

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE
ESTRUTURAS

Análises Experimental e Numérica de Blocos
Sobre Três Estacas

MIRIAM GONÇALVES MIGUEL

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos,
da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos
para obtenção do Título de Doutor em Engenharia de
Estruturas.

ORIENTADOR: José Samuel Giongo

São Carlos

2000

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais Odel e Maria Aparecida, aos meus irmãos Mônica e Marcelo e ao meu querido sobrinho Eduardo.

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos aos amigos e professores que fizeram deste trabalho uma realidade:

Ao meu amigo e orientador José Samuel Giongo pela oportunidade de realização deste trabalho, pela orientação dedicada e pela confiança;

Ao Prof. Paulo Roberto de Oliveira, chefe do Departamento de Construção Civil, da Universidade Estadual de Londrina, pela força e confiança durante meu tempo de capacitação;

Ao meus amigos Carlos José Marques da Costa Branco, Paulo Piccinini Pinese e Raquel Souza Teixeira, professores da Universidade Estadual de Londrina, pela força, confiança, paciência durante realização do Doutorado;

Aos Professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, pela dedicação e confiança atribuídas durante o programa de Doutorado;

Ao Prof. Toshiaki Takeya pelo apoio e pelas sugestões dadas na montagem dos ensaios experimentais;

Ao Prof. Dr. João Batista Paiva pela orientação na elaboração da análise numérica deste trabalho;

Ao Prof. José Henrique Albiero pelas sugestões dadas ao trabalho na fase experimental;

Aos amigos Amaury Ignácio da Silva, João Domingos Pereira Filho, Jorge L. R. Brabo, Mário Botelho, Mauri Dias Guillen, Ricardo Jorge Miller e Valdir C. de Lucca, técnicos do Laboratório de Estruturas da EESC/USP, assim como o Doutor Engenheiro Luis Vicente Varela, pela amizade e ajuda profissional na montagem dos ensaios;

Aos amigos Rosi Aparecida Jordão Rodrigues, Marta Regina Couto Faria, Rui Roberto Casale, Eli Rodrigues de Moraes, Antonio Valdair

Carneiro, Roberto dos Santos Júnior, funcionários da secretaria do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela atenção e ajuda no decorrer do curso de Doutorado;

Às Bacharéis Maria Nadir Minatel e Eliana Aparecida Bertin, bibliotecárias do Departamento de Engenharia de Estruturas, pela ajuda no levantamento bibliográfico deste trabalho.

Aos amigos Masaki Kawabata Neto e Sylvia Helena Moretti Villani pela ajuda na elaboração dos textos da Tese;

Aos colegas do Departamento de Engenharia de Estruturas EESC/USP pela amizade e apoio durante a elaboração deste trabalho;

CRÉDITOS

Meus sinceros agradecimentos às instituições e empresas que deram seus apoios técnicos e/ou financeiros para esta pesquisa:

Ao CNPq pela bolsa de estudos oferecida durante os três primeiros semestres do curso de Doutorado;

À CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, Convênio PROAP 043/97, que permitiu a compra de materiais de consumo;

À UNIVERSIDADE ESTADUAL DE LONDRINA, pela licença de capacitação concedida,

Ao Departamento de Geotecnia da EESC/USP, através do Prof. Dr. Antonio Airton Bortolucci, pelo empréstimo de uma célula de carga;

À Prefeitura do Campus USP/São Carlos e à Escola de Engenharia de São Carlos/USP pelos serviços de Mecânica, Carpintaria e Veículos dispensados;

À VIBRATO SERVIÇOS DE CONCRETAGEM Ltda e à CONCREBAND ENGENHARIA DE CONCRETAGEM Ltda, pelos serviços dispensados na concretagem dos modelos experimentais;

À CAMARGO CORRÊA CIMENTOS S.A., através dos engenheiros Cristovam S. C. Cunha e João Paulo Guimarães, pelas doações de cimento ARI e sílica ativa utilizados na concretagem das estacas e dos pilares;

À INDÚSTRIA E COMÉRCIO CARDINALI Ltda, pela doação de tubos de PVC utilizados como fôrmas das estacas;

À REAX INDÚSTRIA E COMÉRCIO Ltda, através do engenheiro Mauro M. Movikawa, pelas doações de superplastificantes utilizados na concretagem das estacas e pilares;

*“... Resta esse constante esforço para caminhar
[dentro do labirinto
Esse eterno levantar-se depois de cada queda
Essa busca de equilíbrio no fio da navalha
Essa terrível coragem diante do grande medo,
[e esse medo
Infantil de ter pequenas coragens.”*

(Vinícius de Moraes, 1962)

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. Introdução	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Estrutura da tese	4
1.4. Considerações finais	5
CAPÍTULO 2. Revisão Bibliográfica	6
2.1. Considerações iniciais	6
2.2. Modelo de bielas e tirantes	7
2.2.1. Generalidades	7
2.2.2. Resultados experimentais	9
2.2.2.1. Tipos de blocos sobre estacas	9
2.2.2.2. Instrumentação e metodologia	13
2.2.2.3. Observações experimentais	13
2.2.2.3.1. <i>Comportamento dos blocos sobre estacas</i>	13
2.2.2.3.2. <i>Análise teórica com os critérios do ACI 318 (1983)</i>	14
2.2.2.3.3. <i>Ruína das bielas de compressão</i>	15
2.2.2.4. Análise dos resultados e conclusões	17
2.2.3. Tensões nas bielas de compressão	17
2.2.3.1. Aplicação em blocos sobre estacas	21
2.2.3.2. Comparação entre os resultados experimentais	22
2.3. Análise pelo método dos elementos finitos	23
2.3.1. Análise elástica tridimensional	23
2.3.2. Análise tridimensional não-linear	27
2.3.3. Análise fotoelástica	29
2.4. Métodos usuais de dimensionamento	30
2.4.1. Recomendações práticas	30
2.4.1.1. Distância entre eixos das estacas (e)	30

2.4.1.2. Distância entre face do pilar e o eixo da estaca (c)	32
2.4.1.3. Distância mínima entre eixo da estaca e face externa do bloco (a)	32
2.4.1.4. Embutimento das estacas (d_0)	32
2.4.1.5. Altura (h)	33
2.4.1.6. Altura útil (d)	33
2.4.1.7. Armadura junto à face superior	33
2.4.1.8. Armadura de pele ($A_{s\ell}$)	33
2.4.1.9. Armadura de distribuição ou em malha ($A_{sdistr.}$)	34
2.4.1.10. Esforço cortante	34
2.4.2. Blocos sobre três estacas	35
2.4.2.1. Armadura passando pela projeção do pilar	35
2.4.2.2. Armadura unindo as estacas	36
2.4.2.3. Armadura paralela e normal aos lados (malha)	36
2.4.2.4. Armadura passando pela projeção do pilar e unindo as estacas	37
2.4.2.5. Tensões nas bielas	38
2.5. Ensaios experimentais	38
2.5.1. Ensaios de BLÉVOT (1967)	38
2.5.1.1. Blocos sobre duas estacas	39
2.5.1.2. Blocos sobre três estacas	40
2.5.1.3. Blocos sobre quatro estacas	41
2.5.2. Ensaios de MAUTONI (1972)	43
2.6. Considerações finais	46
CAPÍTULO 3. Análise Numérica	47
3.1. Considerações iniciais	47
3.2. Comportamento geral dos modelos	52
3.2.1. Tensões normais principais, σ_1 , σ_2 e σ_3 (Figuras 5.4 e 5.5)	52
3.2.2. Deformações totais principais ϵ_{t1} , ϵ_{t2} e ϵ_{t3} (Figuras 5.6 e 5.7)	52
3.2.3. Deformações plásticas principais ϵ_{p1} , ϵ_{p2} e ϵ_{p3} (Figuras 5.8 e 5.9)	53
3.2.4. Deslocamentos (u) em x, y e z (Figuras 5.10 e 5.11)	53
3.3. Resultados obtidos	53
3.4. Análise comparativa	54

3.4.1. Tensões normais	54
3.4.2. Deformações totais	55
3.4.3. Deformações plásticas	56
3.4.4. Deslocamentos	56
3.5. Análise parcial de resultados	56
3.5.1. Tensões normais	56
3.5.2. Deformações totais	60
3.6. Considerações finais	63
CAPÍTULO 4. Projeto e Execução dos Modelos	78
4.1. Considerações Iniciais	78
4.2. Dimensionamento dos Modelos	79
4.2.1. Blocos sobre estacas de diâmetro de 32 cm	80
4.2.1.1. Considerações iniciais	80
4.2.1.2. Dimensões dos blocos	80
4.2.1.3. Verificação das tensões nas bielas	82
4.2.1.4. Dimensionamento da armadura principal	82
4.2.1.5. Ancoragem	83
4.2.1.6. Armadura secundária em forma de estribos verticais e horizontais	84
4.2.1.7. Armadura secundária passando pela projeção do pilar	85
4.2.1.8. Armadura secundária distribuída sobre a face inferior (malha)	85
4.2.1.9. Armadura longitudinal do pilar e das estacas	86
4.2.20. Armaduras de fretagem	87
4.3. Detalhamento dos modelos	87
4.4. Execução dos Modelos	98
4.4.1. Ensaios de resistência do concreto	99
4.4.2. Ensaios de resistência das barras de aço	102
4.4.3. Instrumentação dos modelos da série A1	103
4.4.4. Instrumentação dos modelos das séries A2, A3 e A4	105
4.5. Metodologia dos ensaios	106
4.6. Considerações Finais	108

CAPÍTULO 5. Apresentação e Análise de Resultados	109
5.1. Comportamento geral dos modelos experimentais	109
5.2. Deformações nas faces dos blocos	111
5.3. Abertura de fissuras nas faces	119
5.4. Distribuição da força nas estacas	120
5.5. Tensões na zona nodal superior	123
5.6. Deslocamentos na base	125
5.7. Deformações no concreto e nas armaduras	130
5.7.1. Modelos da série A1	131
5.7.2. Modelos da série A2	137
5.7.3. Modelos da série A3	145
5.7.4. Modelos da série A4	159
5.7.5. Comparação entre modelos de estacas de mesmo diâmetro	174
5.7.5.1. Blocos com estacas de diâmetro de 20 cm	175
5.7.5.2. Blocos com estacas de diâmetro de 30 cm	177
5.7.6. Comparação entre os modelos numéricos e experimentais	178
5.8. Modos de ruína dos modelos	180
5.9. Análise dos resultados	188
5.9.1. Comportamento geral	188
5.9.1.1. Influência da redução do diâmetro	188
5.9.1.2. Influência da armadura secundária	188
5.9.2. Abertura de fissuras nas faces	189
5.9.3. Distribuição da força nas estacas	190
5.9.4. Tensões na zona nodal superior	190
5.9.5. Tensões na zona nodal inferior	191
5.9.6. Deslocamentos na base	191
5.9.7. Deformações no concreto	192
5.9.7.1. Biela de compressão	192
5.9.7.2. Tração transversal à biela	192
5.9.7.3. Zona nodal inferior	193
5.9.7.4. Zona nodal superior	193

5.9.8. Deformações nas armaduras principal e secundária	194
5.9.8.1. Centros das barras da armadura principal	194
5.9.8.2. Zonas nodais inferiores	195
5.9.8.3. Centros dos ganchos da armadura principal	195
5.9.8.4. Centros dos ganchos e ramos da armadura secundária	195
5.9.8.5. Centro de gravidade da base e região sem estaca	196
5.9.8.6. Topos do centro de gravidade e das regiões sem estaca	196
5.9.8.7. Topos das zonas nodais inferiores	196
5.9.8.8. Estribos horizontais	196
5.9.9. Modelos numéricos	196
5.9.10. Modos de ruína	197
CAPÍTULO 6. Conclusão	199
6.1. Comportamento Geral	199
6.2. Sugestões para trabalhos futuros	201
Referências Bibliográficas	203
Normas	209
Anexos	210

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Bloco sobre quatro estacas	1
Figura 2.1. Modelo de bielas e tirantes tridimensional para blocos sobre quatro estacas (ADEBAR et al., 1990)	8
Figura 2.2. Zonas Nodais (ADEBAR et al., 1990)	9
Figura 2.3. Medidas em milímetros dos blocos ensaiados	10
Figura 2.4. Tipos de blocos ensaiados (ADEBAR et al., 1990)	12
Figura 2.5. Trajetórias de tensões elástico-lineares (ADEBAR et al., 1990)	16
Figura 2.6. Modelo refinado de bielas e tirantes (ADEBAR et al., 1990)	16
Figura 2.7. Capacidades máximas de tensões para causar fendilhamento transversal no campo das tensões planas (ADEBAR & ZHOU, 1993)	17
Figura 2.8. Cilindro submetido à compressão axial (ADEBAR & ZHOU, 1993)	20
Figura 2.9. Influência do confinamento (D/d) e da altura (H/d) na capacidade das tensões para causar fendilhamento transversal: previsões analíticas (linhas tracejadas) e recomendações para projeto dadas pela Equação 1 (linhas cheias) (ADEBAR & ZHOU, 1993)	21
Figura 2.10. Sistema de coordenadas utilizado para o bloco sobre estacas retangular (IYER & SAM, 1991)	24
Figura 2.11. Dimensões dos blocos retangulares sobre três estacas (IYER & SAM, 1991)	25
Figura 2.12. Dimensões dos blocos retangulares sobre duas estacas (IYER & SAM, 1992)	26
Figura 2.13. Dimensões dos blocos retangulares sobre quatro estacas (IYER & SAM, 1992)	27
Figura 2.14. Parâmetros utilizados no dimensionamento de bloco sobre estacas	31
Figura 2.15. Bloco sobre três estacas com armadura passando pela projeção do pilar	35

Figura 2.16. Bloco sobre três estacas com armadura unindo as estacas	36
Figura 2.17. Bloco sobre três estacas com armadura em malha	37
Figura 2.18. Disposições das armaduras (BLÉVOT, 1967)	39
Figura 2.19. Disposições das armaduras em blocos sobre três estacas (BLÉVOT, 1967)	41
Figura 2.20. Disposições das armaduras de blocos sobre quatro estacas (BLÉVOT, 1967)	42
Figura 2.21. Disposições das armaduras (MAUTONI, 1972)	44
Figura 3.1. Dimensões do bloco sobre três estacas com $D = 32$ cm	49
Figura 3.2. Dimensões do bloco sobre três estacas com $D = 20$ cm	50
Figura 3.3. Modelo Reológico baseado no modelo de VON MISES MODIFICADO - Programa LUSAS	51
Figura 3.4. Corte vertical: Tensões normais principais ($F_k = 1050$ kN)	64
Figura 3.5. Corte vertical: Tensões normais principais ($F_d = 1400$ kN)	65
Figura 3.6. Corte vertical: Deformações totais principais ($F_k = 1050$ kN)	66
Figura 3.7. Corte vertical: Deformações totais principais ($F_d = 1400$ kN)	67
Figura 3.8. Corte vertical: Deformações plásticas principais ($F_k = 1050$ kN)	68
Figura 3.9. Corte vertical: Deformações plásticas principais ($F_d = 1400$ kN)	69
Figura 3.10. Corte vertical: Deslocamentos ($F_k = 1050$ kN)	70
Figura 3.11. Corte vertical: Deslocamentos ($F_d = 1400$ kN)	71
Figura 4.1. Detalhamento modelo de estacas de diâmetro de 30 cm	88
Figura 4.2. Detalhamento modelo de estacas de diâmetro de 20 cm	89
Figura 4.3. Detalhamento estacas com $D = 30$ cm	90
Figura 4.4. Detalhamento estacas com $D = 20$ cm	90
Figura 4.5. Detalhamento do pilar	91
Figura 4.6. Armadura principal e armadura passando pelo pilar ($D = 30$ cm)	92
Figura 4.7. Armadura principal e armadura passando pelo pilar ($D = 20$ cm)	93

Figura 4.8. Armadura principal e armadura distribuída na base (D = 30 cm)	94
Figura 4.9. Armadura principal e armadura distribuída na base (D = 20 cm)	95
Figura 4.10. Armadura principal e armadura em gaiola (D = 30 cm)	96
Figura 4.11. Armadura principal e armadura em gaiola (D = 20 cm)	97
Figura 4.12. Bloco concretado	98
Figura 4.13. Fôrma do pilar	98
Figura 4.14. Armadura das estacas de D = 30 cm	98
Figura 4.15. Fôrma das estacas com D = 30 cm	98
Figura 4.16. Diagrama força <i>versus</i> deformação dos corpos-de-prova (15 cm x 30 cm)	100
Figura 4.17. Diagrama tensão x deformação das barras de diâmetro 6,3 mm	102
Figura 4.18. Diagrama tensão x deformação das barras de diâmetro 12,5 mm	103
Figura 4.19. Instrumentação dos modelos Série A1	104
Figura 4.20. Instrumentação dos modelos Série A2	105
Figura 4.21. Instrumentação dos modelos Série A3	106
Figura 4.22. Instrumentação dos modelos Série A4	106
Figura 4.23. Modelo B20A1/2 preparado para ensaio	107
Figura 5.1. Disposição das bases de Tensotast no modelo B20A1/1 (piloto)	112
Figura 5.2. Disposição das bases de Tensotast nos modelos com D = 20 cm	113
Figura 5.3. Disposição das bases de Tensotast nos modelos com D = 30 cm	113
Figura 5.4. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A1/1)	114
Figura 5.5. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A1/2)	115
Figura 5.6. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A1)	115
Figura 5.7. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A2)	116
Figura 5.8. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A2)	116

Figura 5.9. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A3)	117
Figura 5.10. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A3)	117
Figura 5.11. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A4)	118
Figura 5.12. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A4)	118
Figura 5.13. Numeração das estacas nos blocos com $D = 20$ cm	126
Figura 5.14. Disposição dos transdutores nos blocos com $D = 20$ cm	126
Figura 5.15. Numeração das estacas nos blocos com $D = 30$ cm	126
Figura 5.16. Disposição dos transdutores nos blocos com $D = 30$ cm	126
Figura 5.17. Força nas estacas (B20A1/1)	127
Figura 5.18. Deslocamentos da base (B20A1/1)	127
Figura 5.19. Força nas estacas (B20A1/2)	127
Figura 5.20. Deslocamentos da base (B20A1/2)	127
Figura 5.21. Força nas estacas (B30A1)	127
Figura 5.22. Deslocamentos da base (B30A1)	127
Figura 5.23. Força nas estacas (B20A2)	128
Figura 5.24. Deslocamentos da base (B20A2)	128
Figura 5.25. Força nas estacas (B30A2)	128
Figura 5.26. Deslocamentos da base (B30A2)	128
Figura 5.27. Força nas estacas (B20A3)	128
Figura 5.28. Deslocamentos da base (B20A3)	128
Figura 5.29. Força nas estacas (B30A3)	129
Figura 5.30. Deslocamentos da base (B30A3)	129
Figura 5.31. Força nas estacas (B20A4)	129
Figura 5.32. Deslocamentos da base (B20A4)	129
Figura 5.33. Força nas estacas (B30A4)	129
Figura 5.34. Deslocamentos da base (B30A4)	129
Figura 5.35. Força versus deformação nas bielas (B20A1/1)	131
Figura 5.36. Força versus deformação na armadura principal (B20A1/1)	132
Figura 5.37. Força versus deformação nas bielas (B20A1/2)	133
Figura 5.38. Força versus deformação na armadura principal (B20A1/2)	134
Figura 5.39. Força versus deformação nas bielas (B30A1)	135

Figura 5.40. Força versus deformação na armadura principal (B30A1)	136
Figura 5.41. Força versus deformação nas bielas (B20A2)	138
Figura 5.42. Força versus deformação na armadura principal (B20A2)	139
Figura 5.43. Força versus deformação na armadura secundária (B20A2)	140
Figura 5.44. Força versus deformação nas bielas (B30A2)	141
Figura 5.45. Força versus deformação na armadura principal (B30A2)	142
Figura 5.46. Força versus deformação na armadura secundária (B30A2)	143
Figura 5.47. Força versus deformação nas bielas (B20A3)	146
Figura 5.48. Força versus deformação na armadura principal (B20A3)	147
Figura 5.49. Força versus deformação na armadura secundária distribuída em y (B20A3)	148
Figura 5.50. Força versus deformação na armadura secundária em y (B20A3)	149
Figura 5.51. Força versus deformação na armadura secundária distribuída em x (B20A3)	150
Figura 5.52. Força versus deformação na armadura secundária em x (B20A3)	151
Figura 5.53. Força versus deformação na armadura secundária distribuída em y e x (B20A3)	151
Figura 5.54. Força versus deformação nas bielas (B30A3)	152
Figura 5.55. Força versus deformação na armadura principal (B30A3)	153
Figura 5.56. Força versus deformação na armadura secundária distribuída em y (B30A3)	154
Figura 5.57. Força versus deformação na armadura secundária em y (B30A3)	155
Figura 5.58. Força versus deformação na armadura secundária distribuída em x (B30A3)	156
Figura 5.59. Força versus deformação na armadura secundária em x (B30A3)	157
Figura 5.60. Força versus deformação na armadura secundária distribuída em y e x (B30A3)	157

Figura 5.61. Força versus deformação nas bielas (B20A4)	159
Figura 5.62. Força versus deformação na armadura principal (B20A4)	160
Figura 5.63. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção y (B20A4)	161
Figura 5.64. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção y (B20A4)	162
Figura 5.65. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção x (B20A4)	163
Figura 5.66. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção x (B20A4)	164
Figura 5.67. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos em y e x (B20A4)	165
Figura 5.68. Força versus deformação nos estribos horizontais (B20A4)	166
Figura 5.69. Força versus deformação nas bielas (B30A4)	167
Figura 5.70. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção x (B30A4)	168
Figura 5.71. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção y (B30A4)	169
Figura 5.72. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção y (B30A4)	170
Figura 5.73. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção x (B30A4)	171
Figura 5.74. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção x (B30A4)	172
Figura 5.75. Força versus deformação nos estribos horizontais (B30A4)	172
Figura 5.76. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos em y e x (B30A4)	173
Figura 5.77. Fissuras no modelo B20A1/1	184
Figura 5.78. Fissuras no modelo B20A1/2	185
Figura 5.79. Fissuras no modelo B30A1	185
Figura 5.80. Fissuras no modelo B20A2	185

Figura 5.81. Fissuras no modelo B30A2	186
Figura 5.82. Fissuras no modelo B20A3	186
Figura 5.83. Fissuras no modelo B30A3	186
Figura 5.84. Fissuras no modelo B20A4	187
Figura 5.85. Fissuras no modelo B30A4	187
Figura 1. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A1/2)	210
Figura 2. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A2)	210
Figura 3. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A2)	210
Figura 4. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A3)	211
Figura 5. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A3)	211
Figura 6. Força versus deformação nas faces do bloco (B20A4)	211
Figura 7. Força versus deformação nas faces do bloco (B30A4)	211

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Resumo da armadura dos blocos, ADEBAR et al., 1990	11
Tabela 3.1. Propriedades do Material Concreto- Programa LUSAS	51
Tabela 3.2. Tensões normais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.4a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.5a) para o bloco com $D = 32$ cm	72
Tabela 3.3. Deformações totais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.6a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.7a) para o bloco com $D = 32$ cm	72
Tabela 3.4. Deformações plásticas principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.8a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.9a) para o bloco com $D = 32$ cm	73
Tabela 3.5. Deslocamentos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.10a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.11a) para o bloco com $D = 32$ cm	73
Tabela 3.6. Tensões normais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.4b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.5b) para o bloco com $D = 20$ cm	74
Tabela 3.7. Deformações totais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.6b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.7b) para o bloco com $D = 20$ cm	74
Tabela 3.8. Deformações plásticas principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.8b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.9b) para o bloco com $D = 20$ cm	75
Tabela 3.9. Deslocamentos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.10b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.11b) para o bloco com $D = 20$ cm	75
Tabela 3.10. Relação entre as tensões normais principais dos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.4) e na força de cálculo	76

$F_d = 1400$ kN (Figura 3.5)

Tabela 3.11. Relação entre as deformações totais principais dos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.6) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.7)	76
Tabela 3.12. Relação entre as deformações plásticas principais dos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.8) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.9)	77
Tabela 3.13. Relação entre os deslocamentos obtidos nos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.10) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.11)	77
Tabela 4.1. Grupos de modelos experimentais	79
Tabela 4.2. Traço do concreto de alta resistência	99
Tabela 4.3. Resistências à compressão e à tração do concreto	101
Tabela 4.4. Resistências à compressão do concreto de alta resistência	101
Tabela 4.5. Resistências à tração das barras	103
Tabela 5.1. Valores das forças de fissuração (F_r) e última (F_u) dos modelos	110
Tabela 5.2. Relações entre as forças última (F_u) e teórica (F_{teo})	111
Tabela 5.3. Intervalos de abertura de fissuras nas bases	119
Tabela 5.4. Distribuição da força nas estacas	121
Tabela 5.5. Tensões médias nas zonas nodais inferiores	122
Tabela 5.6. Relação entre as tensões médias nas zonas nodais inferiores e a resistência média à compressão	122
Tabela 5.7. Tensões nas zonas nodais superiores	124
Tabela 5.8. Relação entre as tensões nas zonas nodais superiores e a resistência média à compressão	124
Tabela 5.9. Média dos deslocamentos na base dos blocos	126
Tabela 5.10. Valores das deformações internas dos modelos da série A1	137
Tabela 5.11. Valores das deformações internas dos modelos da série A2	144
Tabela 5.12. Valores das deformações internas dos modelos da série A3	158
Tabela 5.13a. Valores das deformações internas dos modelos da série A4	166
Tabela 5.13b. Valores das deformações internas dos modelos da série A4	174

Tabela 5.14. Valores das deformações internas dos modelos numéricos	179
Tabela 5.15. Valores dos Estados Limites dos modelos	181

SIMBOLOGIA

A_{const} - Área da armadura construtiva

A_c - Área de concreto

A_{distr} - Área da armadura distribuída na base

A_e - Área da seção transversal das estacas

A_{min} - Área mínima

A_p - Área da seção transversal do pilar

$A_{s\ell}$ - Armadura de pele

A_{s1} - Área da armadura principal com barras passando pelas estacas e pela projeção do pilar

A'_{s1} - Área da armadura principal com barras unindo as estacas

$A_{s\ell}$ - Área da armadura em pele

a - Distância mínima entre eixo da estaca e face externa do bloco

B - Largura do bloco

b - Largura do pilar

b' - Largura da biela

C_i^c - Tangente da seção i referente à σ_{y0}^c contra a curva de deformação plástica efetiva (PROGRAMA LUSAS)

C_i^t - Tangente da seção i referente à σ_{y0}^t contra a curva de deformação plástica efetiva (PROGRAMA LUSAS)

c - Distância entre face do pilar e eixo da estaca

c_2 - Distância entre a face do pilar e a face interna da estaca

D - Diâmetro das estacas

d - Altura útil do bloco

d' - Cobrimento da armadura

d_0 - Embutimento das estacas no bloco

E - Módulo de Elasticidade do concreto

e - Distância entre eixos das estacas

F - Força centrada aplicada no pilar

F_d - Força de cálculo

F_{est} - Força estimada

F_k - Força característica

F_{proj} - Força de projeto referente à característica

$F_{proj,d}$ - Força de projeto referente à força de cálculo

F_{teo} - Força teórica referente ao método das bielas de BLÉVOT

$F_{teo,As}$ - Força teórica referente à armadura

$F_{teo,zns}$ - Força teórica referente às zonas nodais superiores

F_u - Força última

F_{u1} - Força referente à última fissura registrada

F_w - Força referente à ruptura ao fendilhamento da biela de comprimida

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto

$f_{ck,est}$ - Resistência característica à compressão estimada do concreto

f_{cm} - Resistência média à compressão do concreto

f_{c15} - Resistência média à compressão do concreto aos 15 dias

f_{c28} - Resistência média à compressão do concreto aos 28 dias

f_{tk} - Resistência característica à tração do concreto

$f_{tk,est}$ - Resistência característica à tração estimada do concreto

f_{tm} - Resistência média à tração do concreto

f_{t28} - Resistência média à tração do concreto aos 28 dias

f_{yk} - Resistência ao escoamento do aço

h - Altura do bloco

L - Comprimento do bloco

L_i^c - Limite de deformação plástica efetiva para a seção j onde é válida a curva de *hardening* à compressão

L_i^t - Limite de deformação plástica efetiva para a seção i onde é válida a curva de *hardening* à tração

ℓ - Largura do pilar

R - Reação das estacas

$R_{c,b}$ - Esforço de compressão na biela

- R_h - Força resistente no gancho das barras
- R_{st} - Esforço de tração nas barras passando pelas estacas e pela projeção do pilar
- R'_{st} - Esforço nas barras unindo as estacas
- R_{stx} - Esforço nas barras distribuídas na direção x
- R_{sty} - Esforço nas barras distribuídas na direção y
- r - Raio do gancho
- s - Espaçamento entre barras
- u - Deslocamentos
- u_x - Deslocamentos na direção x
- u_y - Deslocamentos na direção y
- u_z - Deslocamentos na direção z
- w - Abertura de fissuras
- x, y e z - Coordenadas do eixo cartesiano
- α - Porcentagem de armadura (BLÉVOT, 1967)
- β - Inclinação da biela com relação ao eixo vertical
- ε - Deformação
- ε_t - Deformação total
- ε_{t1} - Deformação total principal menor
- ε_{t2} - Deformação total principal intermediária
- ε_{t3} - Deformação total principal maior
- ε_p - Deformação plástica
- ε_{p1} - Deformação plástica principal menor
- ε_{p2} - Deformação plástica principal intermediária
- ε_{p3} - Deformação plástica principal maior
- ϕ - Diâmetro das barras
- ν - Coeficiente de *Poisson*
- θ - Inclinação da biela com relação ao eixo horizontal
- ρ - Taxa de armadura (MAUTONI, 1972)
- ρ_{crit} - Taxa de armadura crítica
- ρ_{min} - Taxa de armadura mínima

σ_1 - Tensão normal principal menor

σ_2 - Tensão normal principal intermediária

σ_3 - Tensão normal principal maior

σ_{y0}^c - Tensão inicial à compressão (LUSAS)

σ_{y0}^t - Tensão inicial à tração (LUSAS)

σ_{zni} - Tensão na zona nodal inferior

σ_{zns} - Tensão na zona nodal superior

τ_{bu} - Tensão de aderência última

$\tau_{bu,n}$ - Tensão de aderência última confinada

ψ - Inclinação do plano de ruptura com relação à superfície horizontal do bloco,
MAUTONI (1972)

RESUMO

Este trabalho estuda o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas, submetidos à ação de força centrada, conservando a armadura principal, porém, variando as armaduras secundárias e adotando-se estacas de diâmetros de 20 cm e 30 cm. A armadura principal foi constituída por barras unindo as estacas.

As armaduras secundárias foram constituídas por barras passando pelas estacas e projeção do pilar, distribuídas em forma de malha e por estribos verticais e horizontais. O objetivo principal foi o estudo do desenvolvimento das fissuras e o modo de ruína, através de ensaios experimentais em escala real.

A instrumentação foi realizada de modo a se obter deformações nas barras das armaduras principais e secundárias, nas bielas de compressão, nas zonas nodais inferior e superior e nas faces laterais do bloco, em função da força aplicada no pilar e das reações das estacas.

Além do estudo experimental, foi desenvolvida análise numérica tridimensional e não linear, pelo método dos elementos finitos, considerando os mesmos elementos estruturais, embora sem considerar as armaduras. Esta análise se concentrou no progresso das tensões normais principais, das deformações totais e plásticas principais e dos deslocamentos relativos às forças característica e de cálculo, previamente estimadas por métodos usuais de dimensionamento.

Nenhum modelo experimental atingiu a ruína com força menor que a força teórica. Os modelos romperam por fendilhamento das bielas comprimidas de concreto acompanhado pelo escoamento das barras da armadura em uma direção. Os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm apresentaram maiores deformações de tração transversais às bielas de compressão.

Palavras-chave: blocos sobre estacas, concreto armado, fundações

ABSTRACT

Experimental tests were executed to study the behavior of rigid reinforced concrete three-pile caps subjected to patches of loading on the center top surfaces of the column. Three-pile caps were designed with the same geometry, dimensions and principal reinforcement layout, but different secondary reinforcement layouts and diameter of the piles. The load applied to the pile cap and the load carried by each pile were measured using load cells.

Electrical resistance strain gages were installed along selected bars to measure the strain on the centers of reinforcing bars, compression struts and superior and inferior nodals zones, in function of both craking load and ultimate load.

Moreover, an investigation to study the behavior of these non-reinforced concrete three-pile caps by a three-dimensional non-linear finite element analysis was presented. Some of the theoretical results were compared with those obtained from experiments and this analysis showed compatibility.

All tests ultimate loads were higher than of ones of theoretical loads. Specimens failed longitudinally after a compression strut split due to the transverse tension caused by spreading of the compressive stresses, and yielded reinforcing bars in one direction.

Keywords: caps, footings, piles, reinforced concrete.

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1. Considerações iniciais

Blocos sobre estacas são importantes elementos estruturais cuja função é, basicamente, transferir as ações do pilar para um grupo de estacas (Figura 1.1). Esses elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente não permitem a inspeção visual, quando em serviço, sendo assim, importante o conhecimento de seu real comportamento.

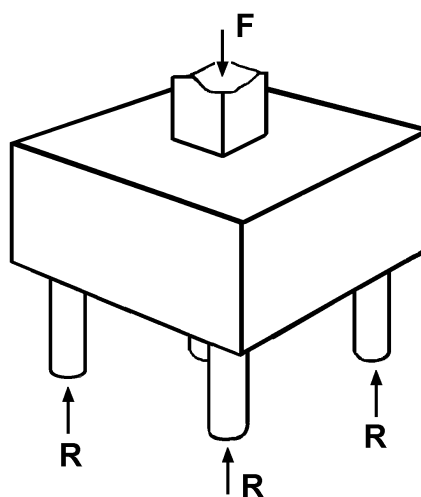


Figura 1.1. Bloco sobre quatro estacas

Na avaliação da literatura técnica, produzida nos últimos quarenta anos, encontra-se que as pesquisas referentes aos blocos sobre estacas têm se concentrado em dois estudos: análise teórica elástica linear e ensaios experimentais. O primeiro engloba dois métodos aproximados: a analogia de bielas e tirantes e a teoria de viga.

YAN (1954) e BLÉVOT & FRÉMY (1967) sugeriram algumas modificações no método das treliças para incluir o efeito da dimensão do pilar. BANERJEE (1956), WHITTLE & BEATTIE (1972) e SHARMA (1979) consideraram o bloco

sobre estacas como uma viga ou uma placa sobre estacas, conforme o caso em estudo.

Os códigos Americano (ACI-318, 1994), Inglês (BS 8110, 1985) e Indiano (IS 2911, 1979) recomendam a teoria de flexão para o dimensionamento de blocos sobre estacas. Todos esses métodos de análise avaliam as tensões elásticas, fazendo hipóteses simplificadoras com relação à geometria e às propriedades do material.

O Método do CEB-FIP, Boletim 73 (1970), aplica-se a blocos sobre estacas com distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada, variando entre um terço e a metade da altura do bloco. O cálculo é baseado na teoria de flexão, considerando a seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta face de um comprimento igual a 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Na verificação da resistência ao esforço cortante, considera-se a seção de referência externa que dista, da face do pilar, metade da altura útil do bloco e, para blocos sobre estacas vizinhas ao pilar, considera-se a seção relativa à própria face do pilar.

O comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas tem sido estudado experimentalmente por poucos pesquisadores. HOBBS & STEIN (1957) desenvolveram um modo de solução pela teoria da elasticidade bidimensional e ensaiaram setenta modelos, com armaduras compostas por barras retas e curvas nas extremidades. Eles concluíram que os blocos com barras curvas foram mais eficientes que aqueles com barras retas. MAUTONI (1972), estudando a resistência dos blocos sobre duas estacas em relação à força cortante, formulou um critério para o cálculo da força de ruína e para a determinação da porcentagem de armadura crítica, a qual determina a forma de ruína.

BLÉVOT & FRÉMY (1967) realizaram ensaios em cem blocos sobre estacas com a finalidade de estudar a influência de diferentes arranjos de armadura. Em blocos sobre quatro estacas eles constataram que, distribuindo a armadura uniformemente, a força última é reduzida de 20 % em comparação com blocos com a mesma taxa de armadura porém, dispostas sobre as estacas. Em blocos sobre três estacas essa redução foi de 50 %.

CLARKE (1973) ensaiou quinze blocos (escala 1:2) sobre quatro estacas para estudar a influência da disposição da armadura e a ancoragem das barras.

Distribuindo a armadura uniformemente encontrou uma redução da força de ruína de 14 % e, para os blocos com armadura concentrada sobre estacas, observou que a ancoragem das barras foi influenciada pela ação confinante das bielas de compressão.

GOGATE & SABNIS (1980) sugeriram um procedimento para o projeto de blocos sobre estacas. Através de ensaios executados em blocos sobre quatro estacas, variando a quantidade das armaduras distribuídas, estes autores concluíram que a taxa de armadura acima de 0,2 % tem pouca ou nenhuma influência na força de ruína e a ruína foi identificada por um cone sob o pilar.

ADEBAR, KUCHMA & COLLINS (1990) conduziram ensaios em seis modelos de blocos sobre quatro estacas, para examinar a viabilidade do modelo tridimensional de bielas e tirantes em projetos de blocos sobre estacas. Eles concluíram que o modelo de bielas e tirantes pode estimar, com exatidão, o comportamento e a força de ruína dos blocos sobre estacas.

Recentemente, IYER & SAM (1991 e 1992) apresentaram uma solução geral baseada na teoria da elasticidade tridimensional para análise de blocos sobre qualquer número de estacas. Os mesmos autores, em 1995, estudaram o comportamento de blocos sobre duas e quatro estacas através de uma análise tridimensional não-linear, pelo método dos elementos finitos, e contribuíram, em 1996, com uma análise tridimensional fotoelástica para o estudo desses elementos estruturais. As principais conclusões obtidas por estes autores estão apresentadas no item 2.3 do Capítulo 2.

1.2. Objetivos

Com este trabalho pretendeu-se estudar o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas, submetidos à ação de força centrada, igualmente projetados, conservando a armadura principal, porém, variando as armaduras secundárias e o diâmetro das estacas. Blocos rígidos são aqueles que apresentam a distância entre as faces do pilar e do bloco menor ou igual 1,5 vez a 2,0 vezes a altura do bloco.

O objetivo principal foi o estudo do desenvolvimento das fissuras e o modo de ruína, através de ensaios experimentais desses blocos em escala real, devidamente instrumentados, para análise das deformações nas barras das armaduras principais e

secundárias, nas bielas de compressão, nas zonas nodais inferiores e superiores e nas faces laterais do bloco, em função da força aplicada no pilar e das reações nas estacas.

Além do estudo experimental, foi desenvolvida análise numérica tridimensional e não linear, pelo método dos elementos finitos, considerando os mesmos elementos estruturais, embora desprovidos de armaduras. A análise se concentrou no progresso das tensões normais principais, das deformações totais e plásticas principais e dos deslocamentos na força característica e de cálculo, previamente estimadas por métodos usuais de dimensionamento.

1.3. Estrutura da tese

A Tese se encontra dividida em sete capítulos. O primeiro se refere à introdução do tema, envolvendo um pequeno histórico e os objetivos do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica do tema e, frente a grande quantidade de informação encontrada a respeito de blocos sobre estacas e, ao lento avanço das pesquisas nacionais a respeito dos mesmos, esta revisão é apresentada dividida em quatro itens principais:

- a) O item 1 faz uma introdução breve do que trata o capítulo;
- b) O item 2 apresenta um resumo dos resultados das pesquisas mais recentes a respeito do tema, com a finalidade de atualizar o leitor frente aos avanços dos conhecimentos do comportamento de blocos sobre estacas.
- c) O item 3 descreve os métodos de dimensionamento de blocos sobre estacas mais utilizados na prática da engenharia brasileira, dando base para o projeto dos blocos submetidos aos ensaios;
- d) O item 4 descreve os principais resultados experimentais encontrados em trabalhos científicos e as metodologias aplicadas nos ensaios, com a finalidade de orientar o trabalho experimental proposto.

O Capítulo 3 refere-se a uma análise numérica tridimensional do comportamento de blocos sobre estacas submetido a força centrada através do programa computacional de elementos finitos LUSAS (FEA,1990). Os modelos

utilizados para a análise numérica tiveram as condições de contorno, solicitações e mesmas dimensões dos modelos ensaiados em laboratório, embora desprovidos de armadura. Esta análise numérica teve como objetivo estudar o comportamento dos modelos frente à ação de força centrada observando a propagação e concentração das tensões principais, deformações totais e plásticas principais e deslocamentos.

O Capítulo 4 apresenta o projeto dos modelos experimentais submetidos aos ensaios em laboratório, assim como, modo construtivo, materiais empregados, controle desses materiais, instrumentação e metodologia utilizada nos ensaios. Os resultados dos ensaios e a análise do mesmos podem ser encontrados no Capítulo 5.

O Capítulo 6 traz as conclusões obtidas no trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras que envolvem o tema. Finalmente, seguem as Referências Bibliográficas e os Anexos.

1.4. Considerações finais

O pequeno histórico apresentado neste capítulo possibilitou uma visão geral do avanço das pesquisas referentes ao estudo do comportamento de blocos sobre estacas, desde BANERJEE (1956) a IYER & SAM (1995), passando por BLÉVOT (1967).

Os estudos mais recentes têm se concentrado nas análises elástica linear e não linear utilizando o método dos elementos finitos, embora aqueles baseados em análises experimentais ainda permanecem, ambos contribuindo, de modo significativo, ao avanço dos conhecimentos do comportamento desses elementos estruturais.

Nota-se que os estudos experimentais e numéricos caminham rumo a uma conciliação, onde um deve complementar o outro. Essa tendência levou a Pesquisadora a desenvolver, dentro das possibilidades disponíveis, duas análises: uma numérica, baseada na não linearidade física através do método dos elementos finitos e outra, experimental, baseada na observação do comportamento de modelos em escala real. Ambas as análises tornaram-se o fundamento desse trabalho sendo descritas e discutidas nos capítulos correntes.

CAPÍTULO 2

Revisão Bibliográfica

2.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são expostas as pesquisas realizadas à respeito de blocos sobre estacas, englobando duas linhas de análises para o estudo do comportamento desses elementos estruturais: análise considerando a ruína do bloco, ou seja, o Modelo de Bielas e Tirantes e análise elástica baseada no Método dos Elementos Finitos.

Além disso, este capítulo apresenta os métodos usuais para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas, encontrados na literatura técnica nacional e internacional. Esses métodos são apresentados por diversos autores, embora sejam baseados no estudo preliminar de BLÉVOT (1967).

A experiência adquirida de profissionais da área técnica quanto ao modo de dimensionar esses elementos estruturais e os cuidados necessários para os casos particulares também são descritos neste capítulo.

O capítulo também descreve os principais ensaios experimentais realizados em blocos sobre estacas, encontrados na literatura técnica nacional e internacional com o objetivo de auxiliar a fase experimental deste trabalho, através das informações obtidas pelos autores. Os principais ensaios descritos são:

a) os ensaios de BLÉVOT (França, 1967), com blocos sobre duas, três e quatro estacas, trabalho clássico que inseriu o Método das Bielas para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas, e que vem sendo utilizado até os dias atuais.

b) os ensaios de MAUTONI (Brasil, 1972) com blocos sobre duas estacas, alterando a disposição da armadura e contribuindo para o conhecimento do comportamento estrutural dos mesmos.

2.2. Modelo de bielas e tirantes

2.2.1. Generalidades

Os processos usuais para cálculo dos esforços solicitantes, utilizados para o dimensionamento dos blocos sobre estacas, não oferecem aos projetistas um entendimento claro do comportamento físico desses elementos estruturais.

