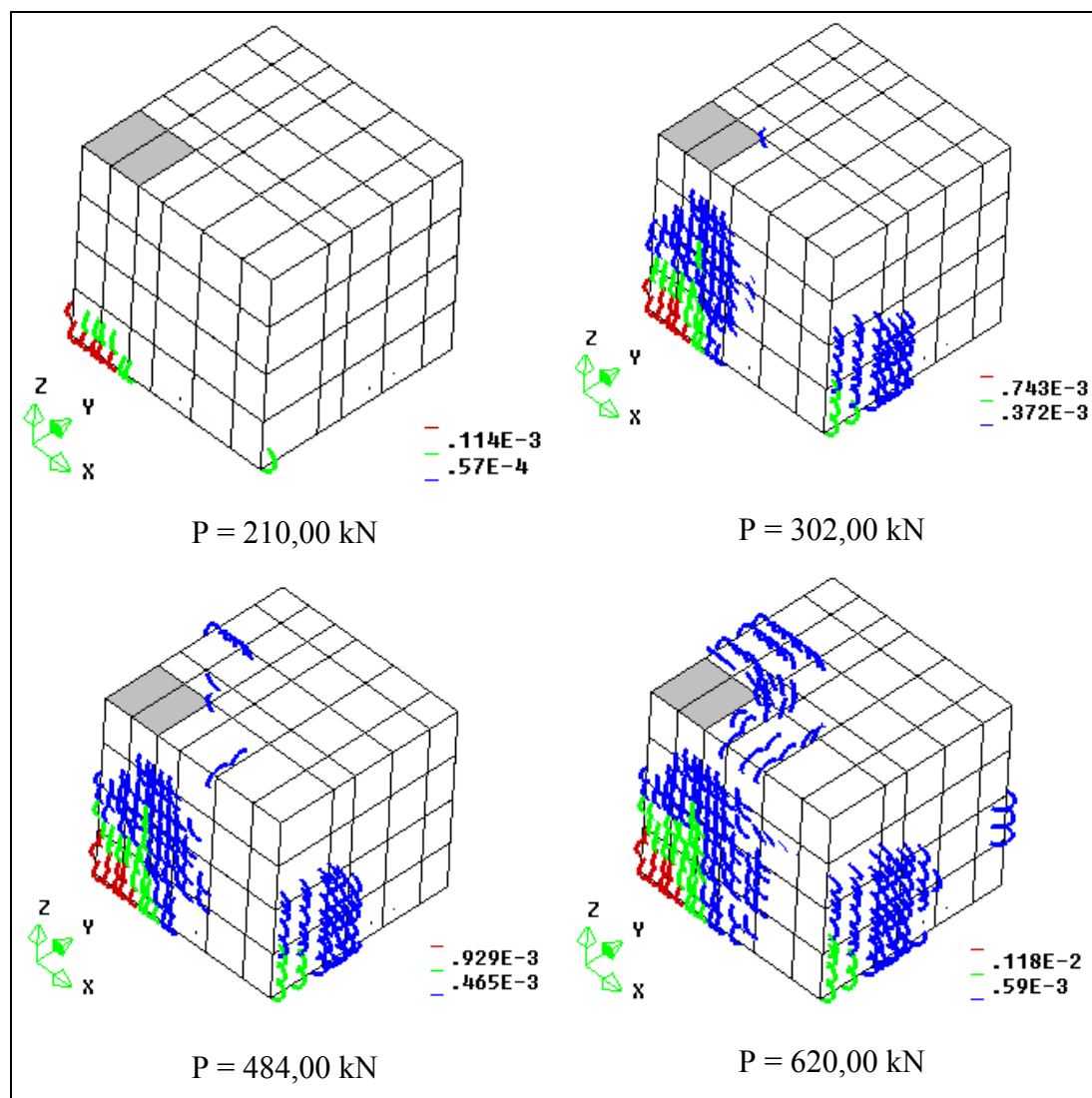


Figura 7.51 – Evolução das fissuras para o topo do bloco de fundação – “Caso B”

A Figura 7.52 apresenta as tensões nas armaduras segundo a direção x no instante da ruína do bloco. Observa-se que o nível de tensão máximo desenvolvido é de 136 MPa na região de simetria da estrutura e indica que não ocorreram deformações plásticas, uma vez que as tensões permaneceram muito abaixo do limite de escoamento.

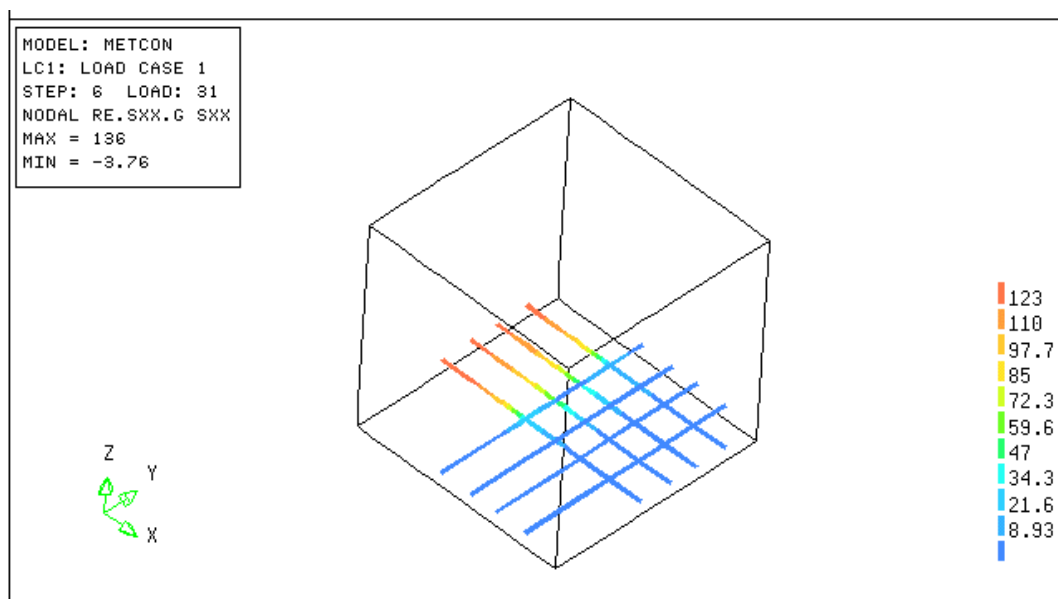


Figura 7.52 – Tensões desenvolvidas nas armaduras na situação de ruína do “Caso B”

A máxima deformação encontrada na direções x e y para as armaduras foi de aproximadamente 0,00067, que é um valor muito próximo daquele encontrado por Sam; Iyer (1995).

A Figura 7.53 à Figura 7.56 apresentam o desenvolvimento das deformações em cada uma das armaduras da direção x para diversos passos de carga até a ruína do bloco. Observa-se que as deformações tendem a manter um valor relativamente afastado na região entre o centro do bloco e a face interna das estacas.

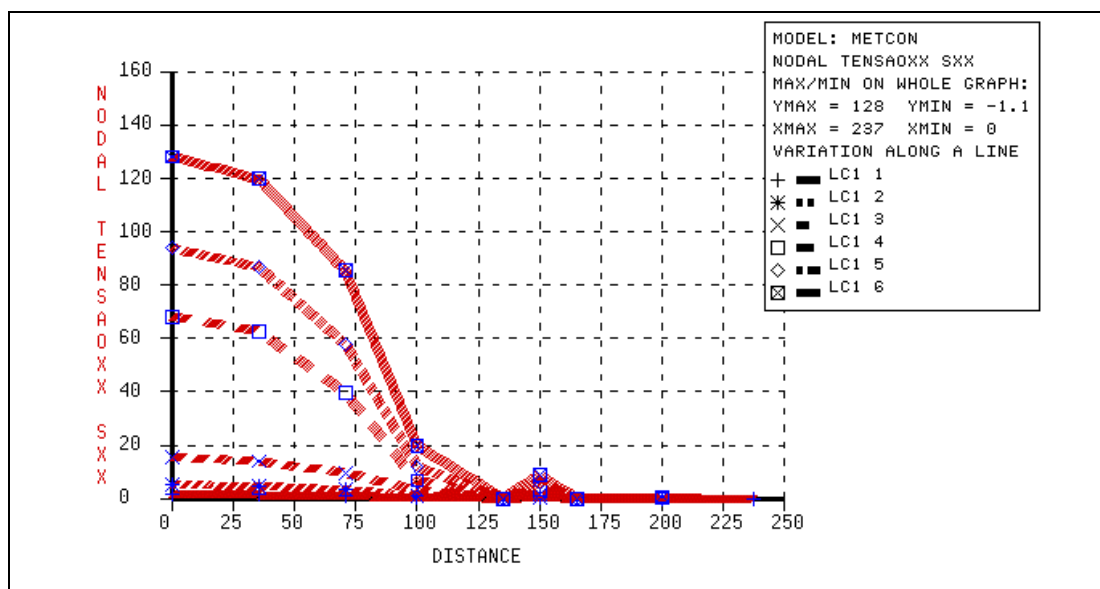


Figura 7.53 – Deformações na direção x da barra 1 (extrema) do “Caso B”

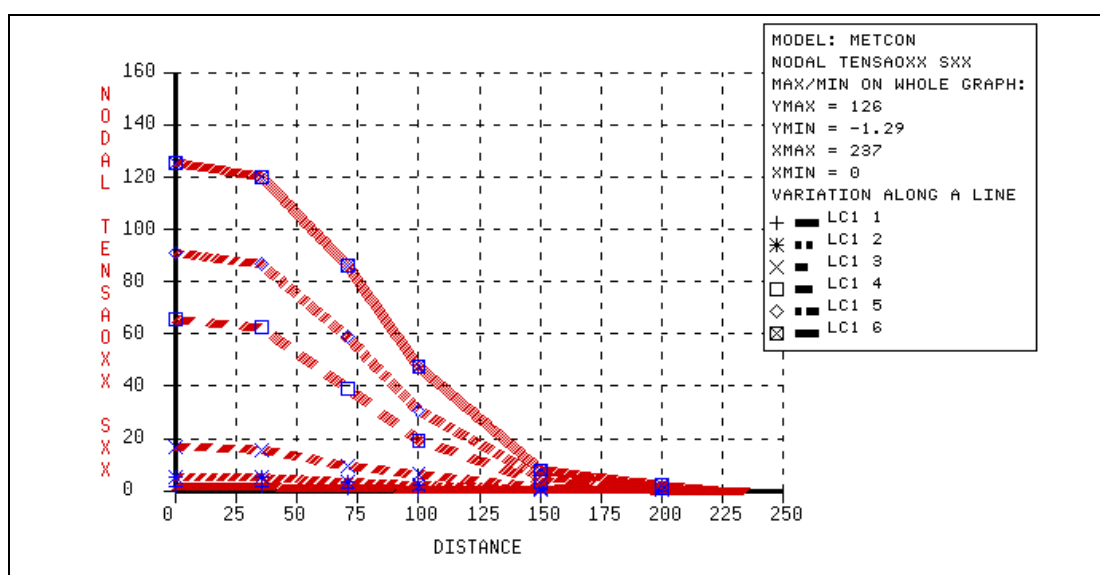


Figura 7.54 – Deformações na direção x da barra 2 (intermediária) do “Caso B”

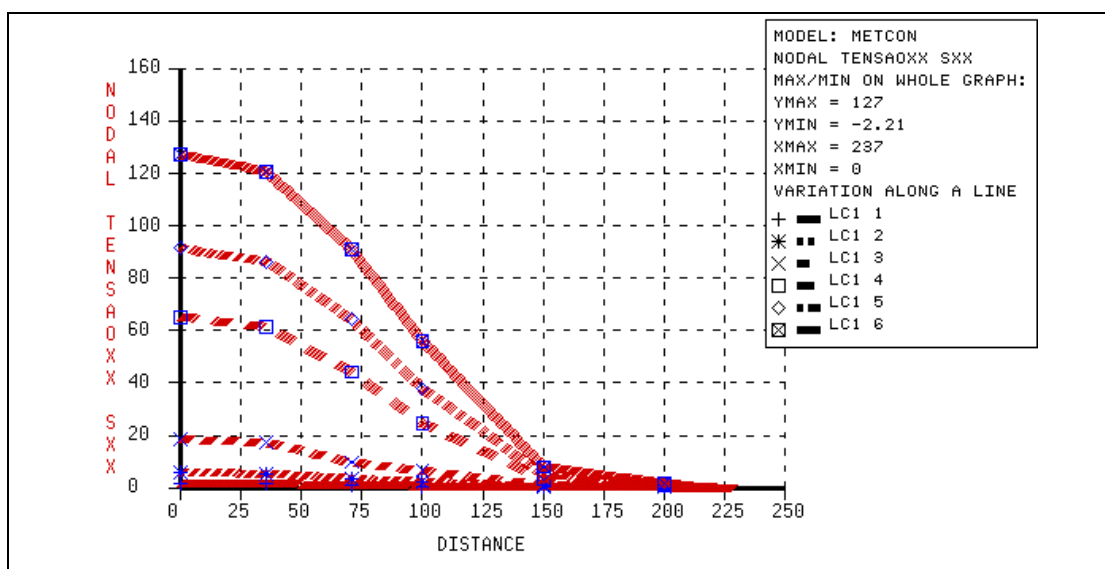


Figura 7.55 – Deformações na direção x da barra 3 (intermediária) do “Caso B”

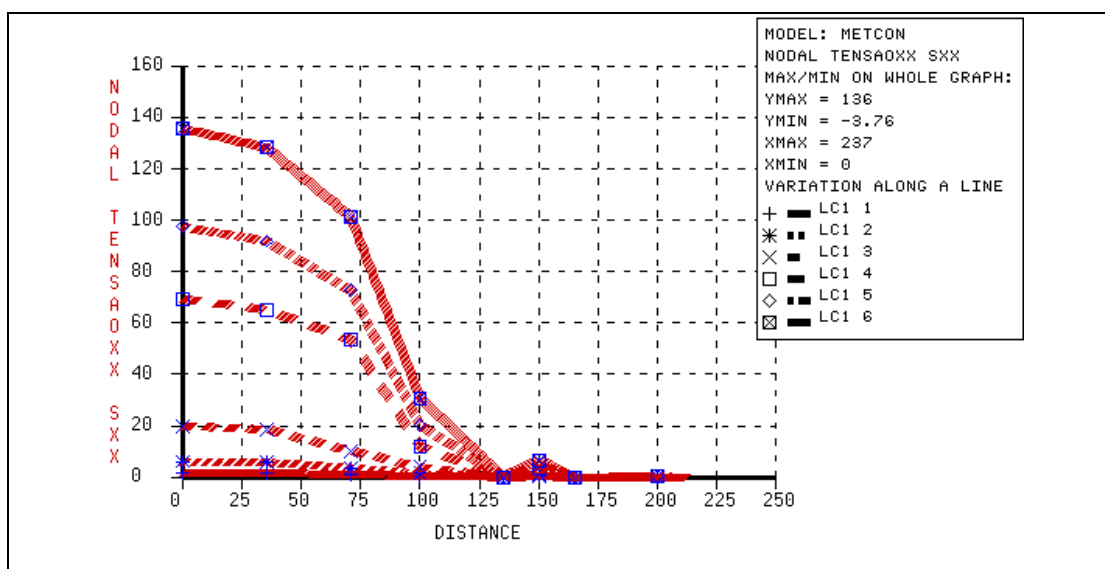


Figura 7.56 – Deformações na direção x da barra 4 (extrema) do “Caso B”

A Figura 7.57 apresenta as deformações do concreto na direção x ao longo da seção transversal, para uma seção disponibilizada no eixo de simetria do bloco. Observa-se que desde o início do carregamento as deformações são não-lineares com apenas uma pequena região, de cerca de 2,5 cm, sofrendo compressão. Esse mesmo panorama também é observado na direção y.

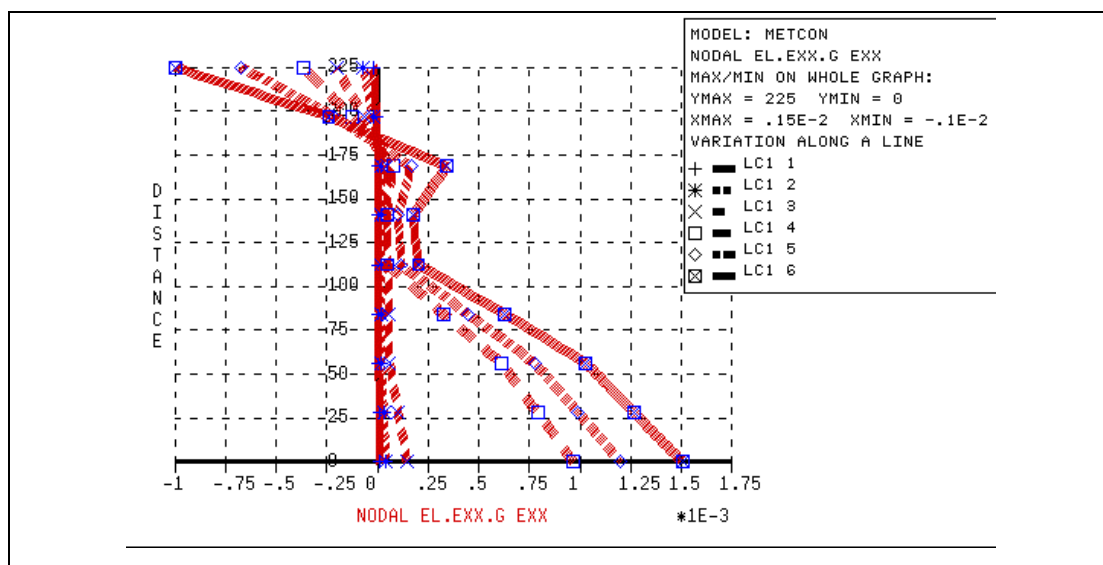


Figura 7.57 – Deformações na direção x para o concreto ao longo da seção transversal do “Caso B” para vários passos de carga

A Tabela 7.9 apresenta uma comparação entre os valores obtidos pelos pesquisadores indianos e aqueles registrados no presente trabalho para o “Caso B”.

Tabela 7.9 - Resultados experimentais e numéricos para o “Caso B”

CASO B	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruína (kN)	Flecha (mm)
Experimental de Sam; Iyer	350,00	630,00	-
Numérico de Sam; Iyer	200,00	560,00	0,225
Numérico <i>DIANA</i>	210,00	620,64	0,202

7.8.3 Discussões a Respeito do Problema Investigado

Observou-se para o problema dos blocos rígidos sobre quatro estacas uma grande dificuldade em se estabelecer uma carga limite, o que leva a crer que para casos de fissuras diagonais, típicas de cisalhamento, seja mais interessante adotar para a carga de ruína uma faixa de variação ao invés de um valor tido como genuíno.