O procedimento para projeto de blocos sobre estacas de acordo com o *ACI 318 (1983)*, considera duas etapas de cálculo, baseadas na capacidade resistente à força cisalhante e ao momento fletor, como se apresenta a seguir:

a) Determina-se a altura mínima do bloco de modo que a capacidade para resistir força cortante seja maior que o esforço solicitante na seção de referência. Esta etapa é governada pela mais severa de duas condições. Na primeira a seção crítica é definida por um plano que dista “d” da face do pilar, onde “d” é a altura útil do bloco, e na segunda a seção crítica é definida a partir de “d/2” do perímetro do pilar.

b) A armadura longitudinal é determinada com base nas hipóteses usuais para projeto de vigas de concreto armado.

O *CRSI Handbook (1992)* sugere que os procedimentos para projeto através do *ACI 318 (1983)*, definidos na primeira etapa, não devem ser aplicados em blocos sobre estacas com grandes alturas, ou seja, rígidos.

O modelo de bielas e tirantes (MARTI, 1985; COLLINS & MITCHELL, 1986; SCHLAICH et al., 1987) considera o fluxo completo das tensões dentro do elemento estrutural e não apenas uma seção particular. O caminho interno da ação no concreto armado fissurado é aproximado por uma barra idealizada.

Assim, zonas do concreto submetidas a esforços de compressão são modeladas por bielas de compressão, enquanto que as zonas de tração, definidas pelas barras da armadura principal são modeladas por tirantes (Figura 2.1). As áreas, onde as bielas de compressão e os tirantes se encontram são denominadas de zonas nodais (Figura 2.2).

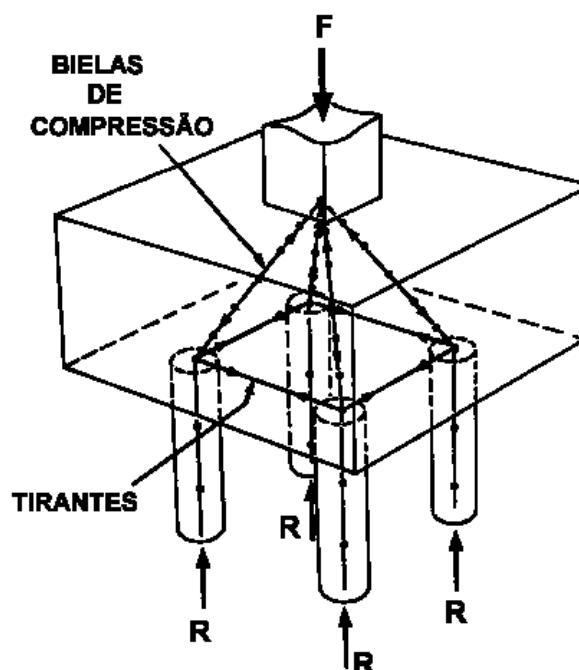


Figura 2.1. Modelo de bielas e tirantes tridimensional para blocos sobre quatro estacas (ADEBAR et al., 1990)

O modelo de bielas e tirantes é utilizado para dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas submetidos à ação aplicada pelo pilar. Blocos rígidos são aqueles que apresentam a distância entre as faces do pilar e do bloco menor ou igual 1,5 vez a 2,0 vezes a altura do bloco. Este modelo não separa o dimensionamento com relação ao momento fletor e à força cortante; somente envolve limites para as tensões no concreto de modo a garantir que as barras da armadura dos tirantes escoem antes da ruptura do concreto.

Com respeito à armadura, definida pelos tirantes, esta deve estar devidamente ancorada nas zonas nodais para garantir sua função. Quanto à armadura adicional distribuída na base, esta é adotada para garantir que a estrutura tenha ductilidade suficiente para se adaptar ao sistema de forças internas.

Muitos estudos experimentais têm confirmado a validade do modelo de bielas e tirantes em vigas. Entretanto, os blocos sobre estacas são elementos estruturais com comportamentos que diferem daqueles apresentados pelas vigas, pois além de não terem usualmente armadura transversal, possuem baixa taxa de armadura longitudinal.

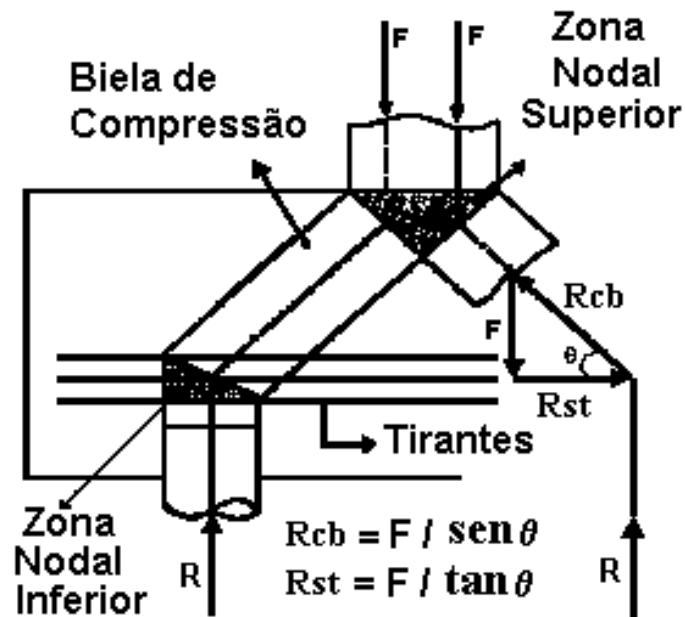


Figura 2.2. Zonas Nodais (ADEBAR et al., 1990)

2.2.2. Resultados experimentais

ADEBAR et al. (1990) realizaram ensaios em seis tipos de blocos de concreto, sobre estacas de altura média de 600 mm, com força aplicada em uma área de 300 mm x 300 mm. As estacas eram em concreto armado de 200 mm de diâmetro e com 100 mm da cabeça do fuste embutido no bloco de concreto (Figura 2.3). O concreto utilizado tinha resistência característica à compressão de 20 MPa e o aço com resistência característica ao escoamento de 500 MPa.

2.2.2.1. Tipos de blocos sobre estacas

Os tipos de blocos se diferenciavam pelo arranjo da armadura (Figura 2.4). A Tabela 2.1 apresenta o resumo das armaduras utilizadas para o dimensionamento dos blocos. Assim, definiram-se os cinco primeiros tipos de blocos com quatro estacas e o último com seis estacas, como se segue:

Bloco A - Dimensionado segundo o *ACI 318 (1983)*, previa força de ruína em torno de 2000 kN.

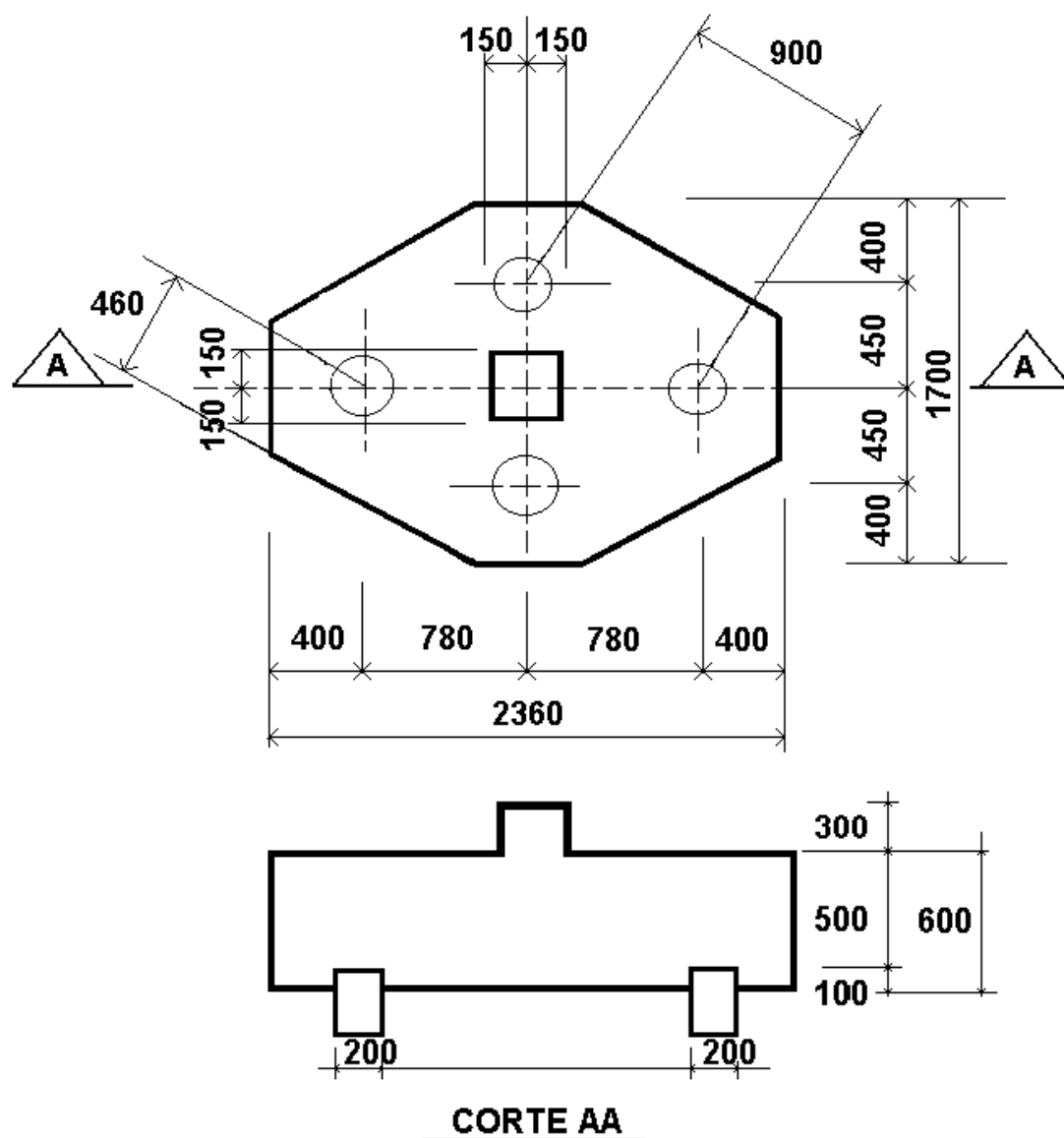


Figura 2.3. Medidas em milímetros dos blocos ensaiados

Bloco B - Dimensionado pelo Modelo de Bielas e Tirantes, previa força de ruína também em torno de 2000 kN.

Bloco C - Dimensionado pelo Modelo de Bielas e Tirantes, prevendo força de ruína de 3000 kN.

Bloco D - Projetado com o dobro de armadura do Bloco B.

Bloco E - Igual ao Bloco D, com armadura distribuída sugerida pelo *ACI*.

Bloco F - Igual ao Bloco D, embora os quatro cantos do bloco de concreto foram retirados com a finalidade de testar a hipótese de comportamento de viga

sugerido pelo *ACI 318 (1983)*. Segundo este, o Bloco F teria uma redução de resistência sendo comparável ao Bloco D. Já o Modelo das Bielas e Tirantes previa que os Blocos D e F teriam essencialmente a mesma resistência.

Tabela 2.1. Resumo da armadura dos blocos, ADEBAR et al., 1990

Determinação	Armadura	Área (cm ²)	Comprimento (mm)
TA1	9 ϕ 11,3 c/ 260	-	440
TA2	15 ϕ 11,3 c/ 100	-	450
TB1	4 ϕ 11,3 c/ 70	4	340
	4 ϕ 11,3 c/ 70	4	390
	4 ϕ 11,3 c/ 70	<u>4</u>	440
		12	
TB2	6 ϕ 11,3 c/ 45	8	350
	8 ϕ 11,3 c/ 45	8	400
	8 ϕ 11,3 c/ 45	<u>6</u>	450
		22	
TC2	3 ϕ 11,3 c/ 45	3	340
	5 ϕ 11,3 c/ 45	5	390
	3 ϕ 11,3 c/ 45	<u>3</u>	440
		11	
TC3	7 ϕ 11,3 c/ 45	7	350
	7 ϕ 11,3 c/ 45	7	400
	7 ϕ 11,3 c/ 45	<u>7</u>	450
		21	
TD1	4 ϕ 16,0 c/ 70	8	330
	4 ϕ 16,0 c/ 70	8	380
	4 ϕ 16,0 c/ 70	<u>8</u>	430
		24	
TD2	8 ϕ 16,0 c/ 45	16	350
	8 ϕ 16,0 c/ 45	16	400
	8 ϕ 16,0 c/ 45	<u>16</u>	450
		48	
TE3	9 ϕ 11,3 c/ 210	9	495
TE4	5 ϕ 11,3 c/ 240	5	185
TE5	1 ϕ 11,3	1	250
	1 ϕ 11,3	1	352
	1 ϕ 16,0	2	400
	1 ϕ 16,0	2	470

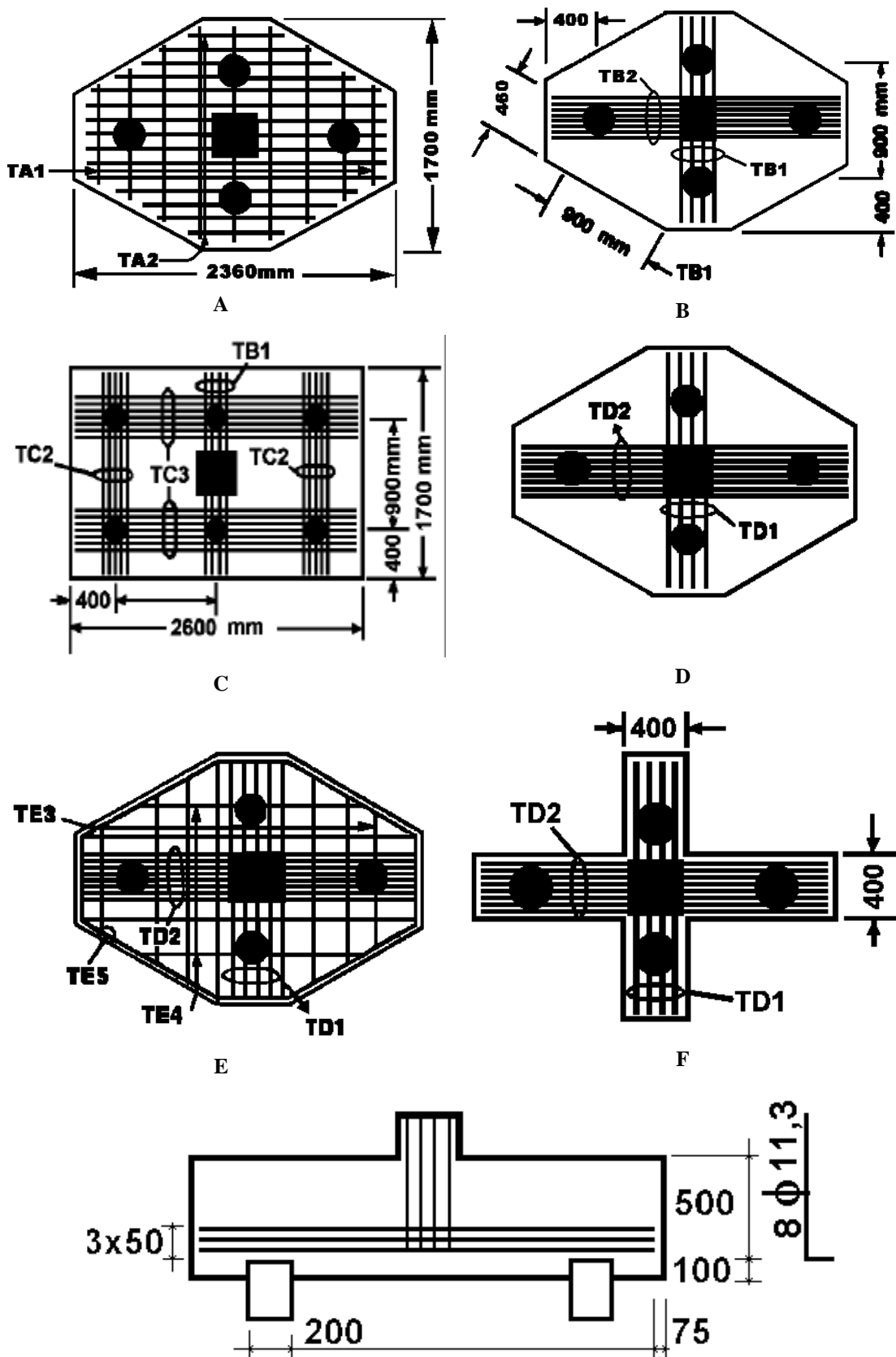


Figura 2.4. Tipos de blocos ensaiados (ADEBAR et al., 1990)

2.2.2.2. Instrumentação e metodologia

Os autores utilizaram células de carga para medir a força aplicada nos blocos sobre estacas e a força suportada por cada estaca. Os deslocamentos verticais e horizontais dos blocos foram obtidos através da leitura de transdutores de deslocamentos e extensômetros mecânicos.

Em vários locais ao longo das barras da armadura e sobre algumas superfícies do concreto foram instalados *strain - gages*. As deformações localizadas dentro do concreto foram obtidas também por *strain - gages* embutidos e distribuídos no concreto dos blocos.

A força foi aplicada nos blocos em aproximadamente 10 estágios de deformação até atingir a força de ruína. Entre esses estágios, foram realizadas leituras das deformações e foi observado o comportamento dos blocos, com relação ao progresso de fissuração.

2.2.2.3. Observações experimentais

As observações experimentais se concentraram nos seguintes pontos:

- a) Relações força x deslocamento;
- b) Deslocamento central do bloco sobre estacas;
- c) Força distribuída entre estacas;
- d) Deformações nas barras da armadura e forças de fissuração e ruína.

2.2.2.3.1. Comportamento dos blocos sobre estacas

Bloco A - Rompeu com 1781 kN, aproximadamente 83 % da força prevista utilizando os critérios do *ACI 318 (1983)*. A ruína se deu em forma de cone e a armadura de flexão sofreu escoamento antes da ruptura do concreto.

Bloco B - Um maior quinhão de força foi inicialmente suportado pelas duas estacas junto ao pilar. Depois que, na direção de menor comprimento entre estacas, o tirante escoou, a distribuição da força entre as estacas sofreu alteração.

O bloco rompeu antes que ocorresse uma redistribuição significativa da força entre estacas. O bloco resistiu a uma força máxima de 2189 kN, 10 % maior que a prevista, e o tirante não sofreu escoamento na direção de maior distância entre estacas.

Bloco C - O maior quinhão de força foi resistido pelas duas estacas junto ao pilar, enquanto as outras quatro estacas suportaram menores forças. A deformação do tirante entre as duas estacas centrais, embora pequena, atingiu a deformação limite de escoamento. A ruína ocorreu sob força de 2892 kN. O cone de punção se estendeu desde as faces externas do pilar até as bordas internas das estacas. A força suportada pelas estacas junto ao pilar foi de 1150 kN.

Blocos D e E - Esses blocos romperam antes do escoamento do tirante e apresentaram cones de punção bastante característicos. O bloco D rompeu com força de 3222 kN e as estacas suportaram uma força de 1119 kN. Já o bloco E rompeu com 2709 kN e as suas estacas suportaram força máxima de 1655 kN.

Bloco F - O bloco se comportou como duas vigas interseptadas ortogonalmente pelo meio. A ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento com força de 3026 kN e força nas estacas de 1077 kN. Nenhuma armadura longitudinal escoou.

2.2.2.3.2. Análise teórica com os critérios do ACI 318 (1983)

O procedimento para cálculo através do ACI 318 (1983) é dividido em duas fases distintas: dimensionamento por momento fletor e por força cortante.

O ACI 318 (1983) especifica a localização da seção para cálculo do momento fletor como sendo a base do bloco sobre estacas e a quantidade de armadura longitudinal a ser distribuída nesta base é determinada pelos procedimentos usuais de cálculo de elementos de concreto armado.

A força cortante na base é governada pela mais severa das duas condições abaixo:

Comportamento de viga - A base é considerada como uma viga extensa. A seção crítica é definida por um plano que dista “d” da face do pilar, onde “d” é a altura útil do bloco.

Comportamento por “dois caminhos” cisalhantes - A ruína ocorre pela punção ao longo de um cone. A superfície crítica é definida a partir de “d/2” do perímetro do pilar.

Neste trabalho os procedimentos do *ACI 318* (1983) foram utilizados para prever as forças de ruína à flexão, embora todos os blocos tenham rompido pela ação da força cortante. As expressões de cálculo sugeridas pela análise por comportamento em “dois caminhos” cisalhantes não consideram a soma das áreas das armaduras longitudinais.

A hipótese considerada pelo *ACI 318* (1983), na qual a largura do bloco resiste uniformemente ao momento fletor aplicado, não foi verificada pelos resultados experimentais. As deformações por compressão na superfície apresentaram-se relativamente baixas e longe de serem uniformes, indicando que o momento fletor foi resistido significativamente pela porção central do bloco, como sugerido pelo modelo de bielas e tirantes.

As deformações por compressão alcançaram seus valores máximos no local onde o modelo de bielas e tirantes sugere ser o centro das bielas de compressão.

2.2.2.3.3. Ruína das bielas de compressão

O modelo de bielas e tirantes sugere que as zonas referentes às bielas de compressão transmitem a força e que a ruína ocorre quando a tensão em uma biela de compressão atinge um valor limite.

Quando um tirante cruza uma biela de compressão, a deformação produzida pode reduzir a capacidade do concreto de resistir às forças de compressão. Em blocos sobre estacas este cruzamento ocorre apenas sobre as estacas.

No bloco C, as deformações mais expressivas se apresentaram em altos níveis de carregamento, entre a força de fissuração e a força de ruína. As deformações principais de compressão não alcançaram altos valores e as deformações principais

de tração foram pequenas. Essas observações indicaram que as bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto.

Acredita-se que a ruptura do tirante diagonal no concreto foi o mecanismo crítico envolvido nas ruínas por cisalhamento dos blocos sobre estacas ensaiados. A ausência de armadura para controlar a fissuração na diagonal permitia que essa fissuração ocorresse devido à propagação rápida das tensões nas bielas através do bloco (Figuras 2.5 e 2.6).

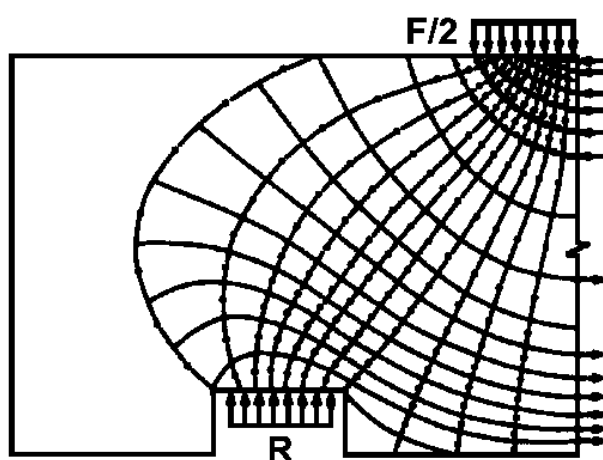


Figura 2.5. Trajetórias de tensões elástico-lineares (ADEBAR et al., 1990)

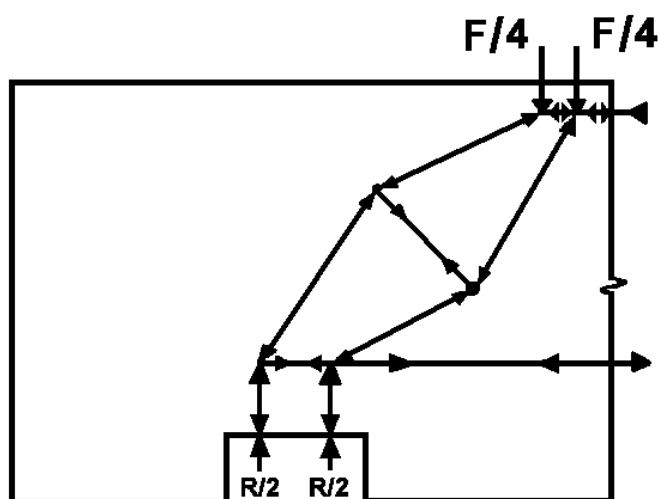


Figura 2.6. Modelo refinado de bielas e tirantes (ADEBAR et al., 1990)

Essa distribuição no início do carregamento foi proporcional às rigidezes das estacas. Como poucas fissuras ocorreram nos blocos antes da ruptura, houve pequena redistribuição das forças nas estacas.

2.2.2.4. Análise dos resultados e conclusões

a) Os procedimentos indicados no *ACI 318 (1983)* não foram compatíveis com os resultados experimentais. Isso se deveu ao fato do critério do *ACI* não levar em conta a altura útil do bloco e desprezar a influência da quantidade e distribuição das barras da armadura longitudinal.

b) Blocos com grandes alturas sofreram grandes deformações pouco antes da ruína, pois não tiveram flexibilidade necessária para distribuir uniformemente as forças nas estacas.

c) Os blocos sobre estacas não se comportaram como vigas. Somente uma zona na região central do bloco resistiu significativamente à força.

d) O modelo de bielas e tirantes representou melhor o comportamento estrutural dos blocos. A força pela qual o bloco rompeu por cisalhamento na seção distante “ $d/2$ ” do perímetro do pilar dependeu da quantidade de armadura longitudinal.

e) As bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto. A ruína ocorreu depois que uma biela de compressão sofreu cisalhamento longitudinal em decorrência das tensões transversais causadas pela expansão das tensões de compressão (Figuras 2.5 e 2.6). As tensões nas bielas devem ser limitadas pela resistência característica de compressão do concreto f_{ck} .

2.2.3. Tensões nas bielas de compressão

ADEBAR & ZHOU (1993) relataram que o valor da tensão limite nas bielas para o concreto sujeito aos esforços de cisalhamento depende da quantidade de armadura, representada pelos tirantes. Se o bloco contém armadura suficiente, em direções apropriadas, pode-se conseguir um bom controle de fissuração e as tensões

de compressão no concreto podem ser limitadas pela resistência ao esmagamento do concreto, a qual depende da deformação na armadura principal.

Por outro lado, se o bloco não está adequadamente armado para controlar a fissuração é mais apropriado limitar as tensões de tração no concreto as quais dependem da largura da fissura diagonal. Para o concreto com pouquíssima ou sem armadura, as tensões de tração devem ser limitadas e, conseqüentemente, a fissuração na diagonal pode ser evitada.

De acordo com o modelo de bielas e tirantes representado pela Figura 2.1, o fluxo de tensões de compressão na biela diagonal se expande para manter compatibilidade entre as deformações no concreto. Esta expansão causa compressão biaxial e triaxial na zona nodal, e esforços transversais de tração próximos à metade da altura da biela. O modelo refinado inclui um tirante para resistir a esses esforços (Figuras 2.5 e 2.6).

Antes de empregar o modelo refinado de bielas e tirantes, um modelo simples pode ser usado em combinação com a capacidade das tensões limites. A Figura 2.7 mostra a influência da razão de dispersão na capacidade das tensões, em causar fendilhamento transversal no campo das tensões planas. Baseando-se na Figura 2.7, SCHLAICH, SCHÄFER e JENNEWEIN (1987) sugeriram que as tensões de compressão no concreto podem ser consideradas seguras se o valor máximo das tensões em toda zona nodal for limitada por $0,6 f_{ck}$.

Os resultados de estudos experimentais têm demonstrado que o modelo de bielas e tirantes é o método de cálculo mais apropriado para blocos rígidos sobre estacas em comparação com o método do *ACI 318 (1983)*, porque melhor representa o comportamento observado experimentalmente.

Nos projetos de blocos utiliza-se uma armadura distribuída nas regiões que sofrem solicitações à tração para controle de aberturas de fissuras na base. As bielas de compressão diagonais que transferem solicitações em blocos sobre estacas não são armadas transversalmente. Deste modo, é necessária a verificação das tensões de tração no concreto nesta região para evitar o fendilhamento transversal.

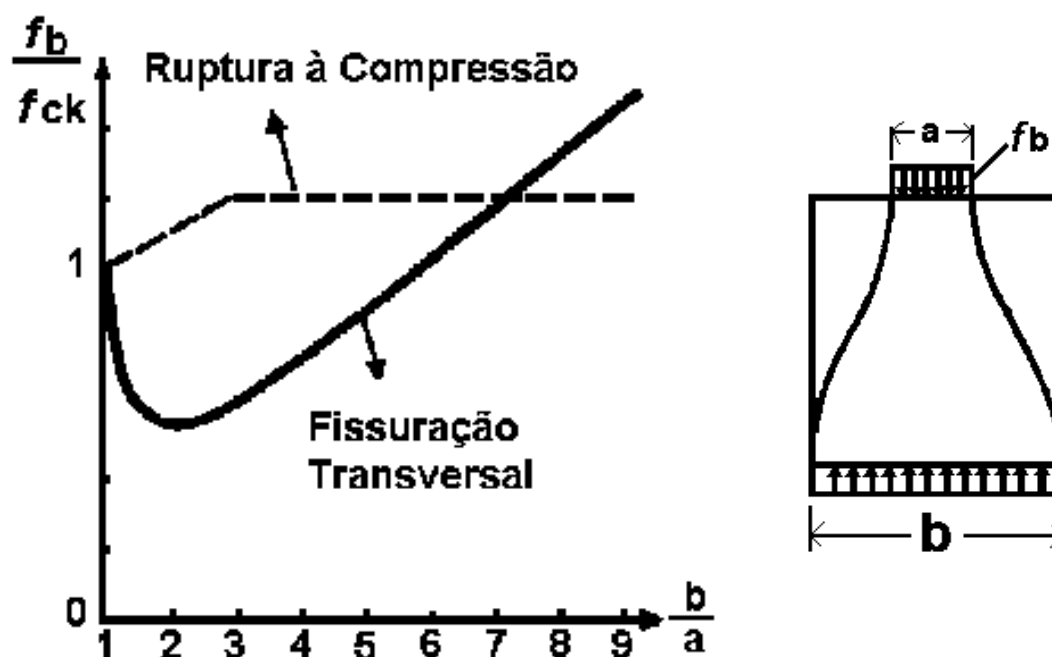


Figura 2.7. Capacidades máximas de tensões para causar fendilhamento transversal no campo das tensões planas (ADEBAR & ZHOU, 1993)

O *ACI 318 (1989)* permite valores de tensões de compressão mais altos como $2 \times 0,85f_{ck} = 1,7f_{ck}$, se a área solicitada for confinada pelo concreto ou por armadura. Entretanto, este limite é utilizado para prevenir o esmagamento do concreto nas zonas nodais e não impedir uma ruína por cisalhamento devido ao fendilhamento transversal da biela comprimida.

A maioria dos ensaios experimentais realizados em blocos sobre estacas mostrou a ocorrência de ruína por cisalhamento, logo que se formou a primeira fissura diagonal, antes do escoamento da armadura. A média dos valores das tensões de compressão nas bielas em etapa próxima à ruína foi $1,2 f_{ck}$, para blocos com mesma geometria.

Para estudar o fendilhamento das bielas, ADEBAR & ZHOU (1993) utilizaram o método de elementos finitos elástico linear para determinar as tensões triaxiais na etapa de ensaios em que surgiria a primeira fissura, em cilindros de vários diâmetros D e altura H sujeitos à compressão axial, sobre uma área de carregamento circular de tamanho constante e diâmetro d (Figura 2.8).

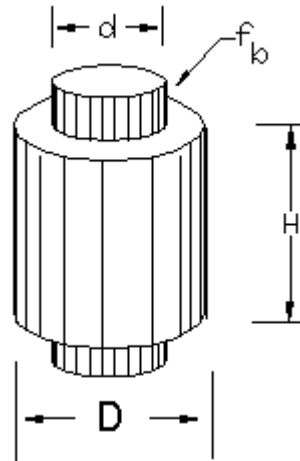


Figura 2.8. Cilindro submetido à compressão axial (ADEBAR & ZHOU, 1993)

As linhas tracejadas na Figura 2.9 sintetizam os resultados analíticos para a influência de D/d e H/d com relação à capacidade de resistência à fissuração, supondo a razão entre as resistências características de compressão e tração igual a 15. Quando $D/d = 1$, o cilindro está sujeito a compressão uniaxial, enquanto, quando $D/d > 1$ as tensões de compressão expandem-se produzindo compressão triaxial junto à superfície carregada, e tração biaxial próxima à metade da altura do cilindro.

Baseados nos resultados de estudos analíticos e experimentais, ADEBAR & ZHOU (1993) sugeriram que, quando se trata de projeto de elementos estruturais de grandes alturas, sem armadura suficiente para garantir redistribuição de esforços depois da fissuração, a capacidade máxima das tensões nas zonas nodais deve ser limitada por:

$$f_b \leq 0,6f_{ck}(1+2ab) \quad (1)$$

onde:

$$a = 0,33 \cdot [\sqrt{A_2 / A_1} - 1] \leq 1 \quad (1a)$$

$$0 \leq b \leq 0,33 \cdot (h/b - 1) \leq 1 \quad (1b)$$

onde A_1 é a área onde atua o carregamento e A_2 onde atua a reação ao carregamento.

A razão $\sqrt{A_2/A_1}$ está definida no *ACI 318-89*, e corresponde a D/d da biela idealizada e estudada analiticamente. A razão h/b representa a relação altura/largura da biela de compressão (igual a H/d para o estudo idealizado).

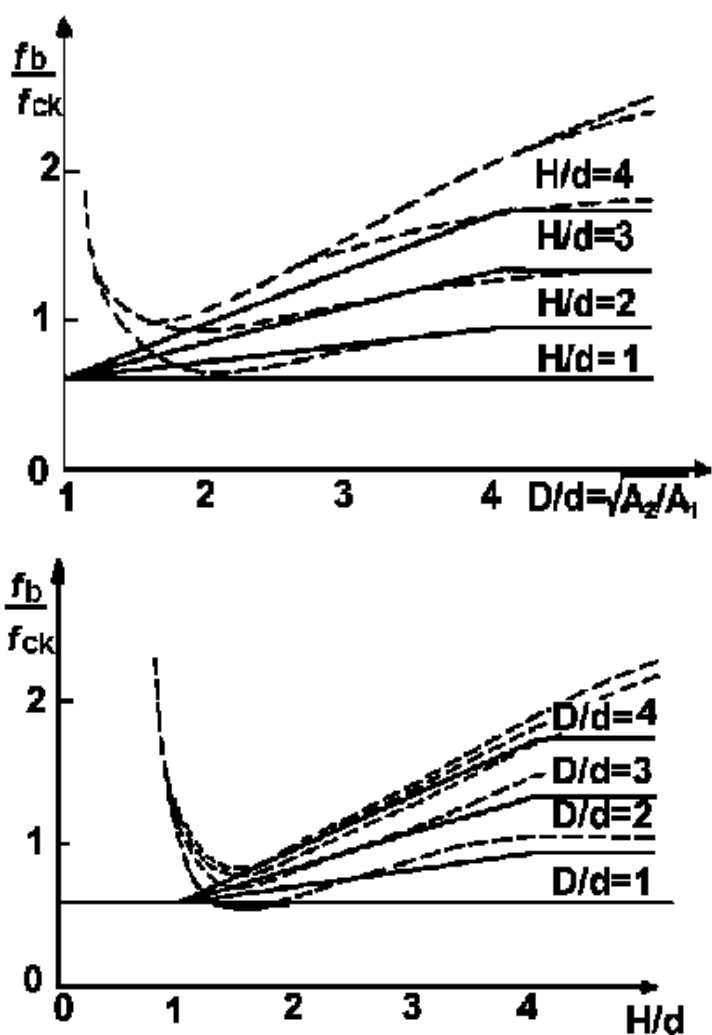


Figura 2.9. Influência do confinamento (D/d) e da altura (H/d) na capacidade das tensões para causar fendilhamento transversal: previsões analíticas (linhas tracejadas) e recomendações para projeto dadas pela Equação 1 (linhas cheias) (ADEBAR & ZHOU, 1993)

2.2.3.1. Aplicação em blocos sobre estacas

Em um trabalho mais recente, ADEBAR & ZHOU (1995) propuseram uma aplicação de seu trabalho anterior, de 1993, para blocos rígidos sobre estacas. Para a estimativa da máxima capacidade de tensão usando a Equação 1 para a zona nodal superior, onde duas ou mais bielas de compressão se encontram, a expressão referente à proporção da biela de compressão pode ser aproximada por $h/b @ 2d/c$,

onde d é a altura útil do bloco sobre estaca e c é a dimensão do pilar quadrado. No caso de pilar de seção circular, o diâmetro pode ser usado no lugar de c .

Para o cálculo da resistência para a zona nodal inferior, onde somente uma biela de compressão é ancorada, a expressão da proporção da biela de compressão pode ser aproximada por $h/b @ d/d_p$, onde d_p é o diâmetro da estaca circular.

Os limites propostos de resistência são significativos para prevenir a ruína por cisalhamento de blocos rígidos de estacas, e não deve ser suficiente para prevenir a mesma ruína em blocos esbeltos.

Um procedimento geral para o dimensionamento por cisalhamento para blocos sobre estacas de qualquer altura pode ser acompanhado como segue:

a) A altura (d) inicial do bloco sobre estacas é estimada utilizando os procedimentos de “um e dois caminhos” para a seção de referência para a força cortante, pelo *ACI 318 (1989)*. No caso de “um caminho” cisalhante, a seção crítica deve ser considerada à distância d da face do pilar, e qualquer reação da estaca dentro da seção crítica deve ser ignorada.

b) As tensões na zona nodal devem ficar menores do que a resistência calculada com a expressão 1. Se necessário, a altura do bloco sobre estacas deve ser acrescida de β , ou as dimensões do bloco sobre estacas devem ser aumentadas de α ; em sequência, para aumentar o confinamento nas zonas nodais, senão a capacidade das tensões precisariam ser reduzidas pelo aumento das dimensões do pilar ou das estacas.

2.2.3.2. Comparação entre os resultados experimentais

No caso de cisalhamento por “um caminho”, do *ACI*, duas considerações diferentes podem ser feitas. A primeira envolve a hipótese de que a seção crítica está d da face do pilar (1977), enquanto que a segunda, é a própria face do pilar (1983).

No método proposto por ADEBAR & ZHOU (1995), a capacidade ao cisalhamento é a força máxima no pilar, limitada pela tensão na zona nodal dada pela equação 1, enquanto a capacidade à flexão é a força máxima no pilar, limitada pelo escoamento da armadura longitudinal. A capacidade à flexão depende rigorosamente

da inclinação da biela de compressão, a qual é definida pela localização das zonas nodais. As zonas nodais inferiores estão localizadas no centro das estacas ao nível da armadura longitudinal, enquanto a zona nodal superior está no topo da superfície do bloco de estacas, a um quarto do centro do pilar.

2.3. Análise pelo método dos elementos finitos

IYER, P. K. & SAM, C. têm desenvolvido trabalhos para estudar o comportamento estrutural de blocos sobre estacas, considerando-os como elementos tridimensionais pelo método dos elementos finitos, através de análises baseadas na teoria da elasticidade e de análises não lineares.

2.3.1. Análise elástica tridimensional

Estudando blocos sobre três estacas através de uma análise elástica tridimensional, IYER & SAM (1991) apresentaram uma solução para as equações da teoria da elasticidade, dadas em termos do vetor de Galerkin, e as componentes desse vetor expressas como séries duplas de Fourier. No método proposto, as distribuições das tensões no bloco foram obtidas considerando as condições de contorno pela superposição de quatro soluções elásticas tridimensionais, para um bloco retangular sujeito a diferentes carregamentos em suas faces opostas.

A Figura 2.10 apresenta o sistema de coordenadas utilizado para o bloco sobre estacas e a Figura 2.11, a notação para as dimensões dos blocos e para as posições, e a numeração das estacas. Vale ressaltar que o concreto armado foi considerado com comportamentos elástico linear, homogêneo e isotrópico. Deste modo, as seguintes conclusões puderam ser obtidas:

a) O valor máximo da tensão de tração na direção x (σ_x) foi desenvolvido ao longo da intersecção do plano yz com a face da base do bloco, na região compreendida entre as estacas 1 e 3, considerando a razão $h/e = 1$. Esta região mudava de posição em direção ao centro de gravidade, conforme a razão h/e diminuía.

b) O mesmo fato ocorreu com relação à tensão de tração máxima na direção z (σ_z), embora a região compreendida foi aquela próxima à face do pilar junto à estaca 2 para a razão $h/e = 1$.

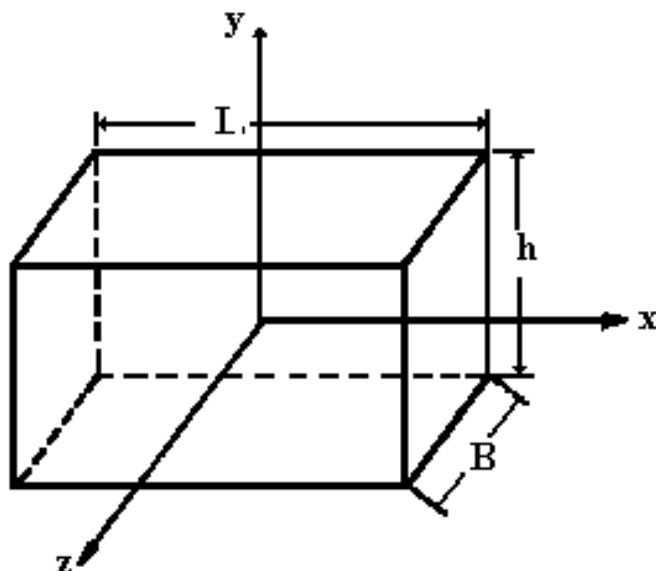


Figura 2.10. Sistema de coordenadas utilizado para o bloco retangular sobre estacas (IYER & SAM, 1991)

c) Quanto às tensões de cisalhamento τ_{xy} e τ_{yz} , altos valores foram desenvolvidos nas faces do pilar, e os picos dos valores máximos nessas faces se situaram entre $y = 0,4h$ e $y = 0,45h$ para a razão $h/e = 1$. Conforme esta razão decrescia, a localização dos valores máximos movia-se em direção à meia altura e a distribuição dessas tensões se aproximava de uma distribuição parabólica.

d) Com relação às faces das estacas, os valores máximos das tensões de cisalhamento τ_{yz} ocorreram na face interna da estaca 2, para y entre $-0,4h$ e $-0,45h$ para a razão $h/e = 1$. O mesmo fato ocorreu com relação às faces do pilar, conforme a razão h/e diminuía.

A mesma análise para blocos sobre duas e quatro estacas (Figuras 2.12 e 2.13) foi realizada um ano depois pelos mesmos autores IYER & SAM (1992), obtendo as seguintes conclusões:

compreendidos no intervalo de y/h entre 0,4 e 0,45. Entretanto, para razões h/e menores que 0,5, o máximo de τ_{xy} foi desenvolvido próximo à meia altura, indiferentemente dos planos considerados, e a distribuição dessa tensão se aproximou de uma parábola.

d) O valor máximo de τ_{yz} foi desenvolvido próximo à face do pilar ($z = \ell/2$) e esteve confinado pela região da largura do pilar ($x = \ell/2$). Os valores máximos desta tensão cisalhante se situaram entre $y/h = 0,4$ e $y/h = 0,45$ para todos os casos estudados.

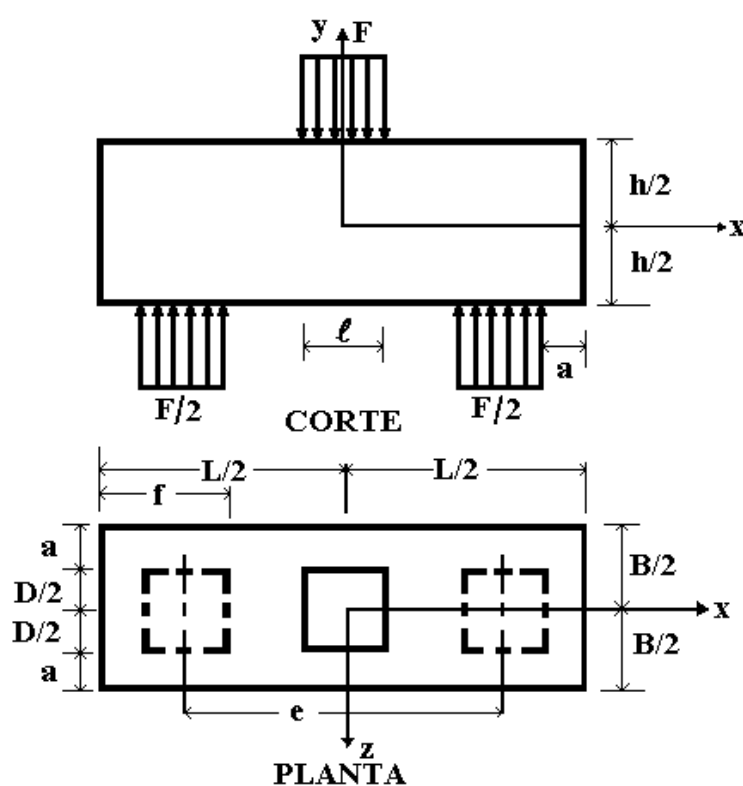


Figura 2.12. Dimensões dos blocos retangulares sobre duas estacas
(IYER & SAM, 1992)

Blocos sobre quatro estacas

a) Houve uma considerável variação no valor máximo da tensão de tração (σ_x) através da largura ($0 \leq z \leq B/2$), conforme a razão h/e decrescia.

b) Para razões h/e maiores que 0,5, os valores máximos de τ_{xy} e τ_{yz} foram desenvolvidos no plano periférico ao redor das faces do pilar ($x = \pm \ell/2$) e ($z = \pm \ell/2$).

Nesses planos os picos de máximas tensões de cisalhamento estavam entre $y/h = 0,4$ e $y/h = 0,45$. Entretanto, para baixas razões h/e , a tensão máxima cisalhante foi desenvolvida próxima à meia altura, indiferentemente dos planos periféricos considerados, e a distribuição se apresentou quase parabólica.

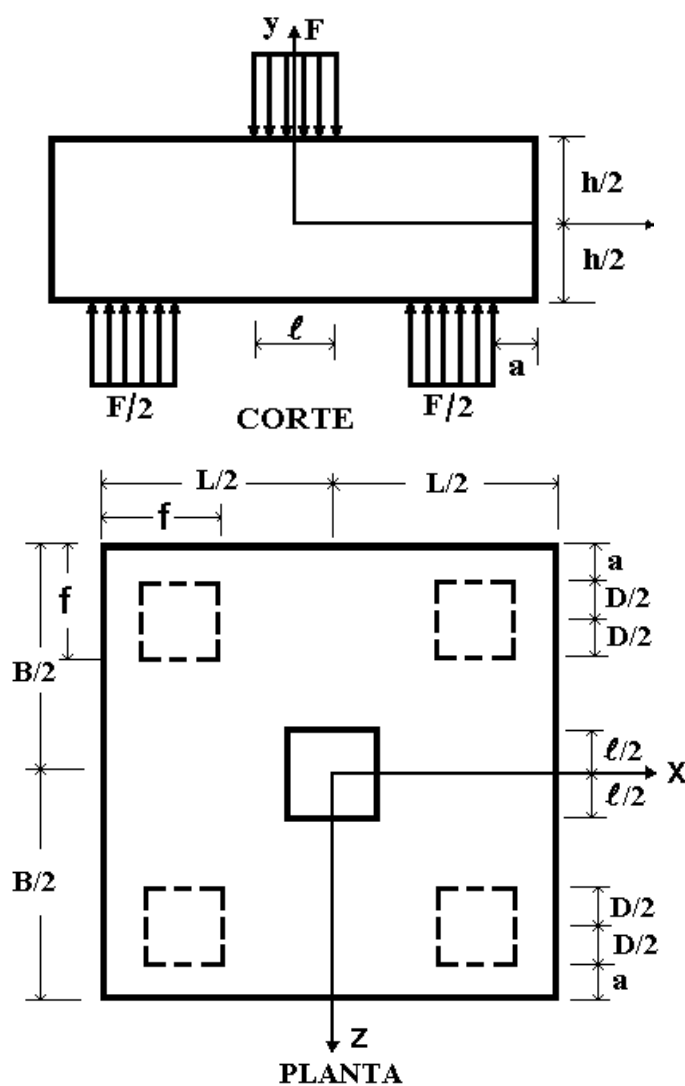


Figura 2.13. Dimensões dos blocos retangulares sobre quatro estacas
(IYER & SAM, 1992)

2.3.2. Análise tridimensional não-linear

Partindo de uma análise tridimensional não-linear por elementos finitos, IYER & SAM (1995) realizaram um estudo do comportamento de blocos de concreto

armado sobre duas e quatro estacas, sujeitos a diferentes carregamentos em suas faces opostas.

O objetivo do trabalho consistia em obter as características de força e deslocamento, as deformações na armadura, o modelo de fissuração e a força de ruína, levando em conta a história do carregamento e os efeitos da não-linearidade.

Os possíveis efeitos da não-linearidade considerados na análise foram: o comportamento multiaxial de compressão do concreto incluindo deformações plásticas, a fissuração do concreto, o escoamento da armadura de aço, *tension stiffening* e a alteração do coeficiente de Poisson (ν).

Os blocos foram modelados para análise numérica com iguais dimensões, geometria, resistência do concreto e taxa de armadura, embora com diferentes arranjos. Os resultados teóricos foram comparados com os experimentais em blocos de concreto armado. Da comparação entre os resultados teóricos e experimentais, levantaram-se as seguintes observações:

a) Os tipos de blocos sobre duas estacas com armadura concentrada sobre as estacas, assim como os tipos com armadura distribuída na largura do bloco resistiram aproximadamente a mesma força.

b) Os tipos de blocos sobre quatro estacas com armadura paralela aos lados e concentrada sobre a largura das estacas apresentaram maior capacidade de carga quando comparados com os blocos com armadura distribuída na largura do bloco e concentrada em diagonal sobre as estacas.

c) Para baixos níveis de força, o comportamento de viga foi predominante, enquanto para altos níveis, o bloco sobre estacas resistiu à força pela ação da biela, indiferentemente do arranjo da armadura.

d) A porção de concreto, abaixo do pilar, compreendida pela região entre as faces do pilar (no topo) e às faces internas das estacas (na base) foi esmagada e solicitada para romper por punção do pilar ou das estacas, independente do arranjo das armaduras.

e) A análise não-linear por elementos finitos, utilizando o modelo de material e o critério de ruína adotados no trabalho, foi capaz de estimar o comportamento e a força de ruína de blocos sobre estacas com apreciável exatidão.

2.3.3. Análise fotoelástica

Recentemente IYER & SAM (1996) estudaram o comportamento dos mesmos blocos retangulares sobre duas e quatro estacas considerados na análise tridimensional, agora através de uma análise fotoelástica tridimensional. Assim como na análise elástica tridimensional realizada anteriormente, os blocos possuíam diferentes razões entre altura e espaçamento entre as estacas e estavam sujeitos a diferentes carregamentos em suas faces opostas.

Os resultados dos ensaios fotoelásticos revelaram as regiões de altas tensões de tração para orientar o detalhamento da armadura. A investigação desses resultados proporcionou as seguintes conclusões:

Blocos sobre duas estacas

a) O valor máximo da tensão de tração na direção x (σ_x) na base do bloco foi quase uniforme através da largura e a variação desse valor máximo foi somente nominal. Este fato leva à necessidade de uma distribuição da armadura através da largura para os blocos sobre estacas de concreto armado.

b) Para valores relativamente baixos entre a altura e o espaçamento entre estacas, o máximo valor da tensão de tração (σ_z) que se desenvolveu na base foi significativo e, conseqüentemente, a armadura deve estar disposta também na menor direção.

c) A tensão cisalhante máxima (τ_{xy}) desenvolveu-se na face do pilar ($x = \ell/2$) e este valor de pico se encontrou no intervalo entre $y/h = 0,4$ e $y/h = 0,45$.

d) Quanto ao valor máximo de (τ_{yz}), este se desenvolveu na face do pilar, e seu pico se encontrou também no intervalo de y/h entre 0,4 e 0,45, em $z = \pm \ell/2$. Sua influência tornou-se insignificante para valores de x além da face do pilar.

Blocos sobre quatro estacas

a) A variação da tensão de tração máxima nas direções x e z (σ_x e σ_z), que se desenvolveu na base através da largura, aumentava conforme a razão h/e decrescia. A

distribuição da armadura em ambas as direções é necessária para absorver essas tensões no caso de blocos sobre estacas de concreto armado.

b) Os valores máximos da tensão de cisalhamento, referente à tensões τ_{xy} e τ_{yz} , desenvolveram-se no plano periférico ao redor da face do pilar e seus picos se encontraram entre $y/h = 0,4$ e $y/h = 0,45$.

c) As soluções obtidas pela fotoanálise tridimensional se aproximaram daquelas provenientes da análise pela teoria da elasticidade tridimensional, realizada pelos mesmos autores.

2.4. Métodos usuais de dimensionamento

De um modo geral, deve-se observar algumas recomendações de ordem prática para o dimensionamento dos blocos sobre estacas. Para facilitar a interpretação dessas recomendações, procurou-se padronizar a simbologia utilizada no cálculo dos parâmetros envolvidos seguindo a sugestão da NBR 7808 (1983) e a Figura 2.14, que representa a planta e o corte de um bloco sobre quatro estacas, utilizado como exemplo para as expressões que se seguem.

2.4.1. Recomendações práticas

2.4.1.1. Distância entre eixos das estacas (e)

Uma das recomendações se refere à distância entre os eixos das estacas que, segundo MONTROYA et al. (1973), deve ter no mínimo 2 vezes o diâmetro da estaca (D) e ser inferior a 75 cm, ou seja:

$$2 \cdot D \leq e \leq 75 \quad (\text{cm}) \quad (3)$$

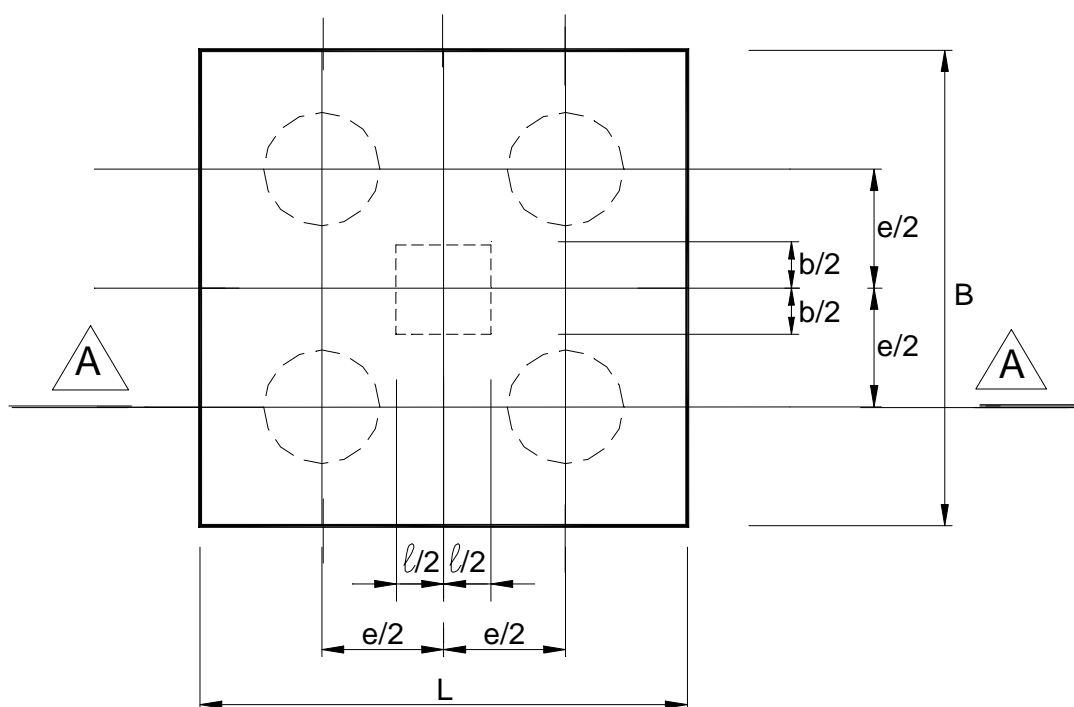
Já ALBIERO & CINTRA (1984) sugerem que a distância entre eixos das estacas seja no mínimo 2,5 e no máximo 3,0 vezes o diâmetro das mesmas:

$$2,5 \cdot D \leq e \leq 3,0 \cdot D \quad (4)$$

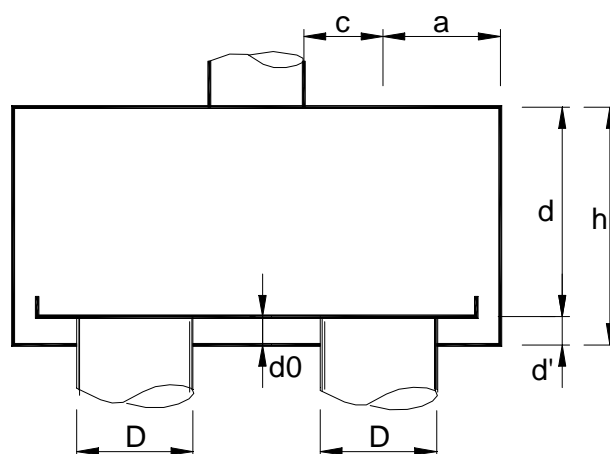
Estes extremos são considerados de acordo com o processo executivo das estacas, ou sejam:

a) Estacas Escavadas $\rightarrow e = 3,0 \cdot D$ (4a)

b) Estacas Cravadas $\rightarrow e = 2,5 \cdot D$ (4b)



PLANTA



CORTE AA

Figura 2.14. Parâmetros utilizados no dimensionamento de bloco sobre estacas

2.4.1.2. Distância entre face do pilar e o eixo da estaca (c)

ANDRADE (1993) sugere que esta distância seja maior ou igual à metade da altura do bloco (h) e menor ou igual a 1,5 vez a mesma, ou seja:

$$\frac{1}{2} \cdot h \leq c \leq 1,5 \cdot h \quad (5)$$

MONTOYA et al. (1973) somente sugerem um valor máximo para o parâmetro c, o qual deve ser 1,5 vez a altura (h) do bloco sobre estacas:

$$c \leq 1,5 \cdot h \quad (6)$$

2.4.1.3. Distância mínima entre eixo da estaca e face externa do bloco (a)

Esta distância faz parte das recomendações de ALONSO (1991) que a considera como sendo o maior valor entre as relações abaixo:

$$a \geq \begin{cases} r + d' + f \\ \frac{D}{2} + 15cm \end{cases} \quad (7)$$

onde:

r - raio do dobramento da armadura

d' - cobrimento da armadura (3 cm)

f - diâmetro da seção transversal da armadura

2.4.1.4. Embutimento das estacas (d_0)

As estacas, segundo MONTOYA et al. (1973), devem apresentar um embutimento na face inferior do bloco maior ou igual a 10 cm e uma distância entre o topo das estacas e o topo do bloco maior ou igual a 20 cm.

2.4.1.5. Altura (h)

A altura do bloco sobre estacas segundo sugestão de MONTOYA et al. (1973) deve ser maior ou igual a 30 cm para o bloco ser considerado rígido.

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad (8)$$

2.4.1.6. Altura útil (d)

A altura útil do bloco sobre estacas para que seja considerado rígido é sugerida pelo Boletim 73 do CEB-FIP (1970) e por ALONSO (1991) conforme as expressões abaixo, respectivamente:

$$d \leq 1,5 \cdot c \quad (9)$$

$$d \geq \frac{e}{2} \quad (10)$$

2.4.1.7. Armadura junto à face superior

O Boletim 73 do CEB-FIP (1970) sugere que a área das barras da armadura junto à face superior seja maior ou igual a 10 % da área da armadura principal A_{s1} , isto é:

$$A'_s \geq 0,10 \cdot A_{s1} \quad (11)$$

Já MONTOYA et al. (1973) consideram esta área igual a:

$$A'_s = \frac{1}{6} \cdot A_{s1} \quad (12)$$

2.4.1.8. Armadura de pele ($A_{s\ell}$)

A armadura de pele é recomendada para reduzir as aberturas de fissuras. MONTOYA et al. (1973) recomendam que as barras da armadura de pele tenham a

forma de estribos horizontais cuja área seja 0,5% da armadura principal, por face. Esta mesma área é recomendada para as barras dos estribos verticais.

$$A_{s\ell} = 0,005 \cdot A_{s1} \quad (13)$$

O Boletim 73 do CEB-FIP (1970) sugere armadura distribuída nas faces laterais em forma de barras longitudinais e estribos verticais. A área da total da armadura de pele é considerada em função da largura do bloco (B), do espaçamento das barras (s) e da rugosidade das mesmas, ou seja:

$$A_{s\ell} = 0,0020 \cdot B \cdot s \rightarrow \text{barras corrugadas} \quad (14)$$

$$A_{s\ell} = 0,0025 \cdot B \cdot s \rightarrow \text{barras lisas} \quad (15)$$

Obs: Para $B > h/2$ substituir B por $h/2$.

A área da seção transversal da armadura de pele, segundo ALONSO (1991), deve apresentar um oitavo da seção total da armadura principal, em cada face do bloco.

$$A_{s\ell} = \frac{1}{8} \cdot A_{s1} \quad (16)$$

2.4.1.9. Armadura de distribuição ou em malha ($A_{sdistr.}$)

A NBR 6118 (1978) indica que a área da seção transversal da armadura de distribuição deve ser um quinto da armadura principal.

$$A_{sdistr} = \frac{1}{5} \cdot A_{s1} \quad (17)$$

2.4.1.10. Esforço cortante

A seção de referência para análise do esforço cortante (S_2) deve estar situada a $d/2$ da face do pilar segundo o Boletim 73 do CEB-FIP (1970). Deste modo define-se uma distância c_2 como sendo:

$$c_2 = c - d / 2 \quad (18)$$

2.4.2. Blocos sobre três estacas

2.4.2.1. Armadura passando pela projeção do pilar

Para o dimensionamento de blocos sobre três estacas, segundo GUERRIN (1955), MORAES (1976), ALONSO (1991) e ANDRADE (1993) pode-se aplicar o Método das Bielas.

Como verificação ao esmagamento das bielas, ALONSO (1991) e ANDRADE (1993) sugerem que a altura útil seja maior ou igual à metade do espaçamento entre eixos das estacas (equação 10).

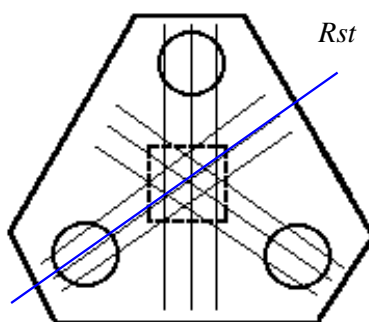


Figura 2.15. Bloco sobre três estacas com armadura passando pela projeção do pilar

BLÉVOT (1967) sugere o seguinte intervalo para a altura útil:

$$0,58 \cdot \left(e - \frac{\ell}{2}\right) \leq d \leq 0,82 \cdot \left(e - \frac{\ell}{2}\right) \quad (19)$$

Deste modo, a força na armadura principal na direção das estacas, passando pela projeção do pilar (Figura 2.15) é calculada por:

$$R_{st} = \frac{F}{3} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{F \cdot (2e\sqrt{3} - \ell\sqrt{2})}{18 \cdot d} \quad (20)$$

onde θ é a inclinação da biela com relação à horizontal determinada pela expressão:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d}{\frac{e \cdot \sqrt{3}}{3} - \frac{\sqrt{2} \cdot \ell}{3}} \quad (21)$$

A área da armadura principal é determinada por:

$$A_{s1} = g_f \cdot g_s \cdot \frac{R_{st}}{f_{yk}} \quad (22)$$

2.4.2.2. Armadura unindo as estacas

GUERRIN (1955), BLÉVOT (1967), MORAES (1976), ALONSO (1991) e ANDRADE (1993) sugerem o Método das Bielas, para o dimensionamento de blocos rígidos com esses tipo de distribuição de armadura. Se a armadura estiver disposta na direção que une as estacas (Figura 2.16):

$$R_{st}' = \frac{R_{st} \sqrt{3}}{3} \quad (23)$$

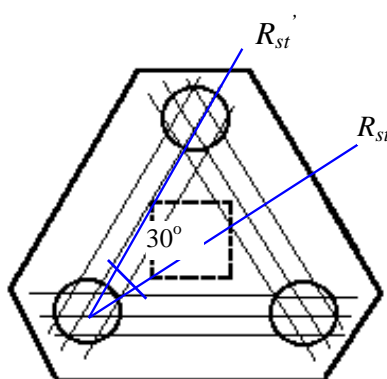


Figura 2.16. Bloco sobre três estacas com armadura unindo as estacas

A área da armadura principal torna-se:

$$A_{s1} = \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot g_f \cdot g_s \cdot \frac{R_{st}}{f_{yk}} \quad (24)$$

2.4.2.3. Armadura de distribuição paralela e normal aos lados (malha)

Se a armadura for distribuída em malha (Figura 2.16), a força na barra de tração é calculada segundo as direções normal e paralela, ou seja, em x e y:

$$R_{stx} = \frac{F}{3} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{F}{3} \cdot \frac{e - \frac{\ell}{4}}{d} = \frac{F \cdot (2e - \ell)}{12 \cdot d} \quad (25)$$

$$R_{sty} = \frac{F}{3} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \mathbf{q}} = \frac{F}{3} \cdot \frac{\frac{e\sqrt{3}}{2} - \frac{\ell\sqrt{2}}{6}}{d} = \frac{F \cdot (2e\sqrt{3} - \ell\sqrt{2})}{18 \cdot d} \quad (26)$$

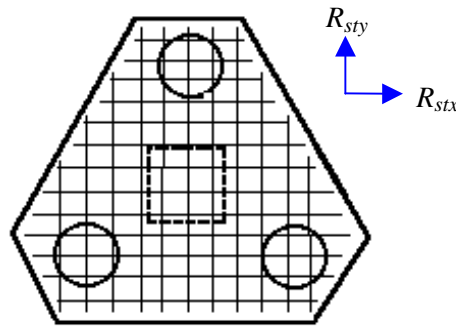


Figura 2.17. Bloco sobre três estacas com armadura em malha

2.4.2.4. Armadura passando pela projeção do pilar e unindo as estacas

BLÉVOT (1967) sugere a primeira expressão para o esforço na armadura unindo as estacas e a segunda para a armadura passando pela projeção do pilar:

$$R_{st}' = \frac{\mathbf{a} \cdot F}{9 \cdot d} \cdot \left(e - \frac{\ell}{2} \right) \quad (27)$$

$$R_{st} = \frac{(1 - \mathbf{a}) \cdot F \cdot \sqrt{2}}{9 \cdot d} \cdot \left(e - \frac{\ell}{2} \right) \quad (28)$$

onde α é a taxa da armadura unindo as estacas definida no intervalo:

$$\frac{2}{3} \leq \mathbf{a} \leq \frac{4}{5} \quad (29)$$

2.4.2.5. Tensões nas bielas

O esforço de compressão na biela é determinado segundo BLÉVOT (1967) pela expressão:

$$R_{c,b} = \frac{F}{3 \operatorname{sen} \mathbf{q}} \quad (30)$$

Quanto aos valores limites para a tensão de compressão, BLÉVOT (1967) sugere:

$$\mathbf{s}_{zni} = \frac{F}{3 \cdot A_e \cdot \operatorname{sen}^2 \mathbf{q}} \leq 1,06 \cdot f_{ck} \quad (31)$$

$$\mathbf{s}_{zns} = \frac{F}{A_p \cdot \operatorname{sen}^2 \mathbf{q}} \leq 1,06 \cdot f_{ck} \quad (32)$$

Já ANDRADE (1993) sugere os seguintes:

$$\mathbf{s}_{zni,d} = \frac{F_d}{3 \cdot A_e \cdot \operatorname{sen}^2 \mathbf{q}} \leq 1,00a1,40 \cdot f_{cd} \quad (33)$$

$$\mathbf{s}_{zns,d} = \frac{F_d}{A_p \cdot \operatorname{sen}^2 \mathbf{q}} \leq 1,75 \cdot f_{cd} \quad (34)$$

2.5. Ensaaios experimentais

2.5.1. Ensaaios de BLÉVOT (1967)

BLÉVOT (1967) realizou ensaios experimentais em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à força centrada, variando a disposição de suas armaduras, com a finalidade de estudar o comportamento desses elementos estruturais, analisando o estado de formação de fissuras e o estado limite último. As principais observações e conclusões desses ensaios são brevemente descritas nos próximos subitens, para fins de orientação na fase experimental deste trabalho.

2.5.1.1. Blocos sobre duas estacas

Os blocos sobre duas estacas utilizados no trabalho de BLÉVOT apresentavam as seguintes dimensões:

- a) diâmetro das estacas (D) igual a 30 cm;
- b) espaçamento entre estacas (e) igual 120 cm;
- c) largura (B) igual 40 cm;
- d) distância entre face do pilar e eixo da estaca (c) igual a 42,5 cm;
- e) dimensões do pilar ($\ell \times b$) igual a 30 cm x 30 cm;
- f) inclinação da biela com relação à face inferior do bloco (θ) maior que 40° .

Quanto à disposição da armadura, os blocos apresentavam dois tipos conforme ilustra a Figura 2.18:

- a) barras lisas com gancho;
- b) barras com mossas e saliências, sem ganchos.

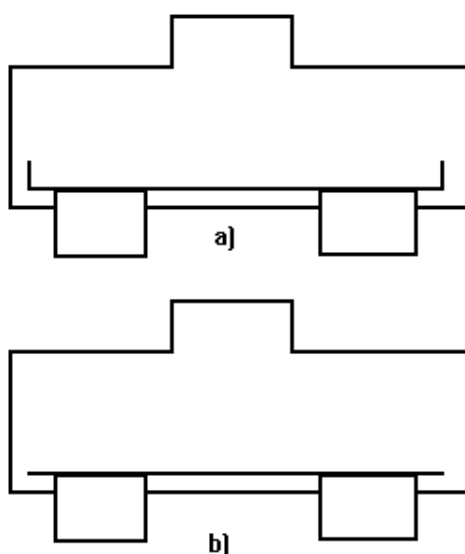


Figura 2.18. Disposições das armaduras (BLÉVOT, 1967)

BLÉVOT fez as seguintes observações com respeito a esses ensaios:

- a) Esmagamento da biela de concreto junto ao pilar, ou junto a estaca, ou junto a estaca e ao pilar;
- b) A ocorrência de várias fissuras antes da ruptura;
- c) Escorregamento na ancoragem das barras para o caso de barras com mossas ou saliências;

d) Junto ao pilar, a tensão de compressão no concreto excedeu cerca de 40 % da resistência característica à compressão f_{ck} ;

e) A força na armadura excedeu 15 % do recomendado pelo cálculo.

A partir das conclusões obtidas, BLÉVOT (1967) recomenda que a inclinação das bielas, em blocos sobre duas estacas, deve estar no intervalo:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ \quad (34)$$

2.5.1.2. Blocos sobre três estacas

BLÉVOT (1967) ensaiou blocos sobre três estacas variando a disposição da armadura, totalizando cinco modelos, conforme ilustra a Figura 4.2:

a) armadura contornando as estacas pelos lados;

b) armadura unindo as estacas;

c) armadura em medianas passando pela projeção do pilar;

d) armaduras em medianas passando pela projeção do pilar mais armadura unindo as estacas;

e) armadura em malha.

As quatro primeiras disposições de armaduras mostraram-se eficientes desde que, na última delas, a porcentagem de armadura segundo os lados prepondere. A terceira e a última disposições apresentaram forças de ruína menores.

As armaduras contornando as estacas, acrescidas de malhas, suportam 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 partindo da estaca. A ruína provocada pelas fissuras vindas das estacas se deu em blocos com armadura em medianas passando pelo pilar e unindo as estacas (Figura 2.19c), mostrando a necessidade de armar o bloco com armadura transversal.

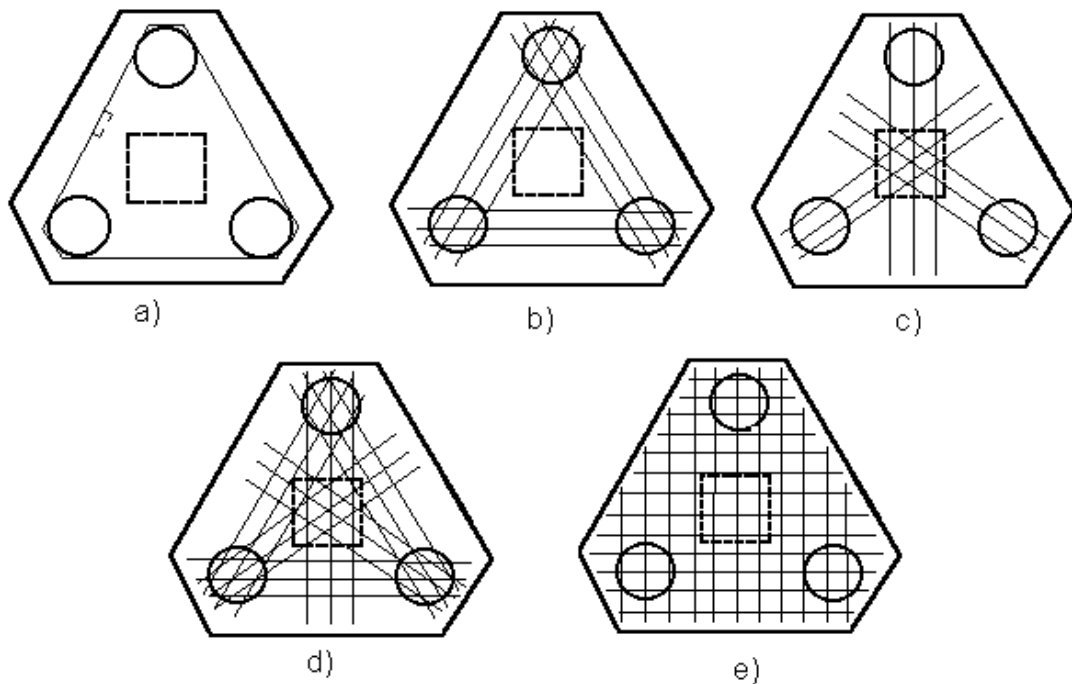


Figura 2.19. Disposições das armaduras em blocos sobre três estacas
(BLÉVOT, 1967)

Todos os modos de ruínas se deram com ações inferiores aos indicados pelo Método das Bielas e ocorreram após o escoamento da armadura, ou seja, não por punção.

Junto ao pilar, a tensão de compressão na biela apresentou valor superior cerca de 75 % da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

O intervalo para a inclinação das bielas nos blocos sobre três estacas, segundo BLÉVOT, é o mesmo recomendado para blocos sobre duas estacas (equação 34).

2.5.1.3. Blocos sobre quatro estacas

BLÉVOT (1967) ensaiou cinco tipos de blocos sobre quatro estacas variando a disposição da armadura (Figura 2.20):

- a) armadura contornando as estacas pelos lados;
- b) armadura unindo as estacas;
- c) armadura em diagonais passando pela projeção do pilar;
- d) armadura em diagonais passando pela projeção do pilar mais armadura

unindo as estacas;

e) armadura em malha.

As quatro primeiras disposições de armaduras mostraram iguais eficiências exceto a última (malha) onde apresentou uma eficiência de 80 %. O bloco com armadura segundo as diagonais apresentou fissuras laterais excessivas para força reduzida.

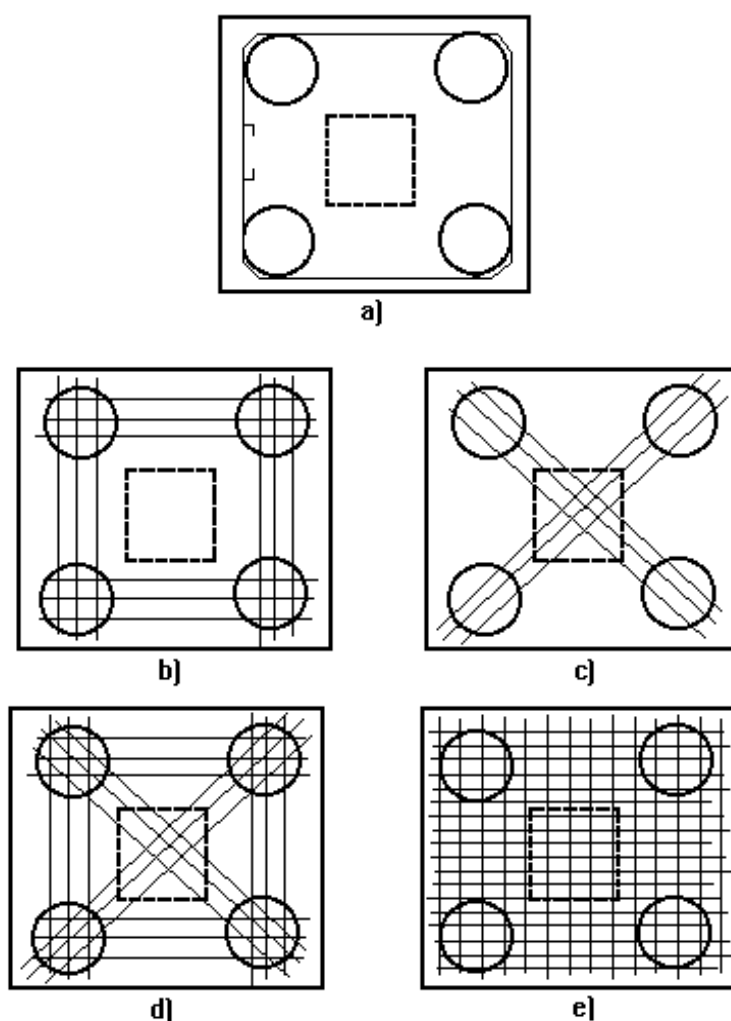


Figura 2.20. Disposições das armaduras de blocos sobre quatro estacas
(BLÉVOT, 1967)

As armaduras contornando as estacas possibilitaram o aparecimento de fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de acrescentar a armadura em malha. O bloco com a quarta disposição de armadura apresentou melhor comportamento quanto à fissuração.

A ruína se deu pelo desenvolvimento da fissura saindo das estacas, ocasionando o destacamento de uma parte do bloco. Em nenhum caso ocorreu ruína por punção. Os resultados encontrados se mostraram coerentes com o Método das Bielas.

2.5.2. Ensaios de MAUTONI (1972)

MAUTONI (1972), com a realização de ensaios em blocos sobre duas estacas, estabeleceu um método para determinar a força de ruptura do bloco e o mecanismo de ruptura através da expressão da taxa crítica de armadura (ρ_{crit}), deduzida por ele. Os ensaios foram realizados em modelos com as seguintes dimensões:

- a) Diâmetro das estacas (D) igual a 10 cm;
- b) Espaçamento entre estacas (e) iguais a 31 cm, 32 cm, 35 cm, 40 cm e 45 cm;
- c) Largura (B) igual a 15 cm;
- d) Altura do bloco (h) igual a 25 cm;
- e) Dimensões do pilar ($\ell \times b$) igual a 15 cm x 15 cm.

As armaduras utilizadas foram em forma de bigode (a) e posicionada na horizontal (b) representadas pela Figura 2.21.

As primeiras fissuras ocorreram com forças próximas a 30 % da força de ruína. Para cargas próximas a 70 % não se formam novas fissuras, porém, aumentaram as aberturas das já existentes. As fissuras se desenvolveram paralelamente às bielas.

A ruína ocorreu por esmagamento da biela de compressão, apresentando plano de ruptura entre a face interna da estaca e a face interna do pilar.

Para sugerir um roteiro de cálculo, MAUTONI (1972) relacionou a ruptura dos blocos ensaiados com a ruptura de corpos-de-prova alongados, axialmente comprimidos, cuja altura era aproximadamente quatro vezes a largura. Os planos de ruptura encontrados para os corpos-de-prova prismáticos ficaram com inclinação entre 18° a 30° com a horizontal, e para os de seção variável cerca de $25^\circ \pm 3^\circ$.

O método de MAUTONI (1972) parece ser mais realista que o de BLÉVOT (1967), pois este não observou o alargamento da biela junto à estaca, o que levaria a um aumento da seção transversal da mesma. Consequentemente há um acréscimo da força de ruptura e não uma elevação da resistência à compressão no concreto. Entretanto, junto ao pilar a interpretação de BLÉVOT (1967) continua válida.

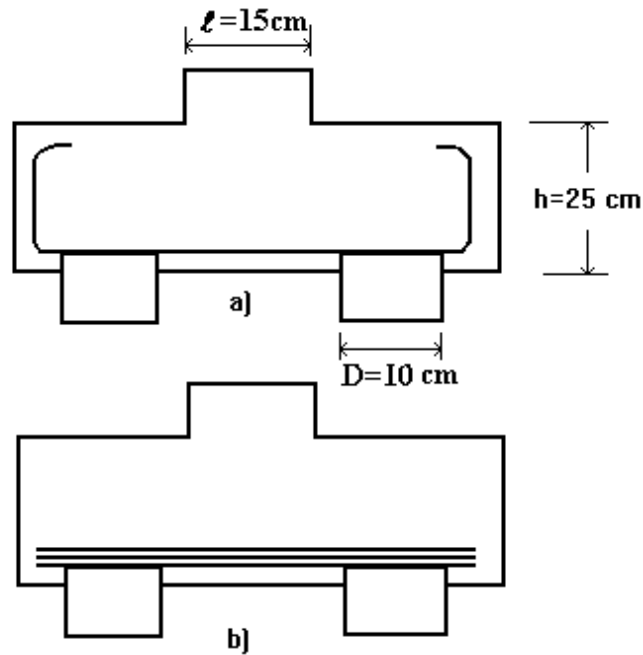


Figura 2.21. Disposições das armaduras (MAUTONI, 1972)

A dedução da expressão da taxa crítica de armadura é limitada para valores dos ângulos de inclinação da biela (θ) e o ângulo que superfície de ruptura faz com a face inferior do bloco (ψ), segundo a expressão:

$$15^\circ < \psi - \theta < 30^\circ \Rightarrow \psi \geq 45^\circ \quad (35)$$

onde:

$$\text{tg} \psi = \frac{2h}{e - l - D} = \frac{h}{x} = \frac{d}{e - l - \frac{d}{\text{tg} \psi}} \quad (36)$$

e x é a distância horizontal entre a face interna do pilar e face interna da estaca.

A largura da biela é então determinada pela expressão abaixo:

$$b' = \frac{d}{\sqrt{1 + tg^2 q}} \cdot \left[1 + \frac{tg q}{tg y} \right] \quad (37)$$

A força de compressão na biela é dada pela expressão:

$$R_{c,b} = \frac{\sqrt{1 + tg^2 q}}{tg q} \cdot \frac{F}{2} \quad (38)$$

O esforço na armadura:

$$R_{st}' = \frac{F}{2tgq} \quad (39)$$

O esforço na biela é então:

$$R_{c,b} = \frac{1 + tg^2 q}{tg q} \cdot \frac{tg y}{tg y - tg q} \cdot \frac{F}{2xd} \quad (40)$$

Quanto a limitação da tensão de compressão na biela, MAUTONI (1972) recomenda um limite menor que o de BLÉVOT (1967), porque a largura da biela é maior, utilizando coeficiente de segurança global igual a 2,0, ou seja:

$$s_{zni} \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad (41)$$

A área da armadura é determinada com coeficiente global igual a 1,65:

$$A_{s1} = 1,65 \cdot \frac{R_{st}'}{f_{yk}} \quad (42)$$

A taxa da armadura crítica é então definida pela expressão:

$$r_{crit} = 100 \cdot \frac{1 - \frac{tg q}{tg y}}{1 + tg^2 q} \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 100 \cdot t \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (43)$$

com

$$t = \frac{1 - \frac{tg\mathbf{q}}{tg\mathbf{y}}}{1 + tg^2\mathbf{q}} \quad (44)$$

Deste modo, quando $\rho < \rho_{\text{crit}}$, a ruína ocorre por escoamento da armadura e, quando $\rho > \rho_{\text{crit}}$, por cisalhamento no plano comprimido.

2.6. Considerações finais

As conclusões mais importantes dos estudos do comportamento dos blocos sobre estacas, apresentadas nesta revisão, serviram como guia para a elaboração dos objetivos deste trabalho. A maioria desses estudos confirma e/ou inova as observações experimentais de BLÉVOT (1967), graças aos avanços nas tecnologias de instrumentação e de informática.

A experiência adquirida por profissionais que atuam na área de projetos de estruturas de fundações também foi bem vinda, uma vez que orientou com sugestões e/ou recomendações o dimensionamento desses elementos estruturais.

Os modelos utilizados nas análises numérica e experimental foram dimensionados considerando essas recomendações, embora tivessem como base o Método das Bielas para blocos rígidos de BLÉVOT (1967).

A instrumentação dos modelos experimentais foi realizada baseando-se nos resultados experimentais de ADEBAR et al. (1990), procurando principalmente quantificar a deformação de tração transversal à biela, devida à sua rápida propagação, à medida que ocorre aumento na solicitação do bloco.

CAPÍTULO 3

Análise Numérica

3.1. Considerações iniciais

A fase numérica neste trabalho consistiu em modelar blocos sobre três estacas, em três dimensões, no programa de análise por elementos finitos LUSAS (FEA, 1990), com a finalidade de obter dados iniciais do comportamento destes elementos estruturais para o embasamento na execução dos ensaios em laboratório.

Os blocos foram modelados procurando simular as condições sob as quais os modelos seriam submetidos em laboratório, com a finalidade de comparação posterior entre os resultados numéricos e práticos.

Para a análise, sabendo-se que os blocos sobre estacas têm comportamento tridimensional, foram considerados dois blocos sobre três estacas, cada um definido por uma malha formada por elementos tridimensionais hexagonais (HX8M).

As dimensões geométricas dos blocos, das estacas e dos pilares foram determinadas baseadas em métodos de cálculo usuais, como por exemplo o método das bielas para blocos rígidos. Foram considerados dois modelos, um com diâmetro de estacas de 32 cm e outro, com as mesmas dimensões do anterior porém, com diâmetro de estacas de 20 cm. Os eixos cartesianos x , y e z foram definidos a partir do centro geométrico, na superfície superior do bloco, conforme ilustram as Figuras 3.1 e 3.2.

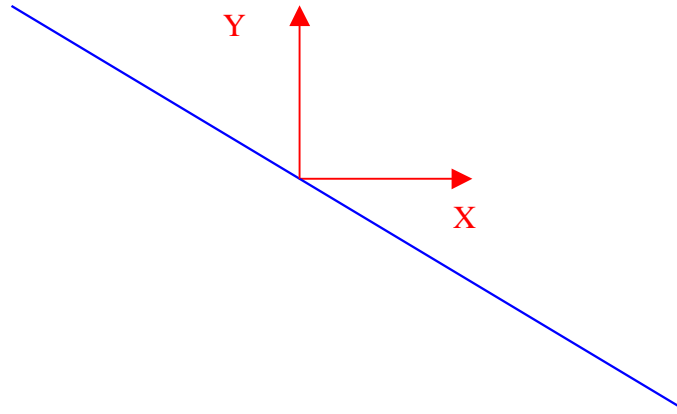
Quanto às condições de contorno, foram determinadas pelos limites impostos pela execução dos ensaios. Desta forma, todos os pontos dos elementos da malha, constituintes do volume das estacas, tiveram restrição quanto aos deslocamentos e rotações em todas as direções, com a finalidade de simular um material rígido. Na superfície de contato entre o bloco e o topo das estacas, os pontos dos elementos de malha correspondentes foram restritos somente ao deslocamento na direção z , ou seja, na vertical, simulando um apoio.