Trata-se de um problema complexo, em que é necessário avaliar a sensibilidade de diversos parâmetros de entrada dos modelos constitutivos, o que de certa maneira, torna a investigação pouco interessante do ponto de vista prático. O tempo de análise não-linear do problema se torna alto e esbarra com as possibilidades da não convergência, mesmo considerando uma boa experiência do avaliador interessado.

Outra questão que deve ser levantada é o fato de que para o problema em questão conhecia-se previamente a resposta a ser obtida. Dessa maneira, os parâmetros foram sendo ajustados de maneira a se obter a resposta desejada. No entanto, para a maioria dos problemas não existe esse conforto, o que pode gerar ainda mais dúvida se uma resposta obtida é confiável ou não.

É necessário muita experiência e conhecimento a respeito dos mecanismos de colapso do concreto armado para efetivamente se obter resultados positivos utilizando a análise não-linear e, em todos os casos, os resultados devem ser recebidos com ceticismo.

Deixando de lado as problemáticas anteriores e partindo especificamente para a análise dos resultados obtidos, deve-se aqui registrar algumas discordâncias em relação às conclusões apresentadas por Sam; Iyer (1995). Estas discordâncias se referem basicamente ao comportamento verificado no colapso e foram levantadas tomando por base as investigações aqui conduzidas, bem como, a partir dos resultados numéricos e experimentais apresentados pelos pesquisadores indianos.

Sam; Iyer (1995) relatam que para baixos níveis de carga as deformações nas armaduras entre o centro do bloco de fundação e as faces das estacas são muito diferentes e que, no instante do colapso, tais deformações se tornam praticamente constantes, tanto para o “Caso A” quanto para o “Caso B”.

Conforme se observou nos resultados numéricos aqui apresentados, as tensões nas armaduras e, conseqüentemente as deformações, tanto no Caso A quanto no B, tendem a apresentar um valor máximo no centro do bloco, que decresce gradualmente e que se torna mínimo nas proximidades das estacas, remetendo a um comportamento típico de vigas fletidas.

Como se sabe, em um elemento que resiste à força cortante pelo “mecanismo de viga”, a força de tração na armadura longitudinal tende a variar ao longo do eixo longitudinal, de maneira a equilibrar o momento fletor aplicado, enquanto o braço de alavanca das forças internas se mantém relativamente constante.

De maneira alternativa, se a força de tração na armadura permanece constante, o braço de alavanca das forças internas sofre variação e o elemento tem um comportamento semelhante àquele verificado para um arco atirantado, sendo a força cortante resistida por escoras inclinadas (“efeito arco”). Esse efeito era esperado para o problema em questão, uma vez que os blocos eram rígidos.

Sam; Iyer (1995) acreditam que nos estágios finais prevalece o efeito arco, enquanto o autor do presente trabalho acredita que prevaleça outro tipo de mecanismo, tendo em vista as tensões apresentadas para as armaduras dos Casos A e B utilizando *DIANA*.

Acredita-se que os blocos investigados possuem uma geometria pouco convencional, o que faz com que esses elementos possuam comportamento próximo ao de um bloco parcialmente carregado, o que pode justificar a diferença em relação aos resultados clássicos registrados na literatura.

A hipótese dos elementos se parecerem com blocos parcialmente carregados vem do fato das deformações de compressão no concreto, nas direções transversais à aplicação da carga, estarem atuando apenas em uma pequena região, enquanto tensões de tração atuam em praticamente toda a altura do elemento.

A afirmação anterior indica a necessidade de armaduras na forma de estribos horizontais ao longo da altura do bloco, visando conter as tensões transversais de tração que se desenvolvem quando do carregamento.

Se não existe a intenção de se colocar estas armaduras nos blocos, deve-se então limitar a máxima tensão no pilar de uma certa parcela da resistência à compressão do concreto utilizado, de maneira que o concreto possa então absorver essas tensões de tração.

Além disso, observa-se para o problema em questão que um modelo físico baseado no “Método das Bielas” não consegue capturar as cargas de ruína dos blocos. As cargas de ruína analíticas se revelam muito inferiores às aquelas verificadas experimentalmente, instigando a investigação da curta distância existente entre a face do pilar e o centro da estaca.

Acredita-se que para um bloco rígido sobre quatro estacas ter explicação física, baseando-se num modelo clássico de escoras e tirantes, a distância entre a face do pilar e o centro da estaca deva ser no mínimo maior ou igual 0,5 vez a altura do bloco de fundação. Além disso, vários pesquisadores e normas como o ACI-318 (2002) e CSA (1994) recomendam que para os blocos nunca sejam utilizadas alturas inferiores a 30 cm.

Como as recomendações anteriores não foram verificadas, acredita-se que o comportamento dos blocos investigados é semelhante ao de um bloco parcialmente carregado, com pressão de contato em área reduzida. Esse tipo de situação, conforme será visto adiante, pode levar os blocos a ruína por três diferentes caminhos.

Observa-se que os blocos rígidos ensaiados por Sam; Iyer (1995) não respeitam as condições anteriores, o que pode explicar a discrepância com os resultados históricos. Visando constatar tais hipóteses, novos modelos foram investigados através da adaptação da geometria do “Caso B”.

Na primeira investigação, aumentou-se a distância existente entre a face do pilar e o centro da estaca de 7,93 cm para 11,25 cm, uma dimensão exatamente igual a 0,5 vez a altura do bloco. Adicionalmente foram utilizadas as mesmas características de simulação utilizadas para o “Caso B”, isto é, respostas obtidas através do método secante com o modelo “Fixed Crack Model”, que foi definido com o fator de retenção ao cisalhamento igual a 0,001.

As primeiras fissuras surgiram para a carga de 204 kN, com maior intensidade na região central do bloco de fundação, conforme ilustra a Figura 7.58. A Figura 7.59 apresenta as fissuras desenvolvidas na ruína, que ocorreu para uma carga de 272 kN.

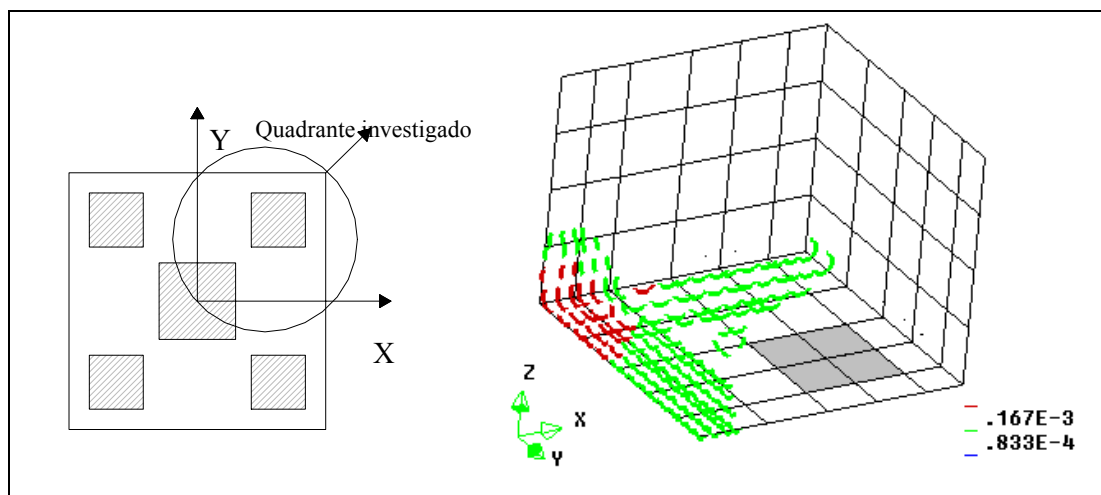


Figura 7.58 – Fissuras iniciais para o “Caso B” remodelado geometricamente

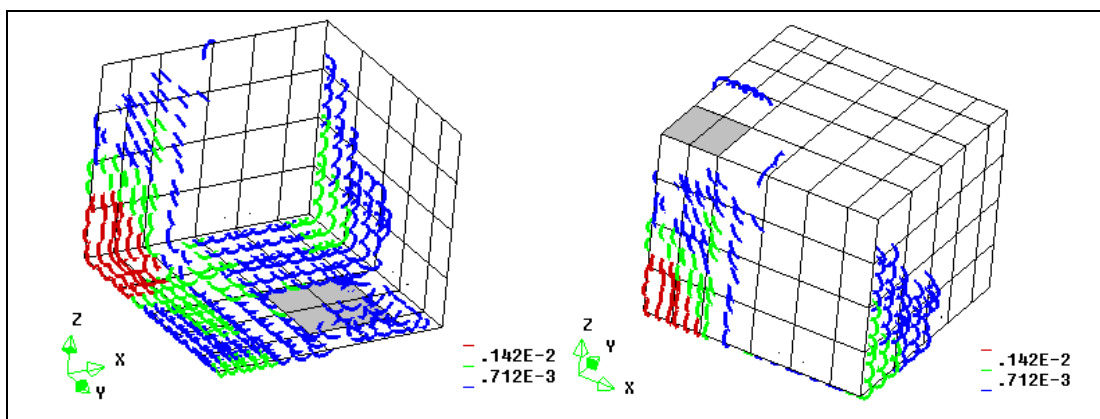


Figura 7.59 – Fissuras na ruína para o “Caso B” remodelado geometricamente

Na ruína, a máxima tensão desenvolvida nas armaduras foi de 104 MPa, indicando um valor muito abaixo do limite de 300 MPa definido para o escoamento. A Figura 7.60 à Figura 7.63 ilustram as tensões desenvolvidas para as armaduras ao longo dos carregamentos, indicando que as duas barras mais internas possuem tensões praticamente constantes e remetem ao comportamento esperado para bloco rígido.

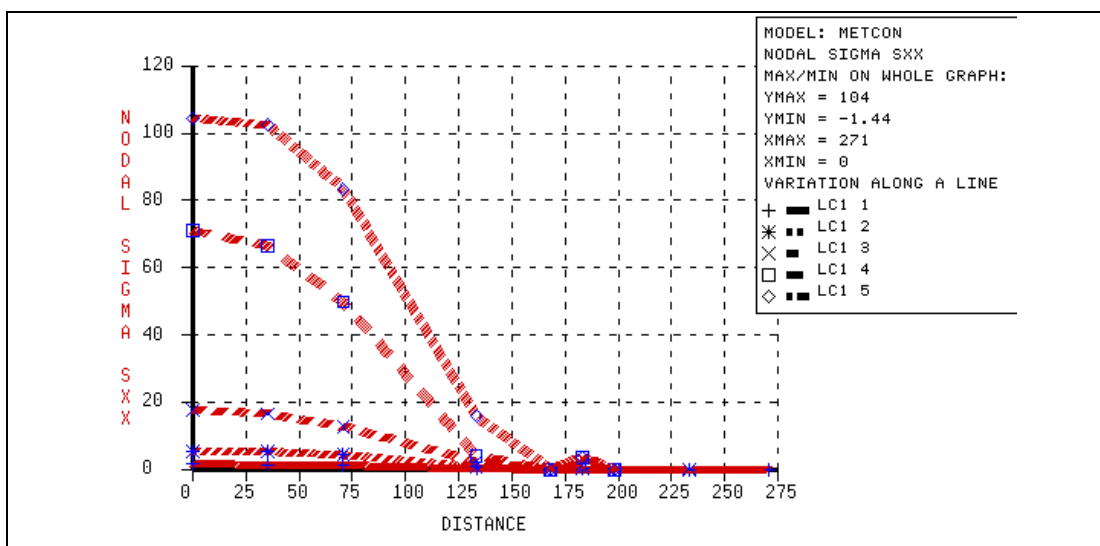


Figura 7.60 – Deformações na direção x da barra 1 (extrema) do “Caso B” remodelado geometricamente

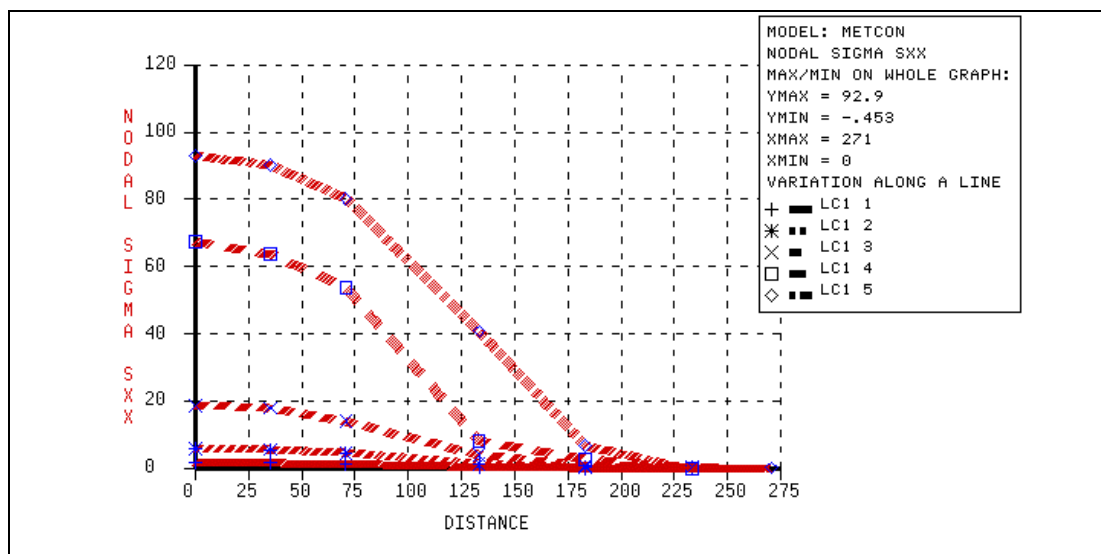


Figura 7.61 – Deformações na direção x da barra 2 (intermediária) do “Caso B” remodelado geometricamente

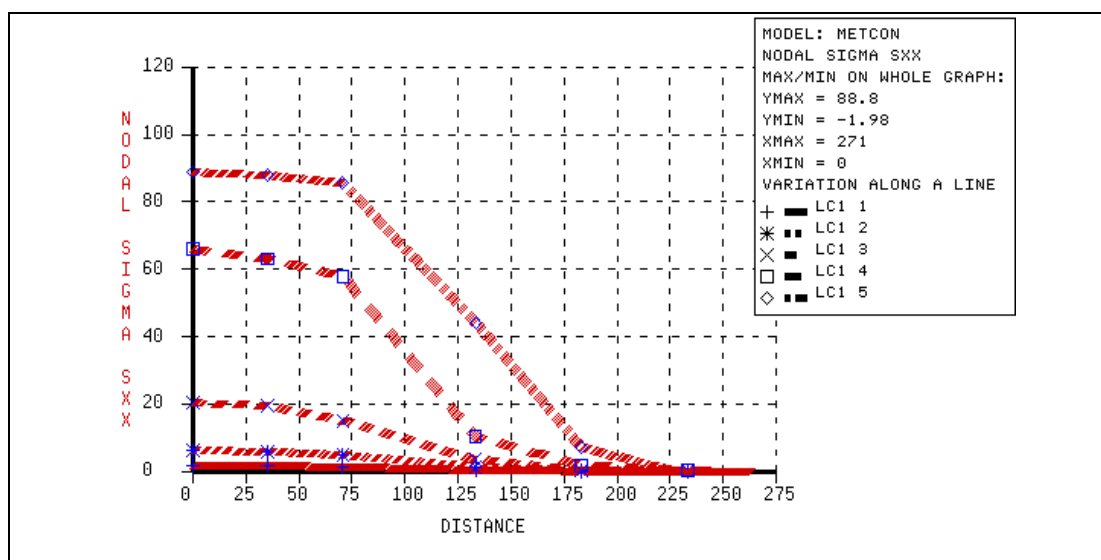


Figura 7.62 – Deformações na direção x da barra 3 (intermediária) do “Caso B” remodelado geometricamente

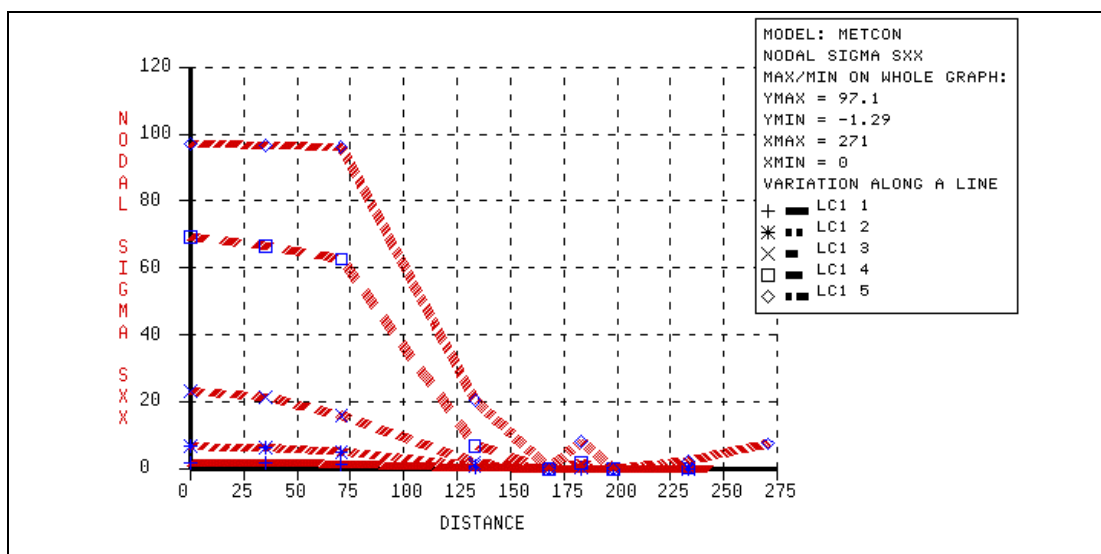


Figura 7.63 – Deformações na direção x da barra 4 (intermediária) do “Caso B” remodelado geometricamente

O fato das tensões nas armaduras permanecerem praticamente constantes para o modelo investigado, podem comprovar a hipótese levantada anteriormente, a respeito da distância mínima a ser adotada entre a face do pilar e o eixo da estaca.

Adicionalmente, pode-se verificar que o modelo analítico baseado no “Método das Bielas” consegue se aproximar melhor em relação à resposta numérica, com um erro em torno de 60%, conforme ilustram as verificações a seguir:

- Carga de Escoamento do Tirante:

$$Z = A_s \cdot f_{yk} = 4,0 \cdot 5,30 = 60 \text{ kN}$$

$$Z = \frac{F}{8 \cdot d} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

$$F_{\text{escoamento}} = \frac{Z \cdot 8 \cdot d}{\left(e - \frac{a}{2} \right)} = \frac{60 \cdot 8 \cdot 21}{\left(36,64 - \frac{14,14}{2} \right)} = 340,88 \text{ kN}$$

- Carga de Ruptura das Escoras

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\frac{d}{2}}{\frac{e.\sqrt{2}}{2} - \frac{a.\sqrt{2}}{4}} = \frac{21}{\frac{36,64.\sqrt{2}}{2} - \frac{14,14.\sqrt{2}}{4}} = 1,00 \rightarrow \theta = 45,12^\circ$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 0,8 \text{ kN/cm}^2 = 1,9 - 0,8 = 1,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{F}{A_{\text{pilar}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta} \leq 1,50 \cdot f_{ck} \rightarrow \text{Ruptura da escora junto ao pilar}$$

$$F_{\text{escora}} \leq 1,50 \cdot f_{ck} \cdot A_{\text{pilar}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta = 1,50 \cdot 1,1 \cdot 14,14 \cdot 14,14 \cdot \operatorname{sen}^2(45,12^\circ) = 165,64 \text{ kN}$$

$$\frac{F}{4 \cdot A_{\text{estaca}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta} \leq 1,50 \cdot f_{ck} \rightarrow \text{Ruptura da escora junto às estacas}$$

$$F_{\text{escora}} \leq 4 \cdot 1,50 \cdot f_{ck} \cdot 2A_{\text{estaca}} \cdot \operatorname{sen}^2\theta = 4 \cdot 1,50 \cdot 1,1 \cdot 10 \cdot 10 \cdot \operatorname{sen}^2(45,12^\circ) = 331,38 \text{ kN}$$

Evidentemente, o Método das Bielas é um processo que fornece um limite inferior para a carga de ruína de elementos estruturais, tendo sua justificativa no Teorema Inferior da Teoria da Plasticidade. Acredita-se que a diferença obtida entre o modelo analítico e o modelo numérico é decorrente de mecanismos complementares aos de treliça, difíceis de serem incorporados em um modelo analítico tridimensional.

Em vários casos investigados, onde a relação a/d (relação entre a distância da face do pilar ao centro da estaca e a altura útil do bloco de fundação) foi mantida entre 0,5 e 1,0, observou-se tensões aproximadamente constantes para as armaduras e cargas de ruína muito superiores às previstas analiticamente.

Em contrapartida, observou-se que quando a relação a/d foi mantida abaixo de 0,5, as tensões desenvolvidas nas armaduras não eram constantes, tendo o elemento um comportamento semelhante ao de um bloco parcialmente carregado.

Deve-se observar que para relações a/d entre 0,5 e 1,0, as previsões analíticas conduziram a cargas sempre inferiores às cargas numéricas, com diferenças sempre superiores a 60%. Esse fato coincide com as investigações de Blévot e Frémy, que para blocos sobre quatro estacas, constataram que as cargas de ruína são sempre muito maiores do que aquelas previstas com o Método das Bielas.

Observa que no ensaio experimental realizado por Sam; Iyer (1995), a máxima tensão desenvolvida no bloco de fundação junto ao pilar no instante da ruína é cerca de $1,8.f_{ck}$, conduzindo a um valor superior àqueles verificados nos ensaios experimentais de Blévot (cerca de $1,50.f_{ck}$) e Adebar et al. (cerca de $1,0.f_{ck}$).

Deve-se observar que Sam; Iyer (1995) utilizaram valores de a/d menores do que 0,5, enquanto Adebar et al. (1989) utilizaram valores de a/d superiores a 1,2. Esse fato, somado a falta da discretização formal dos pilares e das estacas, pode explicar as diferenças verificadas em relação aos resultados clássicos.

Conforme relatado, Sam; Iyer (1995) afirmam que o mecanismo que provocou a ruína dos blocos foi uma punção ocasionada pelo pilar ou pelas estacas. O autor da presente tese discorda de tal afirmação, e acredita que o mecanismo que levou ao colapso dos blocos seja o desenvolvimento de tensões transversais de tração, típicas de blocos parcialmente carregados.

Como se sabe, o problema da punção costuma se revelar naqueles casos em que um pilar se apoia diretamente sobre uma laje. Devido à alta concentração de tensões de cisalhamento em um perímetro crítico em torno do pilar (aproximadamente $1,5.d$), originam-se planos de ruptura de aproximadamente 35° em relação a horizontal, que tendem a separar a estrutura de maneira frágil, formando uma superfície de ruptura semelhante a um tronco de pirâmide.

A maioria dos ensaios experimentais têm revelado que nas rupturas devido à punção, as fissuras tendem a se desenvolver de maneira radial em relação à posição do pilar, conforme ilustra a Figura 7.64. Fazendo uma analogia das lajes cogumelo com os blocos de fundação, observa-se que nesses últimos pode existir então duas possibilidades de punção: uma provocada pelo pilar e outra provocada pelas estacas.

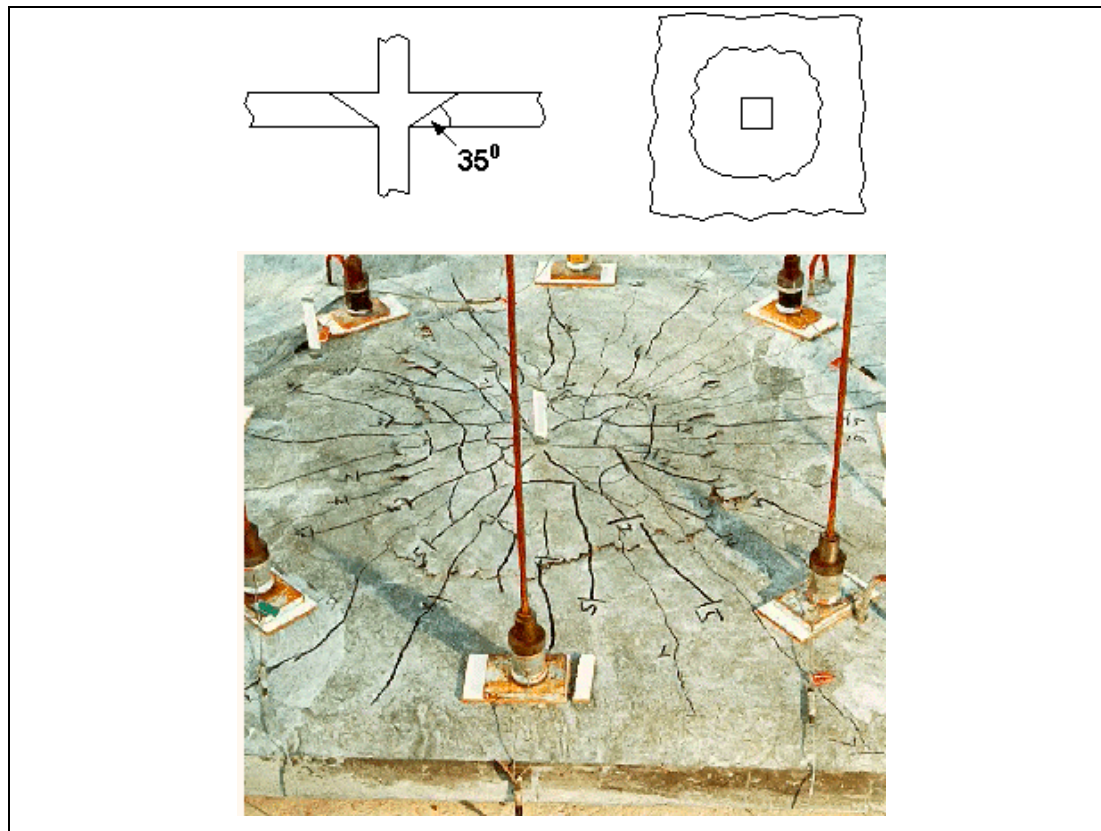


Figura 7.64 – Geometria e configuração das fissuras provocadas por punção

(Fonte: Choo et al. (2002))

O primeiro caso tem pouca possibilidade de acontecer num bloco rígido, uma vez que o perímetro crítico normalmente cai sobre as estacas ou além delas, fazendo com que a carga seja transferida diretamente para as estacas, através de escoras de concreto inclinadas existentes no interior do bloco. O segundo caso tem ainda menor possibilidade de ocorrer, uma vez que o perímetro crítico será mais do que suficiente para a baixa magnitude das reações existentes nas estacas.

Conforme se observa na geometria dos blocos ensaiados por Sam; Iyer (1995), o perímetro crítico de punção existente para o pilar engloba a presença das estacas, o que faz com que a força normal do pilar seja transmitida diretamente para as estacas através de escoras inclinadas.

Além disso, o panorama de fissuração não apresenta fissuras radiais em torno do pilar e sim contornando-o, como se tivesse ocorrido descolamentos junto às faces do pilar (“spalling”).

Acredita-se que estes fatos confirmam a hipótese levantada de que os blocos não romperam por punção como atestam os pesquisadores indianos. Apenas a forma de colapso é semelhante, mas não o mecanismo, que conforme relatado parece se assemelhar ao de um bloco parcialmente carregado.

De acordo com o CEB-FIP Model Code 1990 (1993), item 3.3, a ruína de um bloco parcialmente carregado pode ocorrer devido ao descolamento do concreto nas faces da área carregada, devido a fissuração nas regiões mais profundas do bloco e devido ao esmagamento da superfície carregada. Aplicando as equações descritas no item 7.4.1 do presente trabalho, obtém-se os seguintes valores:

- Descolamento próximo às faces parcialmente carregadas

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq 4 \cdot f_{cc}$$

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \sqrt{(28,28 \cdot 28,28)/(14,14 \cdot 14,14)} = 2 \cdot f_{cc} \leq 4 \cdot f_{cc}$$

$$f_{cc}^* = 2 \cdot f_{cc} = 2 \cdot 1,9 = 3,8 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow F = 759,77 \text{ kN}$$

- Fissuração transversal nas zonas mais profundas

$$f_{cc}^* = 2 \cdot \frac{(b_2/b_1)^2}{(b_2/b_1) - 1} \cdot \left(\frac{f_{ct}}{f_{cc}} \right) \cdot f_{cc}$$

$$f_{cc}^* = 2 \cdot \frac{(28,28/14,14)^2}{(28,28/14,14) - 1} \cdot \left(\frac{0,10 \cdot f_{cc}}{f_{cc}} \right) \cdot f_{cc} = 0,8 \cdot f_{cc}$$

$$f_{cc}^* = 0,8 \cdot 1,9 = 1,52 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow F = 303,90 \text{ kN}$$

- Esmagamento da superfície carregada

$$f_{cc}^* = 12,5 \cdot f_{cc} \cdot \sqrt{\left(\frac{40}{f_{cc}}\right)}$$

$$f_{cc}^* = 12,5 \cdot 19 \cdot \sqrt{\left(\frac{40}{19}\right)} = 344,60 \text{ MPa} = 34,46 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow F = 6889,94 \text{ kN}$$

Observa-se que pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1993) os blocos em questão entrarão em ruína pelo desenvolvimento de fissuras transversais ao longo da altura do bloco, para uma carga de 303,90 kN, seguido do descolamento (“spalling”) do concreto nas faces do pilar para a carga de 759,77 kN.

Observa-se, portanto, a necessidade de se limitar a máxima tensão no pilar em cerca de $0,8 \cdot f_{ck}$, ou então, disponibilizar armaduras na forma de estribos ao longo do bloco de maneira a combater as tensões transversais de tração.

Generalizando algumas observações feitas para o problema investigado, pode-se dizer que é sempre recomendável dispor uma armadura em malha na base dos blocos de fundação, bem como, sempre deve-se investigar a necessidade de armaduras complementares na forma de estribos horizontais ao longo da altura do bloco.

Deve-se observar que a NBR6118 (2003) recomenda a primeira armadura, mas se omite quanto à segunda, sendo uma sugestão do autor. Conforme relatado, estas verificações adicionais podem ser feitas conforme as recomendações do item 3.3 do CEB-FIP Model Code 1990.

Deve-se observar que a avaliação da capacidade de resistência dos blocos é dependente de vários fatores, tais como: o espaçamento entre estacas, as dimensões das estacas, a altura do bloco, a forma de disposição das armaduras, a projeção do bloco além das estacas, a resistência do concreto, a porcentagem de armaduras, interação solo-estrutura, as dimensões do pilar apoiado e a rigidez das estacas e do pilar.

Levando em consideração o grande número de variáveis levantadas anteriormente, acoplada as incertezas presentes na definição dos parâmetros necessários nas análises numéricas, pode-se dizer que é difícil explicar com maior profundidade a diferença obtida entre os resultados clássicos e aqueles encontrados por Sam; Iyer (1995). Em princípio acredita-se que a relação a/d inferior a 0,5 seja a maior responsável por tal diferença.

Finalmente, acredita-se que as análises efetuadas demonstraram a grande potencialidade da análise não-linear para a investigação de problemas complexos, possibilitando propostas para uma maior segurança no dimensionamento e detalhamento dos blocos de fundação.

CAPÍTULO 8 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As alternativas disponíveis atualmente para o dimensionamento do concreto estrutural submetido a descontinuidades são muito eficientes, apesar das várias dúvidas ainda existentes e da falta de consenso na comunidade científica em algumas questões tais como: nível de tensão adequado para as escoras e regiões nodais, definição geométrica das regiões nodais e o formato de segurança a ser adotado nas análises não-lineares.

O presente trabalho procurou apresentar estratégias para vencer questões ainda polêmicas: a utilização do Método das Bielas através de um programa computacional simples, a proposta de parâmetros de resistência efetiva para a integridade das escoras em casos bi e tridimensionais e a verificação de estruturas dimensionadas utilizando análises não-lineares por meio do Método dos Elementos Finitos.

Todos os objetivos propostos inicialmente foram atingidos com sucesso e atividades inicialmente não previstas, como o dimensionamento e a realização do ensaio experimental de uma viga-parede, deram a comprovação experimental de que os métodos efetivamente possuem aplicabilidade prática. Acredita-se que essa atividade possibilitou uma verdadeira ligação entre a teoria e a prática, contribuindo para o amadurecimento a respeito dos assuntos investigados.

As informações levantadas ao longo desse trabalho, conduziram de maneira eficiente ao dimensionamento de estruturas complexas, bem como, possibilitaram constatar em um laboratório virtual (computador) o desempenho de estruturas dimensionadas utilizando tais metodologias.

É importante realçar que este trabalho contribui no esclarecimento de assuntos recentes e ainda pouco difundidos. A maioria desses métodos ainda estão sendo incorporados nos códigos de concreto estrutural e ainda são tratados de maneira

superficial. Nesse sentido, merecem destaque as normas americana, canadense e espanhola, que apresentam recomendações eficazes.

Observou-se que para a obtenção de um dimensionamento eficiente utilizando tais metodologias é necessário, na maioria das vezes, um grande conhecimento a respeito do comportamento mecânico dos materiais empregados, do funcionamento das estruturas e da utilização de modelagens numéricas.

Uma análise pouco cuidada utilizando tais métodos é potencialmente perigosa e, por isso, recomenda-se que estes processos sejam inicialmente aplicados em casos mais simples e difundidos tais como: vigas-parede, dentes gerber e consolos. A partir do entendimento efetivo destes elementos estruturais, pode-se partir para a análise de problemas mais complexos, cuja solução dificilmente será encontrada na literatura.

A utilização do Método das Bielas acoplado ao Método dos Elementos Finitos parece ser a melhor estratégia para o dimensionamento e verificação de estruturas complexas. A análise linear conduz a construção de um modelo de escoras e tirantes racional, enquanto que a análise não-linear fornece respostas adicionais dos elementos dimensionados, desde o início do carregamento até a ruína, passando pela verificação das condições de serviço.

Uma alternativa de dimensionamento interessante é aquela que emprega o Método dos Elementos Finitos para calcular as armaduras em malha, para elementos sujeitos a esforços de membrana. Esse método pode ser utilizado reforçando posteriormente as regiões mais críticas e elaborando um Modelo de Escoras e Tirantes para o estado limite último.

Deve-se observar que a grande maioria dos códigos estruturais estabelece uma quantidade mínima de armadura nas peças de concreto e a presença destas armaduras pode comprometer a utilização do Modelo Escoras e Tirantes idealizado inicialmente.

Em alguns casos, as armaduras mínimas podem ser maiores do que as armaduras previstas para os tirantes e com isso, o funcionamento das forças no interior da estrutura pode ser completamente diferente daquele idealizado. Essa é uma questão muito importante, raramente relatada na literatura, mas que sempre deve ser investigada de maneira a comprovar o desenvolvimento efetivo do Modelo de Escoras e Tirantes concebido.

A maior lição tirada ao longo desse trabalho é que o Método das Bielas não pode ser tomado como uma panacéia da engenharia estrutural, como pode parecer inicialmente. Tendo em vista a obrigatoriedade da utilização das armaduras mínimas, imposta pelos códigos normativos, essa idéia de solução geral infelizmente acaba sendo derrubada.

A verificação de um Modelo de Escoras e Tirantes não é uma tarefa trivial, tendo em vista principalmente a complexidade das regiões nodais. Nesse sentido, o programa *CAST* apresentou-se como um procedimento de grande eficiência para a verificação dos modelos investigados, pois avalia tais regiões de maneira automática.

O Método Corda-Painel apesar de ser uma alternativa atraente, apresentou para os problemas investigados uma quantidade de armaduras muito superior àquelas obtidas com o Método dos Elementos Finitos e com o Método das Bielas. Isso indica a princípio, que tal metodologia pode ser antieconômica. Acredita-se que mais casos deveriam ser investigados para uma conclusão mais realista, no entanto, a limitação do método acabou não gerando tal entusiasmo por parte do autor do presente trabalho.

Conforme relatado, o programa *DIANA* se comportou como um verdadeiro laboratório virtual, fornecendo respostas de grande interesse para as várias estruturas investigadas. Trata-se de um programa muito completo, repleto de modelos constitutivos e que requer um bom conhecimento por parte do usuário para sua correta utilização.

O grande número de modelos constitutivos disponíveis no programa *DIANA* pode gerar muitos resultados distintos, causando grandes dúvidas no usuário em relação ao desempenho da estrutura investigada. A introdução de limites de variação para as respostas obtidas parece conduzir a um critério mais lógico.

Observou-se que de certa forma, a literatura técnica apresenta deficiências no que se refere ao dimensionamento dos blocos de fundação. O presente trabalho procurou apresentar métodos de dimensionamento racionais, como também esclareceu, através de exemplos teóricos e práticos, o comportamento distinto existente entre blocos rígidos e flexíveis.

Constatou-se que vários pesquisadores e até mesmo algumas normas não classificam os blocos em rígidos e flexíveis, recomendando na maioria das vezes um modelo de cálculo baseado nos momentos e forças cortantes atuantes numa seção crítica. Demonstrou-se que se o Modelo de Viga (Bernoulli) é erroneamente aplicado a um bloco rígido, a taxa de armaduras obtida pode ser insegura e antieconômica, dependendo da posição da seção crítica adotada.

Constata-se através do presente trabalho que o Método das Bielas aplicado para o dimensionamento de blocos rígidos é extremamente seguro, conduzindo na maioria das vezes a cargas de ruína analíticas inferiores àquelas verificadas experimentalmente. Esses resultados estão de acordo com os resultados clássicos obtidos por Blévo & Frémy na década de 60.