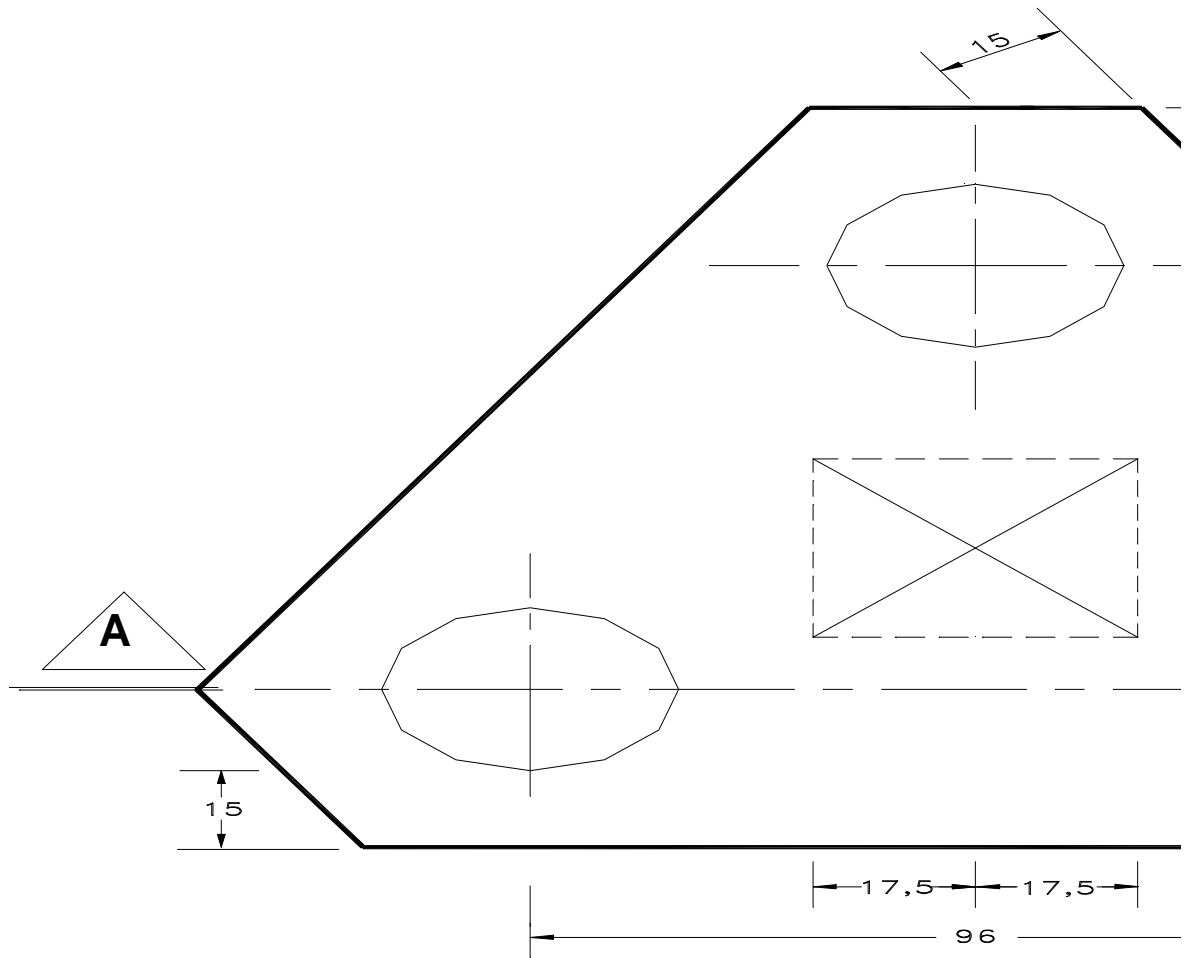
Os contornos dos blocos foram considerados restritos, em todas as direções, com relação às rotações, e nas direções x e y, com relação aos deslocamentos, ou seja, todo o bloco era livre para os deslocamentos em z, exceto no volume compreendido pelas estacas.

Para a simulação do material como o concreto foi utilizado o modelo de VON MISES MODIFICADO, no qual o modelo reológico era definido pelo comportamento elasto-plástico com encruamento positivo. Entretanto, para análise no trabalho, na compressão o modelo utilizado foi elasto-plástico com encruamento positivo e, na tração, elasto-plástico perfeito, conforme ilustra a Figura 3.3. Os parâmetros do material, como tensões limites à compressão e à tração, módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e outros, se encontram na Tabela 3.1, e foram determinados com os critérios da NBR 6118 (1978), considerando o concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 20 MPa.

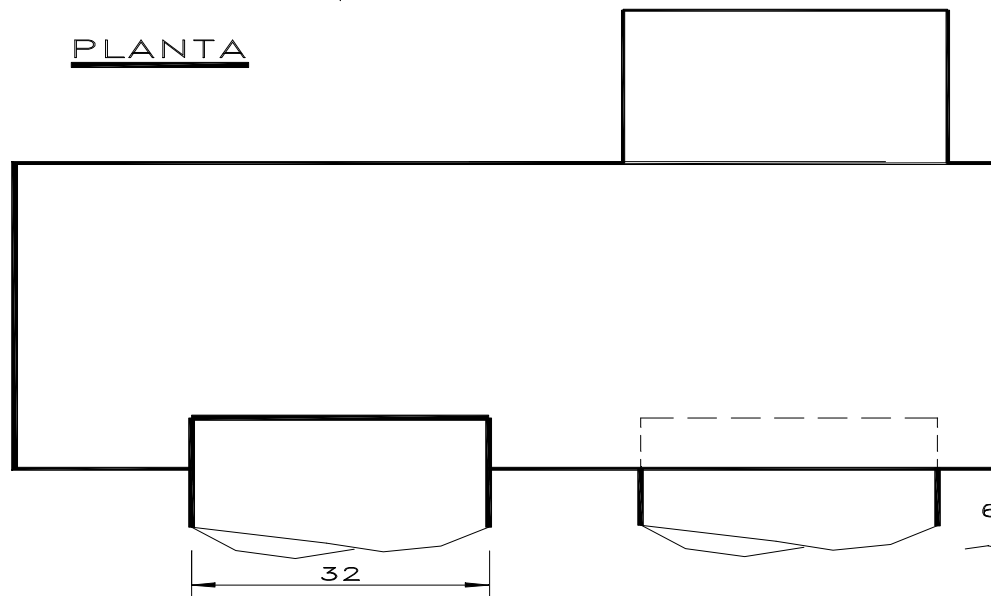
Para a simulação do carregamento de compressão para o bloco foram consideradas sete forças concentradas de 50 kN cada, distribuídas na área relativa ao pilar, ou seja, no centro geométrico do bloco. Nesta área havia, portanto, um carregamento total de 350 kN, que foi aplicado em 10 incrementos crescentes de força, sendo que para cada incremento foram definidas 10 iterações para o equilíbrio das forças internas.

A análise numérica tridimensional do comportamento dos blocos simulados, segundo o programa LUSAS, foi baseada no estudo das tensões normais principais, deformações totais principais, deformações plásticas principais e deslocamentos nas direções x, y e z para incrementos definidos. Os incrementos de força escolhidos foram aqueles próximos à força característica ($F_k = 1050$ kN) e à força de cálculo ($F_d = 1400$ kN) igual a F_k majorada de 1,4 e, o plano onde se concentrou a análise foi definido pelo corte passando pelos centros da estaca 3 e do pilar (linha azul das Figuras 3.1 e 3.2).





PLANTA



CORTE AA

Figura 3.1. Dimensões do bloco sobre três estacas com $D = 32$ cm

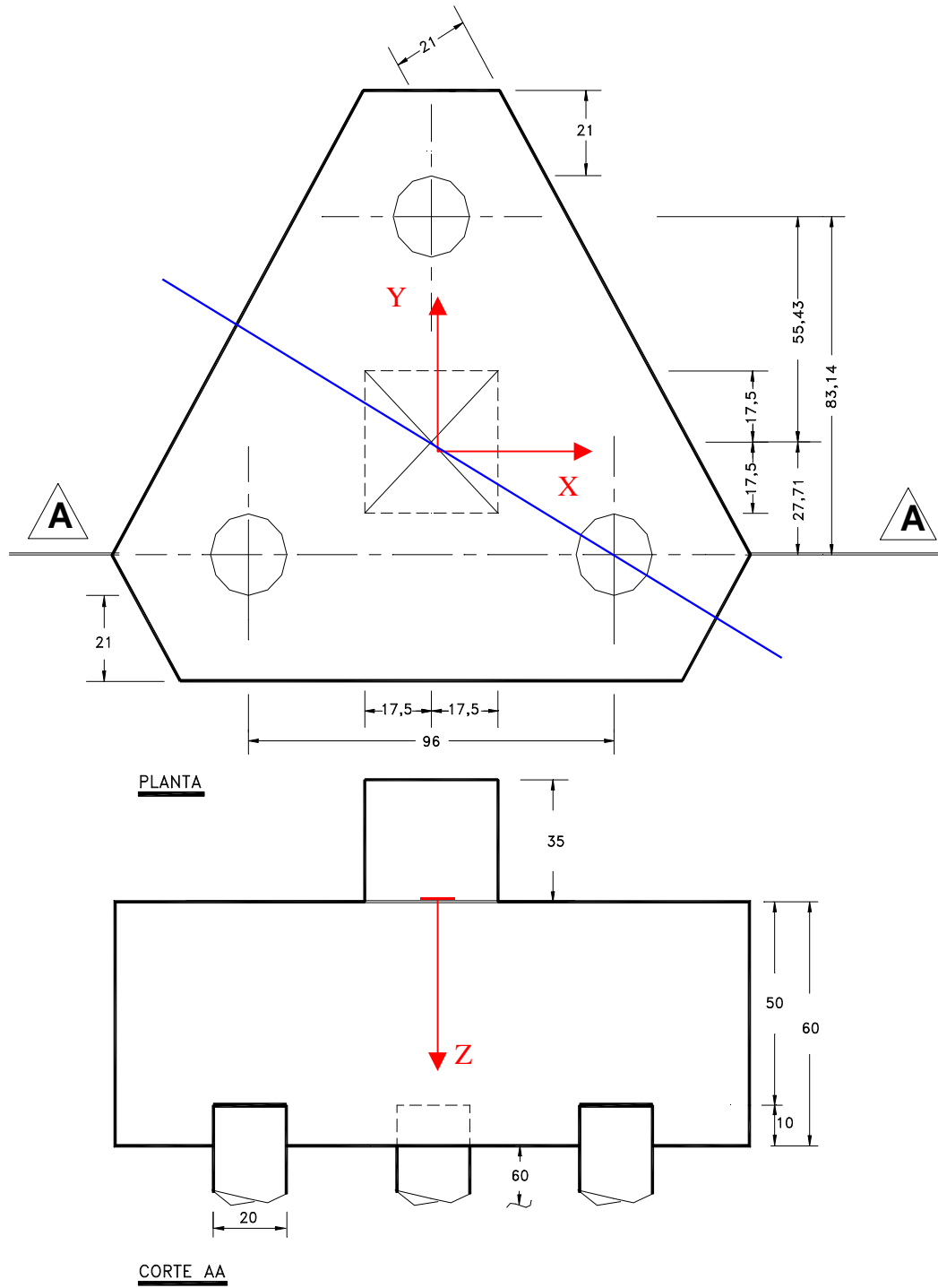


Figura 3.2. Dimensões do bloco sobre três estacas com $D = 20$ cm

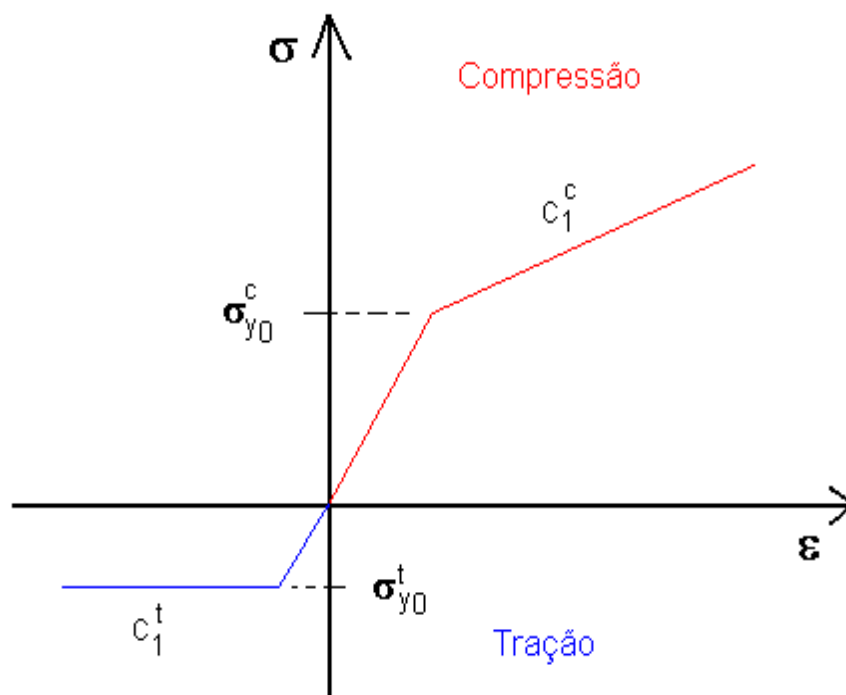


Figura 3.3. Modelo Reológico baseado no modelo de VON MISES MODIFICADO - Programa LUSAS

Tabela 3.1. Propriedades do Material Concreto- Programa LUSAS

Material Properties Nonlinear 77		N ^t	N ^c
VON MISES MODIFICADO		1	1
Material i	n ⁰ de identificação do material	1	
E	Módulo de Young	3200 kN/cm ²	
v	Coefficiente de Poisson	0,2	
ρ	Densidade de Massa	0	
α	Coefficiente de Expansão Térmica	0	
a _r	Constante Massa Rayleigh	0	
b _r	Constante Rigidez Rayleigh	0	
T	Temperatura	0	
σ _{y0} ^t	Tensão inicial à tração	0,30 kN/cm ²	
σ _{y0} ^c	Tensão inicial à compressão	0,60 kN/cm ²	
C _i ^t	Tangente da seção i referente à σ _{y0} ^t contra a curva de deformação plástica efetiva	0	
L _i ^t	Limite de deformação plástica efetiva para a seção i onde é válida a curva de <i>hardening</i> à tração	0,002	
C _j ^c	Tangente da seção i referente à σ _{y0} ^c contra a curva de deformação plástica efetiva	210,0	
L _j ^c	Limite de deformação plástica efetiva para a seção	0,0035	

	j onde é válida a curva de <i>hardening</i> à compressão	
--	--	--

3.2. Comportamento geral dos modelos

O comportamento geral dos blocos pode ser observado considerando as trajetórias das tensões principais normais, das deformações principais totais e plásticas e dos deslocamentos, apresentadas nos cortes verticais das Figuras 3.4 a 3.10.

As regiões do corte vertical consideradas para essa análise foram: a biela de compressão, as zonas nodais superior e inferior, o centro de compressão, o centro geométrico da base, a região central do bloco e a região sem estaca.

3.2.1. Tensões normais principais, σ_1 , σ_2 e σ_3 (Figuras 3.4 e 3.5)

As tensões normais menores (σ_1 e σ_2) de tração neste corte do bloco, concentraram-se na zona nodal inferior, no centro geométrico da base, no meio da biela de compressão, na região sem estaca e na região central do bloco. As tensões normais menores e intermediárias (σ_1 e σ_2) de compressão se concentraram na zona nodal superior e no centro de compressão.

As tensões maiores de compressão (σ_3) surgiram em todas as regiões analisadas do corte concentrando, principalmente, nas zonas nodais superior e inferior e no centro de compressão.

Os valores das tensões normais não atingiram os valores limites das tensões à tração e à compressão lineares, definidos pelo material considerado.

3.2.2. Deformações totais principais ϵ_{t1} , ϵ_{t2} e ϵ_{t3} (Figuras 3.6 e 3.7)

As deformações menores e intermediárias totais (ϵ_{t1} e ϵ_{t2}) de tração predominaram na maioria das regiões do corte, principalmente na zona nodal inferior. As mesmas deformações de compressão, somente foram encontradas na zona nodal superior e no centro de compressão.

As deformações maiores totais (ϵ_{t3}) foram de compressão em todas as regiões analisadas, concentrando-se principalmente nas zonas nodais e no centro de compressão.

Os valores das deformações totais não atingiram os valores das deformações totais limites à tração e à compressão lineares definidos pelo material.

3.2.3. Deformações plásticas principais ϵ_{p1} , ϵ_{p2} e ϵ_{p3} (Figuras 3.8 e 3.9)

No corte analisado surgiram somente deformações plásticas principais menores e intermediárias (ϵ_{p1} e ϵ_{p2}) de tração com concentração na região nodal inferior e no centro geométrico da base (para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm surgiram somente na ação de cálculo F_d). Na região sem estaca foram encontradas somente deformações plásticas menores no bloco de estacas de diâmetro de 32 cm.

As deformações plásticas principais maiores (ϵ_{p3}) dominantes neste corte, foram de compressão, com concentração na região nodal inferior, na região sem estaca e no centro geométrico da base (para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm surgiram somente na ação de cálculo).

3.2.4. Deslocamentos (u) em x, y e z (Figuras 3.10 e 3.11)

Em todas as regiões analisadas, os deslocamentos nas direções x e y foram praticamente nulos exceto na zona nodal inferior, onde foram um pouco mais expressivos. Os deslocamentos na direção z (u_z) foram negativos para todas as regiões analisadas e apresentaram maiores magnitudes.

3.3. Resultados obtidos

Os valores das tensões principais normais, das deformações principais totais, das deformações principais plásticas e dos deslocamentos, relativos aos estágios próximos às ações características e de cálculo, são apresentados para os blocos de

diâmetro de estacas de $D = 32$ cm nas Tabelas 3.2 a 3.5 e, para os blocos de diâmetro de estacas de 20 cm nas Tabelas 3.6 a 3.9.

A relação entre os valores obtidos na ação característica e na ação de cálculo é também apresentada nas mesmas tabelas com a finalidade de análise de alterações desses valores com o acréscimo da ação aplicada.

3.4. Análise comparativa

A análise de comparação entre os dois tipos de blocos foi realizada considerando-se a relação entre os valores encontrados nas Tabelas de 3.2 a 3.5, relativos ao bloco de estacas com diâmetro de 32 cm, e os valores encontrados nas Tabelas 3.6 a 3.9, relativos ao bloco de estacas com diâmetro de 20 cm. Os valores dessas relações são apresentados nas Tabelas 3.10 a 3.13, com a finalidade de melhor visualizar o comportamento dos blocos, sob o mesmo nível de ação aplicada.

3.4.1. Tensões normais

As tensões menores de tração apresentaram valores maiores no bloco de estacas de diâmetro 32 cm na maioria das regiões analisadas, com exceção da zona nodal inferior e do centro geométrico da base.

As tensões menores e intermediárias na biela e na região sem estaca, em ambos os blocos, apresentaram os mesmos valores na força característica e de cálculo, sofrendo os mesmos acréscimos. Notou-se que a força no pilar transmitiu, de modo proporcional, as tensões menores de tração em ambos os lados do corte analisado.

Os valores das tensões menores e intermediárias na biela e na zona nodal inferior, do bloco de estacas de diâmetro de 32 cm, foram de iguais valores na força característica, no entanto, essas tensões tornaram-se maiores na zona nodal inferior sob a força de cálculo.

Notou-se que, à medida que aumentou a força aplicada no pilar, a biela sofreu alargamento crescente e, conseqüentemente, a taxa de crescimento das tensões

maiores de compressão na biela diminuíram, fato que não ocorreu na zona nodal inferior.

No bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, os valores das tensões menores sob a força característica e sob a força de cálculo, foram maiores na zona nodal inferior comparados com os da biela, acredita-se que o diâmetro das estacas, deste bloco, sendo menor induz maior expansão da biela mesmo sob a força de menor magnitude, ou seja, sob a força característica.

No bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, somente os valores das tensões intermediárias na força característica foram iguais para a biela e para a zona nodal inferior, pois as tensões intermediárias possuíram valores à tração de menor magnitude com relação às tensões menores. Na força de cálculo, essas tensões foram maiores na zona nodal inferior.

3.4.2. Deformações totais

As deformações menores na biela e na região sem estaca, no bloco de estacas de diâmetro de 32 cm, apresentaram os mesmos valores nas forças característica e de cálculo. No bloco de estacas de diâmetro 20 cm, os valores dessas deformações foram iguais na biela, na zona nodal inferior e na região central do bloco.

Na zona nodal inferior, os valores de deformações totais menores, para ambos os blocos e ambos níveis de ação, foram maiores que na biela, pois nessa região não ocorreu concentração de deformações plásticas, ao contrário da zona nodal inferior.

No bloco de estacas de diâmetro de 32 cm, os valores das deformações intermediárias à tração sob a força característica e sob a força de cálculo, foram iguais na zona nodal inferior e na biela, pois essas deformações à tração possuíram menores magnitudes comparadas com as deformações totais menores.

Já no bloco de estacas de menor diâmetro, devido às maiores concentrações de deformações em sua zona nodal inferior, os valores dessas deformações foram maiores nessa região, sob ambas as ações.

Na zona nodal superior e no centro de compressão surgiram deformações totais menores à compressão de iguais valores para ambos os blocos e sob as duas

solicitações no pilar. Já os valores das deformações intermediárias à compressão foram maiores na zona nodal superior que no centro de compressão, para os dois blocos e em ambos os níveis de força.

Os valores de deformações totais maiores de compressão foram encontrados no bloco de estacas de diâmetro 20 cm na maioria das regiões analisadas, com exceção do centro de compressão. Essas deformações totais maiores se concentraram, em especial, na zona nodal inferior para ambos os blocos.

3.4.3. Deformações plásticas

Os valores das deformações plásticas foram maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm em todas as regiões analisadas, com exceção no centro geométrico da base onde esses valores foram maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm.

3.4.4. Deslocamentos

Na passagem para o novo incremento de carga, os deslocamentos nas direções x e y permaneceram praticamente nulos e seus acréscimos mais expressivos surgiram na direção y. Os deslocamentos na direção z foram mais apreciáveis, embora seus acréscimos foram discretos, em torno de 9 % na força de cálculo.

Apesar da pequena magnitude dos valores dos deslocamentos nas direções x, y e z esses valores foram maiores para o bloco de diâmetro de 20 cm em todas as regiões analisadas, com exceção dos deslocamentos na direção z no centro de compressão.

3.5. Análise parcial de resultados

3.5.1. Tensões normais

Biela de compressão

Nesta região as tensões menores e intermediárias foram de tração para ambos os blocos. O bloco de estacas de diâmetro de 32 cm apresentou maiores valores de tensões menores, embora sofreram redução na força de cálculo.

No bloco de estacas de diâmetro de 20 cm as tensões menores sofreram acréscimos de 16 %. Na força característica, os valores das tensões intermediárias foram praticamente iguais, mas na força de cálculo, esses valores foram 28 % maiores para o bloco de diâmetro 20 cm.

Notou-se uma maior tendência deste bloco em sofrer ruptura à tração na biela, à medida que a força aplicada sofre aumento. Acredita-se que a biela desse bloco apresentou maior expansão, acarretando maiores tensões transversais de tração nesta região.

Quanto às tensões maiores de compressão o acréscimo em seu valor na biela foi maior no bloco de estacas de diâmetro 32 cm, ou seja, os valores dessas tensões tenderam a um maior crescimento com o aumento da força no pilar. Acredita-se que a largura da biela no bloco de estacas de diâmetro 32 cm foi menor, acarretando maiores tensões de compressão.

Zona nodal superior

Todas as tensões normais encontradas nessa região foram de compressão para os dois blocos analisados. Os valores das mesmas e seus respectivos acréscimos, devido ao novo incremento de força, foram praticamente iguais para ambos os blocos. Esse fato leva a crer que não há alteração no comportamento dos blocos nessa região, pois as dimensões do pilar para os dois blocos foram as mesmas.

Observou-se que os valores das tensões maiores de compressão foram maiores que o dobro daqueles encontrados na biela de compressão em ambos os blocos, embora esses mesmos valores foram menores que os encontrados na zona nodal inferior, cerca de 80 % para o bloco de estacas de maior diâmetro e 71 % para o de menor diâmetro.

Zona nodal inferior

Nos dois níveis de força as tensões normais, em módulo, foram maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora os acréscimos nas tensões menores de tração na força de cálculo foram maiores para o outro bloco.

Os valores das tensões maiores de compressão nesta zona nodal foram 12 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora seus acréscimos na força de cálculo fossem iguais para ambos os blocos, cerca de 10 %. Notou-se uma maior probabilidade do bloco de estacas de diâmetro de 20 cm romper, mais rapidamente, à compressão nesta região.

Centro de compressão

As tensões normais encontradas nesta região foram de compressão. Os valores das tensões normais menores foram maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora o acréscimo nos valores dessas tensões, em função da aplicação do novo incremento de carga é maior para o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm.

As tensões normais intermediárias apresentaram valores muito próximos sob as duas forças aplicadas e, acréscimos na força 19 % maiores para o bloco de estacas de diâmetro 32 cm e 15 % para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm.

Os valores das tensões maiores foram 45 % maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm. Os valores encontrados foram maiores que os respectivos na biela para ambos os blocos e, também maiores que os respectivos na zona nodal superior para o bloco de estacas de diâmetro 32 cm.

O acréscimo nos valores dessas tensões, em função da passagem para o novo nível de carregamento, foi maior para o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm. Observou-se que este bloco apresentou maior dissipação das tensões maiores que atingiram o centro de compressão mais rapidamente, não deixando que ocorresse concentração das tensões maiores na biela e na zona nodal superior, contrário ao bloco de estacas de diâmetro de 20 cm.

Centro geométrico da base

Os valores das tensões menores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm não sofreram acréscimos na passagem para a força de cálculo, embora conservaram valores maiores que o outro bloco. As tensões intermediárias de tração tiveram praticamente os mesmos valores para ambos os blocos na força característica, mas na força de cálculo tiveram valores 8 % maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm. As tensões de tração nesta região apresentaram os maiores valores encontrados no corte analisado, para ambos os blocos.

As tensões maiores de compressão apresentaram valores crescentes com a aplicação da ação em torno de 11 % para ambos os blocos, embora seus valores fossem 64 % maiores para o bloco de estacas de diâmetro 32 cm. Acredita-se que isso aconteça devido à propagação mais intensa das tensões no centro de compressão, acarretando maiores concentrações de tensões na base.

Região central do bloco

Nesta região, os valores das tensões menores de tração foram 2,16 vezes maiores no bloco de diâmetro de 32 cm na força característica, e na força de cálculo, 1,26 vez.

Os valores das tensões intermediárias de tração, nesta região, foram praticamente iguais para os blocos na força característica, sofrendo em ambos redução na força de cálculo, fato que levou a crer que, nessa região, essas tensões tornar-se-ão nulas à medida que a força de compressão aplicada no pilar cresce. Essa tendência foi maior para o bloco de estacas de diâmetro maior.

As tensões maiores de compressão apresentaram valores maiores no bloco de diâmetro de 20 cm, embora essa diferença tendeu a diminuir com o aumento da força aplicada.

Região sem estaca

Nesta região, os valores das tensões menores de tração foram 35 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 32 cm, na força característica e, na força de

cálculo esses valores foram 9 % maiores. Entretanto, os acréscimos nesses valores foram maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm

Os valores das tensões intermediárias de tração, nesta região, foram praticamente iguais para os blocos na força característica, mas na força de cálculo foram 28 % maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm. Os acréscimos nestes valores na força de cálculo foram também maiores para esse bloco.

Os valores das tensões menores e intermediárias encontradas nos blocos tiveram valores iguais aos encontrados na biela de compressão, ou seja, a força aplicada no pilar transmitiu a mesma tensão de tração para os dois lados do corte.

As tensões maiores de compressão apresentaram valores 27 % maiores no bloco de diâmetro de 20 cm na força característica, embora na força de cálculo esses valores foram 18 % maiores para o bloco de diâmetro de 32 cm. O acréscimo nos valores dessas tensões foram também maiores para esse bloco.

3.5.2. Deformações totais

Biela de compressão

As deformações menores e intermediárias foram de tração e cresceram com o aumento da solicitação no pilar. O bloco de estacas de diâmetro de 32 cm apresentou valores 5 % maiores das deformações menores de tração e, menores valores das deformações intermediárias de tração, embora com acréscimos mais significativos comparados com os relativos ao bloco de estacas de 20 cm. Notou-se maior crescimento das deformações intermediárias à tração nesta região para esse bloco.

Os valores das deformações totais maiores de compressão foram 5 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora o acréscimo nesses valores foram iguais para ambos os blocos.

Zona nodal superior

Os valores das deformações totais menores, intermediárias e maiores foram respectivamente, 57 %, 6 % e 3 % maiores para o bloco de estacas de diâmetro

20 cm. Os acréscimos nos valores, considerando cada tensão separadamente, foram bem próximos em ambos os blocos.

As deformações maiores de compressão na zona nodal superior possuíram valores bem inferiores dos encontrados na zona nodal inferior, embora maiores que aqueles na região da biela de compressão, cerca de 64 % no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm e 57 % para o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm.

Zona nodal inferior

As deformações de tração menores possuíram seus maiores valores nesta região nodal. O bloco de estacas de diâmetro de 20 cm apresentou valores dessas deformações maiores na ordem de 29 %, embora os acréscimos desses foram 10 % iguais para ambos os blocos quando submetidos à força de cálculo.

As deformações de tração intermediárias possuíram seus maiores valores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm cerca de 37 %, na força característica, e 48 %, na força de cálculo. Percebe-se que, embora esse bloco apresentou maiores valores de deformações intermediárias de tração, o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm possuiu maior crescimento desses valores, à medida que ocorreu aumento da solicitação.

Os valores das deformações maiores de compressão foram 12 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora seus crescimentos foram iguais a 13 % para ambos.

Centro de compressão

Os valores das deformações totais menores de compressão no centro de compressão tiveram valores iguais na zona nodal superior e, os acréscimos nos valores na força de cálculo foram aproximadamente 4 % para ambos os blocos, embora esses valores fossem 57 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm.

As deformações intermediárias de compressão não sofreram aumento em seus valores em função da aplicação do novo incremento de força. O bloco de estacas de diâmetro de 20 cm apresentou valores da ordem de 12 % maiores.

Os valores das deformações totais maiores foram bem maiores no bloco de estacas de diâmetro 32 cm, cerca de 40 %. Com o aumento da força aplicada no pilar, essas deformações cresceram em torno de 12 % para ambos os blocos.

No centro de compressão, as deformações totais maiores apresentaram somente valores maiores que os encontrados na zona nodal inferior considerando o bloco de diâmetro de 32 cm. No centro de compressão do bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, esses valores foram menores que os encontrados nas zonas nodais inferior e superior.

Centro geométrico da base

As deformações totais menores de tração apresentaram praticamente valores iguais e crescentes com a aplicação da ação, em torno de 10 % para ambos os blocos. Os valores dessas deformações no centro geométrico da base foram somente menores que os encontrados na zona nodal inferior.

Já as deformações intermediárias de tração apresentaram valores 17 % maiores e acréscimos também maiores nesses valores para o bloco de estacas de diâmetro 32 cm. As deformações intermediárias de tração, no centro de gravidade da base, apresentaram os maiores valores no corte analisado.

As deformações totais maiores apresentaram valores 48 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora os acréscimos dessas tensões na força de cálculo foram iguais a 13 % para ambos os blocos.

Região central do bloco

Os valores das deformações totais menores e maiores encontrados nessa região foram maiores no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, cerca de 36 % e 4 %, respectivamente. Os acréscimos nos valores na força de cálculo foram iguais a 12 % para ambas as tensões e ambos os blocos.

As deformações intermediárias de tração possuíram valores maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 32 cm, embora o acréscimo nesses valores fossem pouco menores que aqueles sofridos pelo outro bloco.

Região sem estaca

Os valores das deformações totais menores encontrados nessa região foram 5 % maiores no bloco de estacas de diâmetro de 32 cm, embora seus acréscimos na força de cálculo fossem iguais a 11 %.

As deformações totais intermediárias possuíram valores maiores para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora o acréscimo nesses valores sejam menores que aqueles sofridos pelo outro bloco.

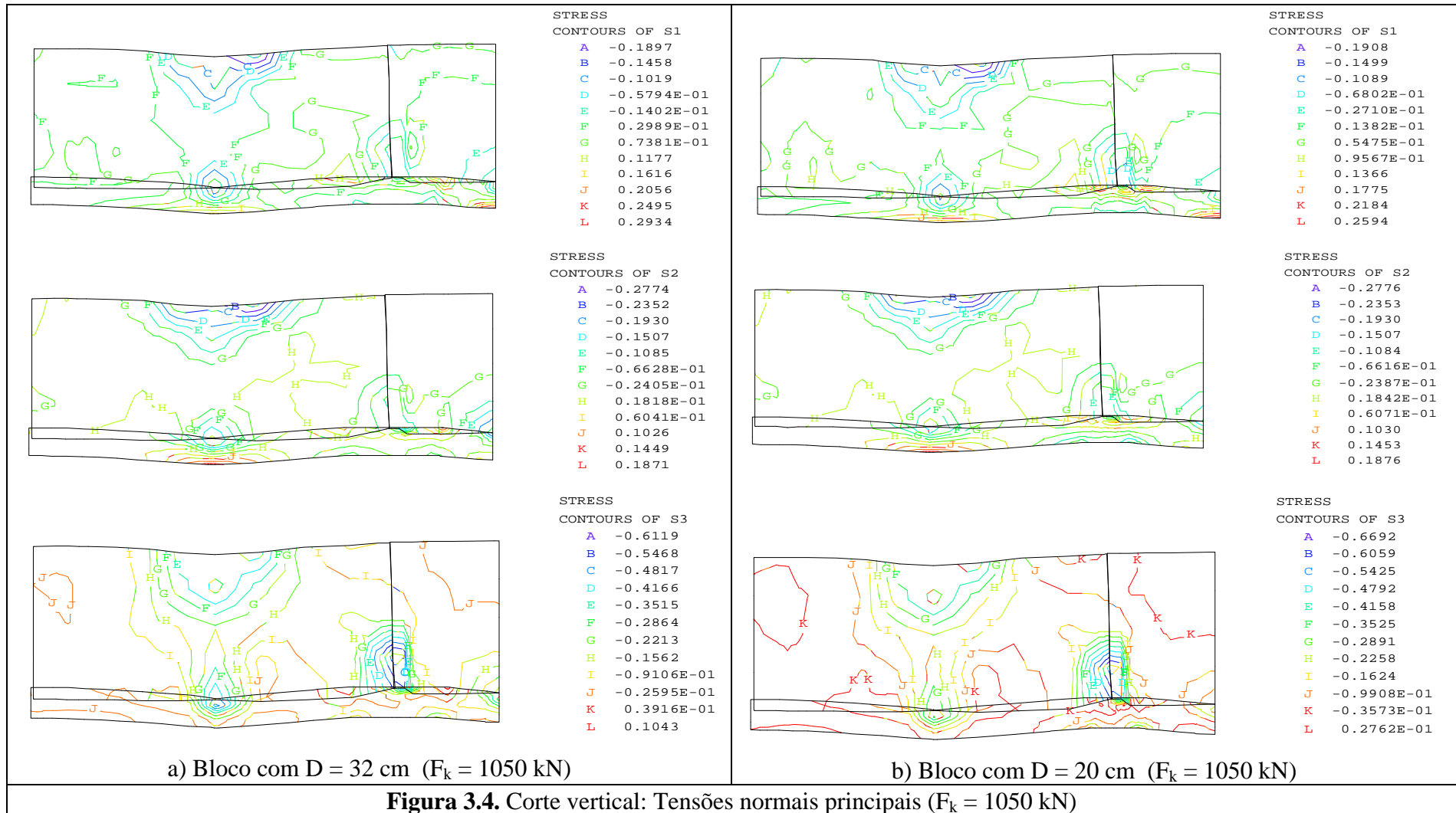
Os maiores valores das deformações totais maiores foram encontrados no bloco de estacas de diâmetro de 20 cm, embora o acréscimo nesses valores fossem iguais a 13 % para ambos os blocos.

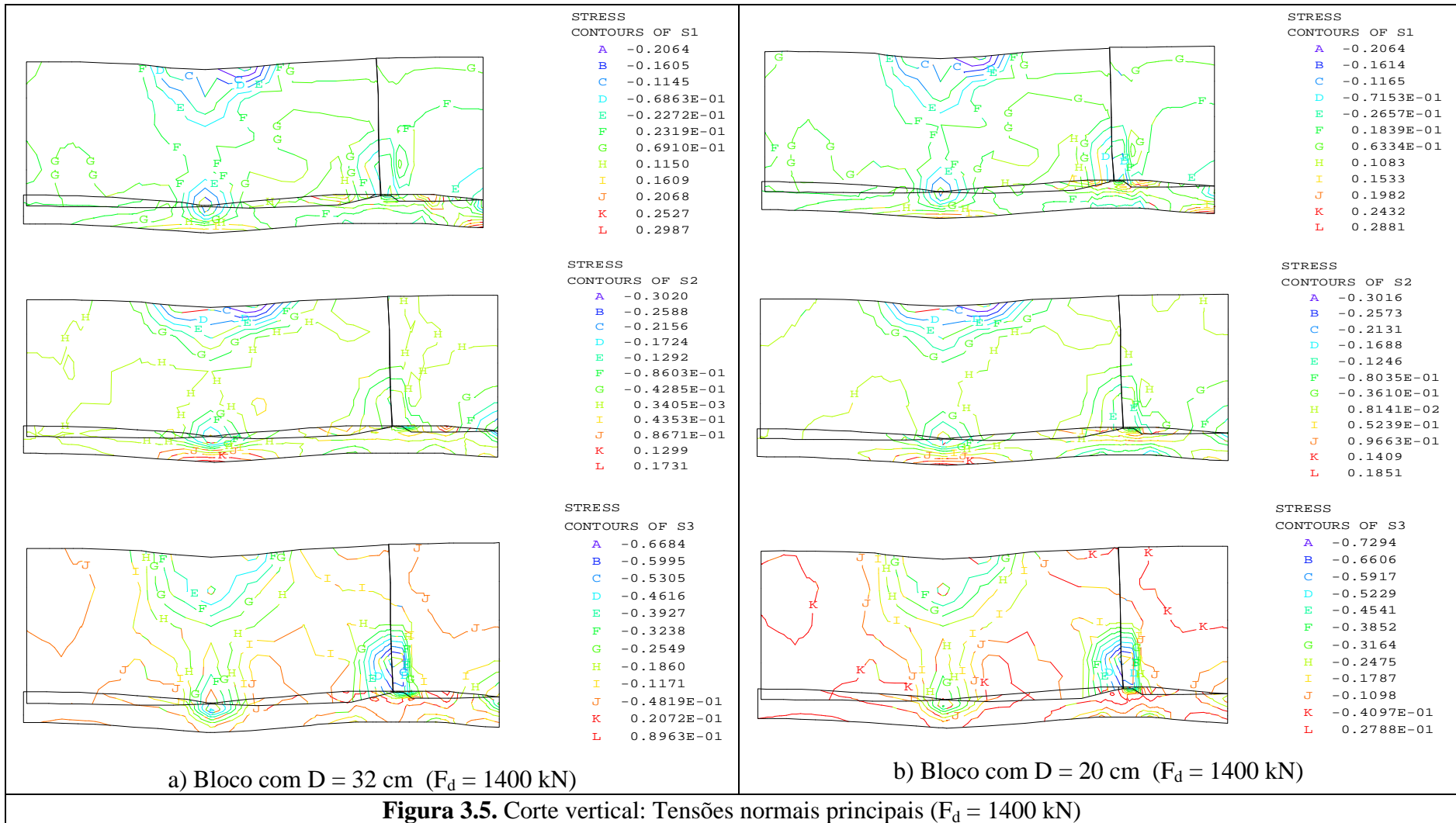
3.6. Considerações finais

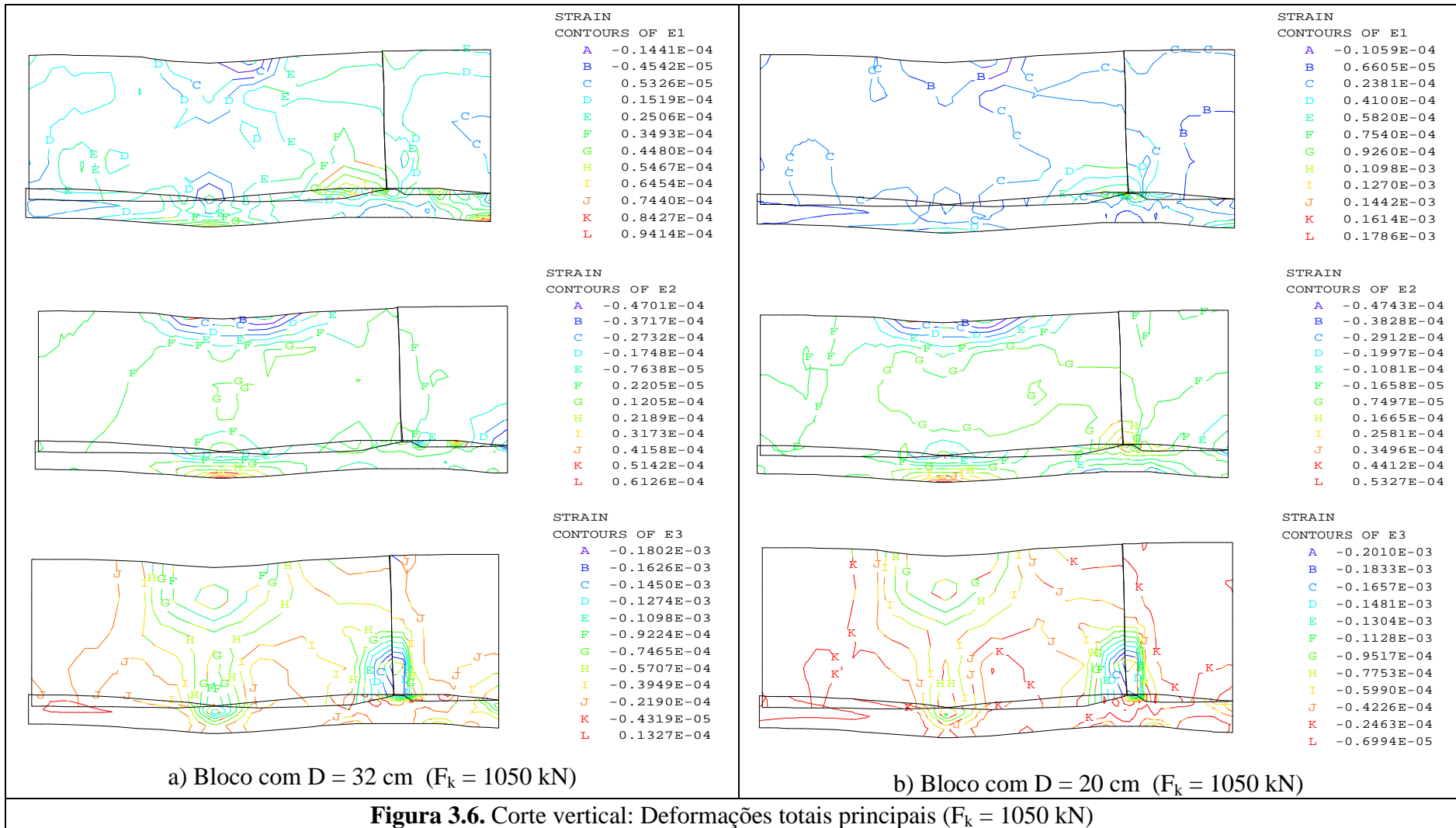
Embora os modelos estudados na análise numérica fossem desprovidos de qualquer tipo de armadura, os fluxos das tensões principais, das deformações totais e plásticas e dos deslocamentos obtidos auxiliaram no projeto de instrumentação dos modelos ensaiados em laboratório.