Verificou-se a importância de sempre se dispor armaduras em malha na base dos blocos de fundação, visando conter fissuras iniciais que podem levar o bloco a uma ruína prematura. Como sugestão, é proposta do autor que os blocos rígidos sobre estacas sejam sempre detalhados com armaduras complementares na forma de gaiola (estribos horizontais e verticais), de maneira a melhorar a sua capacidade resistente.

Adicionalmente, demonstrou-se a necessidade de se investigarem as áreas parcialmente carregadas, que podem levar a rupturas localizadas devido ao descolamento, fissuração transversal e esmagamento do concreto.

As possibilidades de ruína anteriores demonstram a necessidade de se limitar a tensão atuante no pilar (cerca de $0,8.f_{ck}$) ou de se disporem armaduras horizontais na forma de estribos ao longo da altura de blocos de fundação com relação a/d inferior a 0,5. Estas informações apontam ainda mais para a necessidade de se utilizar uma armadura em gaiola.

Para blocos rígidos com relação a/d superior a 0,5, pode-se garantir a integridade das escoras e das regiões nodais indiretamente, através da limitação da máxima tensão atuante no pilar. Observa-se que esse nível de tensão, cerca de $1,0.f_{ck}$, tende a ser maior do que aquele verificado para as escoras dos casos bidimensionais.

Conforme apresentado, a maior resistência apresentada pelas escoras dos casos tridimensionais se deve principalmente ao efeito de confinamento. Deve-se observar que essa conclusão é muito relevante, pois observa-se na literatura poucas informações a respeito de parâmetros de eficiência para os casos tridimensionais.

Procurando contribuir com futuras revisões da NBR6118 (2003), apresenta-se no Apêndice B do presente trabalho, uma proposta de prática recomendada para o Capítulo 22 da referida norma. É desejo do autor que tais sugestões possam pelo menos ser discutidas futuramente, objetivando a consolidação de um código normativo mais claro para o projeto de regiões sujeitas a descontinuidades.

Como atividades futuras, pretende-se efetuar investigações experimentais aplicando o Método das Bielas, uma vez que constata-se uma grande lacuna de resultados na literatura. A curto prazo, pretende-se avaliar experimentalmente prismas de concreto, de maneira a melhorar os parâmetros de eficiência já propostos para as escoras, bem como, pretende-se ensaiar modelos reduzidos de “Regiões D”.

Observa-se que um grande campo de aplicação do Método das Bielas são as estruturas de concreto pré-moldado. Dessa maneira, existe um grande interesse de se estabelecerem parcerias com empresas do setor, que possam subsidiar pesquisas futuras no campo experimental.

Adicionalmente existe a intenção da publicação de um livro contemplando sugestões de análise, dimensionamento e detalhamento para as principais estruturas especiais de concreto, utilizando o Método das Bielas e o Método dos Elementos Finitos. Entre as estruturas especiais que podem estar presentes nesta publicação, citam-se os casos dos consolos, dos dentes gerber, das sapatas, das vigas-parede e dos blocos sobre estacas.

Espera-se que com novos trabalhos dentro dessa linha de pesquisa, que claramente procura fazer uma ligação entre o campo numérico/experimental com as necessidades do meio prático, possa ser concretizada a alternativa de se enfrentar efetivamente os problemas estruturais, como uma alternativa à tão consagrada inovação na concepção estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)**. Farmington Hills, Michigan, 1997.

_____. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95), APPENDIX A: Strut-And-Tie Models**. Farmington Hills, Michigan, 2002.

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. **Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study**. ACI Structural Journal, v.87, n.1, p.81-92, 1990.

ALI, M. A. **Automatic Generation of Truss Models For the Optimal Design of Reinforced Concrete Structures**. 1997. 195p. Tese (doutorado) - Cornell University, Estados Unidos, 1997.

ALI, M. A.; WHITE, R. N. **Automatic Generation of Truss Model for Optimal Design of Reinforced Concrete Structures**. ACI Structural Journal, v.98, n.04, p.431-442, jul-ago, 2001.

AL-NAHLAWI, K. A.; WIGHT, J. K. **Beam Analysis Using Concrete Tensile Strength in Truss Models**. ACI Structural Journal, v.89, n.3, p.284-289, may-june, 1992.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 1995.

ALSHEGEIR, A.; RAMIREZ, J. **Computer Graphics in Detailing Strut-Tie Models**. Journal of Computing in Civil Engineering, v.6, n.2, p.220-232, 1992.

_____. **Strut-Tie Approach in Pretensioned Deep Beams**. ACI Structural Journal, v.89, n.3, p.296-304, may-june, 1992.

ALVES, E. C.; VAZ, L. E.; VELASCO, M. S. L. **Um Sistema para Determinação de Modelos de Bielas e Tirantes**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 40., Rio de Janeiro, Agosto, 1998. **Anais**.

ARGYRIS, J. H.; KELSEY, S. **Energy Theorems and Structural Analysis**. Aircraft Engineering, vols. 26 e 27, 1956.

ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion. **Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete**. Journal of Structural Engineering, v.124, n.12, dec.,1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD Bridge Specifications**. 1.ed.. Washington: AASHTO, 1994.

_____. **AASHTO LRFD Bridge Specifications**. 2.ed.. Washington: AASHTO, 1998.

BATHE, J. K.; WALCZAK, J.; WELCH, A.; MISTRY, N. **Nonlinear Analysis of Concrete Structures**. Computers & Structures, v.32, n.3/4, p.563-590, 1989.

BERGMEISTER, K.; BREEN, J. E.; JIRSA, J. O. **Dimensioning of the Nodes and Development of Reinforcement**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE. v.62, Stuttgart, p.551-556, 1991. **Proceedings**.

BIONDINI, F.; BONTEMPI, F.; MALERBA, P. G.; SIMONE, A. **Stringer Panel Modelling of R.C. Elements**. INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCES IN STRUCTURAL ENGINEERINGS AND MECHANICS (ASEM99), 1., Seoul, Korea, 1999. **Proceedings**.

BLAAUWENDRAAD, J.; HOOGENBOOM, P. C. J. **Stringer Panel Model for Structural Concrete Design**. ACI Structural Journal, v.93, n.3, p.295-305, May-June, 1996.

BONTEMPI, F.; MALERBA, P. G.; SIMONE, A. **Progetto di Strutture in C.A Con Un Modello a Panelli e Correnti**. CONGRESSO BIENNALE C.T.E., Padova, 1998. **Atti**. p.77-87, 1998.

BOUNASSAR, J. F. **Dimensionamento e Comportamento do Betão Estrutural em Zonas de Descontinuidade**. 1995. 405p. Tese(Doutorado) - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 1995.

_____. **Comportamento do Concreto Estrutural em Zonas com Descontinuidades – Verificação Experimental**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., São Paulo, 2000. **Anais**.

CAMPOS, V. E. M. **Sistema Gráfico para o Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado pelo Método de Bielas e Tirantes**. 1995. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA Standard-A23.3-M84 – Design of Concrete Structures**. Ontario: Rexdale, 1984.

_____. **CSA Standard-A23.3-94 – Design of Concrete Structures**. Ontario: Rexdale, 1994.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London: Thomas Telford Services Ltd., 1993.

CHAN, T. K.; POH, C. K. **Behaviour of Precast Reinforced Concrete Pile Caps**. Construction and Building Materials, n.14, p.73-78, 2000.

CHEN, W. F. **Double Punch Test for Tensile Strength of Concrete**. ACI Journal, Proceedings, v.67, n.12, p.935-995, 1970.

_____. **Plasticity in Reinforced Concrete**. McGraw-Hill Book Company, 1982.

CHOO, B. S.; BEEBY, A.W.; NEWMAN, J. B. **COMPACT (Computer Aided Concrete Teaching) - Reinforced Concrete Design Part 2**. University of Nottingham, 2002.

CLOUGH, R. W. **The Finite Element Method in Plane Stress Analysis**. ASCE CONFERENCE ON ELETRONIC COMPUTATION, 2.. **Proceedings**. p.345-378, 1960.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. **Prestressed Concrete Structures**. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1991.

COLLINS, M. P.; VECCHIO, F. J.; SELBY, R. G.; GUPTA, P. R. **The Failure of An Offshore Platform**. Concrete International, v.19, n. 8, p. 28-35, 1997.

COLLINS, M.P.; ADEBAR, P.; VECCHIO, F. J.; MITCHELL, D. **A Consistent Shear Model**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE. **Proceedings**. v.62, Stuttgart, p.457-462, 1991.

COOK, W.; MITCHELL, D. **Studies of Disturbed Regions Near Discontinuities in Reinforced Concrete Members**. ACI Structural Journal, p.206-216, 1988.

DELLA BELLA, J. C.; CIFÚ, S. **Critérios para Dimensionamento das Armaduras e Verificação do Concreto em Estruturas Laminas Submetidas a Solicitações de Chapa e Placa**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, 2000. Anais.

DUTHINH, D.; CARINO, N. J. **Shear Design of High-Strength Concrete Beams: A Review of The State-of-the-Art**. Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, 1996.

EHE. **Instrucción de Hormigón Estructural**. 2.ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 1999.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos: Editora EESC USP, 2000.

EUROCODE 2. **European Standard – First Draft**, 1992.

FEENSTRA, P. H.; BORST, R. **Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete**. Heron, v.38, n.04, Delft, Netherlands, p.3-76,1993.

FERNANDES, G. B. **Analogia de Treliça Aplicada a Vigas de Concreto de Alta Resistência com Aberturas na Alma**. In: REIBRAC, 39., v.2, Agosto, São Paulo, 1997. Anais.

FIALKOW, M. N. **Compatible Stress and Cracking in Reinforced Concrete Membranes with Multidirectional Reinforcement**. ACI Structural Journal, v.88, n. 4, July-Aug, p. 445-457, 1991.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Design Examples for the 1996 FIP Recommendations – Pratical Design of Structural Concrete**. Technical Report, Bulletin n. 16, 2002.

FIGUEIRAS, J. A. **Aplicação de Modelos Computacionais à Análise de Estruturas de Betão.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41., Salvador, 1999. **Anais.**

FIGUEIRAS, J. A. **Aplicação de Modelos Computacionais à Análise de Estruturas Laminas de Betão.** In: MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA, 5., 2002.

FIGUEIRAS, J. A.; PIMENTEL, M.; LOPES, G. **ETAR de Sobreiras – Aspectos Especiais do Projecto.** In: ENCONTRO NACIONAL DO BETÃO ESTRUTURAL, 2002. **Anais.**

FIGUEIRAS, J. A.; PÓVOAS, R. H. C. F.; CACHIM, P. B.; GENÉSIO, M. L. V. P. **Aplicação de Modelos Não-Lineares à Análise e Dimensionamento de Estruturas Laminas de Betão.** In: CONGRESSO IBERO LATINO AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, 9., COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1990. **Anais.**

FIGUEIRAS, J. A.; PÓVOAS, R. H. C. F.; CACHIM, P. B.; LOURENÇO, P. B. **Sobre o Dimensionamento de Estruturas Laminas de Betão.** In: ENCONTRO NACIONAL DO BETÃO ESTRUTURAL, 1994.

FOSTER, S. J. **Design of Non-Flexural Members for Shear.** Cement and Concrete Composites, v.20, p.465-475, 1998.

FU, C. C. **The Strut-And-Tie Model of Concrete Structures.** The Maryland State Highway Administratio. /Palestra proferida em 21 de Agosto, 2001/

FUSCO, P. B. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto.** São Paulo: Editora PINI Ltda, 1994.

GARCIA, S. S. **Diseño Automático del Armado Optimo en Elementos de Hormigón**. Proyecto de Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, 1999.

GODOY, M. A. P.; JÚNIOR, L. P. V. **Aspectos de Projeto e Construtivos do Alçamento de Ponte na Avenida Celso Garcia Sobre o Córrego Aricanduva**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, 2000. Anais.

GOGATE, A. B.; SABNIS, G. M. **Design of Thick Pile Caps**. ACI Structural Journal, v.77, p.18-22, 1980.

GOMES, I. R. **Simulação Numérica do Ensaio de Compressão de Prismas de Alvenaria pelo Método dos Elementos Finitos com Comportamento de Interface**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

GUPTA, A. K. **Combined Membrane and Flexural Reinforcement in Plates and Shells**. ASCE Journal of the Structural Division, v.112, n.3, p. 550-557, 1986.

_____. **Membrane Reinforcement In Concrete Shells: A Review**. Nuclear Engineering and Design, n.82, p.63-75, Amsterdam, 1984.

HARISIS, A.; FARDIS, M. N. **Computer-Aided Automatic Construction of Strut-and-Tie Models**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, pp.373-377, 1991. **Proceedings**.

HOOGENBOOM, P.C.J. **Discrete Elements and Nonlinearity in Design of Structural Concrete Walls**. Dissertação (Mestrado) - Delf University of Technology, 1998.

IABSE COLLOQUIUM ON PLASTICITY IN REINFORCED CONCRETE, Copenhagen, 1979. **Introductory Report**. Copenhagen: International Association for Bridge and Structural Engineering, v. 28, p.71., 1979.

ITURRIOZ, I.; D'ÁVILA, V. M. R.; RAUSH, A. **Análise Experimental-Computacional de um Bloco de Estacas de Concreto Armado**. In: JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 29., Punta Del Este, Uruguay, 2000. **Anais**.

IYER, P. K.; SAM, C. **Three-Dimensional Analysis of Pile Caps**. Computers & Structures, v.42, n.3, p.395-411, 1992.

JEROME, D. M.; ROSS, C. A. **Simulation of the Dynamic Response of Concrete Beams Externally Reinforced With Carbon-Fiber Reinforced Plastic**. Computers & Structures, v.64, n.5/6, p.1129-1153, 1997.

JIRSA, J. O.; BREEN, J. E.; BERGMEISTER, K.; BARTON, D.; ANDERSON, R.; BOUADI, H. **Experimental Studies of Nodes in Strut-and-Tie Models**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.525-531, 1991. **Proceedings**.

KESNER, K. E.; POSTON, R. W. **Evaluation and Strengthening of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models**. Concrete International, v. 22, n.11, p.48-54, 2000.

KOTSOVOS, M. D.; PAVLOVIC, M. N. **Structural Concrete: Finite Element Analysis For Limit-State Design**. Thomas Telford Publications, 1995.

KRAUS, D.; WURZER, O. **Nonlinear Finite-Element Analysis of Concrete Dowels**. Computers & Structures, v.64, n.5/6, p.1271-1279, 1997.

KUPFER, H. B.; GERSTLE, K. H. **Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses**. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v.99, n.4, p.853-866, 1973.

KUPFER, H.; HUBERT, K. H.; RUSCH, H. **Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses**. Journal of American Concrete Institute, v.66, n.08, p.656-666, 1969.

LADEIRA, M. A. ; FIGUEIREDO, A. J. M; NEVES, A. S. **Detecção Automática de Modelos Bielas-Tirantes para Análise de Peças Irregulares de Betão Armado.** In: CONGRESSO IBERO LATINO-AMERICANO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA, 14., São Paulo, 1983. **Anais.**

LANGENDONCK, T. V. **Vocabulário de Teoria das Estruturas.** São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1967.

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto.** v.1, 2 e 3. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1979.

LOURENÇO, P. J. B. B. **Novas Metodologias para o Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado.** Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal, 1992.

LOURENÇO, M. S.; ALMEIDA, J. F.; APLLETON, J. **Zonas de Descontinuidade – Automatização do Processo de Dimensionamento.** In: ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL, Portugal, 2000.

LOURENÇO, P.J.B.B.; FIGUEIRAS, J. A.. **Automatic Design of Reinforcement in Concrete Plates and Shells.** Engineering Computations, v.10, n.06, p. 519-541, 1993.

_____. **Solution for the Design of Reinforced Concrete Plates and Shells.** Journal of Structural Engineering, v.121, n.05, p.815-823,1995.

MacGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design.** 3.ed. New Jersey: Prentice-Hall Inc.,1997.

_____. **Dimensioning and Detailing.** IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.391-409, 1991. **Proceedings.**

MACHADO, C. P.; PIMENTA, P. M. **Consolos Curtos de Concreto Armado: Melhoramento de Modelos Clássicos e Novos Critérios de Análise**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., São Paulo, 2000. **Anais**.

_____. **Consolos Muito Curtos de Concreto Armado: Modelos e Critérios para a Análise com uma Nova Formulação Proposta de Atrito-Cisalhamento**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., São Paulo, 2000. **Anais**.

MARTI, P. **Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design**. ACI Structural Journal, Proceedings, v.82, n.1, p. 45-56, 1985a.

_____. **Truss Models in Detailing**. Concrete International, v.82, n.1, p. 66-73, 1985b.

_____. **How to Treat Shear In Structural Concrete**. ACI Structural Journal, v.96, n.3, p.408-414, 1999.

MARTI, P.; ROGOWSKY, D. **Detailing for Post-tensioning - General Principles, Local Zone Design, General Zone Design, Examples From Practice**. VSL International Id. Bun, Switzerland, 1991.

MAUTONI, M. **Blocos Sobre Dois Apoios**. São Paulo: Gremio Politécnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1972.

MELLO, E.L.; MELO, G.S.S.A, OLIVEIRA, L.D. **Vigas Parede de Concreto Armado Analisadas pelo Método da Biela e Tirante Via Mínima Norma Euclidiana**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, 1997. **Anais**.

MELO, G.S.S.A, MELLO, E.L.; OLIVEIRA, L.D. **Consolos e Nós de Pórtico de Concreto Armado Analisados pelo Método da Biela e Tirante Vía Mínima Norma Euclidiana**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, 1997. **Anais**.

MELO, S. T. **Um Estudo sobre Vigas com Apoio em Dente**. Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ - Rio de Janeiro, 1991.

MIGUEL, M. G. **Análise Numérica e Experimental de Blocos sobre Três Estacas**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2000.

MIGUEL, M. G., GIONGO, J. S., ALBIERO, J. H. **Comportamento de Blocos Rígidos Sobre Três Estacas**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., São Paulo, 2000. **Anais**.

MITCHELL, D.; COOK, W. D. **Design of Disturbed Regions**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.533-538, 1991. **Proceedings**.

MONTOYA, P.J; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. **Hormigón Armado**. Barcelona: Editora Gustavo Gili, 1973.

MONTOYA, P.J; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. **Hormigón Armado**. Barcelona: Editora Gustavo Gili, 2002.

MORAES, M. C. **Estruturas de Fundações**. São Paulo: Editora McGraw-Hill, 1976.

MOREIRA, R. F. ; CASTRO, L. G. **Análise e Dimensionamento de Regiões Descontínuas – Estudo de Uma Viga-Parede**. Relatório de Seminário de Estruturas I, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2002.

NIELSEN, M. P. **Limit Analysis and Concrete Plasticity**. New Jersey: Prentice-Hall Series in Civil Engineering, Englewood Cliffs, 1984.

NORGES STANDARDISERINGSFORBUND. **NS-3473E - Norwegian Standard**. 4ed., nov, 1992.

OLIVEIRA, R.; VAZ, L. E.; VELASCO, M. S. L. **Determinação de Modelos de Bielas e Tirantes com Utilização de Técnicas de Otimização Topológica**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 40., Rio de Janeiro, 1998. **Anais**.

PIMENTEL, M. J. S.; FIGUEIRAS, J. A.; SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. **Modelação Numérica e Validação Experimental do Comportamento de Vigas Parede Com Apoio Indiretos**. In: CONGRESSO DE MÉTODOS COMPUTACIONAIS EM ENGENHARIA, Lisboa, 2004.

PINHO, M. J. M. D. **Análise e Síntese de Meios Irregulares de Betão Armado pelo Modelo Escora-Tirante**. 1995. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1995.

PINHO, M. J. M. D.; NEVES, A. S. **Modelos Bielas-Tirantes no Tratamento de Peças Irregulares de Betão Armado**. Porto, Portugal, 1992.

RAJEEV, S.; KRISHNAMOORTHY, C. S. **Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms**. Journal of Structural Engineering, v.118, n.5, p.1232-1249, 1992.

_____. **Genetic Algorithms-Based Methodologies for Design Optimization of Trusses**. Journal of Structural Engineering, v.123, n.3, p.350-358, 1997.

RAO, S. S. **The Finite Element Method in Engineering**. Butterworth Heinemann, 1999.

REBAP. **Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado**. Lisboa: Imprensa Nacional, Casa da Moeda, 1983.

REGAN, P. **Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance**. Boletim nº2, v.2, CEB-FIB, 1999.

ROCHA, A. M. **Novo Curso Prático de Concreto Armado**. v.3. Rio de Janeiro: Editora Científica, 1978.

RODRIGUEZ, C. G. **Una Nueva Formulación del Algoritmo Genético Aplicado Al Diseño Óptimo de Estructuras**. In: CONGRESO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA, 4., Sevilla, 1999. **Anais**.

ROGOWSKY, D. M.; MacGREGOR, J. G. **Design of Reinforced Concrete Deep Beams**. Concrete International: Design & Construction, v.8, n.8, p.49-58, 1986.

ROTS, J. G.; BLAAUWENDRAAD, J. **Crack Models for Concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-directional or Rotating?**. Heron, v.34, n.1, Delft, Netherlands, p.1-60, 1989.

ROTS, J. G.; NAUTA, P.; KUSTERS, G. M. A; BLAAUWENDRAAD, J. **Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete**. Heron, v.30, n.1, Delft, Netherlands, p.1-48, 1985.

RÜCKERT, K. J.. **Design and Analysis With Strut-And-Tie Models – Computer-Aided Methods**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.379-384, 1991. **Proceedings**.

RÜSCH, H.. **On the Limitations of Applicability of the Truss Analogy for Shear Design of R.C. Beams**. Festschrift F. Campus “Amici et Alumni”, Université de Liege, 1964.

SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B. **Investigation of Thick Slabs (Pile Caps)**. ACI Journal, Proceedings, v.81, n.1, p.35-39, 1984.

SAM, C.; IYER, P. K. **Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Four-Pile Caps**. Computers & Structures, v.57, n.4, p.605-622, 1995.

SÁNCHEZ, E. **Consoles Curtos de Alta Resistência**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., São Carlos, vol.2, 1997.

SCHÄFER, K. **Deep Beams and Discontinuity Regions**. Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance, v.3, fib CEB-FIP, 1999.

SCHÄFER, K.; SCHLAICH, J. **Consistent Design of Structural Concrete Using Strut-And-Tie Models**. In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS, 5., Rio de Janeiro, 1988.

_____. **Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models**. The Structural Engineer, v.69, n.06, p.113-125, 1991.

SCHÄFER, K.; SCHLAICH, J.; JENNEWEIN, M.. **Strut-And-Tie Modelling of Structural Concrete**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.235-240, 1991. **Proceedings**.

SCHLAICH, J. **The Need for Consistent and Translucent Models**. IABSE COLLOQUIUM STRUCTURAL CONCRETE, v.62, Stuttgart, p.169-184, 1991. **Proceedings**.

SCHLAICH, M; ANAGNOSTOU, G. **Stress Fiels for Nodes of Strut and Tie Models**. ASCE, Journal of Structural Engineering, v.116, n.1, Stuttgart, p.13-23, 1990.

SHRESTHA, S. M. ; GHABOUSSI, J.. **Evolution of Optimum Structural Shapes Using Genetic Algorithm**. Journal of Structural Engineering, v.124, n.11, p.1331-1338, 1998.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

SILVA, V. D. **Mecânica e Resistência dos Materiais**. Coimbra: Zuari – Edição de Livros Técnicos, Portugal, 1999.

SIMONE, A. **Progetto di Strutture in C.A. con un Modello a Pannelli e Correnti**. Tese (Doutorado) - Politecnico di Milano, School of Engineering, Milano, Italy, 1998.

SIMONE, A.; MALERBA, P. G. **Modelli Discreti Nel Progetto Di Strutture in C.A., il Modello Stringer-and-Panel**. Workshop: Tecniche di progettazione strut-and-tie di elementi strutturali in cemento armato, Firenze, p.41-51, 16, 2001. **Atti della giornata di studio**.

SIMONE, A.; MALERBA, P. G.; BONTEMPI, F. **Modellazione di Zone Diffusive in Elementi in C.A. Mediante il Modello a Pannelli e Correnti**. GIORNATE AICAP '99, Torino, p.359-368, 4-6 Novembre, 1999. **Atti**.

SOUZA, R. A. **Análise de Fraturamento em Estruturas de Concreto Utilizando Programas de Análise Estrutural**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

_____. **Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Utilizando o Método dos Elementos Finitos e Modelos de Escoras e Tirantes**. Estágio de Doutoramento, Universidade do Porto, Portugal, 2003.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. **Parâmetros de Resistência Efetiva do Concreto Estrutural para a Análise e Dimensionamento Utilizando Modelos de Escoras e Tirantes**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., São Paulo, 2003a. **Anais**.

_____. **Definição de Expressões Visando Relacionar f'_c e f_{ck}** . In: ENTECA2003 – IV ENCONTRO TECNOLÓGICO DA ENGENHARIA E ARQUITETURA DE MARINGÁ, Maringá-PR, 2003b.

_____. **VISTA2002 - Aplicativo Para Identificação Automática de Modelos de Escoras e Tirantes**. Revista Tecnológica, Centro de Tecnologia da Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2004. no prelo.

SOUZA, R. A.; BORGES, J. U. A.; BITTENCOURT, T. N. **O Problema da Estimativa de Parâmetros em Análises Não-Lineares de Peças de Concreto Utilizando Programas de Elementos Finitos**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30., Brasília, 2002. **Anais**.

SOUZA, R. A.; SOUSA, J. L. A. O. **Análise de Colapso Estrutural - Ponte Schoharie Creek**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 43., Foz do Iguaçu, 2001. **Anais**.

TEDESCO, J. W.; POWELL, J. C.; ROSS, C. A.; HUGHES, M. L. **A Strain-Rate-Dependent Concrete Material Model for ADINA**. Computers & Structures, v.64, n.5/6, p.1053-1067, 1997.

THOMAZ, E. ; NAEGELI, C. H. **Análise de Consolos em Concreto Armado Segundo o Método de Modelos de Treliça**. Revista IBRACON, n.7, Janeiro/Fevereiro/Março, p.21-26, São Paulo, 1993.

TJHIN, T. N.; KUCHMA, D. A. **Computer-Based Tools for Design by Strut-and-Tie Method: Advances and Challenges**. ACI Structural Journal, v.99, n.5, p.586-594, 2002.

THÜRLIMANN, B. **Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams**. IABSE COLLOQUIUM ON PLASTICITY IN REINFORCED CONCRETE, Copenhagen, 1979. **Introductory Report**. Copenhagen: International Association for Bridge and Structural Engineering, v. 28, 1979.

TNO Building and Construction Research. **Diana User's Manual – Release 8.1**. Delft, Netherlands, 2001.

TURNER, M. J.; CLOUGH, R. W.; MARTIN, H. C.; TOPP, L. J. **Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures**. Journal of Aeronautical Sciences, v.23, p.805-824, 1956.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.. **The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear**. ACI Journal, v.83, n.22, p.219-231, 1986.

YUN, Y. M.; RAMIREZ, J. A. **Strength of Struts and Nodes in Strut-Tie Model**. Journal of Structural Engineering, v. 122, n.1, p.20-28, 1996.

YUN, Y. M. **Computer Graphics for Nonlinear Strut-Tie Model**. Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE, v. 14, n.2, p.127-133, 2000.

APÊNDICE A – OBTENÇÃO AUTOMÁTICA DE ARMADURAS EM ELEMENTOS DE CHAPA SUBMETIDOS A ESFORÇOS DE MEMBRANA

Com base no sistema apresentado na Figura A.1, Lourenço (1992) estabeleceu equações para os quatro casos possíveis de serem encontrados em elementos de chapa submetidos à forças de membrana.

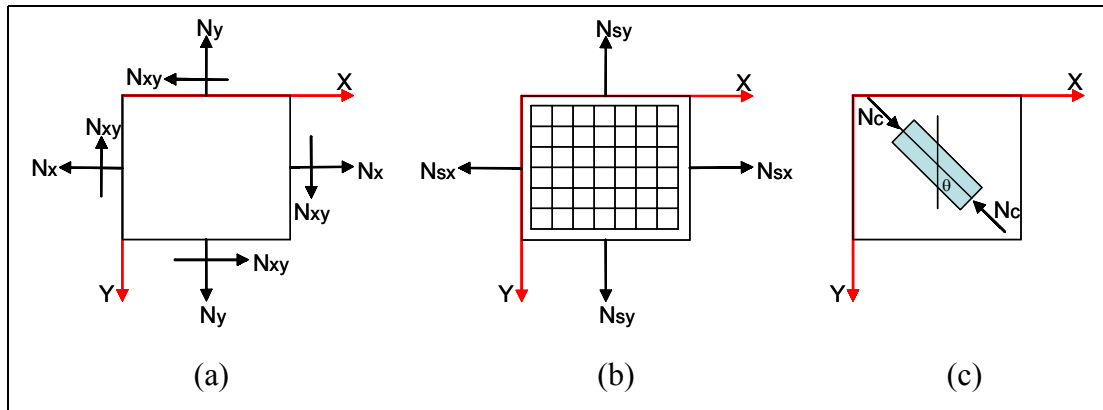


Figura A.1 - Elemento de concreto submetido a estado plano de tensões: (a) elemento de chapa submetido a forças de membrana, (b) contribuição das armaduras e (c) contribuição do concreto

Caso 1 - Necessário A_{sx} e A_{sy}

(Tração nas duas armaduras ortogonais e compressão transversal)

$$N_x \geq -|N_{xy}| \quad (A.1)$$

$$N_y \geq -|N_{xy}| \quad (A.2)$$

$$N_{sx} = N_x + |N_{xy}| \quad (A.3)$$

$$N_{sy} = N_y + |N_{xy}| \quad (A.4)$$

$$\theta = \pm \frac{\pi}{4} \quad (A.5)$$

$$N_c = -2|N_{xy}| \quad (A.6)$$

Caso 2 – Necessário apenas A_{sy}

(Tração nas armaduras da direção y e compressão transversal)

$$N_x < -|N_{xy}| \rightarrow N_{sx} = 0 \quad (A.7)$$

$$\tan \theta = -\frac{N_x}{N_{xy}} \quad (A.8)$$

$$N_{sy} = N_y - \frac{N_{xy}^2}{N_x} \quad (A.9)$$

$$N_{sy} \geq 0 \rightarrow N_y \geq \frac{N_{xy}^2}{N_x} \quad (A.10)$$

$$N_c = N_x + \frac{N_{xy}^2}{N_x} \quad (A.11)$$

Caso 3 – Necessário apenas A_{sx}

(Tração nas armaduras na direção x e compressão transversal)

$$N_y < -|N_{xy}| \rightarrow N_{sy} = 0 \quad (A.12)$$

$$\tan \theta = -\frac{N_{xy}}{N_y} \quad (A.13)$$

$$N_{sx} = N_x - \frac{N_{xy}^2}{N_y} \quad (A.14)$$

$$N_{sx} \geq 0 \rightarrow N_x \geq \frac{N_{xy}^2}{N_y} \quad (A.15)$$

$$N_c = N_y + \frac{N_{xy}^2}{N_y} \quad (A.16)$$

Caso 4 – Compressão Biaxial, sem necessidade de armaduras

$$\left\{ \begin{array}{l} N_x < -|N_{xy}| \\ N_y < \frac{N_{xy}^2}{N_x} \end{array} \right\} \text{ ou } \left\{ \begin{array}{l} N_y < -|N_{xy}| \\ N_x < \frac{N_{xy}^2}{N_y} \end{array} \right\} \quad (\text{A.17})$$

$$N_{sx} = 0 \quad (\text{A.18})$$

$$N_{sy} = 0 \quad (\text{A.19})$$

$$N_{c1,c2} = \frac{N_x + N_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2} \quad (\text{A.20})$$

APÊNDICE B – PROPOSTA DE PRÁTICA RECOMENDADA DA NBR6118 PARA A ANÁLISE, DIMENSIONAMENTO, DETALHAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ELEMENTOS ESPECIAIS

O presente documento tem por objetivo estabelecer uma proposta de prática recomendada em relação ao Capítulo 22 da NBR6118 (2003), onde são tratados os critérios de análise, dimensionamento e detalhamento de elementos especiais de concreto estrutural.

B. Elementos Especiais

B.1 Introdução

Para os efeitos desta prática recomendada são considerados como elementos especiais os elementos estruturais que se caracterizam por um comportamento que não respeita a hipótese de seções planas, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas. Vigas-parede, consolos e dentes Gerber, bem como, sapatas e blocos, são elementos desse tipo.

Os elementos especiais devem ser calculados e dimensionados por modelos teóricos apropriados, quando não contemplados pela NBR6118 (2003). Recomenda-se para as atividades de análise, dimensionamento e verificação, o Método das Bielas e o Método dos Elementos Finitos.

Tendo em vista a responsabilidade desses elementos na estrutura, deve-se majorar as solicitações de cálculo por um coeficiente adicional γ_n , conforme a NBR 8681.

Comentários:

Para o dimensionamento de um elemento estrutural deverá ser feita classificação das partes da estrutura em “Regiões B” (Bernoulli) e “Regiões D” (Descontínuas), sendo que para uma classificação apropriada, tanto a geometria quanto o carregamento deverão ser considerados.

Para as “Regiões B” aplica-se a Teoria de Viga, isto é, admite-se que seções planas permaneçam planas e que as deformações ao longo da altura da seção transversal sigam uma lei linear (Hipótese de Bernoulli).

Nas “Regiões B”, as tensões podem ser facilmente derivadas a partir dos esforços simples atuantes em seções. Se a seção em análise não está fissurada, as tensões são calculadas usando-se propriedades simples como a área da seção transversal e o momento de inércia. Se a seção estiver fissurada convém aplicar o Método das Bielas.

As “Regiões D” são áreas sujeitas a descontinuidades estáticas (cargas) ou geométricas, em que a Hipótese de Bernoulli não é mais válida. O Princípio de Saint Venant indica que as “Regiões D” tendem a se estender de uma distância h a partir da seção onde atuam cargas concentradas ou mudanças bruscas de geometria (ver Figura B.1.)

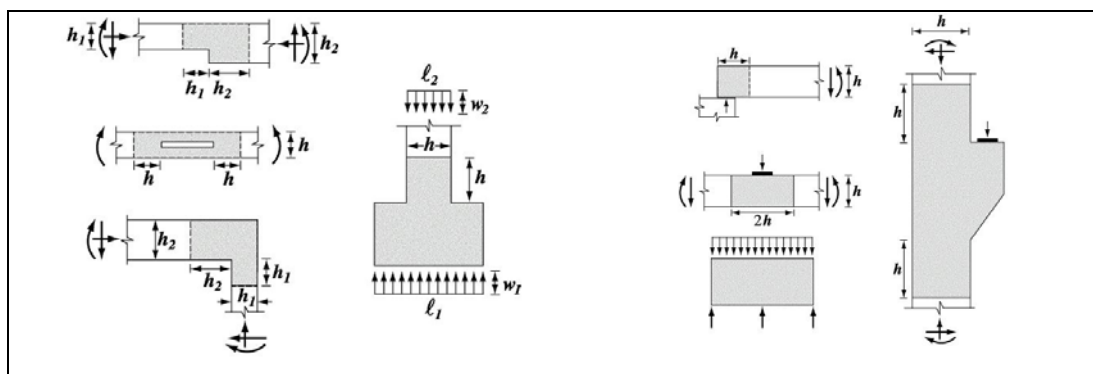


Figura B.1 - Exemplos de delimitação das “Regiões D”

Para as “Regiões D” a distribuição de deformações ao longo da seção transversal é substancialmente não-linear, devendo ser aplicado o Método das Bielas para o desenvolvimento de um modelo eficaz de dimensionamento, denominado de Modelo de Escoras e Tirantes.

O desenvolvimento do Modelo de Escoras e Tirantes para uma “Região D” deverá ser feito através de análises elásticas lineares utilizando o Método dos Elementos Finitos ou qualquer outro método numérico adequado.

A análise de desempenho da estrutura assim dimensionada deverá ser feito utilizando análises não-lineares, preferencialmente utilizando o Método dos Elementos Finitos.

Consolos, vigas-parede, dentes Gerber, blocos e sapatas rígidas se constituem em sua integralidade uma “Região D”, sendo denominados de elementos submetidos a descontinuidade generalizada.

B.2 Método dos Elementos Finitos

B.2.1. Tipos de Análise

As análises numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos devem ser elásticas na fase de pré-dimensionamento e dimensionamento, e devem ser não-lineares na fase verificação de desempenho de elementos especiais no estado limite último.

Comentários:

As análises lineares devem considerar os materiais com suas propriedades elástico-lineares e devem ser aplicadas principalmente na fase de pré-dimensionamento.

Com a análise linear é possível quantificar as armaduras através de teorias clássicas que consideram o equilíbrio das forças e momentos. Métodos otimizados podem ser obtidos para estruturas submetidas unicamente aos esforços de membrana.

As análises não-lineares que consideram a não-linearidade física dos materiais devem ser aplicadas preferencialmente na verificação de estruturas já dimensionadas.

Com a análise não-linear é possível obter respostas de desempenho quanto a segurança e quanto a deformabilidade de elementos com padrão de armação já definido, desde o início do carregamento até a ruína.

A análise linear é apropriada para os estados limites de serviço, em que o comportamento global da estrutura não apresente fissuras ou apresente fissuras limitadas, com a tensão nas armaduras abaixo do limite de escoamento.

A análise não-linear é indicada para a determinação realista da carga de ruína de um elemento convencional ou especial.

B.2.2 Condições Necessárias para Aplicação do Método dos Elementos Finitos

A malha de elementos finitos e as condições de contorno devem ser consistentes com a geometria, com o carregamento e com as condições de restrição apresentadas pela estrutura especial em análise, visando reproduzir com fidelidade as condições reais da estrutura investigada.