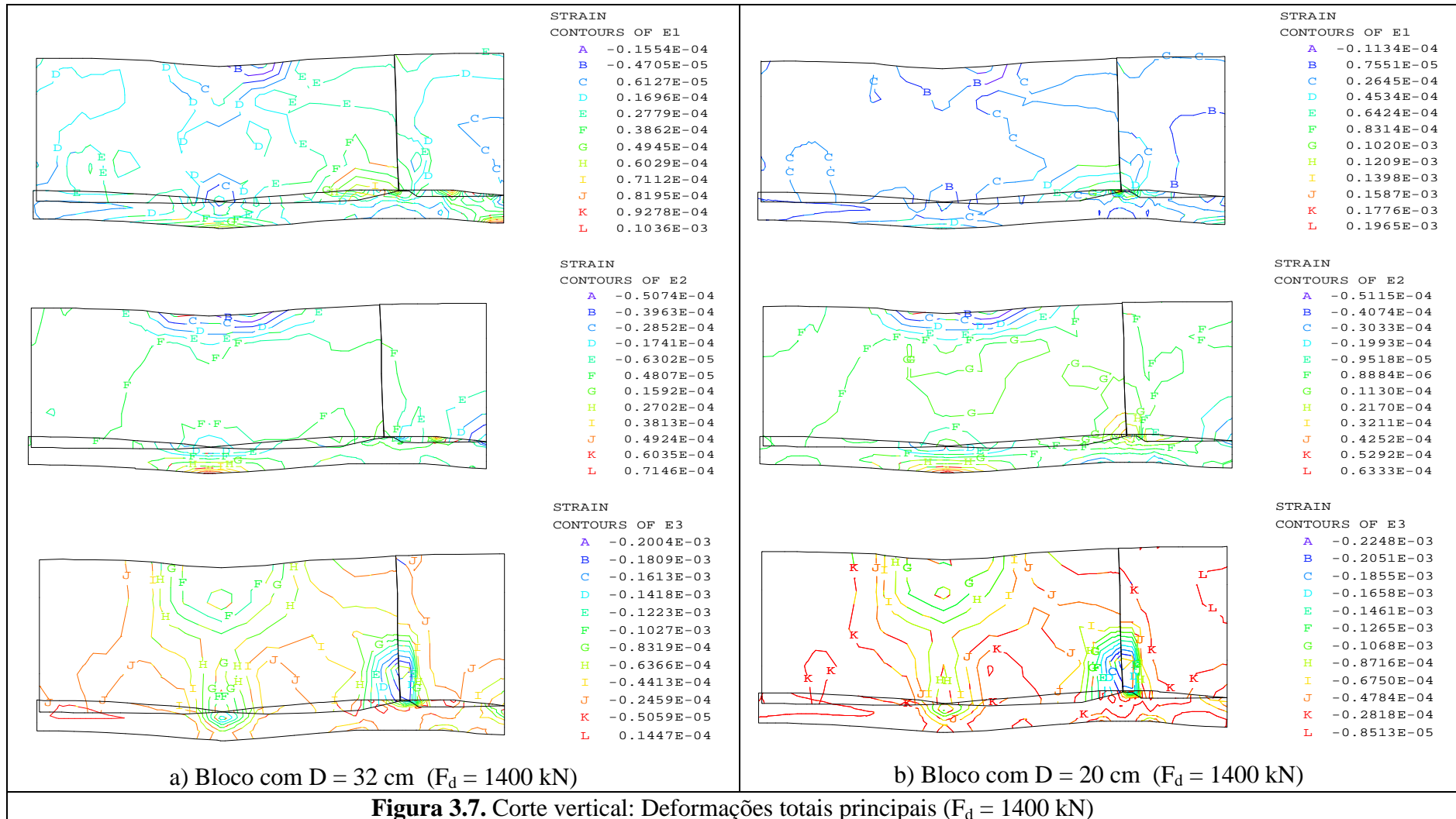
Foi possível perceber que na região entre duas estacas, em uma mesma face do bloco, há um fluxo de tensões (região sem estaca) que não encontra equilíbrio sugerindo, o que foi comprovado nos ensaios, o aparecimento de fissuras prematuras.

Acredita-se que esta análise poderia apresentar-se mais complexa se tivesse havido a possibilidade de estudar os modelos na força de ruína, obtida nos ensaios experimentais, o que poderá ser feito em trabalhos futuros.









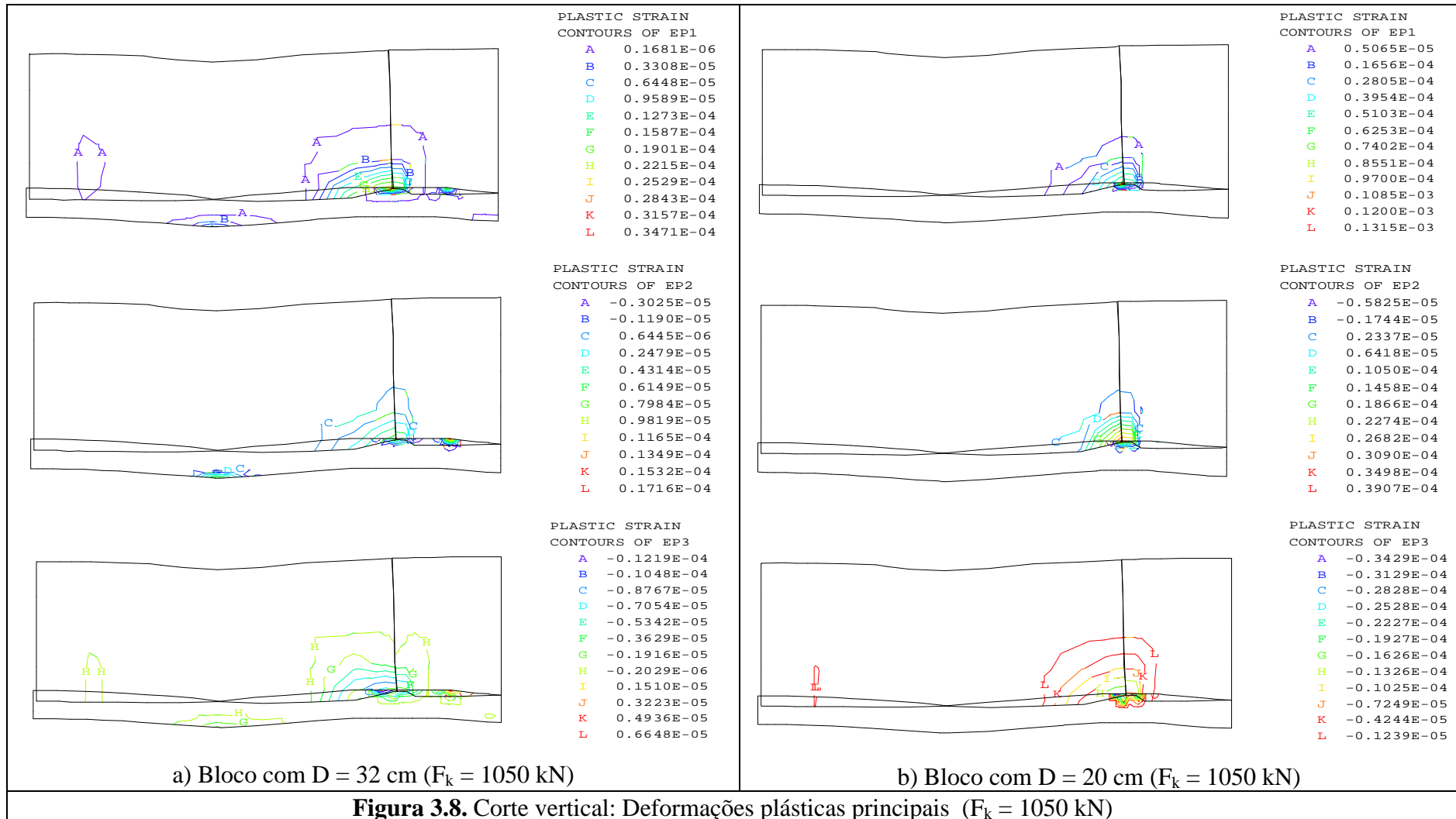
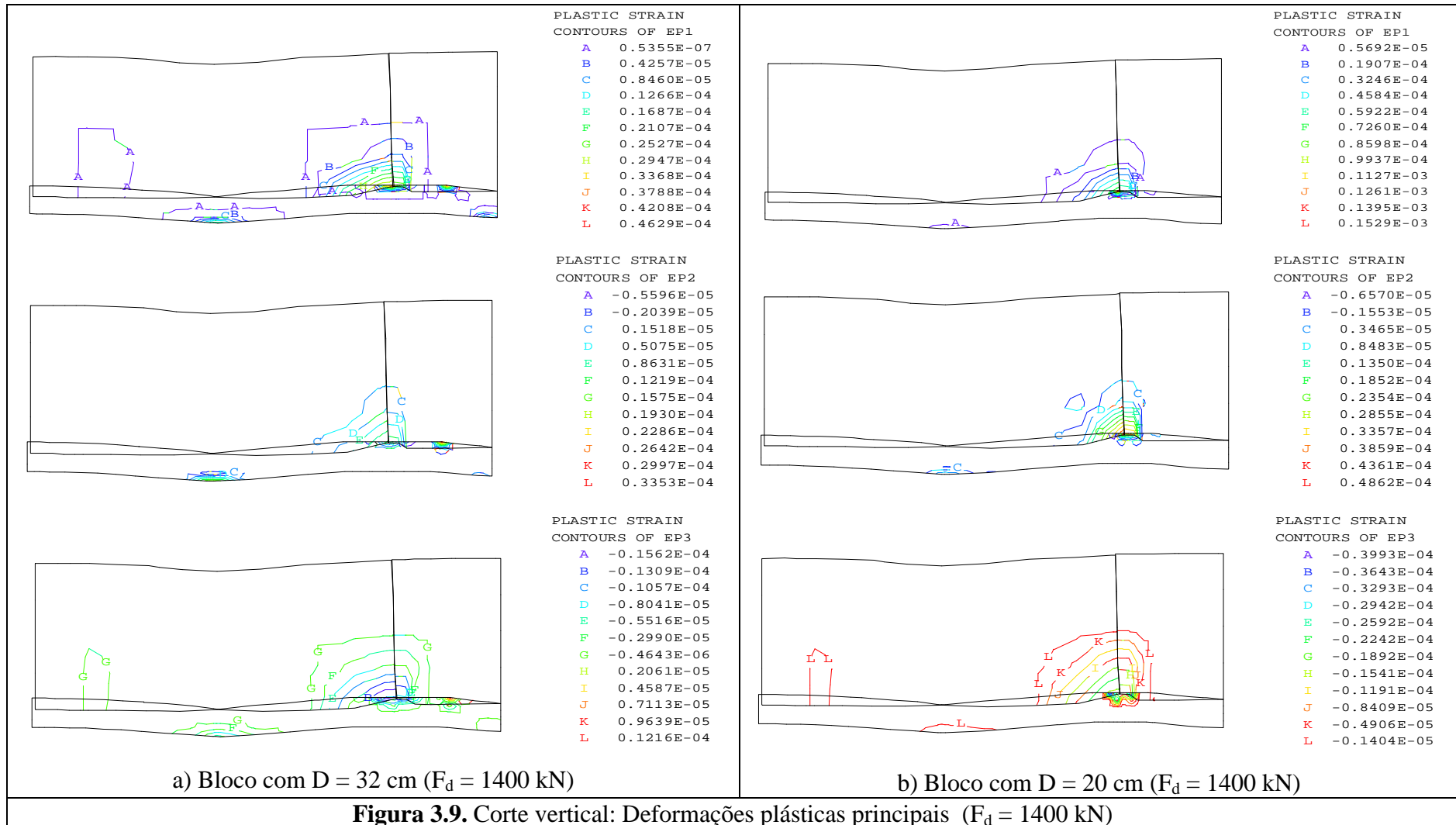
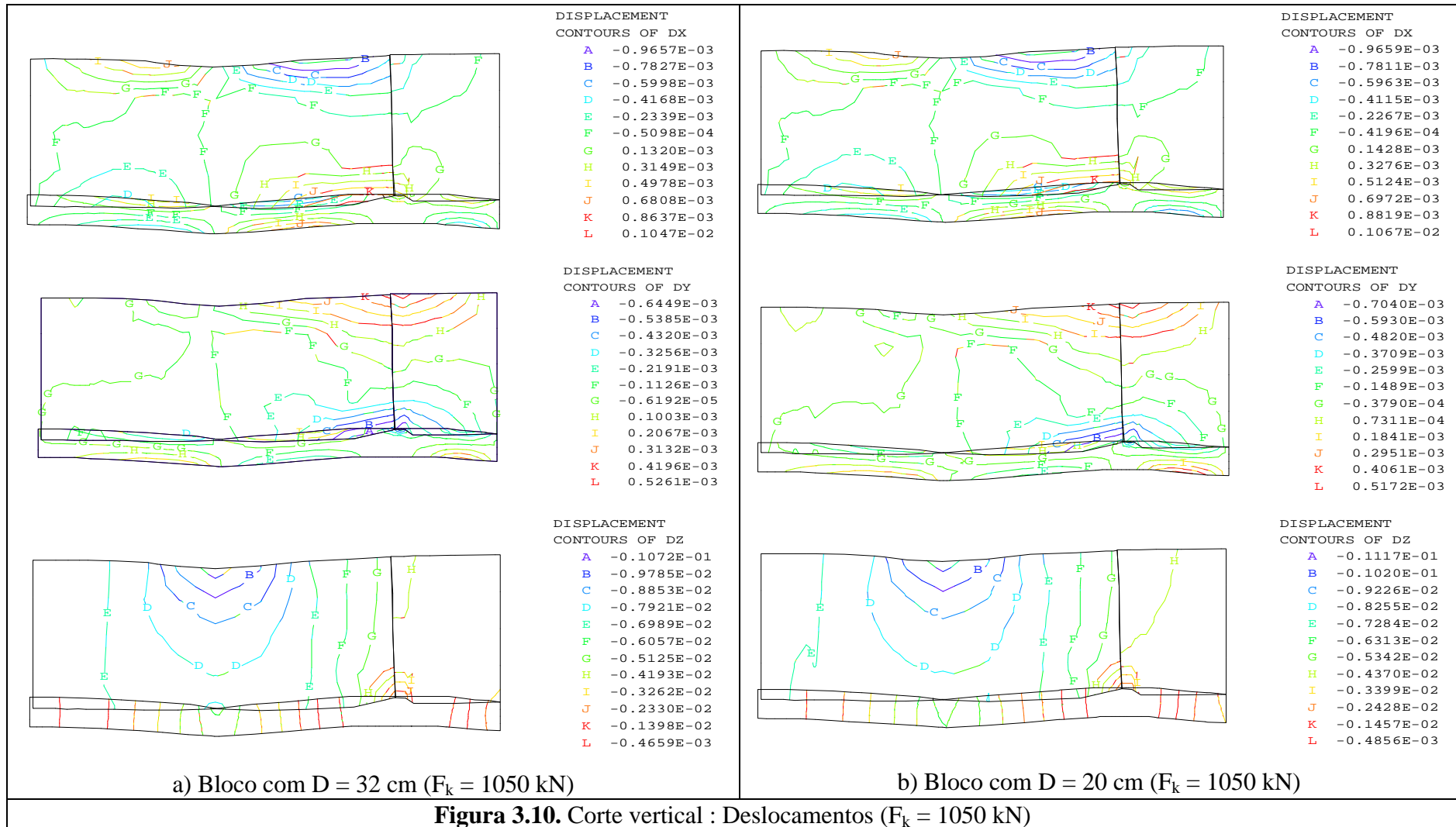


Figura 3.8. Corte vertical: Deformações plásticas principais ($F_k = 1050$ kN)





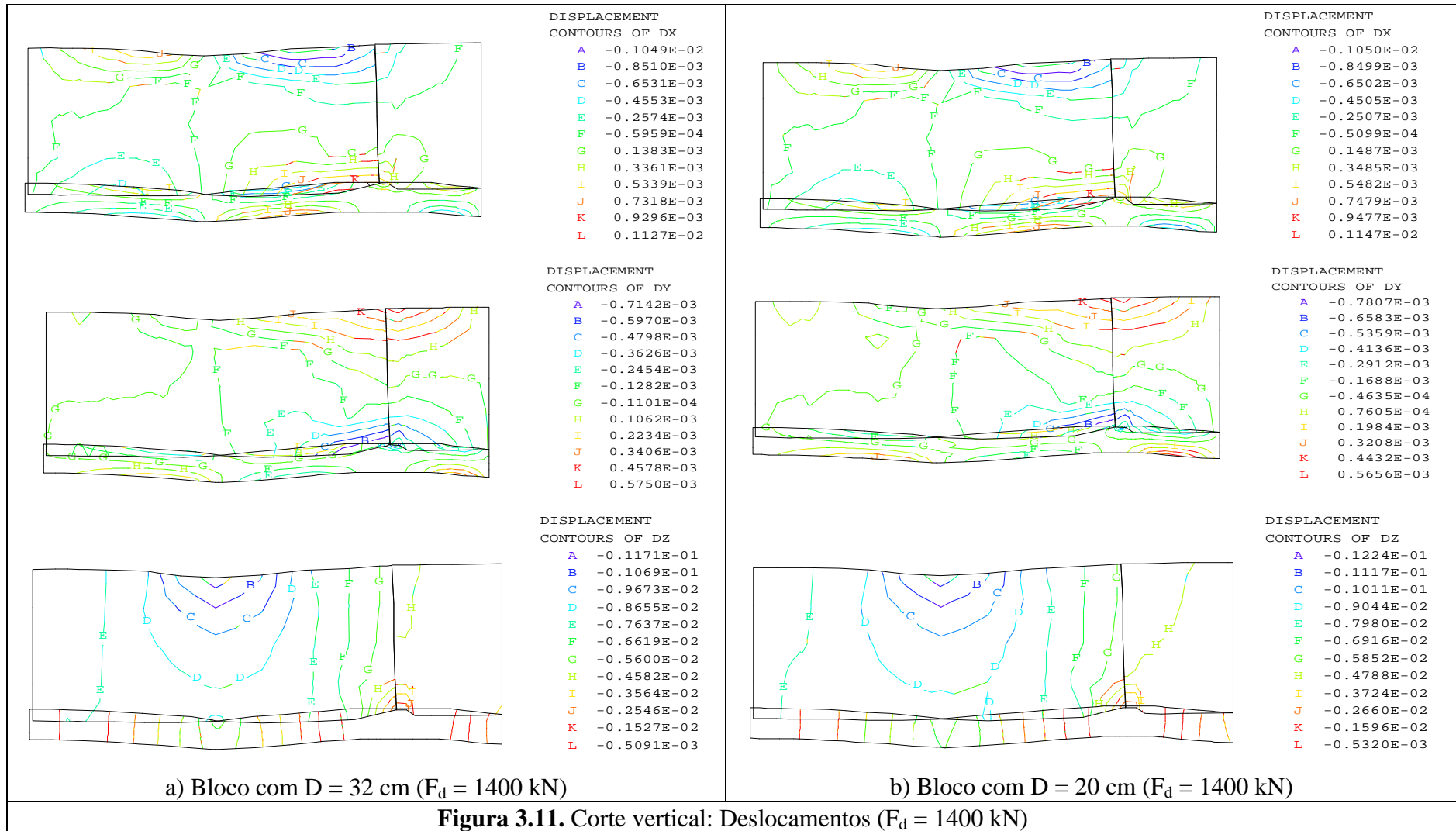


Tabela 3.2. Tensões normais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.4a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.5a) para o bloco com $D = 32$ cm

D = 32 cm	Tensões Normais (kN/cm ²)								
	Menores (σ_1)			Intermediárias (σ_2)			Maiores (σ_3)		
	Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d
Biela de Compressão	+0,0738	+0,0691	0,94	+ 0,0182	+ 0,0219	1,20	- 0,1562	- 0,1860	1,19
Zona Nodal Superior	-0,1239	-0,1375	1,11	- 0,2141	- 0,2372	1,11	- 0,3841	- 0,4272	1,11
Zona Nodal Inferior	+0,0738	+0,0920	1,25	+ 0,0182	+ 0,0435	2,39	- 0,4817	- 0,5305	1,10
Centro de Compressão	-0,0579	-0,0686	1,18	- 0,1085	- 0,1292	1,19	- 0,4166	- 0,4616	1,11
Centro Geométrico da Base	+0,1836	+0,1839	1,00	+ 0,1238	+ 0,1299	1,05	- 0,0585	- 0,0823	1,41
Região Central do Bloco	+0,0299	+0,0232	0,78	+ 0,0182	+ 0,0003	0,02	- 0,1562	- 0,1860	1,19
Região sem estaca	+0,0738	+0,0691	0,94	+ 0,0182	+ 0,0219	1,20	- 0,0260	- 0,0482	1,85

Tabela 3.3. Deformações totais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.6a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.7a) para o bloco com $D = 32$ cm

D = 32 cm	Deformações Totais (mm/m)								
	Menores (ϵ_{t1})			Intermediárias (ϵ_{t2})			Maiores (ϵ_{t3})		
	Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d
Biela de Compressão	+0,02506	+0,02779	1,11	+0,00713	+0,01036	1,45	-0,04828	-0,05390	1,12
Zona Nodal Superior	- 0,00454	- 0,04705	1,04	-0,02732	-0,02852	1,04	-0,09224	-0,10270	1,11
Zona Nodal Inferior	+0,05961	+0,06571	1,10	+0,00713	+0,01036	1,45	-0,14500	-0,16130	1,11
Centro de Compressão	- 0,00454	- 0,04705	1,04	-0,01748	-0,01741	1,00	-0,10980	-0,12230	1,11
Centro Geométrico da Base	+0,04974	+0,05487	1,10	+0,05142	+0,06035	1,17	-0,02190	-0,02459	1,12
Região Central do Bloco	+0,01519	+0,01696	1,12	+0,01205	+0,01592	1,32	-0,06586	-0,07342	1,11
Região sem estaca	+0,02506	+0,02779	1,11	+0,00221	+0,00481	2,18	-0,02190	-0,02459	1,12

Tabela 3.4. Deformações plásticas principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.8a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.9a) para o bloco com $D = 32$ cm

D = 32 cm	Deformações Plásticas (mm/m)									
	Menores (ϵ_{p1})			Intermediárias (ϵ_{p2})			Maiores (ϵ_{p3})			
	Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k
Biela de Compressão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Zona Nodal Superior	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Zona Nodal Inferior	+0,01744	+0,02317	1,33	+0,00248	+0,00685	2,76	-0,00705	-0,01057	1,50	
Centro de Compressão	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Centro Geométrico da Base	+0,00645	+0,00846	1,31	+0,00248	+0,00508	2,05	-0,00192	-0,00299	1,56	
Região Central do Bloco	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Região sem estaca	+0,00016	+0,00005	0,32	-	-	-	-0,00020	-0,00046	2,30	

Tabela 3.5. Deslocamentos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.10a) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.11a) para o bloco com $D = 32$ cm

D = 32 cm	Deslocamentos (mm)									
	Direção x (D_x)			Direção y (D_y)			Direção z (D_z)			
	Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k
Biela de Compressão	+0,00041	+0,00039	0,95	-0,00113	-0,00128	1,14	-0,06057	-0,06619	1,09	
Zona Nodal Superior	+0,00041	+0,00039	0,95	-0,00059	-0,00070	1,19	-0,09785	-0,10690	1,09	
Zona Nodal Inferior	+0,00315	+0,00361	1,15	-0,00592	-0,00656	1,11	-0,03262	-0,03564	1,09	
Centro de Compressão	+0,00041	+0,00039	0,95	-0,00059	-0,00070	1,19	-0,08853	-0,09673	1,09	
Centro Geométrico da Base	+0,00041	+0,00039	0,95	-0,00059	-0,00070	1,19	-0,03728	-0,04073	1,09	
Região Central do Bloco	+0,00041	+0,00039	0,95	-0,00059	-0,00070	1,19	-0,07921	-0,08655	1,09	
Região sem estaca	+0,00041	+0,00039	0,95	-0,00059	-0,00070	1,19	-0,06989	-0,07637	1,09	

Tabela 3.6. Tensões normais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.4b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.5b) para o bloco com $D = 20$ cm

D = 20 cm	Tensões Normais (kN/cm ²)								
	Menores (σ_1)			Intermediárias (σ_2)			Maiores (σ_3)		
	Corte Vertical			Corte Vertical			Corte Vertical		
Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k
Biela de Compressão	+ 0,0548	+ 0,0633	1,16	+ 0,0184	+ 0,0303	1,65	- 0,1624	- 0,1787	1,10
Zona Nodal Superior	- 0,1294	- 0,1390	1,07	- 0,2142	- 0,2352	1,10	- 0,3842	- 0,4196	1,09
Zona Nodal Inferior	+ 0,0957	+ 0,1083	1,13	+ 0,0184	+ 0,0524	2,85	- 0,5425	- 0,5917	1,09
Centro de Compressão	- 0,0680	- 0,0715	1,05	- 0,1084	- 0,1246	1,15	- 0,2891	- 0,3164	1,09
Centro Geométrico da Base	+ 0,1980	+ 0,2207	1,11	+ 0,1242	+ 0,1409	1,13	- 0,0357	- 0,0503	1,41
Região Central do Bloco	+ 0,0138	+ 0,0184	1,33	+ 0,0184	+ 0,0081	0,44	- 0,1624	- 0,1787	1,10
Região sem estaca	+ 0,0548	+ 0,0633	1,16	+ 0,0184	+ 0,0303	0,44	- 0,0357	- 0,0410	1,15

Tabela 3.7. Deformações totais principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.6b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.7b) para o bloco com $D = 20$ cm

D = 20 cm	Deformações Totais (mm/m)								
	Menores (ϵ_{t1})			Intermediárias (ϵ_{t2})			Maiores (ϵ_{t3})		
	Corte Vertical			Corte Vertical			Corte Vertical		
Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k
Biela de Compressão	+0,02381	+0,02645	1,11	+0,00750	+0,01130	1,51	-0,05108	-0,05767	1,13
Zona Nodal Superior	-0,01059	-0,01134	1,07	-0,02912	-0,03033	1,04	-0,09517	-0,10680	1,12
Zona Nodal Inferior	+0,08400	+0,09257	1,10	+0,01665	+0,02170	1,30	-0,16570	-0,18550	1,12
Centro de Compressão	-0,01059	-0,01134	1,07	-0,01997	-0,01993	1,00	-0,07753	-0,08716	1,12
Centro Geométrico da Base	+0,04960	+0,05479	1,10	+0,04412	+0,05292	1,20	-0,04226	-0,04784	1,13
Região Central do Bloco	+0,02381	+0,02645	1,11	+0,00750	+0,01130	1,51	-0,06872	-0,07733	1,13
Região sem estaca	+0,02381	+0,02645	1,11	+0,00292	+0,00609	2,09	-0,02463	-0,02818	1,14

Tabela 3.8. Deformações plásticas principais na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.8b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.9b) para o bloco com $D = 20$ cm

D = 20 cm	Deformações Plásticas (mm/m)								
	Menores (ϵ_{p1})			Intermediárias (ϵ_{p2})			Maiores (ϵ_{p3})		
Corte Vertical									
Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k
Biela de Compressão	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Zona Nodal Superior	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Zona Nodal Inferior	+0,04528	+0,05253	1,16	+0,01662	+0,02103	1,26	-0,01927	-0,02242	1,16
Centro de Compressão	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Centro Geométrico da Base	-	+0,05692	-	-	+0,00347	-	-	-0,00140	-
Região Central do Bloco	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Região sem estaca	-	-	-	-	-	-	-0,00124	-0,00140	1,13

Tabela 3.9. Deslocamentos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.10b) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.11b) para o bloco com $D = 20$ cm

D = 20 cm	Deslocamentos (mm)								
	Direção x (D_x)			Direção y (D_y)			Direção z (D_z)		
Corte Vertical									
Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k	F_k	F_d	F_d / F_k
Biela de Compressão	+0,00050	+0,00073	1,46	-0,00149	-0,00169	1,13	-0,06313	-0,06916	1,10
Zona Nodal Superior	+0,00050	+0,00073	1,46	-0,00093	-0,00108	1,16	-0,10200	-0,11170	1,10
Zona Nodal Inferior	+0,00328	+0,00548	1,67	-0,00649	-0,00720	1,11	-0,03399	-0,03724	1,10
Centro de Compressão	+0,00050	+0,00073	1,46	-0,00093	-0,00108	1,16	-0,08255	-0,09044	1,10
Centro Geométrico da Base	+0,00050	+0,00073	1,46	-0,00093	-0,00108	1,16	-0,04856	-0,05320	1,10
Região Central do Bloco	+0,00050	+0,00073	1,46	-0,00093	-0,00108	1,16	-0,08255	-0,09044	1,10
Região sem estaca	+0,00050	+0,00073	1,46	-0,00093	-0,00108	1,16	-0,07284	-0,07980	1,10

Tabela 3.10. Relação entre as tensões normais principais dos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.4) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.5)

D_{32} / D_{20}	Tensões Normais (kN/cm ²)					
	Menores (σ_1)		Intermediárias (σ_2)		Maiores (σ_3)	
Corte Vertical						
Regiões Analisadas	F_k	F_d	F_k	F_d	F_k	F_d
Biela de Compressão	1,35	1,09	1,00	0,72	0,96	1,04
Zona Nodal Superior	0,96	0,99	1,00	1,00	1,00	1,02
Zona Nodal Inferior	0,77	0,85	0,99	0,83	0,89	0,90
Centro de Compressão	0,85	0,96	1,00	1,04	1,44	1,46
Centro Geométrico da Base	0,93	0,83	1,00	0,92	1,64	1,64
Região Central do Bloco	2,16	1,26	1,00	0,37	0,96	1,04
Região sem estaca	1,35	1,09	1,00	0,72	0,96	1,18

Tabela 3.11. Relação entre as deformações totais principais dos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.6) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.7)

D_{32} / D_{20}	Deformações Totais (mm/m)					
	Menores (ϵ_{t1})		Intermediárias (ϵ_{t2})		Maiores (ϵ_{t3})	
Corte Vertical						
Regiões Analisadas	F_d	F_k	F_d	F_k	F_d	F_d
Biela de Compressão	1,05	1,05	0,95	0,92	0,95	0,93
Zona Nodal Superior	0,43	0,41	0,94	0,94	0,97	0,96
Zona Nodal Inferior	0,71	0,71	0,43	0,48	0,88	0,87
Centro de Compressão	0,43	0,41	0,88	0,87	1,42	1,40
Centro Geométrico da Base	1,00	1,00	1,16	1,14	0,52	0,51
Região Central do Bloco	0,64	0,64	1,61	1,41	0,96	0,95
Região sem estaca	1,05	1,05	0,76	0,79	0,89	0,87

Tabela 3.12. Relação entre as deformações plásticas principais dos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.8) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.9)

D₃₂ / D₂₀	Deformações Plásticas (mm/m)					
	Corte Vertical		Intermediárias (ε_{p2})		Maiores (ε_{p3})	
	Regiões Analisadas		F_d	F_k	F_d	F_d
Biela de Compressão	-	-	-	-	-	-
Zona Nodal Superior	-	-	-	-	-	-
Zona Nodal Inferior	0,39	0,44	0,15	0,33	0,37	0,47
Centro de Compressão	-	-	-	-	-	-
Centro Geométrico da Base	-	1,49	-	1,46	-	2,14
Região Central do Bloco	-	-	-	-	-	-
Região sem estaca	-	-	-	-	0,16	0,33

Tabela 3.13. Relação entre os deslocamentos obtidos nos blocos na força característica $F_k = 1050$ kN (Figura 3.10) e na força de cálculo $F_d = 1400$ kN (Figura 3.11)

D₃₂ / D₂₀	Deslocamentos (mm)					
	Corte Vertical		Direção y (D_y)		Direção z (D_z)	
	Regiões Analisadas		F_d	F_k	F_d	F_d
Biela de Compressão	0,82	0,53	0,76	0,76	0,96	0,96
Zona Nodal Superior	0,82	0,53	0,63	0,65	0,96	0,96
Zona Nodal Inferior	0,96	0,66	0,91	0,91	0,96	0,96
Centro de Compressão	0,82	0,53	0,63	0,65	1,07	1,07
Centro Geométrico da Base	0,82	0,53	0,63	0,65	0,77	0,77
Região Central do Bloco	0,82	0,53	0,63	0,65	0,96	0,96
Região sem estaca	0,82	0,53	0,63	0,65	0,96	0,96

CAPÍTULO 4

Projeto e Execução dos Modelos

4.1. Considerações Iniciais

Este capítulo descreve o dimensionamento e execução dos blocos sobre três estacas, ensaiados no Laboratório de Estruturas - EESC/USP. Utilizou-se o Método das Bielas segundo BLÉVOT (1967) para o dimensionamento dos modelos.

Na fase experimental, dividiram-se os ensaios dos blocos sobre três estacas em dois grupos com dois blocos cada (Tabela 4.1). Os blocos dos dois grupos diferiam no diâmetro das estacas, sendo os blocos do Grupo 1 com diâmetro de estacas igual a 30 cm e o grupo 2 com diâmetro de 20 cm. A fase experimental constou de duas etapas.

A primeira etapa experimental, chamada de etapa piloto, ensaiaram-se três blocos sobre três estacas, de iguais dimensões e igual distribuição da armadura principal, embora com diâmetro de estacas diferentes, ou seja, dois blocos com diâmetro das estacas de $D = 20$ cm (grupo 2) e outro bloco com $D = 30$ cm (grupo 1).

Esta primeira série de ensaios foi definida como série A1, e compreendia blocos providos somente com a armadura principal escolhida de modo a unir as estacas, a qual, segundo as observações dos ensaios de BLÉVOT (1967), proporcionava ao bloco considerável capacidade resistente.

A segunda fase experimental compreendeu as outras três séries de ensaios: a série A2, a série A3 e a série A4. Cada série consistia de dois blocos, um de cada grupo, com igual distribuição da armadura principal, fixadas considerando as observações feitas nos ensaios da primeira fase (ensaio piloto), porém, com variação nas armaduras secundárias.

Na série A2 a armadura secundária consistia de barras passando pela projeção do pilar, na série A3, a armadura secundária consistia de barras distribuídas na base,

em forma de malha e, na série A4, a armadura secundária consistia de barras em forma de estribos verticais e horizontais, constituindo uma armação típica em gaiola. A Tabela 4.1 resume a divisão dos ensaios dos blocos nas duas fases experimentais considerando o grupo e a série.

Tabela 4.1. Grupos de modelos experimentais

Série	Grupo 1 - B30 (D = 30 cm)	Grupo 2 - B20 (D = 20 cm)	
série A1 (3 blocos)	Armadura principal unindo as estacas		
	B30A1/1	B20A1/1	B20A1/2
série A2 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura passando pelo pilar		
	B30A2	B20A2	
série A3 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura em malha		
	B30A3	B20A3	
série A4 (2 blocos)	Armadura principal + Armadura em "gaiola"		
	B30A4	B20A4	

Os primeiros ensaios foram realizados em níveis crescentes de carregamento até a ruína com a finalidade de analisar o modo de ruína, as deformações e tensões nas fases de serviço e, verificar a viabilidade do sistema de aplicação de força utilizado, além de corrigir prováveis falhas. Os ensaios seguintes foram realizados com a mesma metodologia dos primeiros.

Os detalhes da execução e instrumentação dos modelos, a metodologia utilizada para os ensaios e para o controle das resistências médias à compressão e à tração do concreto são descritos neste capítulo.

4.2. Dimensionamento dos Modelos

Os blocos sobre três estacas, dispostas em triângulo equilátero, foram dimensionados segundo o Método das Bielas (BLÉVOT, 1967) e as recomendações de cálculo, para blocos rígidos, descritas no Capítulo 2. O dimensionamento foi realizado para os blocos de estacas de diâmetro de 30 cm (Grupo 1) e considerado igual para o bloco de estacas de diâmetro de 20 cm. No dimensionamento não se utilizaram os fatores de segurança, ou sejam, os coeficientes de majoração das ações e minoração das resistências dos materiais.

A idéia de executar os blocos com estacas de diâmetro menor, se baseou na observação de profissionais da área de engenharia de estruturas que trabalham com estacas pré-moldadas de concreto. Para esses profissionais, a mudança de estacas pré-moldadas de concreto de seção transversal quadrada para circular, tem ocasionado a diminuição da área da seção transversal das estacas do projeto inicial.

Este fato tem ocasionado dúvidas quanto ao comportamento dos blocos sobre estacas ser o mesmo, apesar da diminuição do diâmetro das estacas, devido à troca da geometria da seção transversal das mesmas.

Segundo essas observações, os modelos dos blocos sobre três estacas com diâmetro de 20 cm que serão utilizados neste trabalho têm o mesmo dimensionamento dos blocos sobre três estacas com diâmetro de 30 cm. A diferença está somente no diâmetro das estacas, com a finalidade de se verificar qual o comportamento diante desta mudança, não levada em conta nos projetos.

4.2.1. Blocos sobre estacas de diâmetro de 32 cm

4.2.1.1. Considerações iniciais

Esses blocos foram dimensionados considerando as estacas como tipo Strauss de diâmetro nominal de 32 cm e capacidade de carga nominal de 320 kN. O pilar possuía seção quadrada de lados iguais a 35 cm. A força de projeto no pilar era três vezes a capacidade de carga das estacas, ou seja, 960 kN.

A resistência característica à compressão do concreto foi considerada igual a 20 MPa (C20) e a resistência média à compressão calculada segundo a NBR 6118 (1978), igual a 24 MPa. O aço utilizado para o dimensionamento das barras foi considerado de resistência característica de escoamento de 500 MPa (CA-50).

4.2.1.2. Dimensões dos blocos

A distância entre eixos das estacas espaçamento (e) foi determinada segundo a recomendação de ALBIERO & CINTRA (1984).

Para estacas escavadas, essa distância seria três vezes o diâmetro da estaca (equação 4a):

$$e = 3 \cdot D = 3 \cdot 32 = 96 \text{ cm}$$

A altura útil (d) seguiu, primeiramente, a recomendação de BLÉVOT (1967) para que o bloco seja considerado rígido, expressa pela equação 19:

$$0,58\left(e - \frac{\ell}{2}\right) \leq d \leq 0,825\left(e - \frac{\ell}{2}\right)$$

como $e = 96$ cm e $\ell = 35$ cm obteve-se:

$$45,53 \text{ cm} \leq d \leq 64,76 \text{ cm}$$

A outra recomendação seguida foi a de ALONSO (1991) a qual determina que a altura útil seja maior ou igual a metade da distância entre eixos das estacas (equação 10), ou seja:

$$d \geq \frac{e}{2} = \frac{96}{2} = 48 \text{ cm}$$

portanto, altura útil adotada foi igual a:

$$d_{\text{adotado}} = 50 \text{ cm}$$

A inclinação da biela neste dimensionamento foi considerada em relação ao eixo vertical (β), e, portanto, para sua determinação utilizou-se a equação 21 sugerida por BLÉVOT (1967) para inclinação da biela em relação à horizontal, embora com a devida modificação, ou seja:

$$\text{tg} \mathbf{b} = \frac{\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot e - \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \ell}{d}$$

substituindo os valores já definidos:

$$\text{tg} \mathbf{b} = \frac{\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot 96 - \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot 35}{50} = 0,7785$$

$$\therefore \mathbf{b} = 38^\circ$$

O embutimento das estacas na face inferior do bloco (d_0) deve ser maior ou igual a 10 cm, segundo a recomendação de MONTROYA et al. (1973):

$$\therefore d_{0\text{adotado}} = 10\text{cm}$$

portanto, o bloco tinha altura total igual a 60 cm:

$$h = 60\text{cm}$$

4.2.1.3. Verificação das tensões nas bielas

BLÉVOT (1967) sugere a verificação das tensões na biela junto à estaca (zona nodal inferior) e junto ao pilar (zona nodal superior), respectivamente, utilizando as equações 31 e 32, como se segue:

$$s_{zni} = \frac{F}{3 \cdot A_e \cdot \cos^2 \mathbf{b}} \leq 1,06 \cdot f_{ck}$$

$$s_{zni} = \frac{960}{3 \cdot \frac{32^2 \cdot \mathbf{p}}{4} \cdot \cos^2 \mathbf{b}} \leq 1,06 \cdot 2,0 \Rightarrow \cos^2 \mathbf{b} \geq 0,1877 \Rightarrow \mathbf{b} \leq 64,33^\circ$$

$$s_{zns} = \frac{F}{A_p \cdot \cos^2 \mathbf{b}} \leq 1,06 \cdot f_{ck}$$

$$s_{zns} = \frac{960}{35^2 \cdot \cos^2 \mathbf{b}} \leq 1,06 \cdot 2,0 \Rightarrow \cos^2 \mathbf{b} \geq 0,3697 \Rightarrow \mathbf{b} \leq 52,56^\circ$$

Pode-se notar que ambas as verificações foram satisfeitas.

4.2.1.4. Dimensionamento da armadura principal

O cálculo da armadura principal seguiu as expressões descritas no item 2.4.2.2 do Capítulo 2, lembrando que a inclinação da biela foi considerada em relação ao eixo vertical. A força resultante das tensões de tração nas barras da armadura foi determinada como segue:

$$R_{st}' = \frac{1}{2 \cdot \cos 30^\circ} \cdot \frac{F}{3} \cdot \operatorname{tg} b = \frac{1}{2 \cdot \cos 30^\circ} \cdot \frac{960}{3} \cdot 0,78$$

$$R_{st}' = 144,1 \text{ kN}$$

Deste modo, a área das barras, a quantidade e o diâmetro delas e a área efetiva foram determinadas como:

$$A_{s1} = \frac{R_{st}'}{f_{yk}} = \frac{144,1}{50} = 2,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{f}12,5 \Rightarrow A_{s1\text{efetiva}} = 3,75 \text{ cm}^2$$

4.2.1.5. Ancoragem

A verificação da ancoragem das barras da armadura principal foi realizada seguindo as indicações da NBR 6118 (1978). A força a ancorar por barra foi definida como segue:

$$R_{st,1f}' = \frac{R_{st}'}{3} = \frac{144,1}{3} = 48,04 \text{ kN}$$

A força resistente no gancho das barras de diâmetro 12,5 mm, foi considerado na condição muito favorável (as barras estão todas alinhadas), segundo BURKE (1976), ou seja:

$$R_h = 24,29 \text{ kN}$$

A força a ancorar por barra ficou definida como:

$$R_s' = R_{st,1f}' - R_h = 48,04 - 24,29 = 23,75 \text{ kN}$$

A tensão última de aderência foi determinada seguindo a expressão:

$$t_{bu} = 0,42 \cdot (f_c)^{2/3} (\text{MPa}) \Rightarrow \text{CA} - 50$$

substituindo os valores dos parâmetros respectivos:

$$t_{bu} = 0,42 \cdot 20,0^{2/3} = 3,09 \text{ MPa}$$

O cálculo da tensão última de aderência normal:

$$\tau_{bu,n} = \tau_{bu} \cdot (1 + 0,04 \cdot \sigma_n)$$

$$t_{bu,n} = 3,09 \cdot (1 + 0,04 \cdot 4,50) = 3,65 \text{ MPa}$$

A distância do centro da estaca até a face do bloco (a) foi determinada considerando comprimento do gancho igual a:

$$d' + f + r = 4 + 1,25 + 5 \cdot f = 4 + 1,25 + 6,25$$

$$\therefore d' + f + r = 11,5 \text{ cm}$$

e comprimento da barra até o início do gancho:

$$a - (d' + f + r) = a - 11,5$$

$$p \cdot f \cdot (a - 11,5) \cdot t_{bu,n} = R_s'$$

$$p \cdot 1,25 \cdot (a - 11,5) \cdot 0,365 = 23,75$$

$$a = 28,07 \text{ cm}$$

O espaço que foi deixado da face da estaca até a face do bloco foi definido pela expressão:

$$a - \frac{D}{2} \geq 10 \text{ cm}$$

substituindo os valores respectivos:

$$28,07 - \frac{32}{2} \geq 12,07 \geq 10 \text{ cm}$$

$$\therefore \left(a - \frac{D}{2}\right)_{\text{adotado}} = 15 \text{ cm}$$

4.2.1.6. Armadura secundária em forma de estribos verticais e horizontais

A NBR 6118 (1978) sugere que a área das barras da armadura construtiva em forma de estribos verticais e horizontais, utilizada como armadura secundária para os

blocos da Série A4, deve ser igual a um quinto da área das barras da armadura principal, considerando o espaçamento de distribuição. Deste modo, segue o cálculo.

a) estribos verticais

$$A_{s\cosnt.} = \frac{A_{s1}}{5 \cdot B} = \frac{3,75}{5 \cdot 1,50} = 0,50\text{cm}^2 / m \Rightarrow$$

$$10\phi 6,3c / 15 \Rightarrow A_{s\cosnt.,efetivo} = 2,10\text{cm}^2 / m$$

b) estribos horizontais

$$A_{s\cosnt.} = \frac{A_{s1}}{5 \cdot d} = \frac{3,75}{5 \cdot 0,50} = 1,50\text{cm}^2 / m \Rightarrow$$

$$4\phi 6,3c / 15 \Rightarrow A_{s\cosnt.,efetivo} = 2,10\text{cm}^2 / m$$

4.2.1.7. Armadura secundária passando pela projeção do pilar

No dimensionamento das barras da armadura secundária passando pela projeção do pilar para os blocos da Série A2, utilizou as equações 23 e 24 do item 2.4.2.4 do capítulo 2 sugeridas por BLÉVOT (1967), ou seja:

$$R_{st} = 0,5 \cdot \frac{F}{3} \cdot \text{tg} \mathbf{b} = 0,5 \cdot \frac{960}{3} \cdot 0,78$$

$$R_{st} = 124,8\text{kN}$$

$$A_{s1} = \frac{R_{st}}{f_{yk}} = \frac{124,8}{50} = 2,50\text{cm}^2 \Rightarrow 2\mathbf{f}12,5 \Rightarrow A_{s1efetiva} = 2,50\text{cm}^2$$

4.2.1.8. Armadura secundária distribuída sobre a face inferior (malha)

A NBR 6118 (1978) sugere que a área das barras da armadura em malha, utilizada como armadura secundária para os blocos da Série A3, deve ser igual a um quinto da área das barras da armadura principal. Deste modo:

$$A_{sdist} = \frac{1}{5} \cdot A_{s1} = \frac{1}{5} \cdot 3,75 = 0,75\text{cm}^2 \Rightarrow B_x = B_y = 150\text{cm} \Rightarrow A_{sdist} = \frac{0,75}{1,50} = 0,5\text{cm}^2 / m$$

$$\Rightarrow 10\phi 6,3c / 15 \Rightarrow A_{sdist,efet} = 2,10\text{cm}^2 / m$$

Considerando gancho tipo A segundo PINHEIRO (1986) $\Rightarrow \ell_{b2} = 11 \text{ cm}$

4.2.1.9. Armaduras longitudinal do pilar e das estacas

No dimensionamento da armadura longitudinal do pilar a seção transversal deve ser verificada, conforme a expressão abaixo, de modo que não ocorra a ruptura do pilar:

$$F_{est} \leq A_c \cdot \sigma_c + A_s \cdot \sigma_{s2}$$

onde:

F_{est} é força última estimada no pilar, e considerada igual a 3500 kN;

f_{cm} é a resistência média à compressão do concreto de alta resistência, adotada igual a 60 MPa;

f_{yd} é resistência de cálculo do aço igual a 42,0 MPa (CA-50);

A_c é a área da seção transversal do pilar igual a 35 cm x 35 cm;

A_s é a área da seção transversal das barras da armadura longitudinal.