Devem ser tomados cuidados especiais na caracterização das propriedades dos materiais utilizados nas análises não-lineares, devendo ter como base resultados experimentais ou estimativas baseadas em formulações consistentes.

Na simulação de desempenho no estado limite último do elemento especial dimensionado, permite-se o emprego da análise não-linear acoplada a modelos de fissuração discreta e distribuída.

O modelo de fissuração distribuída, acoplado a formulação baseada em parâmetros da Mecânica da Fratura, conduz às melhores aproximações dos processos de fraturamento das estruturas de concreto.

Comentários:

A malha de elementos finitos, na maioria das vezes, tem grande influência nas respostas numéricas e deve ser cuidadosamente investigada.

Convém disponibilizar malhas refinadas em regiões sujeitas a perturbações, tais como cantos vivos (irregularidades geométricas) e pontos de aplicação de cargas concentradas (irregularidades estáticas).

As relações entre o comprimento, a largura e a altura dos elementos da malha de elementos finitos devem respeitar as condições específicas do elemento unidimensional, bidimensional ou tridimensional utilizado.

As equações constitutivas definidas para os materiais devem ser realistas e as análises não-lineares devem levar em conta o efeito da fissuração do concreto, bem como, os efeitos de amolecimento na tração e na compressão.

Deve ser investigado no modelo numérico a influência dos parâmetros relacionados aos materiais utilizados, como por exemplo: resistência à compressão, resistência à tração, energia de fraturamento e coeficiente de Poisson.

B.2.3 Critérios de Segurança Utilizando o Método dos Elementos Finitos

Na fase de verificação estrutural, devem ser utilizadas as propriedades características dos materiais, visando obter respostas relacionadas à resistência última do elemento especial. Quando as respostas procuradas se relacionarem à deformabilidade, isto é, às condições de serviço, recomenda-se utilizar as propriedades médias dos materiais.

Tendo em conta que podem ser obtidas várias respostas de desempenho, em função das sucessivas investigações que levam em conta os efeitos dos parâmetros mais sensíveis do modelo numérico, deve ser estabelecido um limite de variação para a carga de ruína numérica do elemento especial.

A carga média do intervalo definido anteriormente poderá ser considerado um valor representativo para a carga de ruína numérica da estrutura especial investigada.

A estrutura especial em análise será considerada segura quando cumpridas as seguintes condições:

$$\lambda_u = F_u / F_k \geq 1,96 \text{ (quando a estrutura chega à ruína pelo concreto)} \quad (\text{B.1})$$

$$\lambda_u = F_u / F_k \geq 1,61 \text{ (quando a estrutura chega à ruína pelo aço)} \quad (\text{B.2})$$

Sendo:

F_u = Carga última obtida de maneira numérica;

F_k = Carga característica aplicada à estrutura.

As aberturas de fissuras e as deflexões obtidas com o modelo numérico para as combinações em serviço devem respeitar os limites estabelecidos pela NBR6118 (2003).

As aberturas de fissuras podem ser contidas dispondo armaduras mínimas de controle que obrigatoriamente deverão constar no modelo numérico investigado.

As análises numéricas deverão ser adicionalmente verificadas através de modelos analíticos que satisfaçam condições de equilíbrio, como por exemplo, modelos obtidos pela aplicação do Método das Bielas.

As condições de ancoragem das armaduras deverão ser verificadas através das rotinas estabelecidas pela NBR6118 (2003), tendo em vista que a maioria dos programas baseados no Método dos Elementos Finitos admitem uma aderência perfeita entre o concreto e as armaduras.

B.3 Método das Bielas

B.3.1 Fundamentos Básicos do Método

Para a idealização de um modelo de escoras e tirantes para uma estrutura ou para uma “Região D”, devem ser utilizadas análises elásticas com as cargas definidas para o estado limite último.

Se a idealização do modelo for feita conforme as orientações anteriores, podem ser dispensadas as verificações do estado limite de utilização.

Caso se queira obter as deflexões de determinado elemento, pode ser utilizado um modelo elástico para analisar o modelo de escoras e tirantes concebido.

As aberturas de fissuras podem ser calculadas considerando os tirantes como elementos prismáticos encapsulados por uma largura efetiva de concreto, ou seja, como tirantes de concreto armado.

O eixo das escoras e dos tirantes devem ser escolhidos de maneira a sempre se aproximar o máximo possível das tensões principais de tração e compressão.

Tendo em vista finalidades práticas de armação das estruturas especiais, permite-se maior flexibilidade para a disposição dos tirantes. No entanto, as escoras do modelo nunca devem desviar mais do que 10° das tensões principais de compressão.

O melhor modelo de escoras e tirantes, entre os vários possíveis, será aquele que dispor do menor número de tirantes e com os menores comprimentos, conforme ilustram os exemplos da Figura B.2.

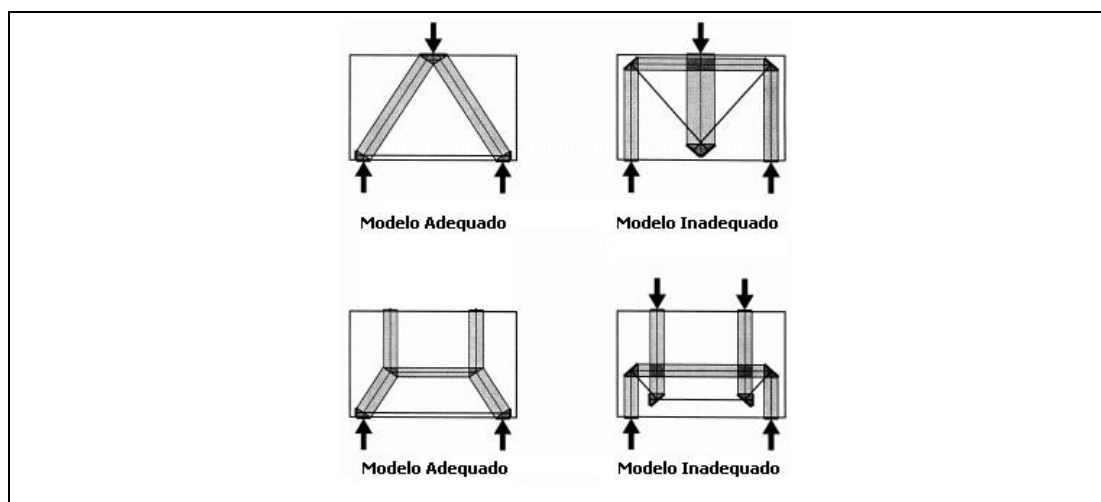


Figura B.2 – Critério de escolha de melhor modelo de escoras e tirantes

Visando um comportamento dúctil do elemento especial frente ao estado limite último, devem ser seguidos os limites de tensão definidos em B.3.2 e B.3.3.

Comentários:

O Método das Bielas aplicado à análise de elementos especiais consiste em idealizar no interior da estrutura uma treliça resistente denominada de Modelo de Escoras e Tirantes, capaz de suportar e transmitir adequadamente os esforços atuantes na fronteira de uma “Região D”. A Figura B.3 apresenta um Modelo de Escoras e Tirantes para uma viga-parede.

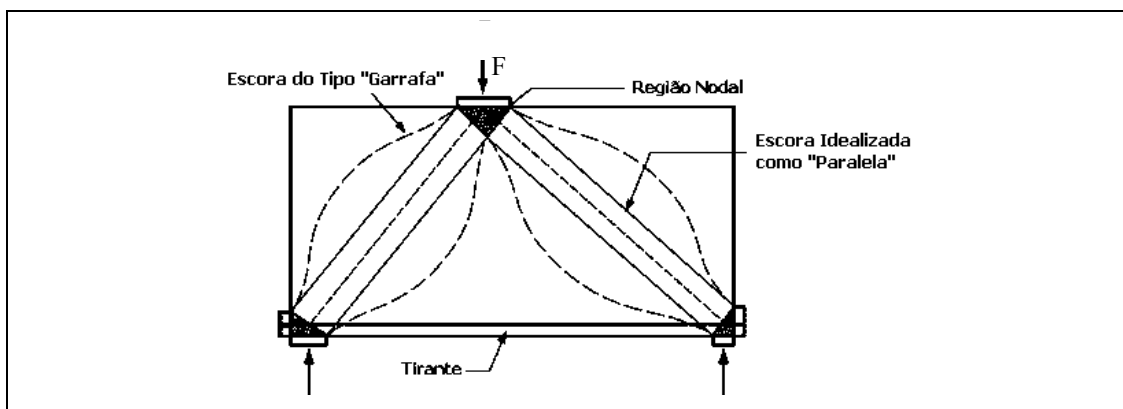


Figura B.3 – Elementos do Modelo de Escoras e Tirantes em um viga-parede

No Modelo de Escoras e Tirantes, as escoras são elementos prismáticos de concreto submetidos à compressão e os tirantes são barras ou camadas de armaduras submetidas à tração.

As escoras e os tirantes se encontram em pontos especiais denominados de regiões nodais, que devem ter resistência suficiente para transmissão das forças internas desenvolvidas no interior da estrutura, conforme ilustra a Figura B.3.

O dimensionamento de uma “Região D” utilizando o Método das Bielas consiste basicamente da aplicação de quatro etapas:

- Definição e isolamento da “Região D”;
- Cálculo das forças atuantes nas fronteiras da “Região D”;
- Seleção de um Modelo de Escoras e Tirantes para transmissão das forças de fronteira através da “Região D”, seguido do cálculo das forças atuantes nos elementos do modelo idealizado;

- d) *Determinação das espessuras efetivas das escoras e dos tirantes a partir das forças calculadas anteriormente e tendo em vista os limites de tensão estabelecidos nos itens B.3.2 e B.3.3*

Com o Método das Bielas é possível conseguir que elementos estruturais exibam um comportamento dúctil frente ao estado limite último. Isto é feito garantindo-se que os tirantes venham a escoar antes das escoras de concreto e das regiões nodais entrarem em ruína.

Na falta de outro modelo o Método das Bielas sempre será capaz de estabelecer um limite inferior para a carga de ruína de um elemento especial. As armaduras devem ser ancoradas nas regiões nodais utilizando ganchos, laços, placas ou qualquer outro mecanismo necessário ao seu bom desenvolvimento.

B.3.2 Parâmetros de Resistência Efetiva de Cálculo das Escoras

De maneira a garantir um comportamento seguro para as escoras, convém limitar a tensão atuante nelas de uma certa parcela da resistência à compressão do concreto:

$$f_{ed} = 0,63.f_{ck} \text{ para as escoras prismáticas;} \quad (B.3)$$

$$f_{ed} = 0,48.f_{ck} \text{ para as escoras garrafa atravessadas por tirantes.} \quad (B.4)$$

Adicionalmente, recomendam-se que os ângulos de inclinação existentes entre as escoras e os tirantes fique sempre entre 45° e 65°.

Comentários:

Podem ser encontrados basicamente três tipos de escoras: prismáticas, em leque e garrafa, conforme ilustra a Figura B.4.

As escoras prismáticas produzem um campo de tensões paralelas, sem perturbação e que não produzem tensões transversais de tração.

As escoras em forma de leque também não produzem tensões transversais e são uma idealização de um campo de tensão com curvatura desprezível.

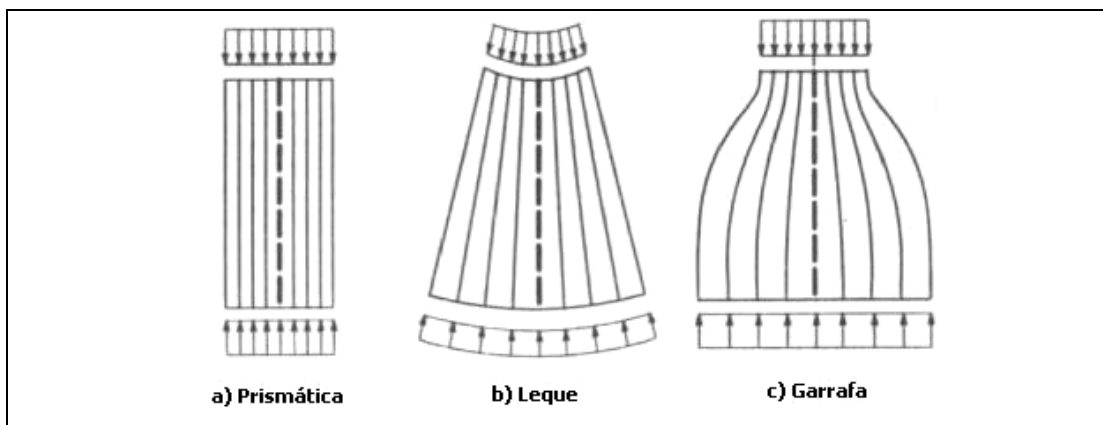


Figura B.4 – Principais tipos de escoras de concreto

As escoras em garrafa são as mais importantes e devem ser dimensionadas com extremo cuidado. Esse tipo de escora possui a distribuição de tensões em linhas curvilíneas, com afunilamento da seção e com tensões transversais de tração que podem levar à ruína prematura da estrutura.

Para as escoras do tipo garrafa além de limitar a tensão convém disponibilizar armaduras de controle de fissuração, visando evitar uma ruptura prematura da escora.

As tensões estabelecidas no item B.3.2 são conhecidas como tensões efetivas e evitam a possibilidade de ruína das escoras por compressão ou tração transversal.

O ângulo existente entre uma escora e um tirante não deve ser muito pequeno, tendo em vista que quanto menor for o ângulo de inclinação da escora menor será a capacidade de resistência da escora à compressão.

Pode-se considerar que as armaduras contribuam efetivamente na capacidade de uma escora desde que se situem no interior das mesmas, na direção paralela aos campos de compressão e que exista armadura transversal suficiente para impedir a flambagem das barras.

Adicionalmente, a capacidade das escoras pode ser aumentada significativamente através de um confinamento, obtido com armaduras transversais. No entanto, deve-se observar que a capacidade resistente das escoras confinadas se refere apenas a área de concreto confinada pela armadura transversal, uma vez que o cobrimento das armaduras tende a se destacar muito antes do concreto confinado alcançar os valores de resistência esperados.

B.3.3 Parâmetros de Resistência Efetiva de Cálculo das Regiões Nodais

Para que as regiões nodais tenham capacidade de absorver e transmitir com segurança as forças que nelas chegam, as seguintes tensões efetivas para as regiões nodais devem ser verificadas:

$$f_{ed} = 0,58.f_{ck} \text{ para as regiões nodais circundadas por escoras (CCC);} \quad (\text{B.5})$$

$$f_{ed} = 0,46.f_{ck} \text{ para as regiões nodais ancorando um único tirante (CCT);} \quad (\text{B.6})$$

$$f_{ed} = 0,40.f_{ck} \text{ para as regiões nodais ancorando vários tirantes (CTT).} \quad (\text{B.7})$$

As larguras das escoras devem ser definidas de maneira que todas elas apresentem o mesmo nível de tensão. Dessa maneira, o nível de tensão obtido no interior da região nodal será sempre igual ao nível de tensão definido para as escoras, gerando assim um estado de tensão pseudo-hidrostático.

Quando a região nodal possui comportamento pseudo-hidrostático, os lados da região nodal serão sempre perpendiculares à direção das escoras e para garantia da segurança bastará apenas a verificação das escoras.

Para regiões nodais complexas, com escoras submetidas a diferentes níveis de tensão ou com mais de três elementos chegando em um nó, convém realizar a verificação dos nós através de análises não-lineares utilizando o Método dos Elementos Finitos.

Comentários:

Podem ser encontrados basicamente dois tipos de nós: contínuos ou singulares, conforme ilustra a Figura B.5.

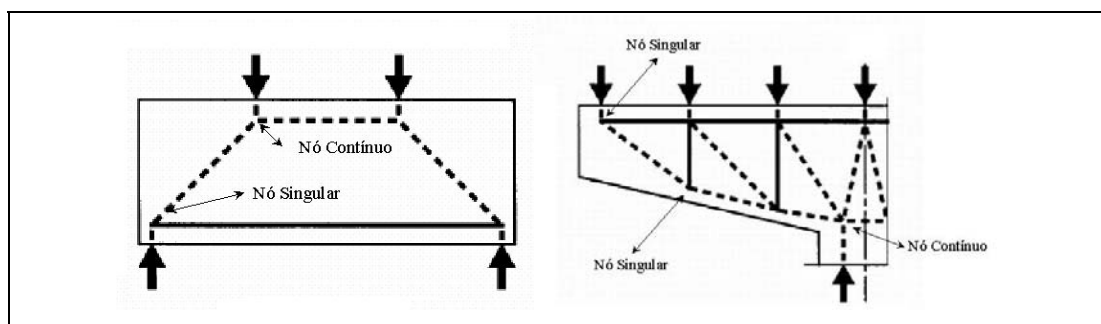


Figura B.5 – Exemplos de nós contínuos e singulares

Os nós contínuos não precisam ser verificados, uma vez que o desvio das forças é feito em comprimentos razoáveis, que possibilitam a ancoragem adequada dos tirantes sem grandes dificuldades.

Os nós singulares são aqueles em que o desvio das forças é feito localmente, devido à aplicação das cargas concentradas. Esses nós são críticos e suas tensões devem ser verificadas, de maneira a equilibrar as forças provenientes das escoras e dos tirantes, e de maneira a evitar grandes deformações capazes de provocar fissuração.

Basicamente, os nós podem estar submetidos a diferentes situações de carregamento e no mínimo três forças sempre deverão chegar ao nó, de maneira que o equilíbrio seja possível.

Os nós mais comuns, encontrados na prática, são aqueles do tipo CCC, CCT, CTT e TTT, sendo que o índice C refere-se à compressão e o índice T refere-se à tração, conforme ilustra a Figura B.6 .

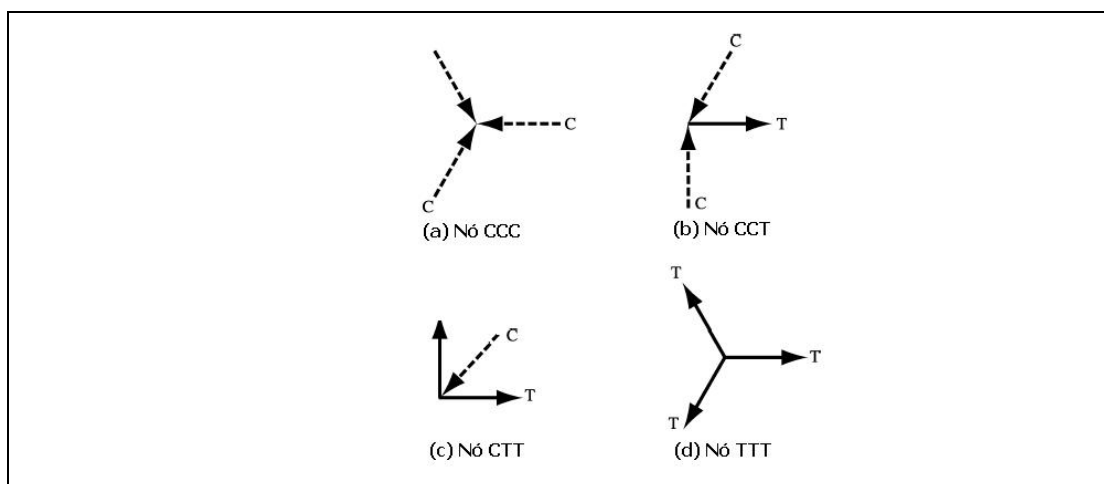


Figura B.6 – Situações mais comuns encontradas para as regiões nodais

B.3.4 Parâmetros de Resistência dos Tirantes

A quantidade necessária de armaduras para um tirante pode ser obtida pela divisão da força atuante no tirante pela resistência de cálculo do aço utilizado.

Um limite superior para a largura efetiva do tirante pode ser obtido dividindo-se a força do tirante pela máxima força que pode ser introduzida na região nodal.

Quando o tirante for constituído de uma única camada de armaduras a espessura efetiva pode ser tomada como sendo o diâmetro das armaduras mais duas vezes o cobrimento de concreto. Para tirantes com mais de uma camada deverão ser respeitados os espaçamentos verticais mínimos estabelecidos pela NBR6118 (2003).

O comprimento de ancoragem das armaduras se inicia na seção em que o centro de gravidade das armaduras do tirante cruza a largura de uma escora de concreto, conforme ilustra a Figura B.7.

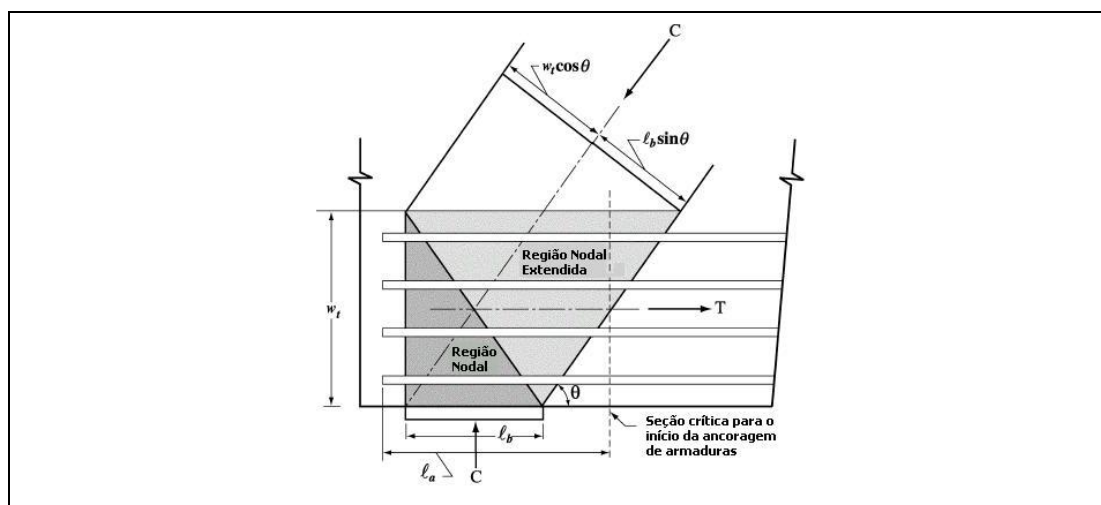


Figura B.7 – Detalhe do ponto de início de ancoragem dos tirantes

Em alguns casos especiais, a força de tração do tirante poderá ser considerada como uma força de compressão atuando por detrás da região nodal.

De maneira a limitar a abertura e a quantidade de fissuras recomenda-se que as armaduras sejam distribuídas ao longo de toda a zona efetivamente tracionada.

Em algumas situações, podem ser utilizados tirantes de concreto simples, principalmente naqueles casos em que seja impossível disponibilizar as armaduras de aço por uma razão prática qualquer.

B.4 Vigas-Parede

B.4.1 Conceituação

São consideradas vigas-parede as vigas altas em que a relação entre o vão e a altura l/h é inferior a 2 em vigas biapoiadas e inferior a 3 em vigas contínuas. Elas podem receber carregamentos superior e inferior, conforme ilustra a Figura B.8.

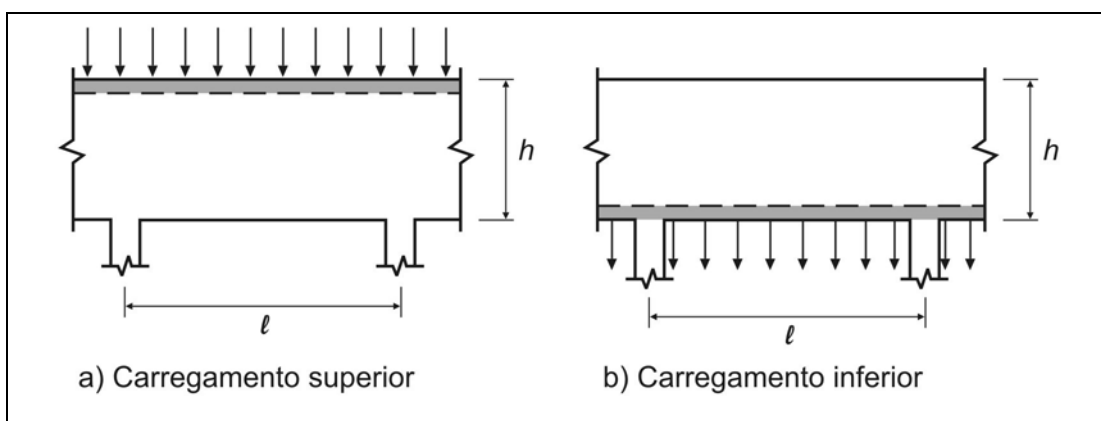


Figura B.8 – Dois tipos comuns de viga-parede em relação ao carregamento

Para estes elementos não se permite adotar para a largura da seção transversal dimensão inferior a 15 cm.

Comentários:

Em geral, são consideradas vigas-parede as vigas altas em que a altura é maior do que metade ou um terço do vão. No entanto, cuidados especiais devem ser tomados nessa classificação, principalmente no caso de vigas comuns submetidas a cargas concentradas próximas aos apoios.

Efetivamente, uma viga só poderá ser considerada parede quando se tratar integralmente de uma “Região D”. Caso seja possível identificar “Regiões B” numa viga, ela será considerada comum, precisando de um tratamento especial em regiões com cargas concentradas próximas aos apoios.

B.4.2 Comportamento Estrutural

O comportamento estrutural das vigas-parede tem algumas características específicas, destacando-se entre elas, em primeiro lugar, ineficiências, seja à flexão, seja ao cisalhamento, quando comparadas às vigas usuais.

As vigas-parede, por serem altas, apresentam problemas de estabilidade como corpo rígido e, às vezes, de estabilidade elástica. Enrijecedores de apoio ou travamentos são quase sempre necessários.

Devem ser consideradas ainda as perturbações geradas por cargas concentradas, aberturas ou engrossamentos. Essas perturbações podem influir significativamente no comportamento e resistência do elemento estrutural.

B.4.3 Modelos de Cálculo

Para o dimensionamento e verificação de vigas-parede são permitidos modelos planos elásticos lineares e não-lineares, respectivamente, baseados em métodos numéricos adequados como o Métodos dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos de Contorno e o Método das Diferenças Finitas.

Admite-se também para o dimensionamento das vigas-paredes modelos de escoras e tirantes concebidos a partir do Método das Bielas, desde que respeitadas as tensões efetivas prescritas nos itens B.3.2 e B.3.3.

Qualquer que seja o modelo escolhido, ele deve contemplar adequadamente os aspectos descritos em B.4.2.

B.4.4 Detalhamento

B.4.4.1 Armadura de Flexão

Nas vigas-parede os tirantes de tração não podem ser concentrados em uma ou poucas camadas de armadura, mas devem cobrir toda a zona efetivamente tracionada, conforme modelo de cálculo adotado.

Nas vigas biapoiadas como mostra a Figura B.9, essa armadura deve ser distribuída em uma altura da ordem de $0,15.h$.

Deve ser considerado o fato de que nas vigas-parede contínuas a altura de distribuição da armadura negativa nos apoios é ainda maior.

B.4.4.2 Ancoragem da Armadura de Flexão (positiva) nos Apoios

A armadura de flexão deve ser prolongada integralmente até os apoios e aí bem ancorada. Não devem ser usados ganchos no plano vertical, dando-se preferência a laços, grampos no plano horizontal ou dispositivos especiais (ver Figura B.9).

B.4.4.3 Armadura Transversal

A armadura transversal deve ser calculada considerando o disposto em B.4.2 e respeitando um valor mínimo de 0,1% em cada face do elemento e em cada direção, de maneira a permitir o controle adequado da fissuração. No caso de carregamento pela parte inferior da viga, essa armadura deve ser capaz de suspender a totalidade da carga aplicada (ver Figura B.9).

Essas armaduras devem envolver as armaduras horizontais, principais ou secundárias.

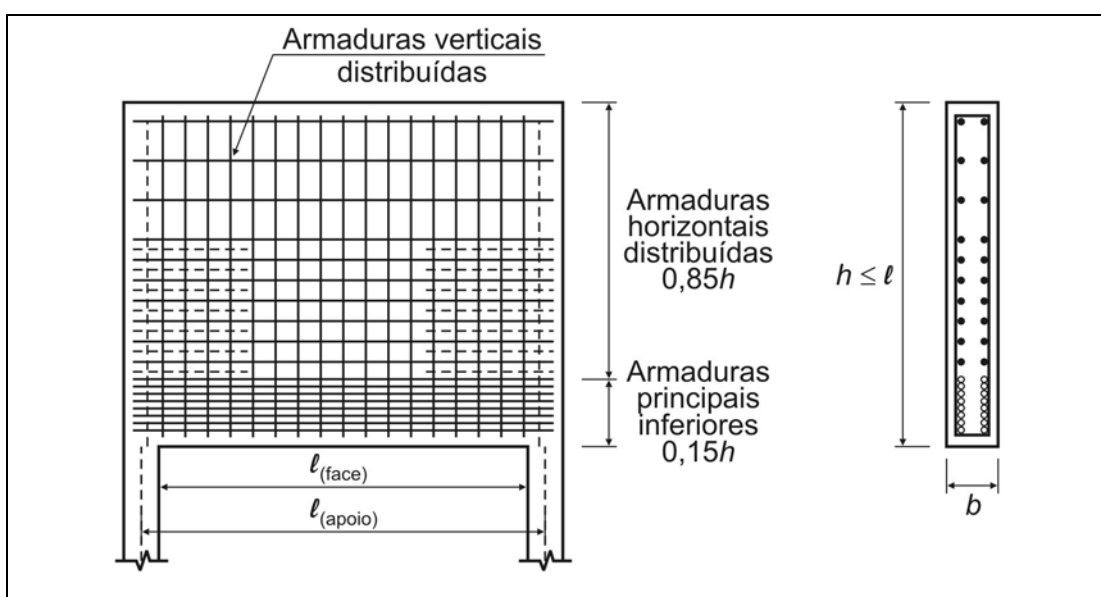


Figura B.9 – Armação típica de viga-parede com $h \leq l$

B.5 Consolos e Dentes Gerber

B.5.1 Consolos

B.5.1.1 Conceituação

São considerados consolos os elementos em balanço nos quais a distância (a) da carga aplicada à face do apoio é menor ou igual à altura útil (d) do consolo. (ver Figura B.10)

O consolo é considerado curto se $0,5.d \leq a \leq d$ e muito curto se $a < 0,5.d$.

O caso em que $a > d$ deve ser tratado como viga e não mais como consolo.

B.5.1.2 Comportamento Estrutural

Os consolos curtos têm um comportamento típico que pode ser descrito pelo Método das Bielas. O tirante, no topo do consolo, se ancora na escora sob a carga externa vertical F_d de um lado e no pilar ou apoio do outro. A escora inclinada vai da carga até a face do pilar ou apoio, usando toda a altura de consolo disponível. (ver Figura B.10).

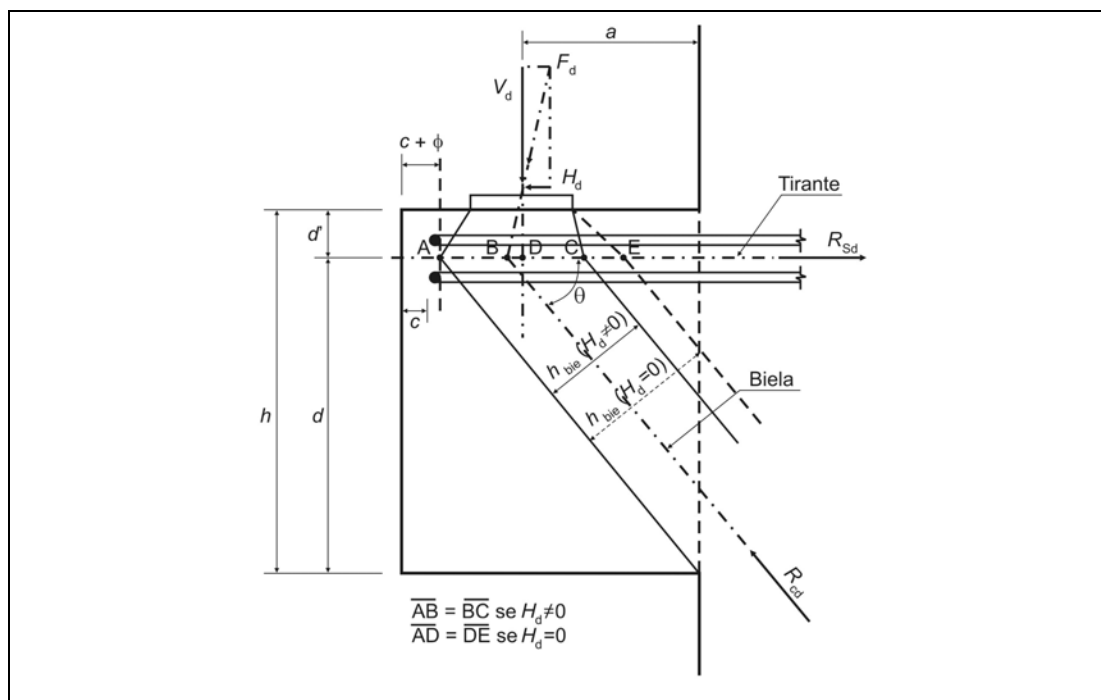


Figura B.10 – Modelo de Escoras e Tirantes para consolo curto

Alguns aspectos são fundamentais para o sucesso desse comportamento:

- a) Ancoragem adequada do tirante, abraçando a escora logo abaixo do aparelho de apoio;
- b) A taxa de armadura do tirante a ser considerada no cálculo deve ser limitada superiormente, de modo a garantir o escoamento antes da ruptura do concreto;
- c) Verificação da resistência à compressão da escora ou do cisalhamento equivalente na face do pilar, garantindo com segurança adequada que a ruptura frágil, pela escora, esteja afastada. Para a verificação da escora pode ser considerada a abertura de carga sob a placa de apoio, conforme indicado na Figura B.10, limitada a uma inclinação máxima de 1:2 em relação à vertical, nos pontos extremos A e C (ou E) da área de apoio ampliada;
- d) É fundamental a consideração de esforços horizontais no dimensionamento dos consolos e o seu conseqüente efeito desfavorável na inclinação da resultante F_g (ver figura B.9). A NBR 9062 estabelece valores mínimos desses esforços;
- e) No caso geral em que existem cargas horizontais transversais ou excentricidade da carga vertical na largura do consolo, diz-se que existe “torção” do consolo. O comportamento que se observa, nesse caso, é o de um modelo de escoras e tirantes fora do plano médio do consolo, usualmente com escora e tirante mais estreitos, ou seja, não se forma a treliça espacial observada na torção de vigas, uma vez que falta comprimento suficiente para tal.

Os consolos muito curtos têm um comportamento parecido com o dos consolos curtos, mas as diferenças não devem ser negligenciadas. A escora se encurva ou arqueia no plano do consolo e como conseqüência aumenta a importância da armadura de costura, que passa a ter participação significativa na resistência do consolo, não apenas na sua ductilidade.

B.5.1.3 Modelo de Cálculo

Para cálculo e dimensionamento dos consolos, podem ser usados modelos planos lineares ou não (não planos no caso da torção), modelos de escoras e tirantes ou modelos atrito-cisalhamento, respeitando em cada caso o seu campo de aplicação.

Os modelos de escoras e tirantes são normalmente aplicados aos consolos curtos enquanto os modelos atrito-cisalhamento são aplicados com frequência aos consolos muito-curtos.

Qualquer que seja o modelo adotado, ele deve contemplar os aspectos fundamentais descritos em B.5.1.2, possuir apoio experimental ou ser derivado de modelo básico já amplamente comprovado por ensaios.

A comprovação do modelo idealizado também pode ser feita tomando por base as recomendações contidas no item B.2.3.

B.5.1.4 Detalhamento

B.5.1.4.1 Armadura do Tirante

Como o tirante é muito curto, da face externa do consolo até a face oposta do pilar (ou apoio) é essencial cuidar da ancoragem da armadura prevista para esse tirante, nas duas extremidades, especialmente naquela junto à extremidade do consolo.

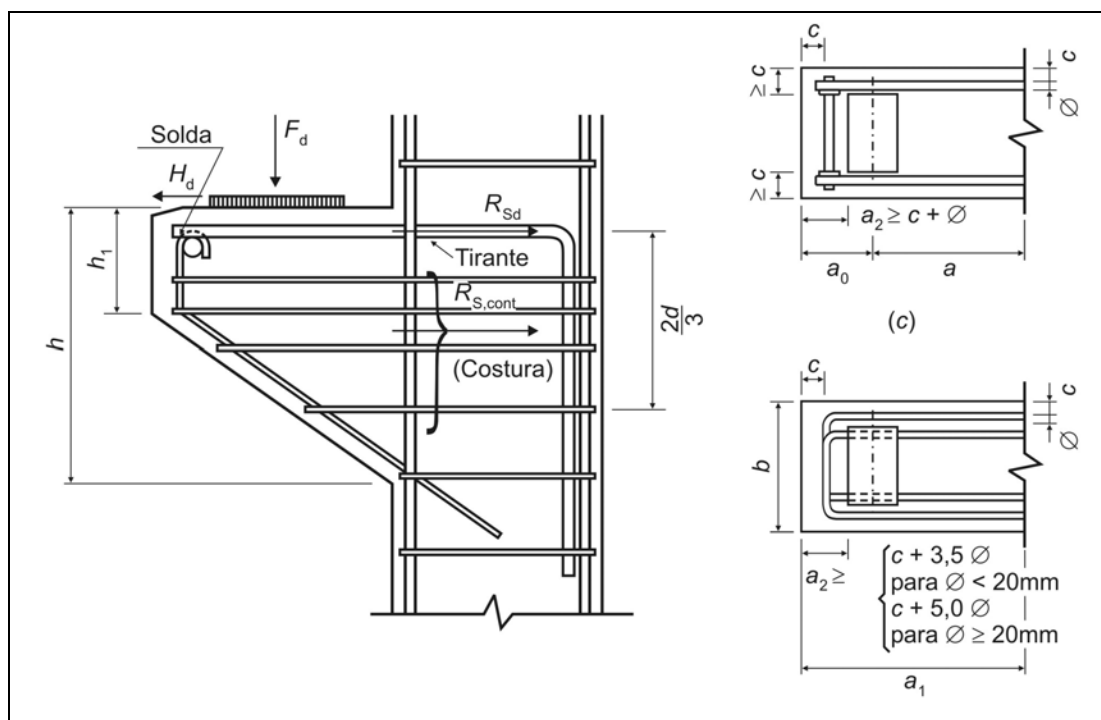


Figura B.11 – Armadura típica de um consolo curto

Na face do consolo não deve ser usado gancho no plano vertical, para evitar ruínas por rupturas de canto ou do cobrimento lateral do gancho. Esses ganchos só podem ser aceitos em consolos de lajes, onde o comprimento é muito largo, ou em casos de pequena força horizontal em que a largura do consolo seja quatro vezes maior que o seu comprimento.