Com os dados acima, verificou-se que pode ser adotada área de armadura mínima longitudinal, resultando:

$$r_{min} = 0,8\% \cdot A_c$$

$$A_{smin} = \frac{0,8}{100} \cdot 35^2 \Rightarrow A_{smin} = 9,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{sefetiva} = 10,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8\phi 12,5 \text{ mm}$$

O comprimento do gancho na extremidade inferior da barra, deve ser igual a 23 cm, conforme indicado em PINHEIRO (1986), ficando assim com comprimento total de 1,0 metro.

No dimensionamento da área das barras da armadura longitudinal das estacas procedeu-se do mesmo modo que para o pilar. Também foi adotada a área mínima de armadura, resultando:

a) Estaca com diâmetro de 32 cm

$$A_{sefetiva} = 7,36\text{cm}^2 \Rightarrow 6f12,5\text{mm}$$

$$\text{Estribos circulares} \Rightarrow 14 \phi 6,3 \text{ c/5} \Rightarrow a_{sefet.} = 6,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b) Estaca com diâmetro de 20 cm

$$A_{sefetiva} = 7,36\text{cm}^2 \Rightarrow 6f12,5\text{mm}$$

$$\text{Estribos circulares} \Rightarrow 14 \phi 6,3 \text{ c/5} \Rightarrow a_s = 6,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O comprimento do gancho na extremidade superior da barra, deve ser igual a 23 cm, conforme indicado em PINHEIRO (1986), ficando assim com comprimento total de 1,20 metros.

O comprimento do gancho dos estribos circulares, segundo PINHEIRO (1986) deve ser de 11 cm, resultando em um comprimento total dos estribos circulares de 1,10 metros para as estacas de diâmetro de 32 cm e comprimento total de 0,80 metros para as estacas de diâmetro de 20 cm.

4.2.20. Armaduras de fretagem

Para armadura de fretagem na cabeça do pilar foi adotado diâmetro de 6,3 mm, conforme ilustra o detalhamento da Figura 4.3.

4.3. Detalhamento dos modelos

As Figuras 4.1 a 4.11 apresentam os detalhamentos completos dos blocos dimensionados que foram submetidos aos ensaios em laboratório.

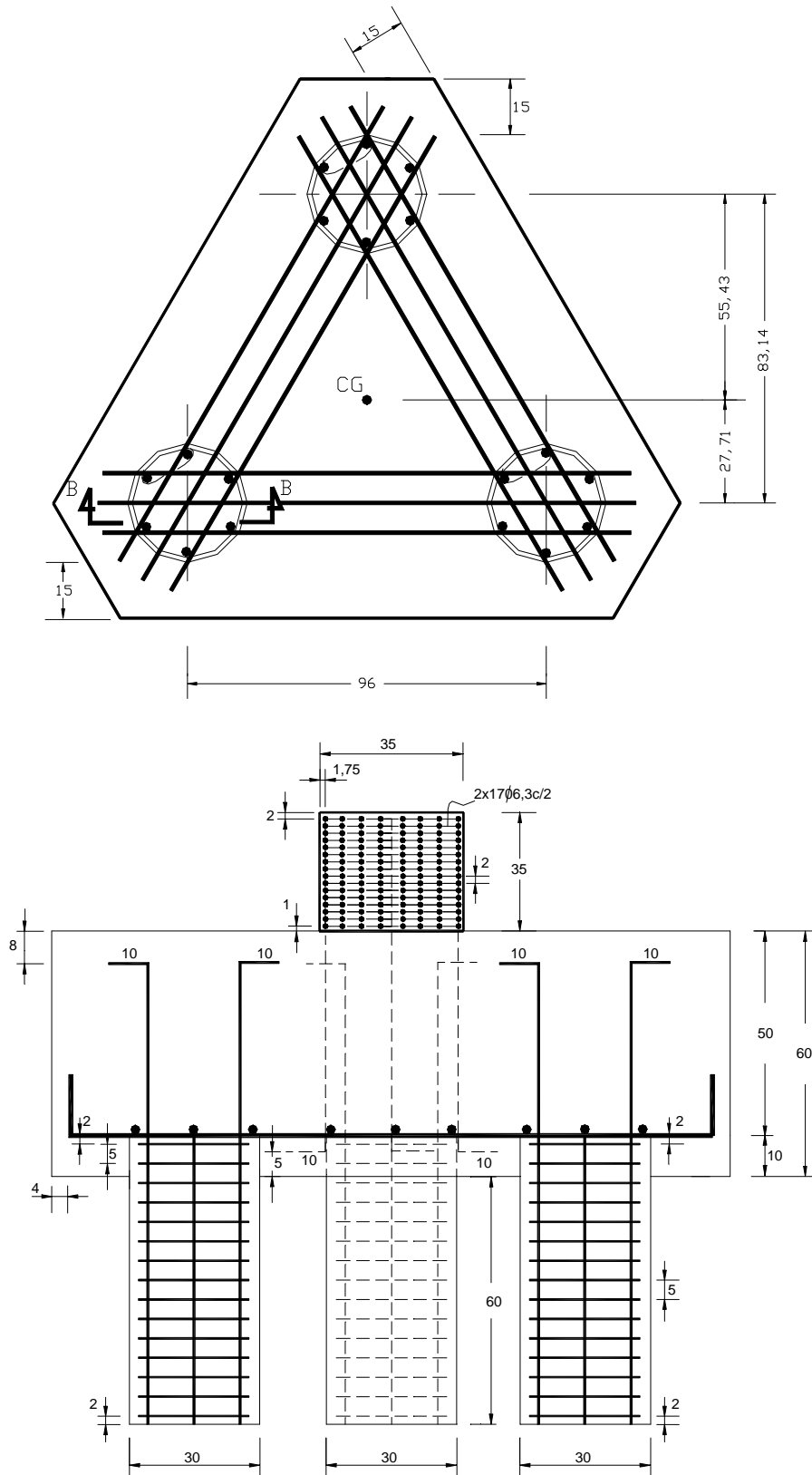


Figura 4.1. Detalhamento modelo de estacas de diâmetro de 30 cm

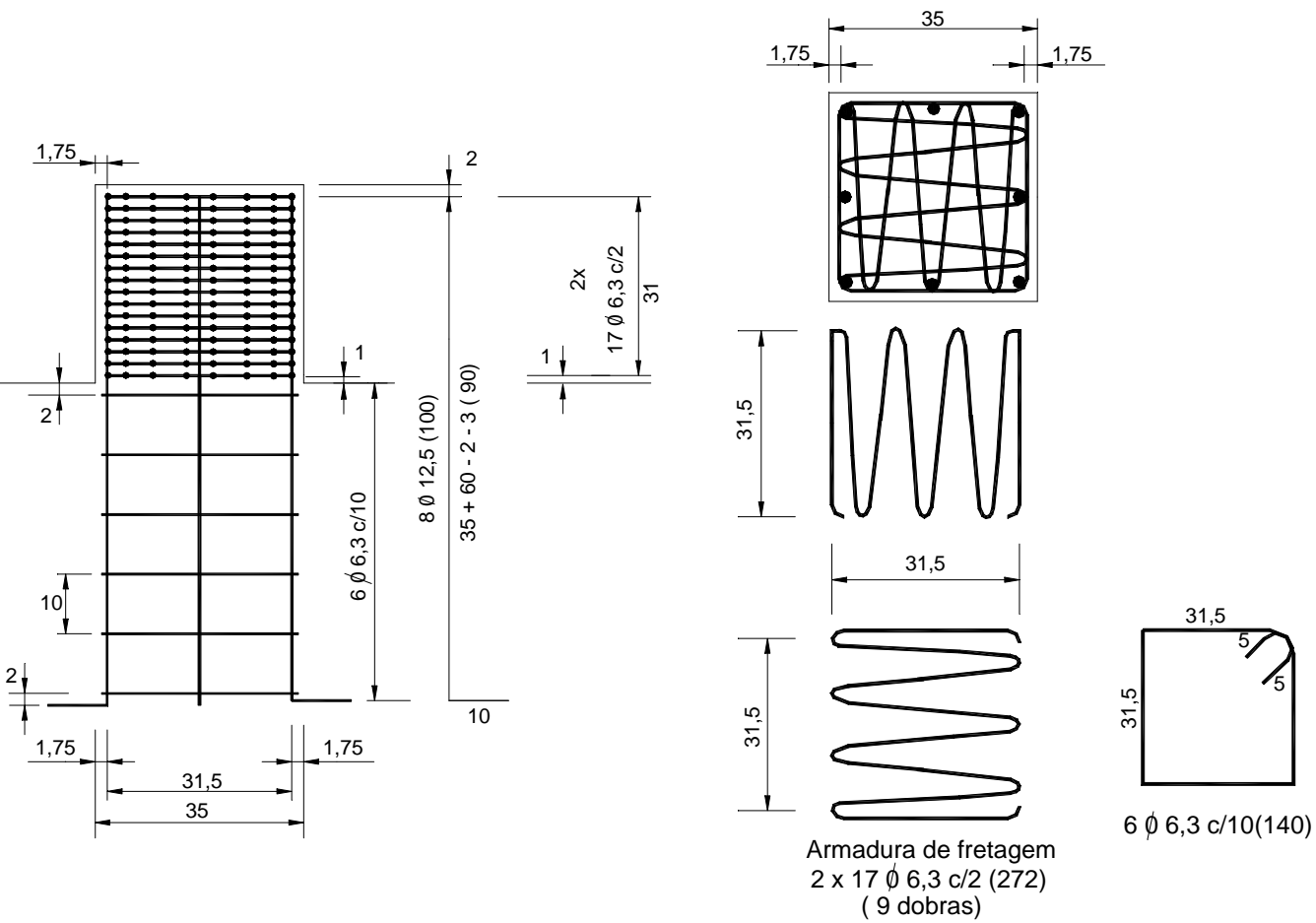


Figura 4.5. Detalhamento do pilar

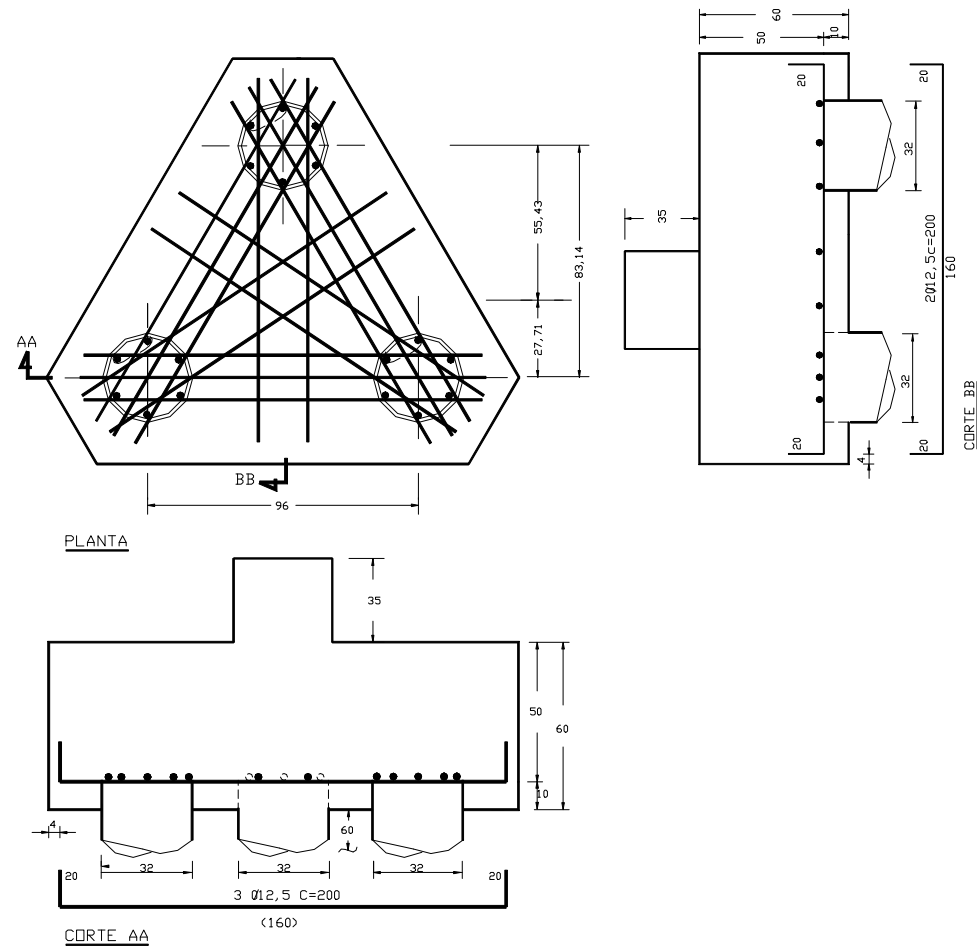


Figura 4.6. Armadura principal e armadura passando pelo pilar (D = 30 cm)

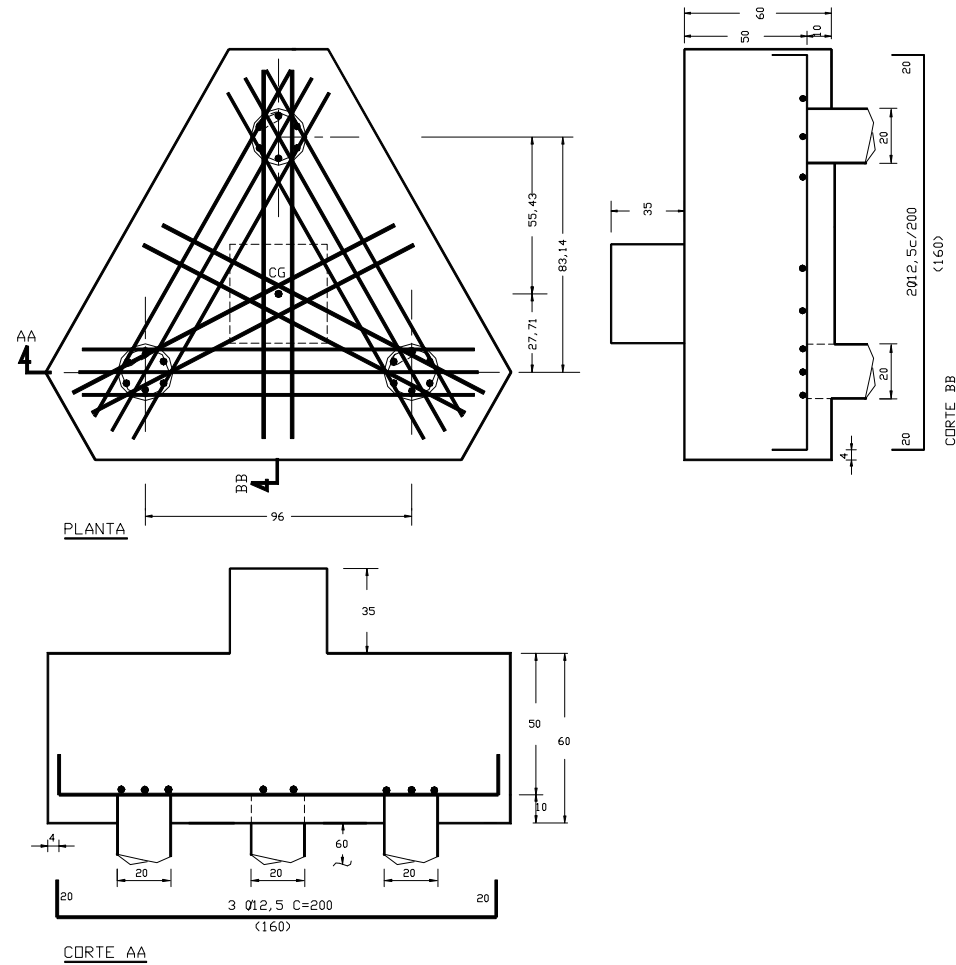


Figura 4.7. Armadura principal e armadura passando pelo pilar (D = 20 cm)

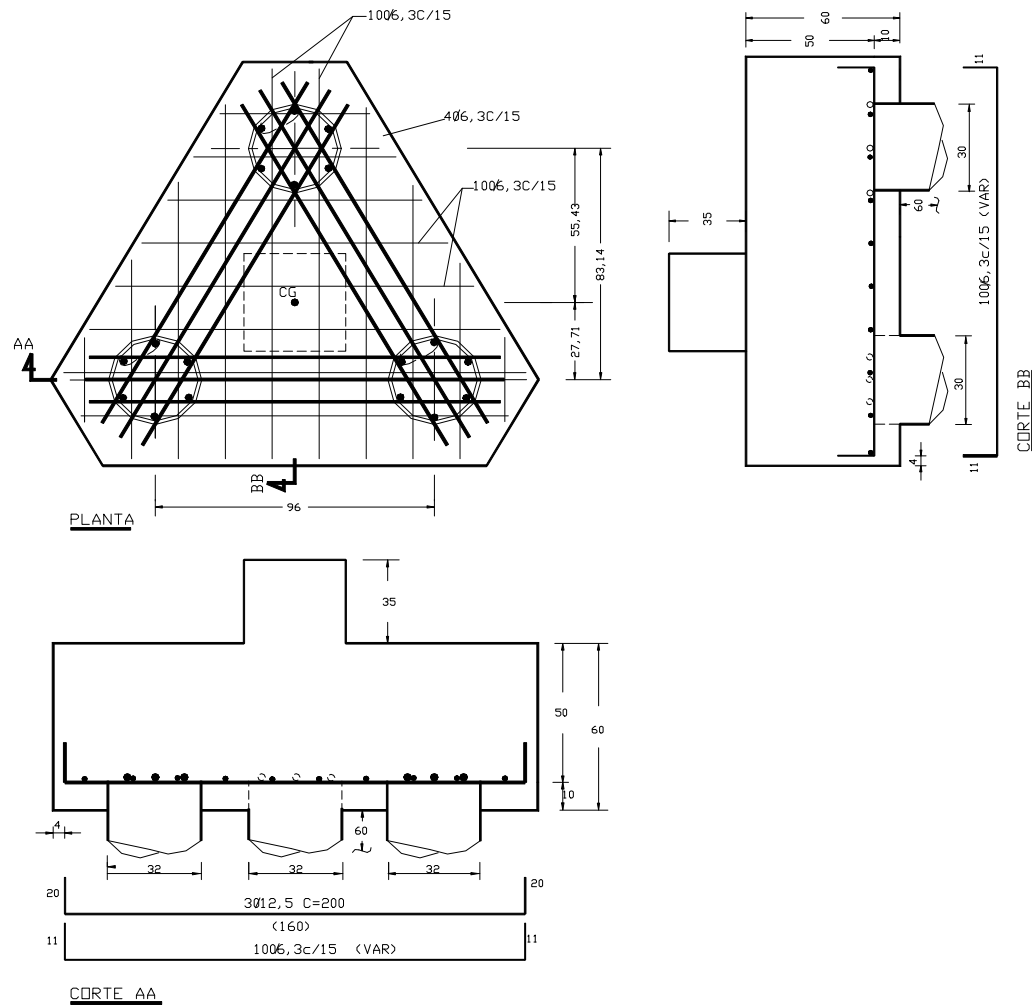


Figura 4.8. Armadura principal e armadura distribuída na base (D = 30 cm)

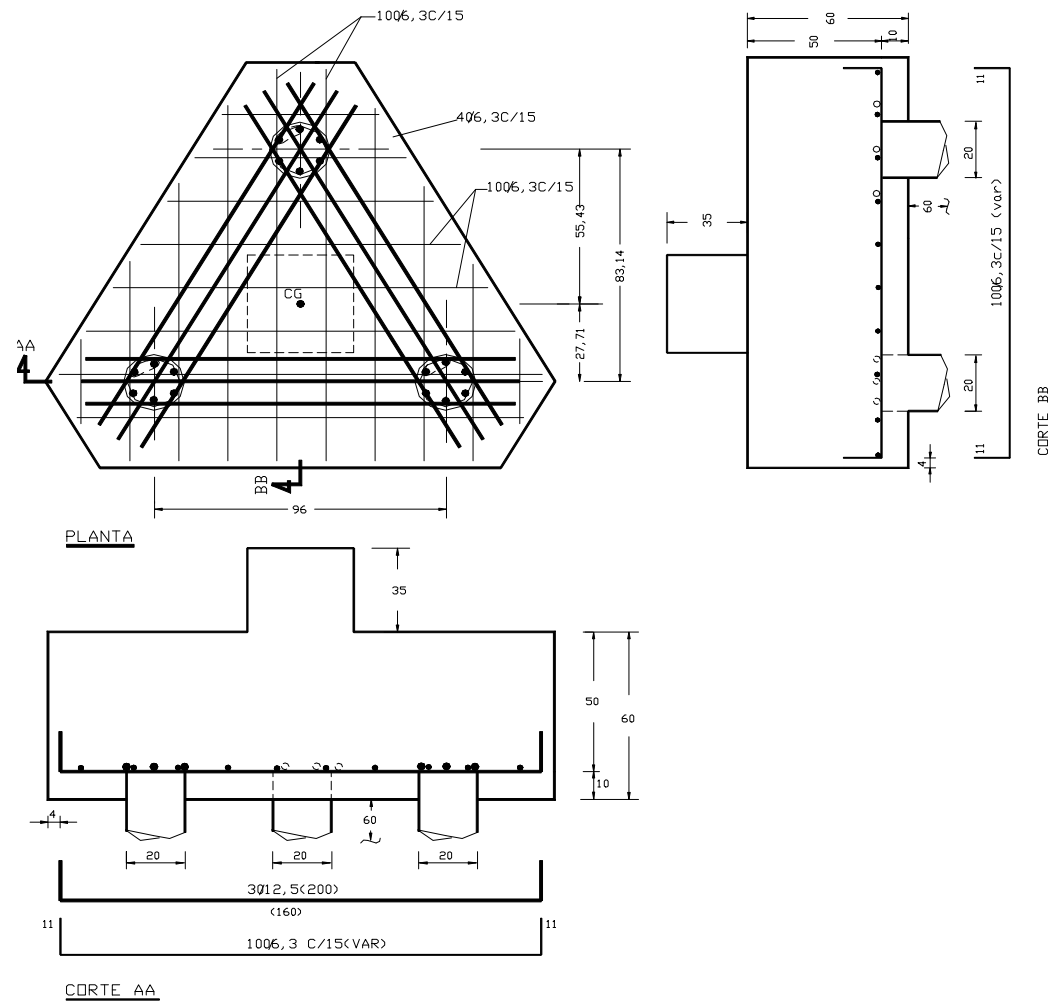


Figura 4.9. Armadura principal e armadura distribuída na base (D = 20 cm)

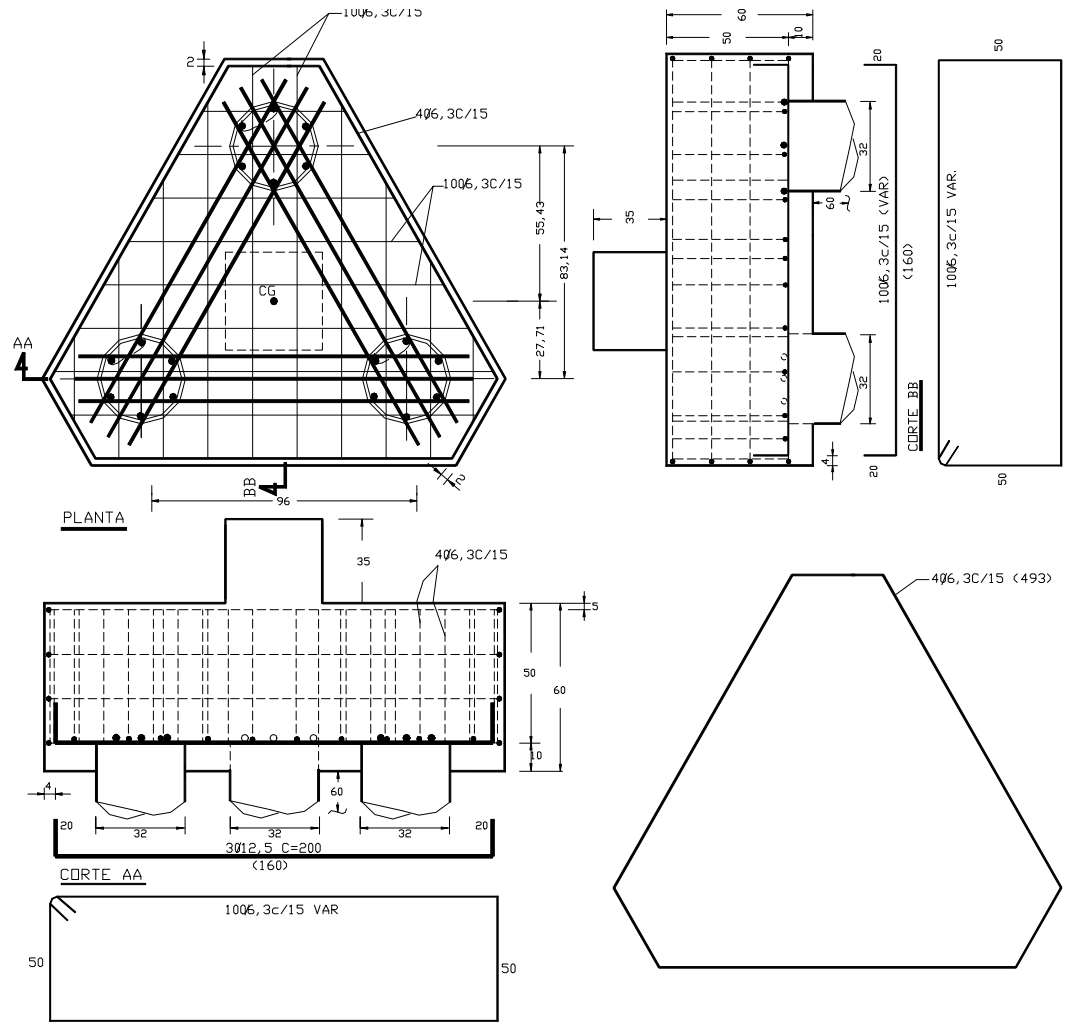


Figura 4.10. Armadura principal e armadura em gaiola (D = 30 cm)

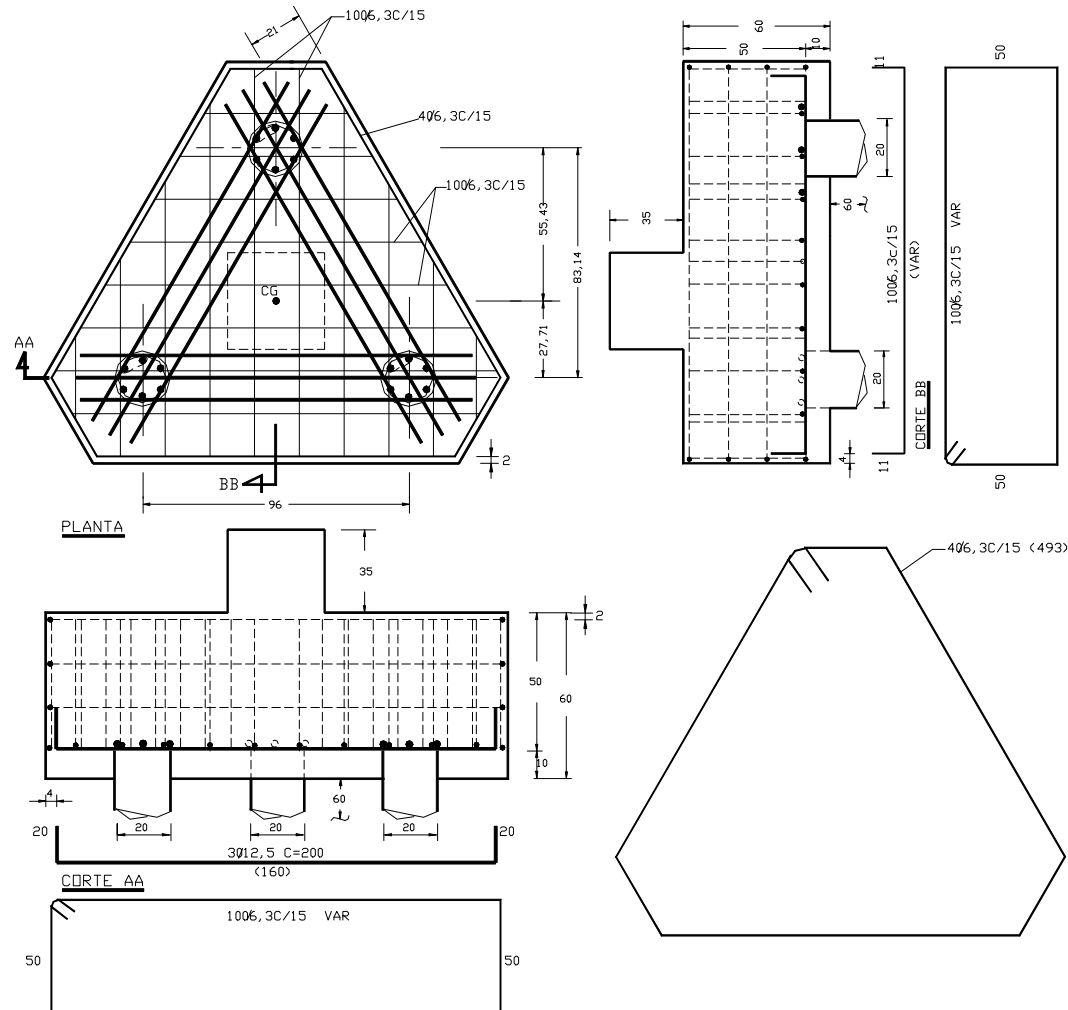


Figura 4.11. Armadura principal e armadura em gaiola (D = 20 cm)

4.4. Execução dos modelos

Os pilares e os blocos dos modelos foram executados com fôrmas de madeira compensada devidamente dimensionadas e travadas (Figuras 4.12 e 4.13). As estacas foram moldadas em tubos de PVC DN 300 e DN 200, com diâmetros externos de 222 mm e 315 mm e espessuras 11,0 mm e 7,7 mm, respectivamente (Figuras 4.14 e 4.15).



Figura 4.12. Bloco concretado

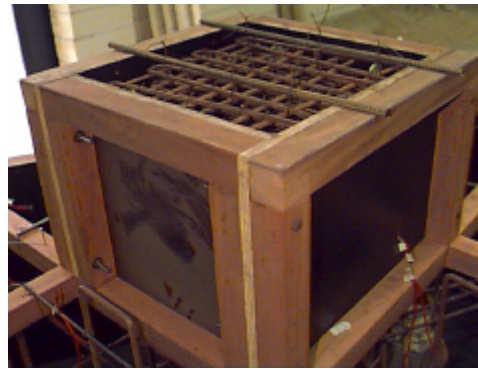


Figura 4.13. Fôrma do pilar



Figura 4.14. Armadura das estacas de
D = 30 cm



Figura 4.15. Fôrma das
estacas com D = 30 cm

As estacas e os pilares foram construídos em concreto de alta resistência com $f_{cma} = 70$ MPa aos 15 dias, utilizando cimento de alta resistência inicial (ARI). Já o bloco foi construído com concreto usinado com $f_{cm} = 24$ MPa, aos 28 dias com cimento comum e com abatimento medido através do *slump test* de ± 10 cm. O traço do concreto de alta resistência utilizado está apresentado pela Tabela 4.2, tendo sido composto por cimento ARI, sílica ativa, areia, pedra britada número 1, superplastificante (3%) e água, respectivamente.

Tabela 4.2 - Traço do concreto de alta resistência

Traço concreto de alta resistência	1 : 0,1 : 1,45 : 2,08 : 0,03 : a/c = 0,37
------------------------------------	---

4.4.1. Ensaios de resistência do concreto

O controle das resistências à compressão e à tração médias do concreto usinado, utilizado na execução dos blocos sobre estacas, foi realizado através de ensaios de compressão axial e diametral em corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 15 cm e altura 30 cm, executados a cada concretagem. O controle da plasticidade e trabalhabilidade do concreto foi realizado através de ensaios tipo *slump test* também a cada concretagem. Os ensaios seguiram as recomendações dos métodos MB 2 (1994), MB 3 (1994) e MB 212 (1994).

Nos ensaios de resistência à compressão axial foram ensaiados 9 (nove) corpos-de-prova: três aos 7 dias, outros três aos 15 dias e os três últimos aos 28 dias. Desses últimos, dois foram instrumentados com dois *strain gages* KFG-10 ou dois extensômetros mecânicos cada um para a determinação do diagrama força *versus* deformação do concreto e, posterior determinação dos módulos de elasticidade (Figura 4.16). Para os ensaios de resistência à compressão diametral foram ensaiados 3 (três) corpos-de-prova aos 28 dias.

Na Figura 4.16, percebe-se que as curvas obtidas não atingiram o patamar de escoamento do concreto porque nos ensaios a força aplicada nos corpos-de-prova foi limitada para que não comprometesse o posterior ensaio de compressão nos mesmos. A Figura 4.16 apresenta curvas de diferentes tipos porque os ensaios para a

determinação dos módulos de elasticidade foram realizados em diferentes prensas, conforme a disponibilidade das mesmas.

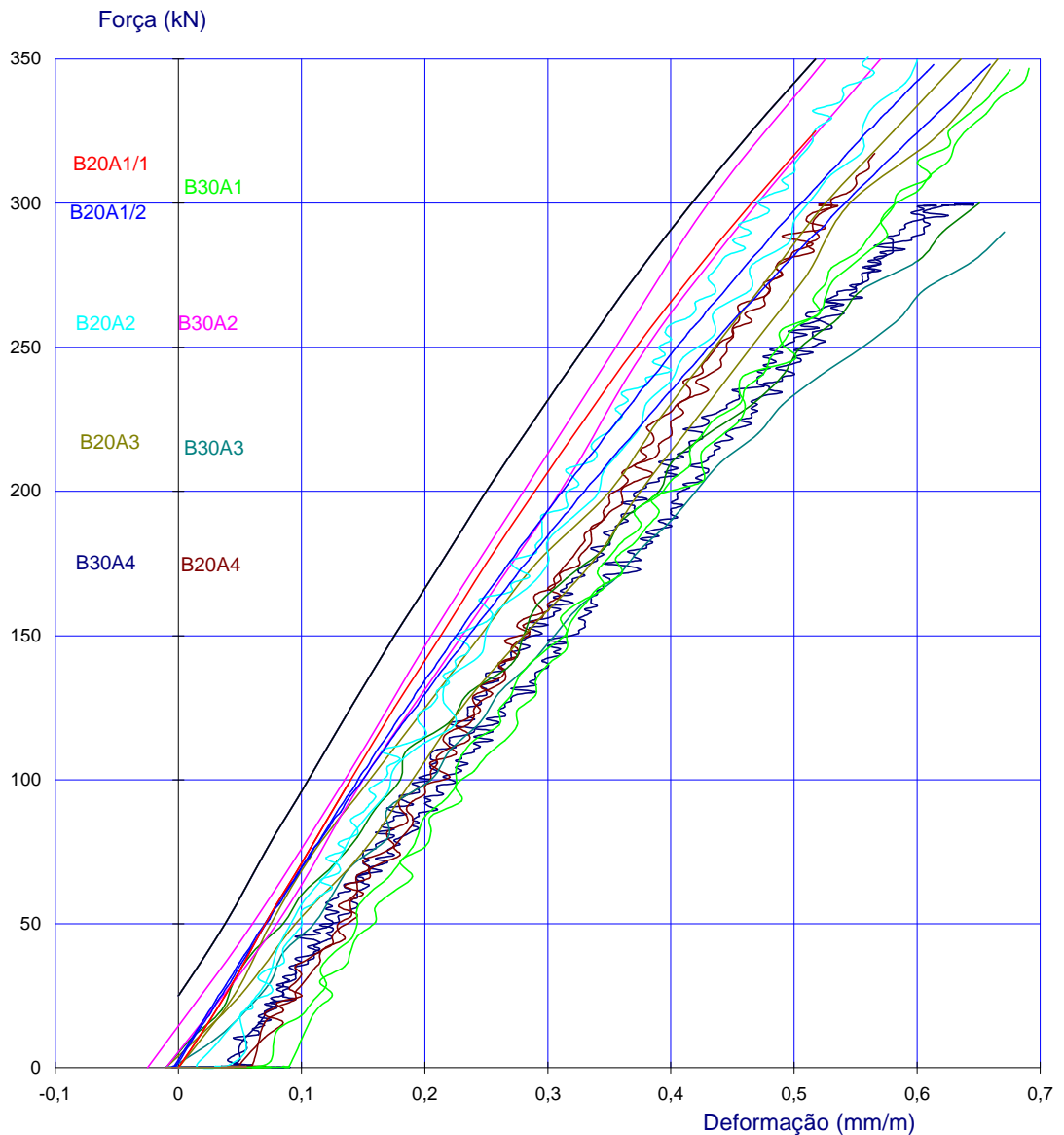


Figura 4.16. Diagrama força *versus* deformação dos corpos-de-prova 15 cm x 30 cm

Do mesmo modo, o controle das resistências à compressão médias do concreto de alta resistência, utilizado na execução das estacas e dos pilares, foi realizado também através de ensaios de compressão axial, em corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 10 cm e altura 20 cm.

Nos ensaios de resistência à compressão axial foram executados 6 (seis) corpos-de-prova: dois deles foram ensaiados aos 3 dias, outros dois aos 7 dias e os dois últimos aos 15 dias. Quando havia sobra de concreto na betoneira, moldavam-se mais dois corpos-de-prova para ensaiar aos 28 dias. Os resultados desses ensaios para o concreto usinado e para o concreto de alta resistência se encontram nas Tabelas 4.3. e 4.4, respectivamente.

Tabela 4.3. Resistências à compressão e à tração do concreto

Modelos	Compressão			Tração			Slump
	f_{c28} (MPa)	E_c (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_t (MPa)	$f_{tk,est}$ (MPa)	h (cm)
B20A1/1	27,4	40084	23,3	2,4	40084	2,1	9
B20A1/2	33,0	38897	28,0	2,9	38897	2,4	9
B30A1	31,0	34921	26,5	2,7	34921	2,3	8
B20A2	35,5	35863	30,1	3,1	35863	2,3	8
B30A2	40,3	38661	34,3	3,4	38661	2,7	7
B20A3	37,9	29356	32,2	3,5	29356	3,0	9
B30A3	24,5	25011	20,8	2,2	25011	1,8	16
B20A4	35,6	33942	30,2	3,3	33942	2,7	8
B30A4	24,6	32377	20,8	2,6	32377	2,2	12

Tabela 4.4. Resistências à compressão do concreto de alta resistência

Modelos	Estacas		Pilar	
	f_{c15} (MPa)	f_{c28} (MPa)	f_{c15} (MPa)	f_{c28} (MPa)
B20A1/1	99,2	-	74,9	-
B20A1/2	86,2	-	86,1	-
B30A1	90,0	-	81,3	-
B20A2	82,2	-	80,5	-
B30A2	81,5	-	78,3	87,1
B20A3	53,5	62,2	57,8	64,4
B30A3	70,2	75,2	52,3	55,9
B20A4	68,5	70,0	62,0	75,8
B30A4	69,8	73,3	67,1	72,6

4.4.2. Ensaio de resistência das barras de aço

Os ensaios para as determinações da resistência de escoamento e do gráfico tensão *versus* deformação de barras de aço foram realizados conforme recomendação do EB 3 (1996). Utilizaram-se duas amostras de barras de ϕ 6,3 com 40 cm de comprimento e duas amostras de ϕ 12,5 com 40 cm de comprimento para ensaios à tração. As duas primeiras amostras foram instrumentadas com 1 *strain gage* cada, e as duas últimas amostras com dois *strain gages* cada uma ligados em série.

Para as barras de diâmetro 12,5 mm a deformação na ruptura foi estimada com a finalidade de determinar, com maior precisão, a resistência ao escoamento (f_y). Os diagramas tensão *versus* deformação se encontram ilustrados nas Figuras 4.17 e 4.18 e a média dos resultados dos ensaios se encontram na Tabela 4.5.