Na face do consolo, sob carga concentrada, deve ser usada uma ancoragem mais eficiente, como alças no plano horizontal, barras transversais soldadas à armadura do tirante ou chapas metálicas soldadas nas extremidades das barras do tirante (ver Figura B.11), conforme o item 9.4.7.1 da NBR6118 (2003).

A armadura do tirante deverá ser ter no mínimo taxa mínima compreendida entre $0,04 < \omega < 0,15$ sendo $\omega = (A_{s,tir} \cdot f_{yk}) / (b \cdot d \cdot f_{ck})$.

B.5.1.4.2 Aparelho de Apoio

A posição e as dimensões do aparelho de apoio devem ser adotadas de forma a permitir que o tirante abrace a escora, conforme detalhe em planta do tirante (ver Figura B.11), levando-se em conta o efeito desfavorável da resultante inclinada das cargas sobre a placa de apoio, devida às forças horizontais.

A tensão introduzida pelo aparelho de apoio deve ser limitada, de maneira a não provocar rupturas devido ao descolamento do concreto nas faces da área carregada, devido a fissuração nas regiões mais profundas do consolo e devido ao esmagamento da superfície carregada.

B.5.1.4.3 Armadura de Costura

Não é permitido o projeto de consolos curtos ou muito curtos sem armadura de costura. Ela é fundamental para permitir uma ruptura mais dúctil do consolo e para evitar redução da carga de ruptura e deve ser distribuída na forma de estribos horizontais numa altura igual a $2/3 d$.

Os consolos curtos devem ter armadura de costura mínima maior ou igual $0,4 \cdot A_{s,tir}$.

B.5.1.4.4 Armadura de Suspensão

Quando existir carga indireta, deve-se prever armadura de suspensão para a totalidade da carga aplicada.

B.5.1.4.5 Armaduras Verticais

Deve-se ainda dispor estribos verticais ao longo da altura do consolo, com área definida pelas expressão abaixo:

$$A_{s, \text{vertical}} \geq \begin{cases} 0,14\%.b \text{ (cm}^2\text{/m)} \\ 0,2.A_{s, \text{tir}} \end{cases} \quad (\text{B.8})$$

Comentários:

No dimensionamento dos consolos curtos, isto é, para consolos que apresentam a relação $0,5 < a/d < 1,0$, pode ser utilizada a seguinte expressão para a quantificação da armadura do tirante principal:

$$A_{s, \text{tir}} = \frac{\gamma_n \cdot F_d}{0,9 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{a}{d} + 1,2 \frac{\gamma_n \cdot H_d}{f_{yd}},$$

Com $H_d \geq 20\%.F_d$ e com o tirante localizado na região distante até $h/5$ do topo do consolo.

Convém dispor armaduras do tirante em laços e verificar se os mesmos não colocam em risco a integridade do concreto devido ao desenvolvimento de tensões transversais (áreas parcialmente carregadas).

Se a força é aplicada de maneira direta no consolo, pode-se admitir que a escora encontra-se em condições de segurança enquanto a tensão tangencial de referência for menor ou igual à tensão tangencial última:

$$\tau_{wd} = \frac{\gamma_n \cdot F_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu}$$

Para valores intermediários de a/d deve ser utilizada interpolação para a determinação da tensão tangencial última:

$$\begin{cases} a/d = 0,5 \rightarrow \tau_{wu} = 0,175.f_{cd} \\ a/d = 1,0 \rightarrow \tau_{wu} = 0,134.f_{cd} \end{cases}$$

B.5.2 Dentes Gerber

B.5.2.1 Conceituação

O dente Gerber é uma saliência que se projeta na parte superior de uma viga, com o objetivo de apoiá-la em consolo criado na face de um pilar ou na região inferior da extremidade de outra viga.

Usualmente, ambos, consolo e dente Gerber, têm altura um pouco menor que metade da altura da viga. As mesmas conceituações e limitações geométricas criadas para os consolos valem também para os dentes Gerber.

B.5.2.2 Comportamento

Os dentes Gerber têm um comportamento estrutural semelhante ao dos consolos, podendo ser também descrito por um modelo de escoras e tirantes. As diferenças mais importantes são:

- a) a escora é usualmente mais inclinada, porque deve procurar apoio na armadura de suspensão, dentro da viga, na extremidade oposta ao ponto de aplicação da carga (ver Figura B.12);
- b) a armadura principal deve penetrar na viga, procurando ancoragem nas escoras devido ao cisalhamento na viga;
- c) a armadura de suspensão deve ser calculada para a força total F_d .

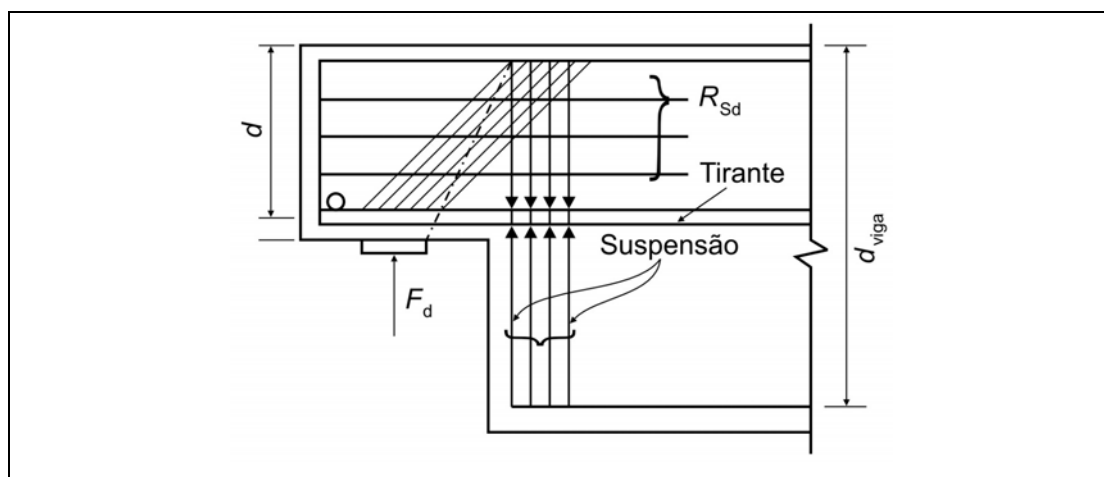


Figura B.12 – Modelo de Escoras e Tirantes para um dente Gerber

B.5.2.3 Modelo de Cálculo

Para cálculo e dimensionamento, podem ser usados os mesmos princípios estabelecidos para os consolos, desde que sejam feitas as correções necessárias para contemplar as diferenças levantadas em B.5.2.2.

B.5.2.4 Detalhamento

B.5.2.4.1 Generalidades

Aplicam-se as recomendações feitas em B.5.1.4, com exceção de B.5.1.4.4, uma vez que o dente Gerber perde sentido no caso de carga indireta.

Deve-se ainda acrescentar o disposto em B.5.2.4.2 a B.5.2.4.5.

B.5.2.4.2 Armadura de Suspensão

A armadura de suspensão deve ser preferencialmente constituída de estribos, na altura completa da viga, concentrados na sua extremidade, conforme Figura B.12.

B.5.2.4.3 Ancoragem da Armadura Principal

A armadura principal deve ser ancorada a partir do seu cruzamento com a primeira escora da viga, na sua altura completa.

B.5.2.4.4 Ancoragem da Armadura Inferior da Viga

A armadura de flexão da viga deve estar bem ancorada no trecho em que se aplica armadura de suspensão.

Caso esse trecho não seja suficientemente grande é recomendado o uso de grampos horizontais ou de barras transversais soldadas. Em geral aplicam-se as mesmas recomendações efetuadas para consolos.

B.5.2.4.5 Casos Especiais

Caso se deseje usar barras dobradas para suspender a carga ou armaduras de protensão longitudinal da viga, o modelo de cálculo deve ser adaptado para isso.

Comentários:

Detalhes simples, como por exemplo, a disposição de um chanfro no canto reentrante do dente Gerber evita a formação de uma fissura principal que sai do canto podendo levar o elemento especial à ruína.

No falta do chanfro recomenda-se uma armadura adicional na forma de estribo inclinado, a fim de evitar a tendência de fissuração junto ao canto reentrante.

Assim como nos consolos, deve ser prevista força horizontal no dimensionamento dos dentes, bem como, deve-se introduzir o coeficiente de segurança adicional γ_n .

Tendo em vista o modelo apresentado na Figura B.12, a verificação no concreto e a determinação do tirante principal pode ser feita como no caso do consolo. A área da armadura de suspensão é obtida fazendo :

$$A_{s,sus} = \frac{\gamma_n \cdot F_d}{f_{yd}}$$

O início da ancoragem do tirante na viga deve ser considerado a partir da fissura potencial a 45° que sai do canto inferior da viga, isto é, a partir do primeiro estribo da armadura de suspensão.

A armadura de suspensão deve estar concentrada na extremidade da viga em uma faixa de $d/4$, na forma de estribo fechado e envolvendo a armadura longitudinal da viga. Adicionalmente recomenda-se evitar dobrar a armadura principal da viga a 90° para fazer parte da armadura de suspensão.

A armadura de costura deve ser ancorada a partir da fissura potencial que sai do canto reentrante numa distância igual a $1,5.l_b$ a partir do canto reentrante.

B.6 Blocos sobre Estacas

B.6.1 Conceituação

Blocos são estruturas de volume, usados para transmitir às estacas as cargas de fundação. O bloco é considerado rígido quando se verifica a expressão a seguir, caso contrário o bloco é considerado flexível:

$$h > (a - a_p)/3 \quad (B.9)$$

Onde:

h é a altura do bloco;

a é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

No caso de conjuntos de blocos e estacas rígidos, com espaçamento de $2,5 \phi$ a 3ϕ (onde ϕ é o diâmetro da estaca), pode-se admitir plana a distribuição de carga nas estacas.

Para blocos flexíveis ou casos extremos de estacas curtas, apoiadas em substrato muito rígido, essa hipótese deve ser revista.

Comentários:

De maneira geral, os blocos podem ser considerados rígidos quando a distância existente entre a face do pilar à face interna da estaca mais afastada é menor do que duas vezes a altura do bloco. Em caso contrário o bloco é considerado flexível e poderá ser dimensionado como viga sobre apoios simples.

B.6.2 Comportamento Estrutural

B.6.2.1 Bloco Rígido

O comportamento estrutural se caracteriza por:

- a) trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vezes seu diâmetro);
- b) cargas transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por escoras de compressão, de forma e dimensões complexas;
- c) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, apresentando ruptura pelo desenvolvimento de tensões transversais de tração nas escoras.

Comentários:

Os blocos rígidos são considerados “Regiões D” em sua integralidade, isto é, são zonas de descontinuidade generalizada. Portanto, devem ser dimensionados utilizando modelos de escoras e tirantes tridimensionais, respeitando as recomendações contidas no item B.3.

B.6.2.2 Bloco Flexível

Para esse tipo de bloco deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção.

Comentários:

O dimensionamento dos blocos flexíveis pode ser feito considerando as mesmas hipóteses utilizadas para as vigas, considerando os momentos e forças cortantes atuantes em uma seção crítica situada junto à face do pilar. Devido ao fato da carga do pilar não ser transmitida diretamente para as estacas devem ser atendidos os requisitos relativos a lajes e a punção (ver seções 19 e 20 da NBR6118 (2003)).

B.6.3 Modelo de Cálculo

Os blocos sobre um estaca deverão ser analisados e dimensionados como blocos parcialmente carregados (ver item 21.2 da NBR6118 (2003)), permitindo-se a adoção de um modelo de escoras e tirantes simples para a determinação das armaduras de fendilhamento.

Para cálculo e dimensionamento de blocos rígidos sobre várias estacas são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não e modelos de escoras e tirantes tridimensionais, sendo esses últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de esforços para os tirantes. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em B.6.2.

Sempre que houver esforços horizontais significativos ou forte assimetria, o modelo deve contemplar a interação solo-estrutura.

Comentários:

Para o dimensionamento de blocos rígidos sobre uma estaca valem as expressões aplicadas aos blocos parcialmente carregados (ver item 21.2 da NBR6118 (2003)).

Para bloco rígido sobre duas estacas, com o pilar localizado no baricentro do bloco, a quantidade de armaduras do tirante a ser disposta sobre as estacas pode ser encontrado com:

$$A_{s,tir} = \frac{\gamma_n \cdot F_d (2 \cdot e - h)}{8d \cdot f_{yd}}$$

Para bloco rígido sobre três estacas, com as armaduras dos tirantes colocadas segundo os vértices de um triângulo equilátero e com o pilar situado sobre o baricentro do triângulo, a armadura principal entre cada par de estacas pode ser obtida aplicando a expressão seguinte:

$$A_{s,tir} = \frac{\gamma_n \cdot F_d (e - 0,5 \cdot h)}{9d \cdot f_{yd}}$$

No caso de bloco rígido quadrado sobre quatro estacas, com o pilar situado sobre o baricentro, a armadura principal entre cada par de estacas pode ser obtida encontrada com:

$$A_{s,tir} = \frac{\gamma_n \cdot F_d (e - 0,5.h)}{8d \cdot f_{yd}}$$

Em todas as expressões anteriores F_d é a força na estaca mais solicitada, d é a altura útil do bloco, e é o espaçamento entre estacas e h representa a menor dimensão do pilar apoiado no bloco. No caso de bloco sobre duas estacas h passa a ser a maior dimensão do pilar apoiado.

Para que as expressões anteriores possam ser aplicadas, as escoras obrigatoriamente devem ter inclinação entre 45° e 55° . Isto é conseguindo definindo a altura útil dos blocos dentro dos seguintes limites.

- Bloco rígido sobre duas estacas:

$$0,50.(e - 0,5.h) \leq d \leq 0,71.(e - 0,5.h)$$

- Bloco rígido sobre três estacas:

$$0,58.(e - 0,5.h) \leq d \leq 0,825.(e - 0,5.h)$$

- Bloco rígido sobre quatro estacas:

$$0,71.(e - 0,5.h) \leq d \leq 1,0.(e - 0,5.h)$$

A comprovação da resistência do concreto nos nós deve ser feita conforme as recomendações do item B.3.3. no caso de regiões nodais com tirantes ancorados e conforme o item 21.2 da NBR6118 no caso de nós em situação triaxial de compressão. A comprovação dos nós supõe implicitamente a comprovação das escoras, que podem ser feitas, a favor da segurança, conforme o item B.3.2.

De maneira a garantir a integridade das escoras confinadas no interior do bloco de fundação, recomenda-se que a máxima tensão introduzida pelo pilar seja sempre inferior ao f_{ck} utilizado para moldar o bloco.

B.6.4 Detalhamento

B.6.4.1 Blocos Rígidos

B.6.4.1.1 Armadura de Flexão

A armadura de flexão deve ser disposta essencialmente (mais de 85%) nas faixas definidas pelas estacas, em proporções de equilíbrio das respectivas escoras.

As barras devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. Para barras com $\phi \geq 20$ mm devem ser usados ganchos de 135° ou 180° .

Deve ser garantida a ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas, sobre as estacas, medida a partir da face das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das escoras (ver seção 9 da NBR6118 (2003)).

Recomenda-se que o diâmetro mínimo das armaduras principais não seja inferior a 10,0 mm.

B.6.4.1.2 Armadura de Distribuição

Para controlar a fissuração deve ser prevista armadura adicional em malha uniformemente distribuída em duas direções para no máximo 20 % dos esforços totais, completando a armadura principal, calculada com uma resistência de cálculo de 80% de f_{yd} .

B.6.4.1.3 Armadura de Suspensão

Se for prevista armadura de distribuição para mais de 25% dos esforços totais ou se o espaçamento entre estacas for maior que 3ϕ , deve ser prevista armadura de suspensão para a parcela de carga a ser equilibrada.

B.6.4.1.4 Armadura Superior

Recomenda-se dispor uma armadura longitudinal na face superior dos blocos rígidos com capacidade mecânica não inferior a 1/10 da capacidade mecânica das armaduras principais.

B.6.4.1.5 Armadura de Arranque dos Pilares

O bloco deve ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Nessa ancoragem pode-se considerar o efeito favorável da compressão transversal às barras decorrente da flexão do bloco (ver seção 9 da NBR6118 (2003)).

Os blocos rígidos devem ter altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque, não sendo permitido o emprego de alturas inferiores a 30 cm.

A saliência existente entre a face lateral do bloco deverá ser igual a 1,5 vezes o diâmetro da estaca.

Comentários:

A tensão exercida pelo pilar sobre o bloco rígido de fundação com relação $a/d < 0,5$ deve ser limitada a $0,8.f_{ck}$, de maneira a não provocar ruínas devido ao descolamento do concreto nas faces da área carregada, devido a fissuração nas regiões mais profundas do bloco e devido ao esmagamento da superfície carregada.

Se a tensão exercida pelo pilar superar o limite sugerido existe a necessidade de se dispor armaduras complementares, na forma de estribos horizontais e verticais ao longo da altura do bloco. Essas armaduras são necessárias para o controle das fissuras transversais de tração que se desenvolvem nas escoras devido a dispersão dos campos de compressão.

Quando não verificadas formalmente as condições anteriores, recomenda-se para os blocos rígidos sobre várias estacas, a disponibilização de armaduras secundárias horizontais e verticais na forma de estribos ao longo da altura do bloco, com capacidade mecânica em cada sentido não inferior a $1/4$ da capacidade mecânica das armaduras principais concentradas sobre as estacas. O espaçamento dessas armaduras não deve ser superior a 30 cm.

B.6.4.2 Blocos Flexíveis

Devem ser atendidos os requisitos relativos a lajes e a punção (ver seções 19 e 20 da NBR6118 (2003)).