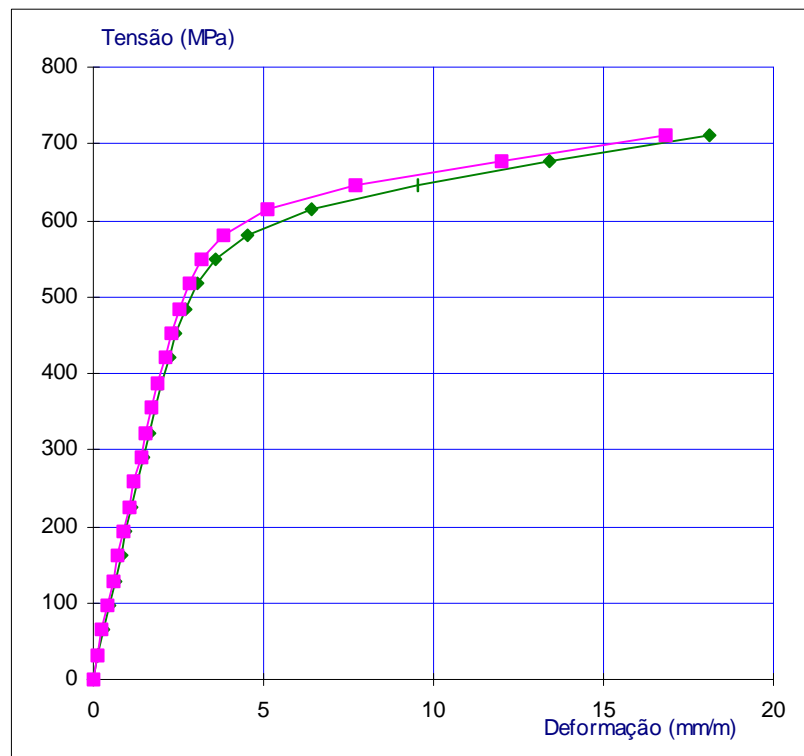


Figura 4.17. Diagrama tensão x deformação das barras de diâmetro 6,3 mm

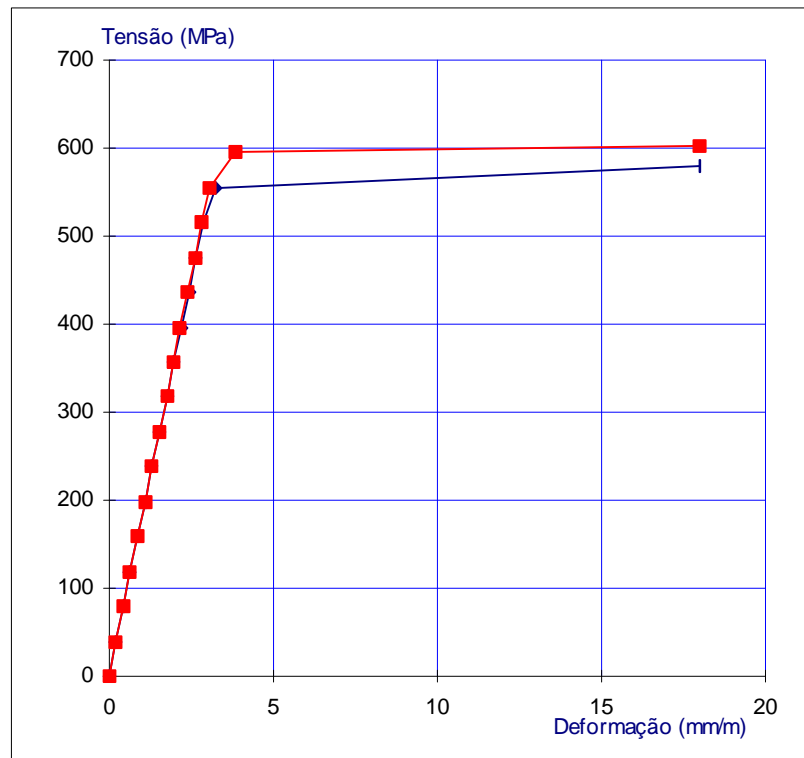


Figura 4.18. Diagrama tensão x deformação das barras de diâmetro 12,5 mm

Tabela 4.5. Resistências à tração das barras

ϕ_{nominal} (mm)	ϕ_{efetivo} (mm)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	f_u (MPa)
6,3	6,28	0,3097	202	595	4,77	843
12,5	12,67	1,2608	186	591	3,18	720

4.4.3. Instrumentação dos modelos da série A1

Os blocos sobre estacas da série A1 submetidos aos ensaios de laboratório foram instrumentados com a finalidade de se obter dados na fase de ruína e na fase de serviço.

Para a determinação das deformações nas armaduras, três barras longitudinais principais foram instrumentadas, cada uma, com cinco *strain gages* KFG-5 distribuídos ao longo do comprimento. Um *strain gage* foi colado no meio da barra, dois foram posicionados em cada extremidade da barra, que correspondia à zona nodal inferior e outros dois, nos meios dos comprimentos dos ganchos.

As deformações de compressão no concreto, ou sejam, nas bielas de compressão, ficaram por conta de *strain gages* KFG-5 colados em barras de diâmetro 6,3 mm dispostas na região correspondente às bielas. Os *strain gages* foram colados no meio desta barra e nas extremidades da mesma, correspondentes às zonas nodais superior e inferior.

Do mesmo modo, as deformações de tração no concreto na região transversal às bielas ficaram por conta de *strain gages* KFG 5 colados em barras de diâmetro 6,3 mm transversalmente dispostas às bielas de compressão. A Figura 4.19 ilustra a disposição dos *strain gages* nas barras da armadura dos blocos da série A1.

As leituras de deslocamentos verticais na base do bloco foram realizadas por sete defletômetros mecânicos de 50 mm de curso distribuídos no centro e nas faces da base conforme ilustra a Figura 4.23, posteriormente apresentada.

As deformações nas faces laterais do bloco foram determinadas através de extensômetros mecânicos de resolução 0,001 mm, tipo Tensotast e marca Huggenberger. Seis bases para a fixação destes extensômetros foram dispostas em cada uma das três faces do bloco de modo a totalizar 18 (dezoito) bases em todo o bloco, ou sejam, 9 (nove) leituras. O bloco B20A1/1, sendo o primeiro bloco da série a ser ensaiado, dispunha de dez bases em cada uma das faces por motivo de estudo preliminar do comportamento dessas deformações, totalizando quinze leituras. A Figura 4.23, apresentada nas páginas posteriores, ilustra a disposição desses extensômetros mecânicos.



Figura 4.19. Instrumentação dos modelos Série A1

4.4.4. Instrumentação dos modelos das séries A2, A3 e A4

Os modelos das séries A2, A3 e A4 seguiram a instrumentação dos modelos da série A1 referente à armadura principal e ao concreto, além de apresentarem uma instrumentação particular para a armadura secundária que cada série compunha.

Os modelos da série A2 tinham três barras da armadura posicionadas na projeção do pilar instrumentadas com *strain gages* KFG-5. Esses extensômetros ficavam nas seções que coincidiam com a projeção do pilar, nas seções que continham os centros das estacas, no meio do comprimento dos ganchos e na região sem estaca (Figura 4.20).

Os modelos da série A3 tinham algumas de suas barras da armadura, que compunham a malha, instrumentadas com *strain gages* KFG-5 de modo que englobavam as regiões nodais inferiores, o centro geométrico da base e as regiões sem estacas (Figura 4.21).

Os modelos da série A4 tinham seus estribos verticais instrumentados com *strain gages* KFG-5, posicionados de maneira tal que indicavam as deformações sobre a cabeça das estacas (zonas nodais inferiores), no centro geométrico da base, nas regiões sem estacas, nas faces laterais e no topo do bloco, incluindo a zona nodal superior (Figura 4.22). Os estribos horizontais também estavam instrumentados com *strain gages* posicionados no centro de uma das faces dos blocos.

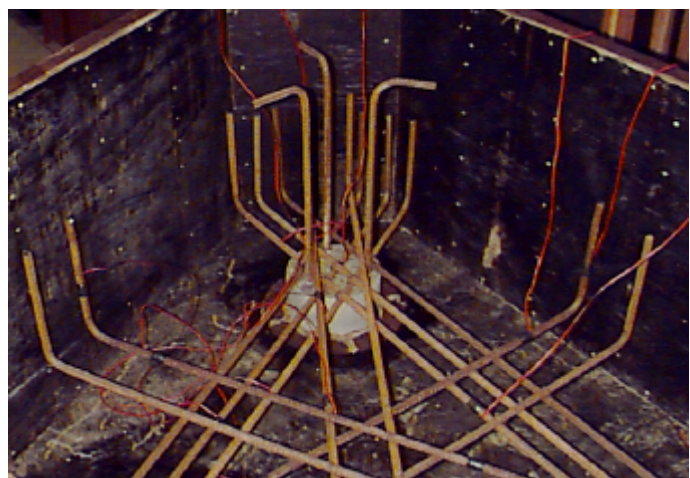


Figura 4.20. Instrumentação dos modelos Série A2

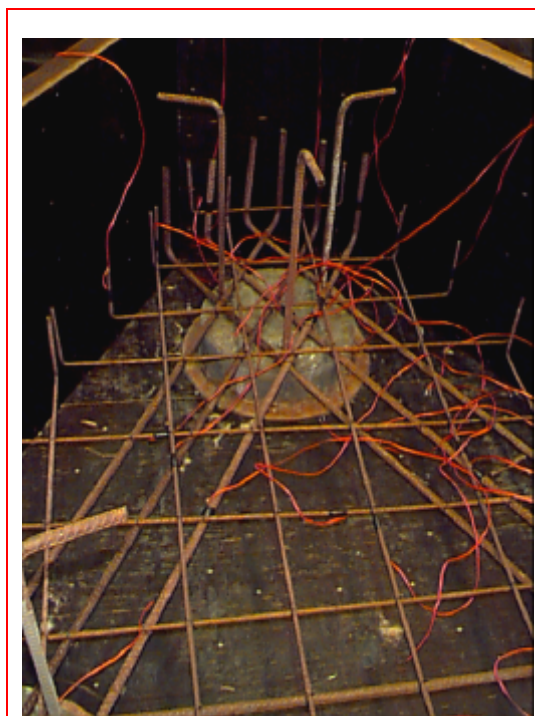


Figura 4.21. Instrumentação dos modelos Série A3



Figura 4.22. Instrumentação dos modelos Série A4

4.5. Metodologia dos ensaios

A estrutura de reação para a aplicação das forças nos modelos dos blocos consistia de um pórtico espacial metálico convenientemente ancorado, por meio de tirantes, na laje de reação do Laboratório de Estruturas, do Departamento de

Engenharia de Estruturas da EESC/USP. Esse pórtico é composto por quatro colunas e uma grelha horizontal fixada por meio de parafusos e tem uma capacidade nominal de 5000 kN. A Figura 4.23 ilustra o detalhamento da estrutura de reação e o modelo B20A1/2 em fase de ensaio.

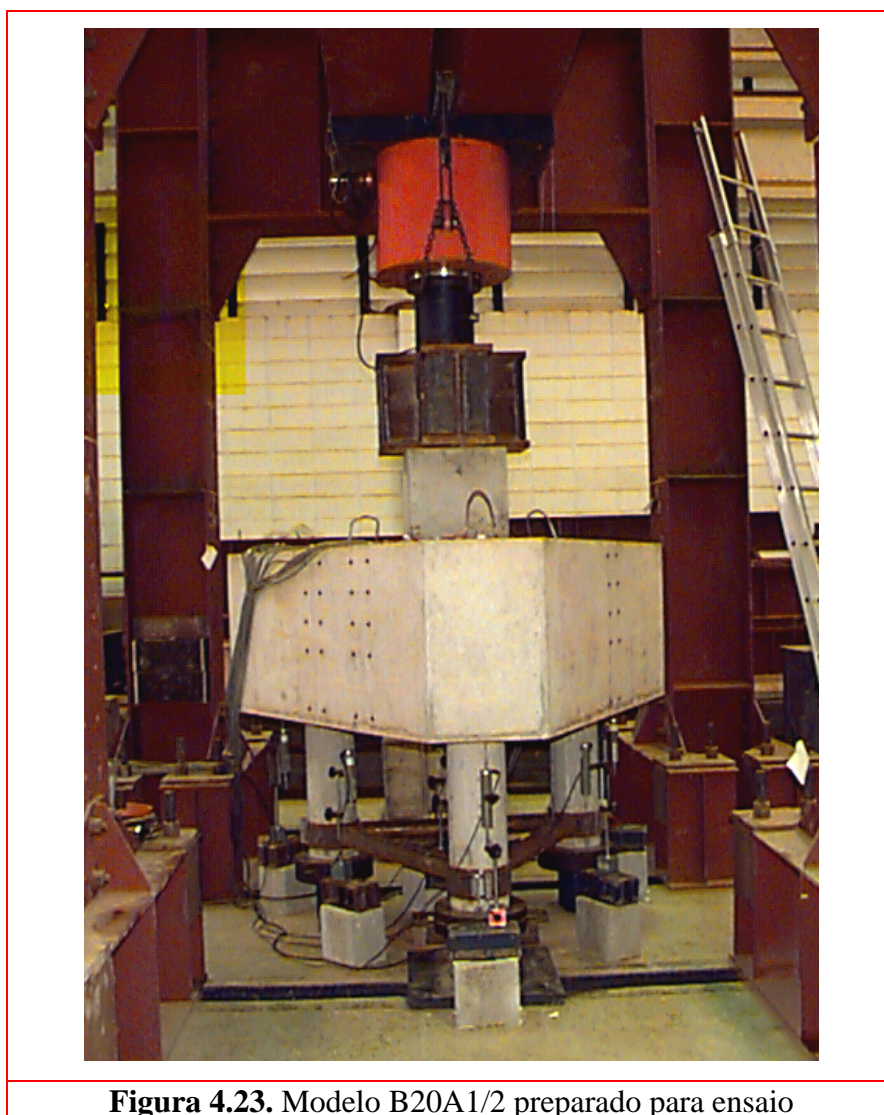


Figura 4.23. Modelo B20A1/2 preparado para ensaio

A aplicação da ação foi realizada através de um macaco hidráulico de capacidade de 5000 kN acionado por bomba hidráulica de ação elétrica, de mesma capacidade. Para a leitura da força aplicada no pilar utilizou-se uma célula de carga com capacidade de 5000 kN, conectada a um sistema de aquisição de dados com 40 canais (Figura 4.23).

As leituras das forças propagadas para as estacas foram feitas por meio de três células de cargas, uma com capacidade de 1200 kN e as outras duas de 1000 kN, também conectadas ao sistema de aquisição de dados.

Para garantir a estabilidade das estacas quanto aos deslocamentos, frente às forças atuantes, foi utilizada uma estrutura tubular em aço conforme ilustra a Figura 4.23. Os estágios de aplicação da carga foram aproximadamente 8 % da força última prevista, ou seja, 150 kN com um escorvamento efetuado na primeira etapa de carga.

4.6. Considerações Finais

Tanto a execução dos modelos experimentais quanto a metodologia utilizada nos ensaios foram escolhidas de modo a atingir os objetivos propostos no trabalho. A tecnologia e o serviço disponível no Laboratório de Estruturas da EESC/USP, possibilitou a realização do trabalho.

CAPÍTULO 5

Apresentação e Análise de Resultados

5.1. Comportamento geral dos modelos experimentais

Os ensaios permitiram quantificar as forças aplicadas através da célula de carga conectada ao macaco hidráulico. Assim, foi possível determinar a força de fissuração (F_r) e a força última (F_u) nos modelos, apresentadas na Tabela 5.1, juntamente com a força de projeto ($F_{proj} = 960 \text{ kN}$), relativa à força característica, e com a força de projeto ($F_{proj,d} = 1344 \text{ kN}$), relativa à força de cálculo.

A relação entre as forças de fissuração e de projeto (F_r/F_{proj}), entre as forças última e de projeto (F_u/F_{proj}) e entre as forças última e de fissuração (F_u/F_r) também são apresentadas na Tabela 5.1, com a finalidade de melhor interpretação do comportamento dos modelos frente à ação centrada.

A força de fissuração foi determinada para cada modelo através da análise dos gráficos força *versus* deformação das faces dos blocos, obtidos pela leitura dos extensômetros mecânicos tipo Tensotast. A força de fissuração correspondeu à força sob a qual ocorreu a primeira perda de rigidez em qualquer uma das faces. Caso não fosse registrada a leitura, quando a fissura não passava entre as bases dos extensômetros, a força de fissuração foi definida como a força sob a qual surgiu a primeira fissura visível em qualquer uma das faces ou na base dos blocos.

Os blocos da série A2 apresentaram maiores forças de ruína, seguidos dos modelos da série A4, A3 e por últimos dos modelos da série A1. Os blocos da série A3, assim como os da série A4, apresentaram valores aproximadamente iguais da força última para ambos os blocos, independente do diâmetro das estacas. Os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram valores da força última 21 % e 28 % maiores que os blocos com estacas de diâmetro menor para as séries A1 e A2, respectivamente.

Tabela 5.1. Valores das forças de fissuração (F_r) e última (F_u) dos modelos

Série	Modelos	F_{proj} (kN)	F_r (kN)	F_r/F_{proj} j	$F_{proj,d}$ (kN)	F_u (kN)	F_u/F_{proj}	F_u/F_r
A1	B20A1/1	960	1050	1,09	1344	1512	1,58	1,44
	B20A1/2	960	900	0,94	1344	1648	1,72	1,83
	B30A1	960	900	0,94	1344	1909	1,99	2,12
A2	B20A2	960	1050	1,09	1344	2083	2,17	1,98
	B30A2	960	1050	1,09	1344	2674	2,78	2,55
A3	B20A3	960	1050	1,09	1344	1945	2,03	1,85
	B30A3	960	750	0,78	1344	1938	2,02	2,58
A4	B20A4	960	1200	1,25	1344	2375	2,47	1,98
	B30A4	960	900	0,94	1344	2283	2,38	2,54

Considerando os modelos numa mesma série, aqueles com diâmetro de estacas de 30 cm apresentaram maiores valores das relações F_u/F_{proj} que os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, com exceção dos modelos da série A3, que apresentaram iguais valores dessas relações. As relações entre as forças de fissuração e de projeto (F_r/F_{proj}) mostraram que o início da fissuração ocorreu para uma força próxima à força de projeto, embora esse valor dependa da resistência à tração do concreto, diferente para cada modelo.

Já as relações entre as forças última e de fissuração (F_u/F_r) revelaram um intervalo entre 50 % a 98 % para os modelos com diâmetro de estacas de 20 cm e um intervalo bem maior de 112 % a 158 % para os modelos com diâmetro de estacas de 30 cm. Ou seja, os blocos com estacas de menor diâmetro, quando atingiram a força de fissuração, chegaram à ruína com forças menores que os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm. Observa-se que essas últimas relações, considerando os blocos de iguais diâmetros de estacas, foram bem próximos daqueles das séries A2, A3 e A4. Os blocos da série A1 apresentaram valores dessas relações menores, em torno de 20 %. Os demais resultados apresentados neste capítulo foram considerados com relação aos estágios da ação aplicada referentes às forças de projeto (F_{proj}), de fissuração (F_r), cálculo ($F_{proj,d}$) e última (F_u).

A Tabela 5.2 apresenta os valores das forças teóricas obtidas pelo Método das Bielas, considerando as resistências médias dos concretos e as resistências médias de escoamento das barras da armadura, e as relações entre as forças últimas obtidas

experimentalmente e as forças teóricas (F_u/F_{teo}). O valor da força teórica (F_{teo}) foi definido como o menor valor entre a força teórica ($F_{teo, As}$) determinado pelas expressões 20 (modelos das séries A1, A3 e A4) e 23 (modelos da série A2) e a força teórica ($F_{teo, zns}$) determinada pela expressão 32.

A primeira foi definida considerando resistência de escoamento do aço (f_y) de 591 MPa, conforme indica a Tabela 4.5. A segunda foi definida considerando os valores das tensões nas zonas nodais superiores como sendo os valores das deformações nessas zonas nodais (Tabelas 5.10 a 5.13b), multiplicados por 0,9 dos Módulos Longitudinais Tangentes do concreto (E_c) definidos para cada modelo e apresentados na Tabela 4.3. O valor 0,9 considera o valor do Módulo de Deformação Secante. Observando a Tabela 5.2 nota-se que o Método das Bielas (BLÉVOT, 1967) mostrou-se conservativo, pois os valores das forças últimas (F_u), para todos os modelos, foram maiores que as forças teóricas (F_{teo}) indicando margem de segurança mínima de 12 % e máxima de 2,67 vezes.

Tabela 5.2. Relações entre as forças última (F_u) e teórica (F_{teo})

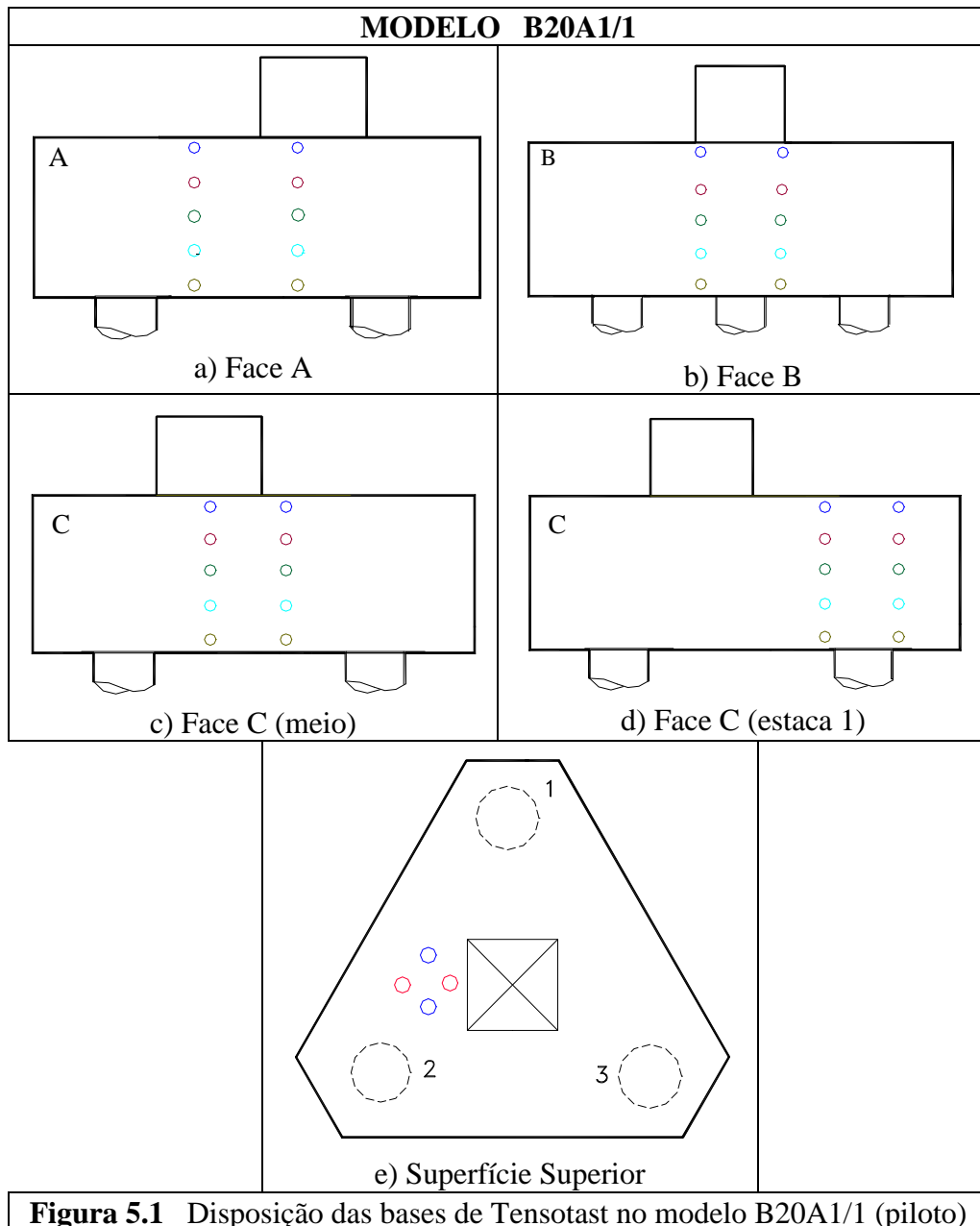
Modelos	f_{cm} (MPa)	f_y (MPa)	$F_{teo,As}$ (kN)	$F_{teo,zns}$ (kN)	F_{teo} (kN)	F_u (kN)	F_u/F_{teo} o
B20A1/1	27,4	591	1474	1021	1021	1512	1,48
B20A1/2	33,0	591	1474	1507	1474	1648	1,12
B30A1	31,0	591	1474	915	915	1909	2,09
B20A2	35,5	591	2041	1224	1224	2083	1,70
B30A2	40,3	591	2041	2470	2041	2674	1,31
B20A3	37,9	591	1474	736	736	1945	2,64
B30A3	24,5	591	1474	2150	1474	1938	1,31
B20A4	35,6	591	1474	1003	1003	2375	2,37
B30A4	24,6	591	1474	1565	1474	2283	1,55

5.2. Deformações nas faces dos blocos

As deformações nas faces dos blocos foram obtidas pelos extensômetros mecânicos tipo Tensotast, cujas bases estavam dispostas nas faces dos blocos conforme ilustram as Figuras 5.1 a 5.3. A força de fissuração dos modelos foi determinada por esses gráficos sob a qual ocorreu perda de rigidez ocasionada pelo surgimento da fissura (em alguns modelos não visível) que passava entre as bases.

Quando a fissura não passava entre as bases, a força de fissuração foi considerada como a força sob a qual surgia a primeira fissura visível nas faces ou na base dos blocos.

As leituras das deformações nas faces sob a força última (F_u) foi feita para alguns modelos, por isso, em alguns gráficos a última leitura obtida não correspondeu à força última do modelo. Nota-se que as deformações no topo e na face C (estaca 1) do modelo B20A1/1, ilustradas pelos gráficos da Figura 5.4, apresentaram bem pequenas, fato que levou a desconsiderá-las nos próximos modelos.



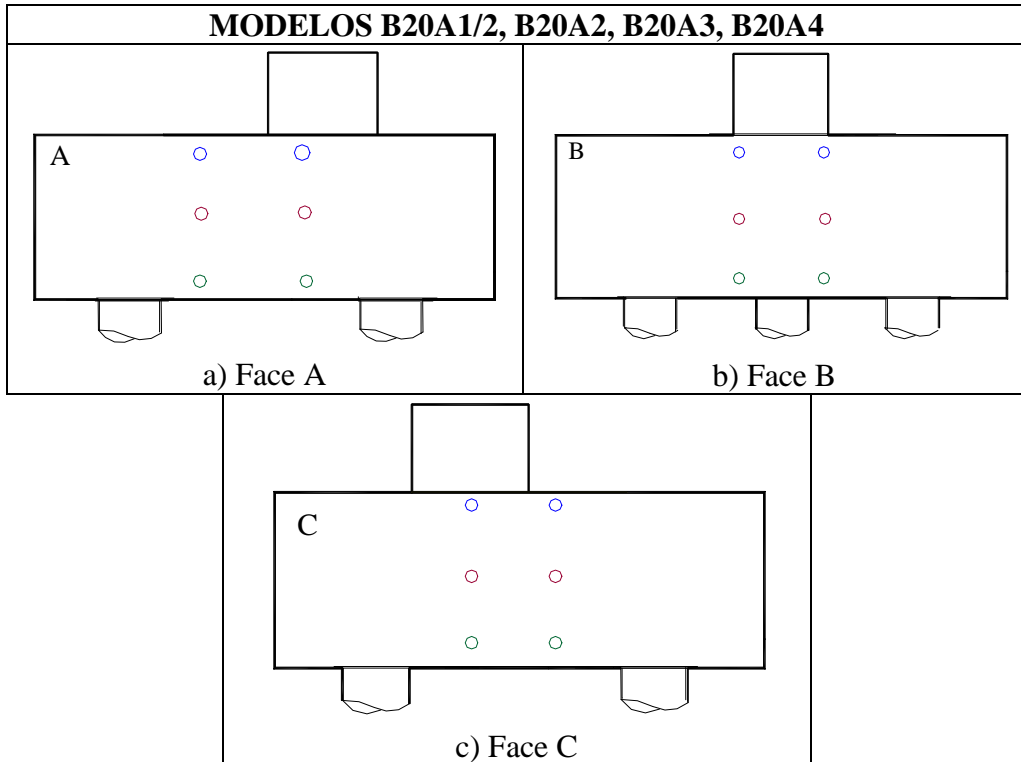


Figura 5.2 Disposição das bases de Tensotast nos modelos com $D = 20$ cm

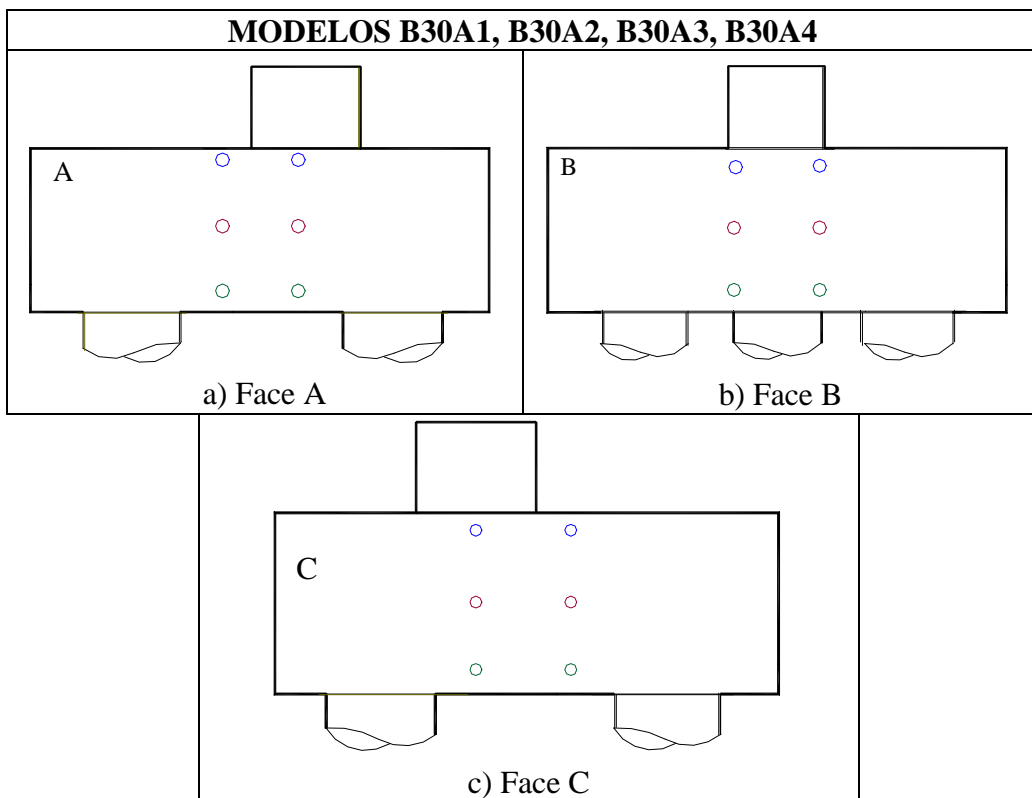


Figura 5.3. Disposição das bases de Tensotast nos modelos com $D = 30$ cm

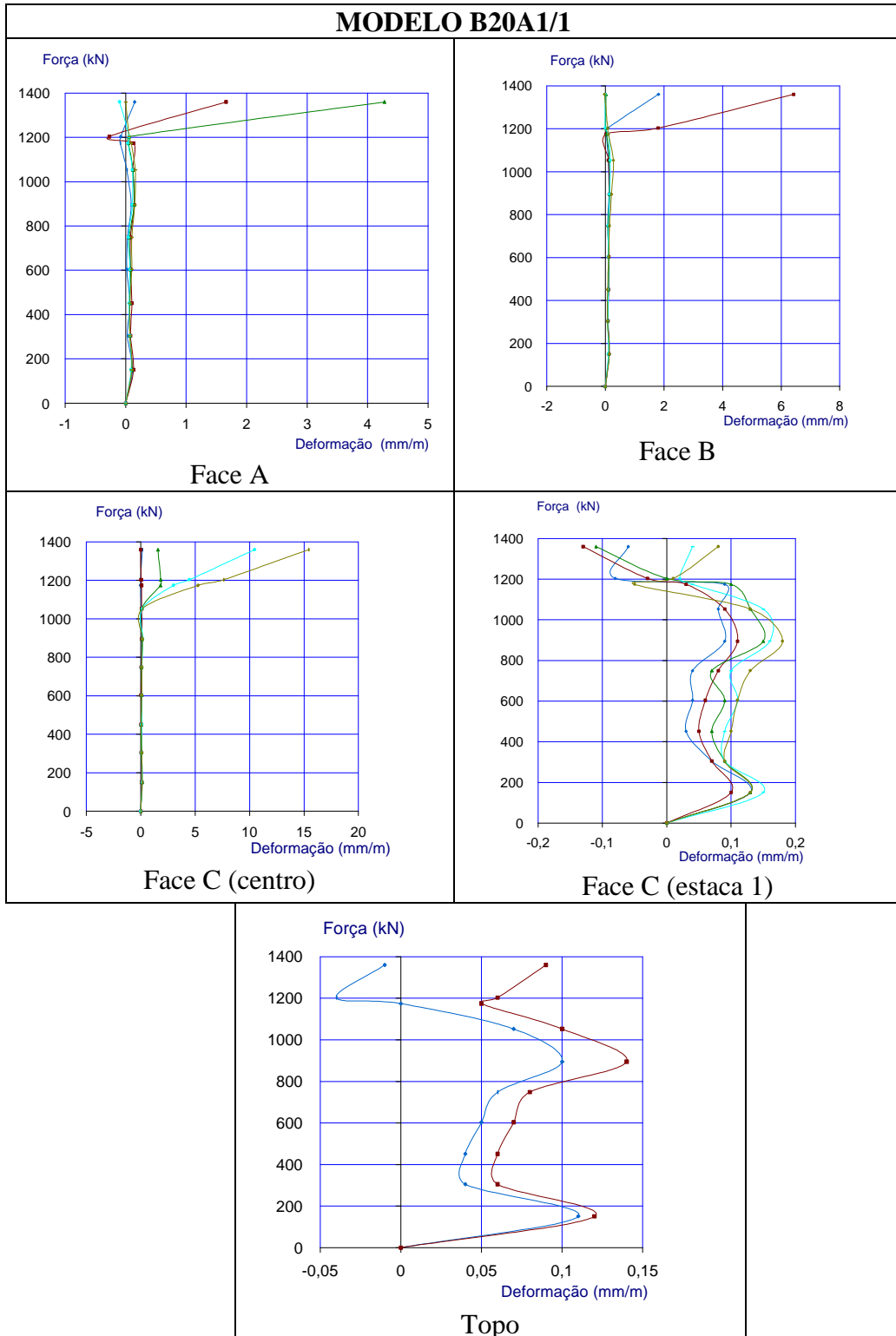
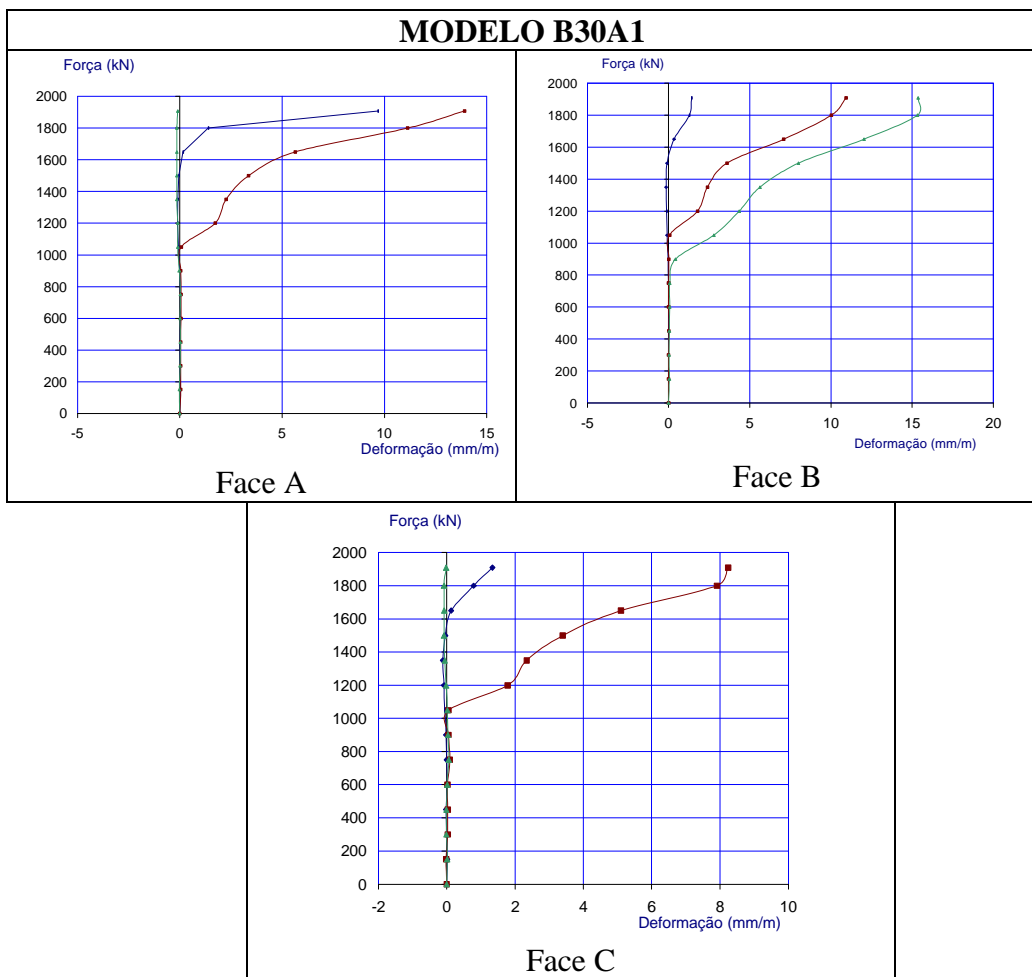
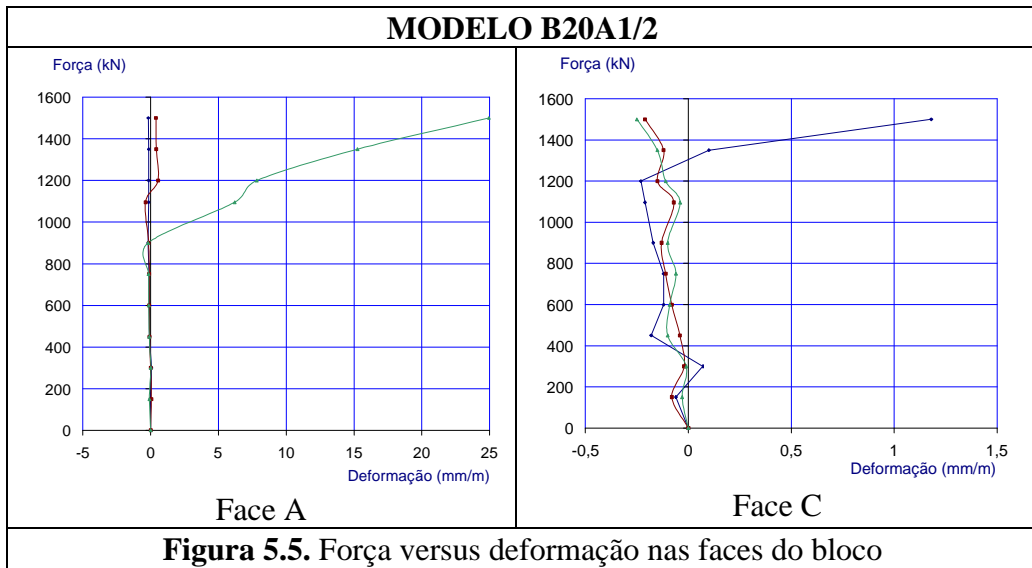


Figura 5.4. Força versus deformação nas faces do bloco



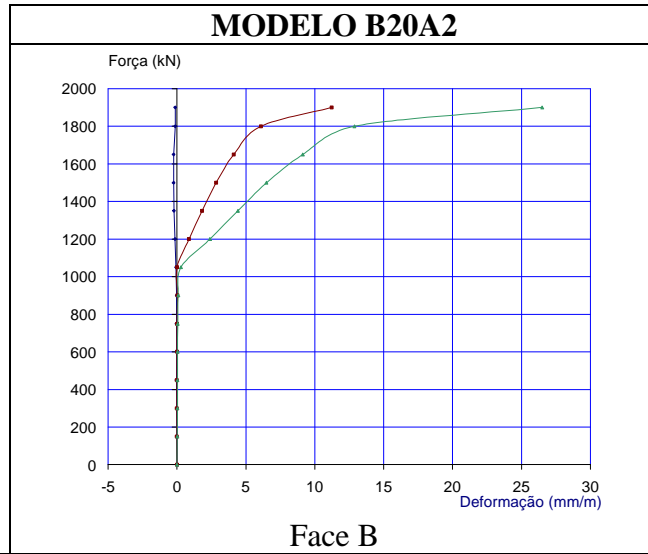


Figura 5.7. Força versus deformação nas faces do bloco

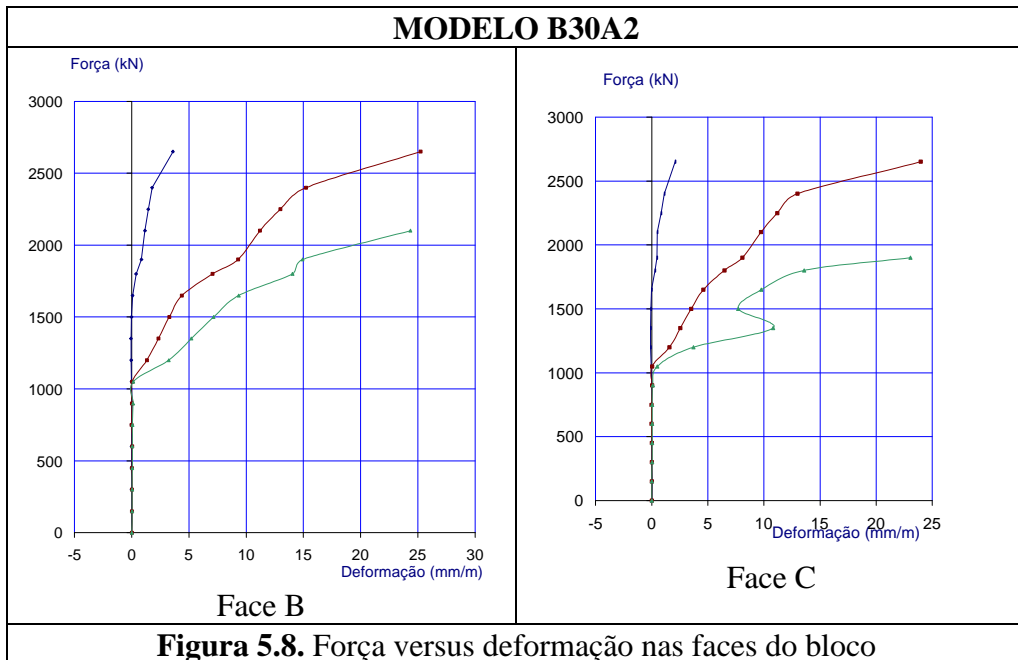
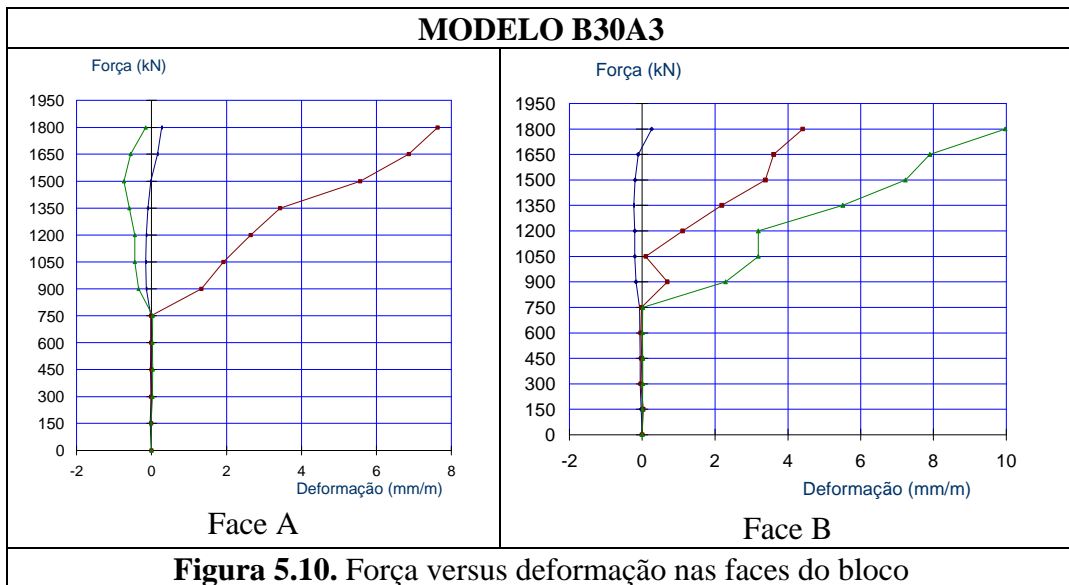
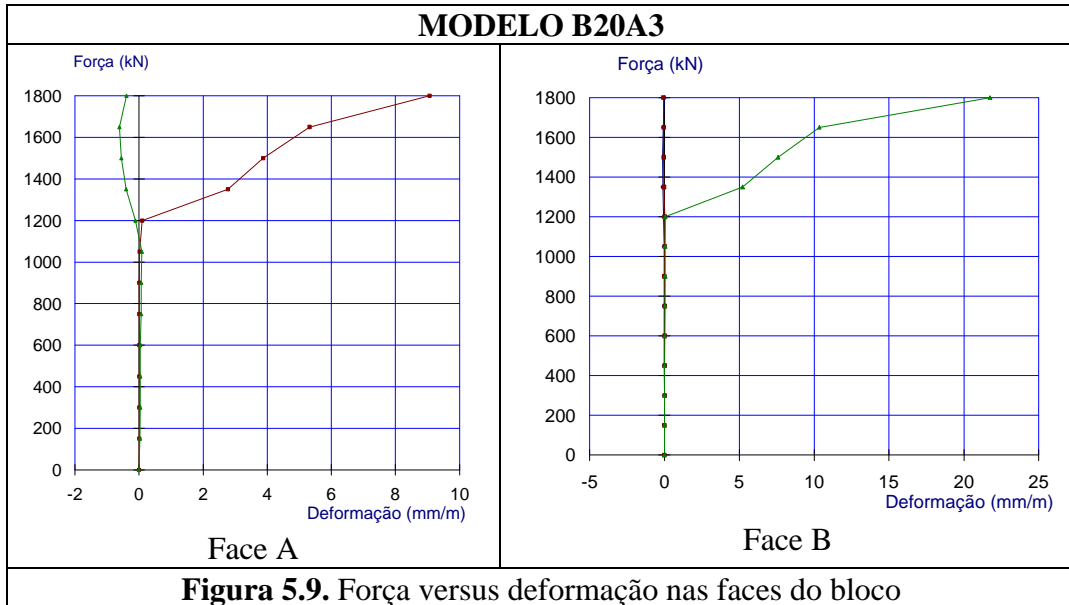
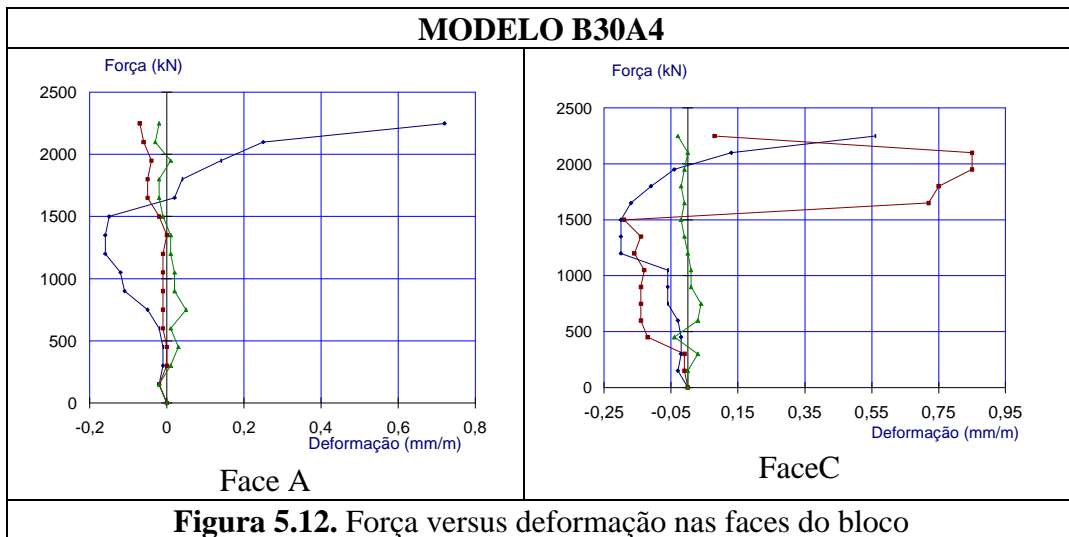
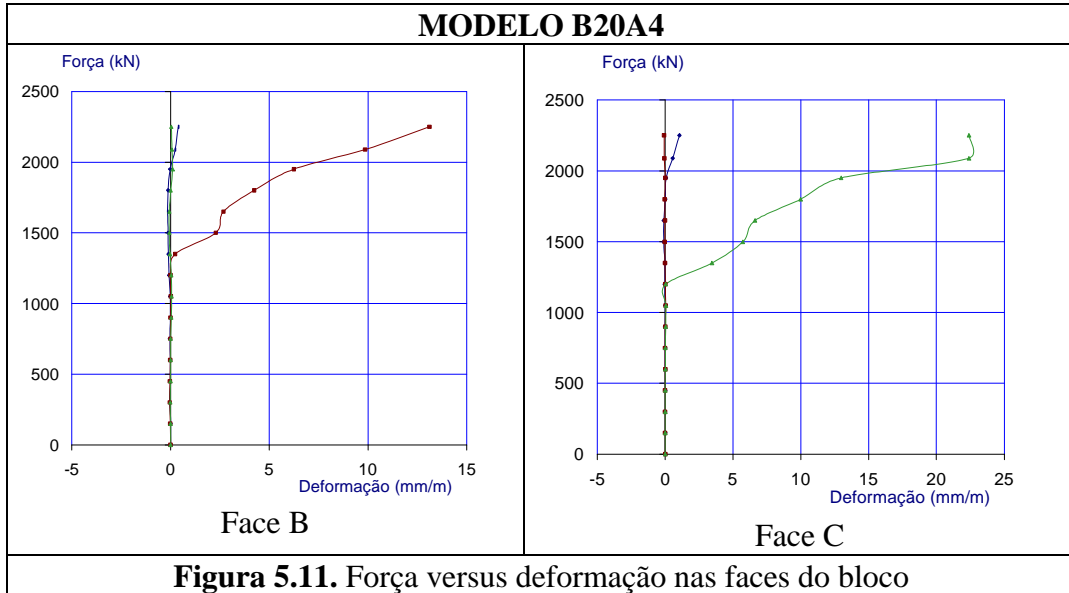


Figura 5.8. Força versus deformação nas faces do bloco





5.3. Abertura de fissuras nas faces

Durante os ensaios determinaram-se as aberturas das fissuras nas faces de todos os blocos, exceto dos modelos B20A1/1 e B20A1/2, apresentadas na Tabela 5.3. Nota-se que a primeira fissura visível, para alguns modelos, foi percebida em etapa de ensaio posterior à perda de rigidez observada no gráfico força versus deformação nas faces. A força sob a qual se realizaram as leituras das primeiras fissuras nas faces se apresentam na Tabela 5.3 como F_{r1} . As últimas leituras de aberturas de fissuras, em alguns modelos, foram realizadas em estágio anterior da força última (F_u), apresentada na Tabela 5.3 como F_{u1} .

Tabela 5.3. Intervalos de abertura de fissuras nas bases

Intervalos de abertura de fissuras nas faces dos blocos (mm)							
Série	Modelos	FACES	1ª leitura		$F_{proj,d}$ (kN)	Última leitura	
			w (mm)	F_{r1} (kN)	w (mm)	w (mm)	F_{u1} (kN)
A1	B30A1	A	0,15	1050	0,15-0,50	0,05-2,00	1800
		B	0,15	1050	0,15-0,50	0,10-2,00	1800
		C	0,15	1050	0,15-0,50	0,20-1,20	1800
A2	B20A2	A	0,15	1200	0,075-0,20	0,30-1,20	1800
		B	0,15	1200	0,075-0,25	0,30-2,00	1800
		C	0,10	1200	0,075-0,20	0,30-2,00	1800
	B30A2	A	0,05-0,15	1200	0,10-0,35	1,80-3,50	2650
		B	0,05-0,15	1200	0,10-0,35	1,10-2,30	2650
		C	0,05-0,15	1200	0,10-0,40	1,60-3,30	2650
A3	B20A3	A	0,15	1200	0,20-0,45	0,20-1,80	1800
		B	-	-	0,15	0,05-0,90	1800
		C	-	-	0,15	0,15-1,60	1800
	B30A3	A	0,10	900	0,05-0,65	0,10-1,60	1800
		B	0,05	900	0,15-0,50	0,30-0,80	1800
		C	0,10	900	0,05-0,70	0,15-1,00	1800
A4	B20A4	A	0,05	1350	-	0,15-2,80	2250
		B	0,05	1350	-	0,35-2,80	2250
		C	0,05	1350	-	0,10-2,50	2250
	B30A4	A	0,10	900	0,15-0,45	0,40-1,20	2250
		B	0,10	900	0,05-0,50	0,075-1,40	2250
		C	0,05	900	0,075-0,45	0,35-1,05	2250

Nota-se que, em geral, na F_{r1} as aberturas das primeiras fissuras foram próximas, variando de 0,05 mm a 0,15 mm para os blocos das séries A1 e A2 e, para aqueles das séries A3 e A4, variando de 0,05 mm a 0,10 mm (exceto para B20A3).

A NBR 6118 recomenda que a abertura de fissuras para peças protegidas, em meio não agressivo, não ultrapasse o valor de 0,2 mm. Observa-se que os valores das aberturas de fissuras, apresentados na Tabela 5.3, ultrapassaram esse valor limite em estágio posterior da força relativa à primeira leitura de fissuras em todos os modelos.

Considerando a mesma série, os modelos de diâmetro de estacas de 30 cm apresentaram aberturas de fissuras maiores sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) que aqueles com diâmetro de estacas de 20 cm. Sob essa mesma força, considerando os blocos de diâmetro de estacas maior, as aberturas das fissuras foram maiores para o da série A3, seguido dos blocos das séries A1, A4 e A2. Para os blocos de diâmetro de 20 cm, as maiores aberturas de fissuras ocorreram para o da série A2, seguido daqueles das séries A3 e A4.

Sob a força referente à última leitura de fissuras (F_{ul}), os modelos das séries A3, A4 apontaram maiores aberturas de fissuras para os modelos de menor diâmetro de estacas. O contrário ocorreu nos modelos da série A2, ou seja, o bloco com diâmetro de estacas de 30 cm apontou maiores aberturas de fissuras. Considerando os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm sob a força referente à última leitura de fissuras (F_{ul}), o da série A2 apontou maiores aberturas de fissuras, seguido dos blocos da série A1, A3 e por último da série A4. O bloco de diâmetro de estacas menor da série A4 apontou maiores aberturas de fissuras seguido daqueles das séries A2 e A3.

5.4. Distribuição da força nas estacas

As reações das estacas foram obtidas através das leituras das células de carga conectadas uma em cada estaca. Nas Figuras 5.13 e 5.15 definem-se para cada estaca um número e uma cor, sob a qual foram referenciadas as linhas dos gráficos apresentados nas Figuras 5.17 a 5.33. Os valores das forças parciais em cada estaca considerando os níveis de ação anteriormente definidos, estão apresentados na Tabela 5.4.

Percebe-se que a distribuição da força não apresentou uniformidade para nenhum modelo ensaiado. As estacas de número 1 receberam menores valores da ação aplicada em relação às estacas de números 2 e 3, para todos os modelos.

Tabela 5.4. Distribuição da força nas estacas

Força nas estacas (kN)						
Série	Modelos	Estaca	F_{proj}	F_r	$F_{proj,d}$	F_u
A1	B20A1/1	1	277	294	355	394
		2	389	417	517	606
		3	389	417	517	606
	B20A1/2	1	248	260	330	370
		2	422	393	567	648
		3	370	340	522	648
	B30A1	1	247	229	359	538
		2	353	329	474	706
		3	394	371	550	759
A2	B20A2	1	300	332	459	741
		2	396	432	550	782
		3	373	411	505	782
	B30A2	1	200	212	299	529
		2	371	412	524	1015
		3	400	441	553	1082
A3	B20A3	1	312	340	448	696
		2	392	420	522	732
		3	368	400	504	720
	B30A3	1	314	250	440	620
		2	388	306	556	760
		3	324	250	428	712
A4	B20A4	1	341	418	468	782
		2	368	464	518	886
		3	377	464	518	886
	B30A4	1	275	255	400	645
		2	320	295	453	780
		3	413	380	570	965

Os modelos das séries A1 e A2 apresentaram menor uniformidade entre a soma das reações nas estacas e a força total aplicada comparados com aqueles das séries A3 e A4. O modelo B20A4 apresentou maior uniformidade.

A soma das reações nas estacas foi maior que a força aplicada no pilar, sob o mesmo estágio de força, em todos os modelos. Nos blocos com estacas de diâmetro de 20 cm a relação entre essa soma e a força total aplicada foi cerca de 10 %, já para os blocos com estacas de diâmetro maior, foi cerca de 5 %.

A Tabela 5.5 apresenta os valores das tensões médias nas zonas nodais inferiores de cada modelo, considerando área da estaca de diâmetro de 20 cm igual a 314,16 cm² e área da estaca de diâmetro de 30 cm igual a 706,86 cm². Essas tensões médias foram correlacionadas com as resistências médias à compressão do concreto, obtidas para cada modelo, segundo a Tabela 4.3 do capítulo 4, e apresentadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.5. Tensões médias nas zonas nodais inferiores

Tensões médias nas zonas nodais inferiores (MPa)					
Série	Modelos	F _{proj}	F _r	F _{proj,d}	F _u
A1	B20A1/1	11,7	12,0	14,8	17,0
	B20A1/2	11,0	10,5	15,0	17,7
	B30A1	4,7	4,3	6,5	9,4
A2	B20A2	11,3	12,5	16,1	24,5
	B30A2	4,6	5,0	6,5	12,4
A3	B20A3	11,4	12,3	15,6	22,8
	B30A3	4,8	3,8	6,7	9,9
A4	B20A4	11,5	14,3	16,0	27,1
	B30A4	4,7	4,4	6,7	11,3

Tabela 5.6. Relação entre as tensões médias nas zonas nodais inferiores e a resistência média à compressão

Relação média entre σ_{zni} / f_{cm}					
Série	Modelos	F _{proj}	F _r	F _{proj,d}	F _u
A1	B20A1/1	0,41	0,43	0,54	0,62
	B20A1/2	0,34	0,32	0,45	0,53
	B30A1	0,15	0,14	0,21	0,30
A2	B20A2	0,32	0,35	0,45	0,69
	B30A2	0,11	0,12	0,16	0,31
A3	B20A3	0,30	0,32	0,41	0,60
	B30A3	0,20	0,15	0,27	0,40
A4	B20A4	0,32	0,40	0,45	0,76
	B30A4	0,19	0,18	0,27	0,46

Nota-se que os modelos B20A1/1 e B20A1/2 apresentaram valores de tensões médias nas zonas nodais inferiores bem próximos sob todas as ações consideradas.

Sob as forças de projeto (F_{proj}) e de fissuração (F_r) os valores dessas tensões foram bem próximos considerando, separadamente, os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm e de 30 cm, com exceção do modelo B20A4.

Os blocos com estacas de diâmetro maior das séries A3 e A4, sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$), apresentaram iguais valores e maiores que os respectivos das séries A1 e A2, cujos valores de tensões foram iguais.

Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$), os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm das séries A2 e A4 apresentaram valores de tensões nos blocos próximos e pouco maiores que os mesmos blocos das séries A3 e A1.

Sob a força última (F_u), os valores das tensões nas zonas nodais inferiores para os blocos com estacas de diâmetro 30 cm foram pouco maiores para a série A2, seguida das séries A4, A3 e A1.

Para os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, os valores dessas tensões sob a força última (F_u), foram maiores para o da série A4, seguido daqueles das séries A2, A3 e A1.

Os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm apresentaram as relações σ_{zni}/f_{cm} com valores cerca de 2,80 e 2,25 vezes maiores para as séries A1 e A2, respectivamente, e 50 % e 68 % para as séries A3 e A4, respectivamente, comparados com seus respectivos blocos com estacas de diâmetro de 30 cm.

5.5. Tensões na zona nodal superior

As tensões na zona nodal superior em cada modelo foram obtidas considerando os estágios de ação definidos anteriormente e área do pilar de 1225 cm². Essas tensões estão apresentadas na Tabela 5.7. Essas mesmas tensões foram relacionadas com a resistência média à compressão do concreto para todos os modelos e estão apresentadas na Tabela 5.8.

Tabela 5.7. Tensões nas zonas nodais superiores

Tensões nas zonas nodais superiores (MPa)					
Série	Modelos	F_{proj}	F_r	$F_{proj,d}$	F_u
A1	B20A1/1	7,8	8,6	11,0	12,3
	B20A1/2	7,8	7,3	11,0	13,5
	B30A1	7,8	7,3	11,0	15,6
A2	B20A2	7,8	8,6	11,0	17,0
	B30A2	7,8	8,6	11,0	21,8
A3	B20A3	7,8	8,6	11,0	15,9
	B30A3	7,8	6,1	11,0	15,8
A4	B20A4	7,8	9,8	11,0	19,4
	B30A4	7,8	7,3	11,0	18,6

Tabela 5.8. Relação entre as tensões nas zonas nodais superiores e a resistência média à compressão

Relação entre σ_{zns} / f_{cm}					
Série	Modelos	F_{proj}	F_r	$F_{proj,d}$	F_u
A1	B20A1/1	0,28	0,31	0,34	0,45
	B20A1/2	0,24	0,22	0,33	0,41
	B30A1	0,25	0,24	0,35	0,50
A2	B20A2	0,22	0,24	0,31	0,48
	B30A2	0,19	0,21	0,27	0,54
A3	B20A3	0,20	0,23	0,29	0,42
	B30A3	0,32	0,25	0,45	0,64
A4	B20A4	0,22	0,28	0,31	0,54
	B30A4	0,32	0,30	0,45	0,76

Os modelos das séries A1 e A2, apesar da diferença no diâmetro das estacas, apresentaram valores da relação σ_{zns}/f_{cm} bastante próximos. Já os modelos das séries A3 e A4 mantiveram uma certa diferença entre essas relações para aqueles com estacas de diâmetro menor e maior, possuindo esses últimos maiores valores que os primeiros.

Considerando somente os modelos com estacas de diâmetro menor, até a força de projeto relativa à força de cálculo ($F_{proj,d}$), esses apresentaram praticamente valores iguais das relações σ_{zns}/f_{cm} , embora o modelo da série A1 apresentasse valores

9 % maiores. Sob a força última (F_u) o bloco da série A4 apresentou maiores valores seguido dos blocos das séries A2, A1 e A3.

Os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram diferença entre seus valores da relação σ_{zns}/f_{cm} , desde a força de projeto (F_{proj}) até a força de projeto relativa à força de cálculo ($F_{proj,d}$). Os modelos das séries A3 e A4 apresentaram valores próximos e maiores que os blocos das séries A2 e A1. Sob a força última (F_u) o modelo da série A4 apontou maior relação seguido dos modelos das séries A3, A2 e por último do modelo da série A1.

5.6. Deslocamentos na base

Os deslocamentos na base dos blocos foram determinados pela leitura dos transdutores dispostos nas bases dos blocos, conforme ilustram as Figuras 5.14 e 5.16. O gráfico dos deslocamentos parciais estão apresentados nas Figuras 5.18 a 5.34. As médias desses deslocamentos, obtidas para cada modelo, estão apresentadas na Tabela 5.9.

A última leitura desses deslocamentos dos modelos da série A2 e do modelo B30A1 não foi realizada sob a força última (F_u) porque seus transdutores foram retirados no estágio de carregamento anterior. A força sob a qual foi realizada a última leitura foi definida como F_{ul} e também está apresentada na mesma Tabela 5.9.

Nota-se que no geral as médias dos deslocamentos foram maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm considerando as séries A2, A3 e A4, sob os níveis de ação. Já para os modelos da série A1, o bloco com estacas de diâmetro menor apresentou maiores médias de deslocamentos.

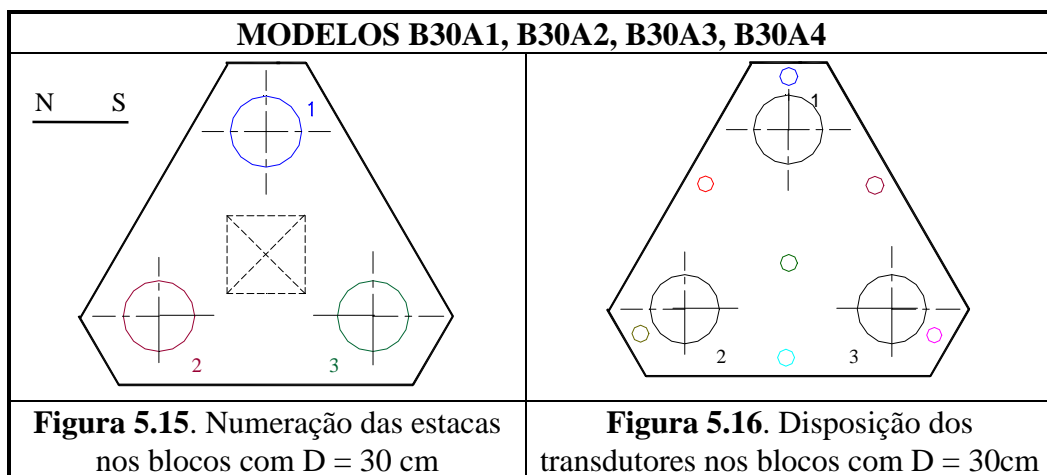
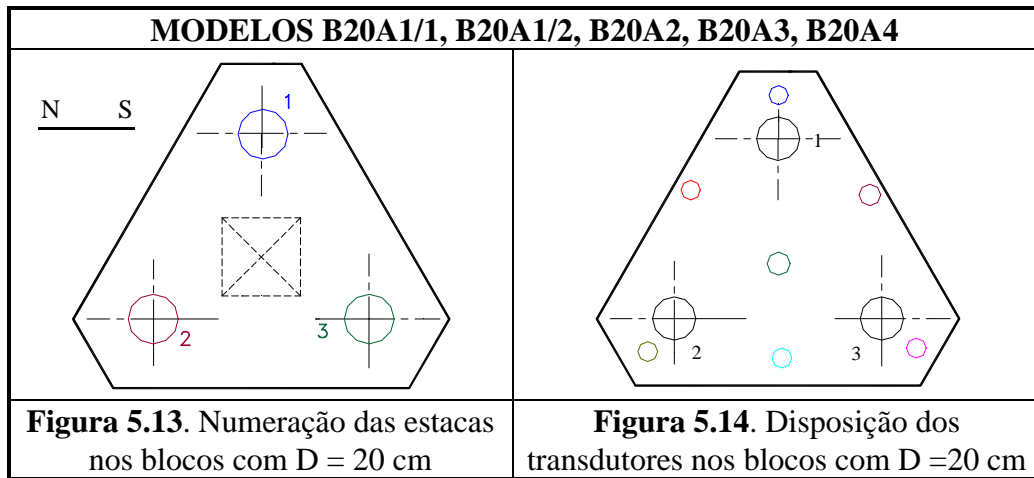
As médias dos deslocamentos dos modelos de diâmetro de 20 cm (com exceção do modelo B20A1/1) até a força de fissuração (F_f) apresentaram bem próximas, distanciando nas forças de cálculo ($F_{proj,d}$) e última (F_u), onde foram maiores para o bloco da série A4 seguido dos modelos das séries A3, A2 e A1.

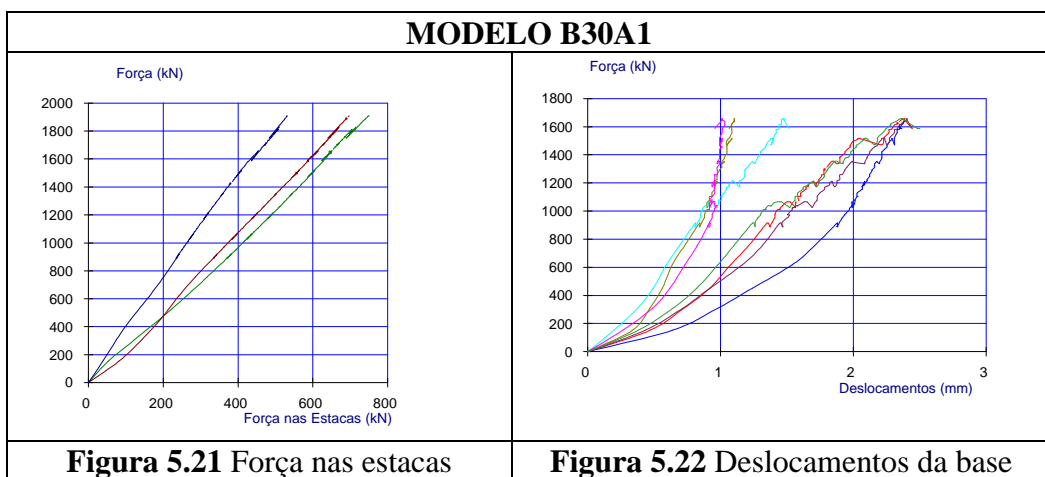
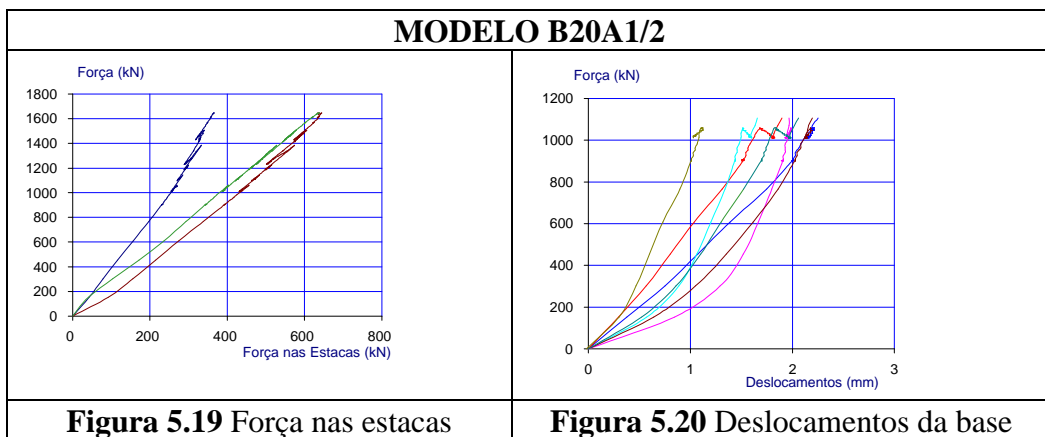
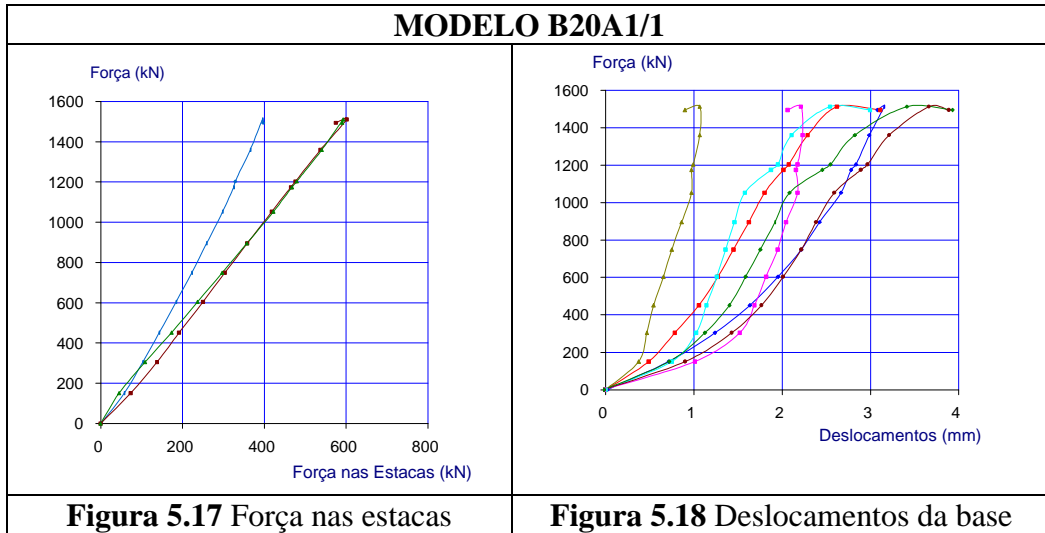
Considerando os modelos com estacas diâmetro de 30 cm sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$), seus deslocamentos foram maiores para o bloco da série A3, seguido

daqueles das séries A2, A4 e A1. Sob a força última, as médias dos deslocamentos foram maiores nos blocos da série A3, seguido daqueles das séries A4, A2 e A1.

Tabela 5.9. Média dos deslocamentos na base dos blocos

Média dos deslocamentos na base (mm)						
Série	Modelos	F_{proj}	F_r	$F_{proj,d}$	Última leitura	
					Deslocamento	F_{ul}
A1	B20A1/1	1,74	1,96	2,11	2,39	1512
	B20A1/2	1,68	1,63	-	-	-
	B30A1	1,41	1,21	1,58	1,72	1648
A2	B20A2	1,44	1,48	1,68	2,28	1800
	B30A2	1,76	1,83	2,20	2,50	1800
A3	B20A3	1,43	1,49	1,86	2,56	1945
	B30A3	2,32	2,03	2,65	3,50	1938
A4	B20A4	1,48	1,50	1,90	2,86	2100
	B30A4	1,65	1,39	2,04	3,27	2283





MODELO B20A2

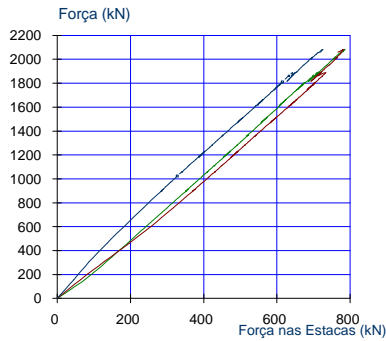


Figura 5.23 Força nas estacas

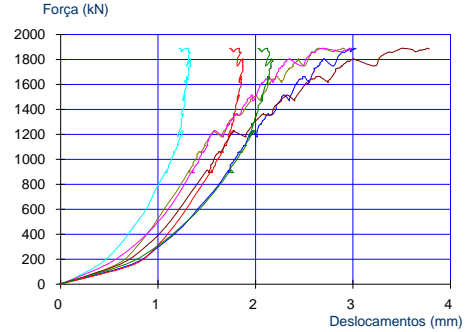


Figura 5.24 Deslocamentos da base

MODELO B30A2

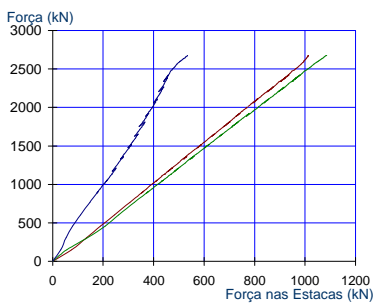


Figura 5.25 Força nas estacas

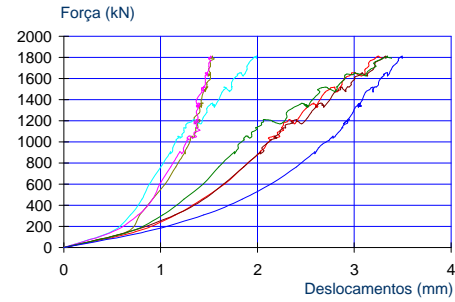


Figura 5.26 Deslocamentos da base

MODELO B20A3

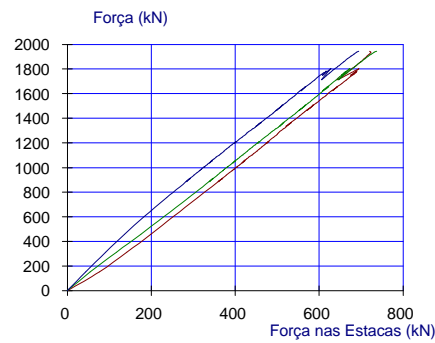


Figura 5.27 Força nas estacas

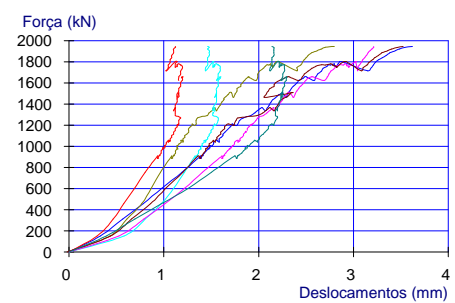


Figura 5.28 Deslocamentos da base

MODELO B30A3

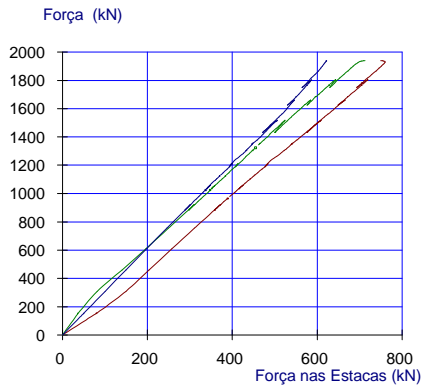


Figura 5.29 Força nas estacas

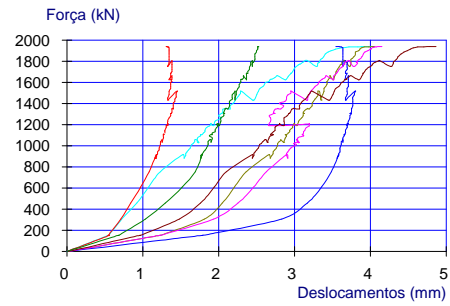


Figura 5.30 Deslocamentos da base

MODELO B20A4

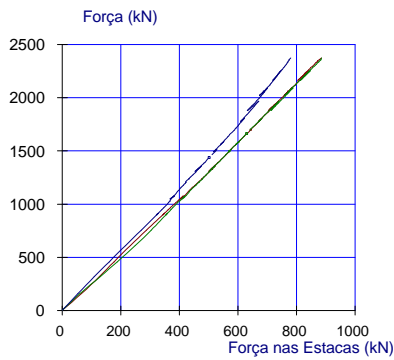


Figura 5.31 Força nas estacas

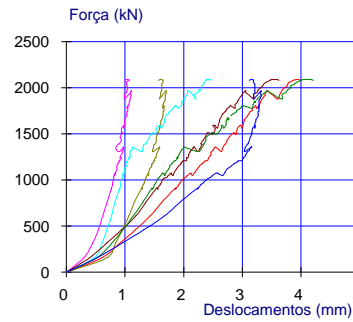


Figura 5.32 Deslocamentos da base

MODELO B30A4

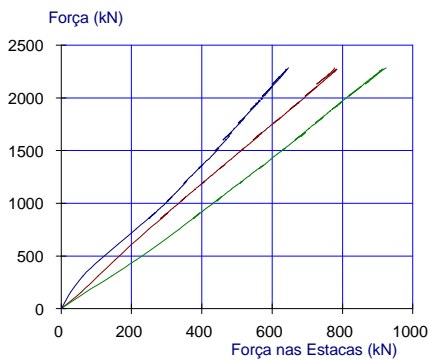


Figura 5.33 Força nas estacas

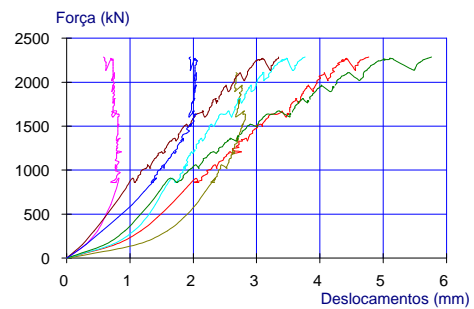


Figura 5.34 Deslocamentos da base

5.7. Deformações no concreto e nas armaduras

As deformações no concreto foram obtidas através da leitura de *strain gages* colados em barras de 6,3 mm, dispostas em local referente às zonas nodais superiores e inferiores, ao centro das bielas de compressão e na região transversal às mesmas, onde ocorrem esforços de tração em função da rápida propagação da biela, à medida que aumenta o nível de ação centrada.

Nas armaduras principais de todos os modelos, as deformações também foram obtidas pela leitura de *strain gages* colados nas barras, dispostos em regiões referentes ao centro das barras, à zona nodal inferior e, para alguns modelos, ao centro dos ganchos.

Nas armaduras secundárias as deformações foram também obtidas pela leitura de *strain gages* colados nas barras, dispostos em regiões definidas conforme a série. Nos modelos da série A2, essas regiões foram os centros das barras, as zonas nodais inferiores e os centros dos ganchos.

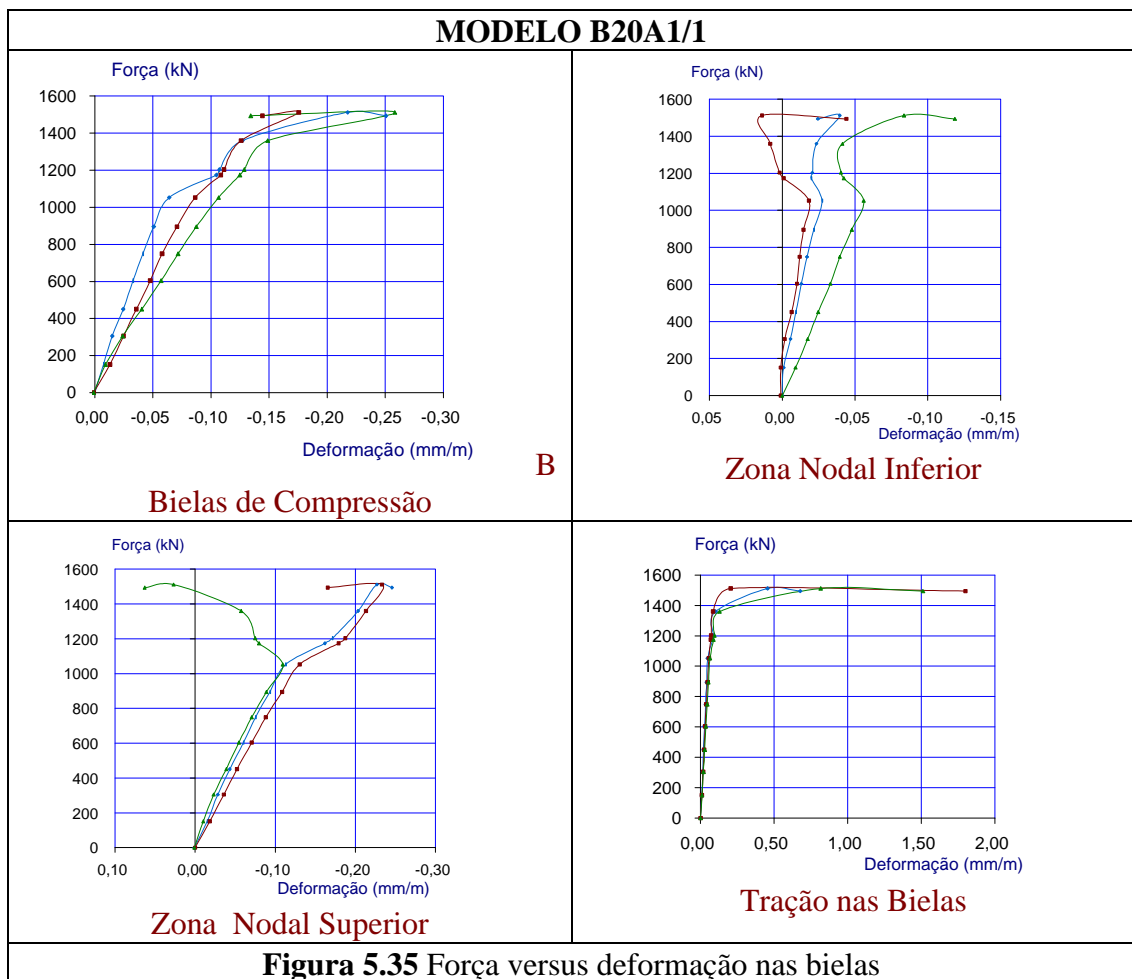
Nos modelos das séries A3 as regiões onde foram dispostos os *strain gages* se referenciam às zonas nodais inferiores, às regiões sem estaca, ao centro de gravidade da base e aos centros dos ganchos nas barras da malha dipostas nas direções x e y.

Nos modelos da série A4, os *strain gages* foram dispostos nos estribos verticais nas mesmas regiões do modelo A3, além das regiões dos topos das zonas nodais inferiores, das regiões sem estacas e do centro de gravidade. No centro de alguns ramos dos estribos verticais também foram colados *strain gages*. Nos quatro estribos horizontais os *strain gages* foram dispostos no centro de uma das faces.

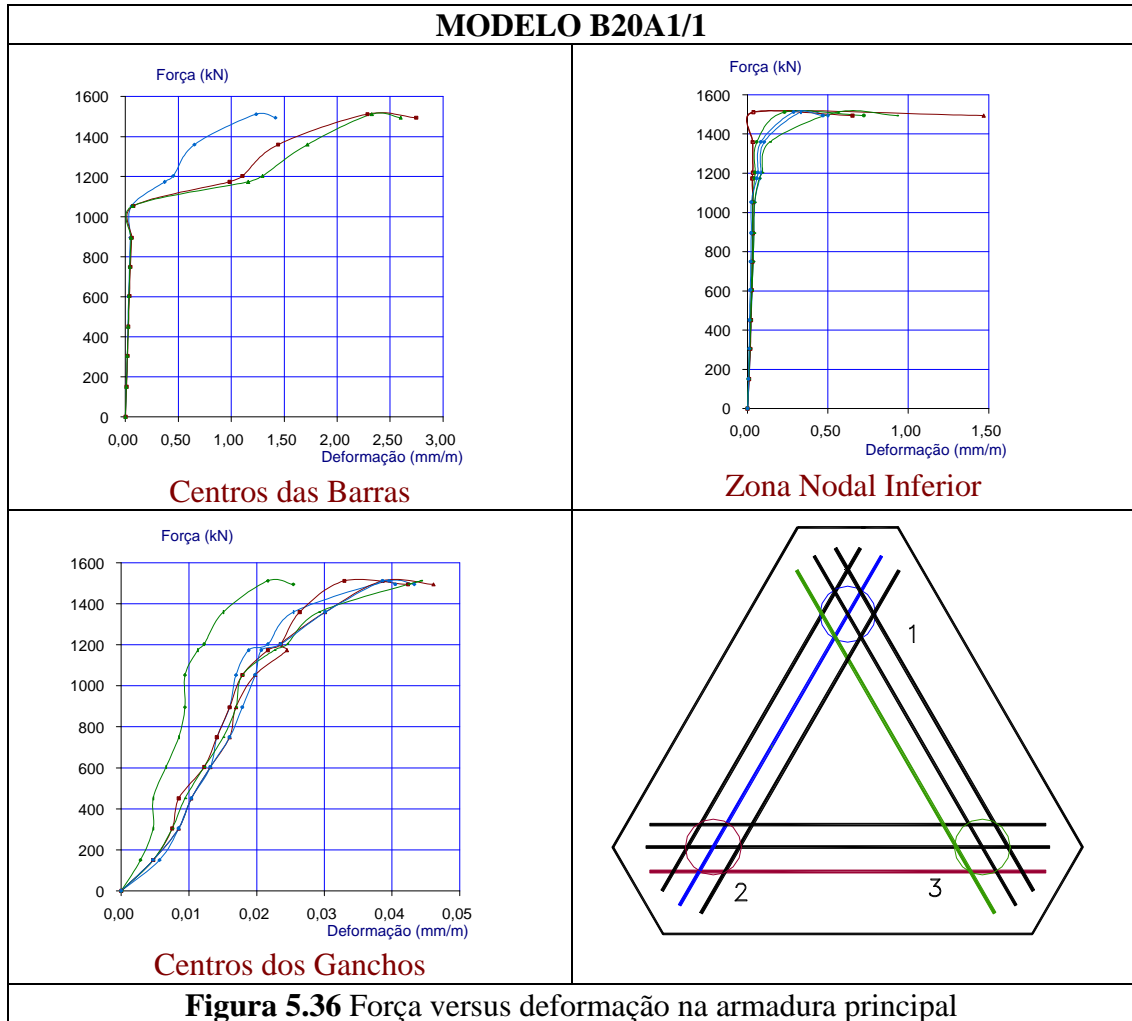
A seguir são apresentados os valores das deformações no concreto e nas armaduras para todos os modelos ensaiados em gráficos e tabelas e realizada uma análise desses valores considerando os modelos quanto às diferenças no diâmetro das estacas e na disposição da armadura secundária. As regiões analisadas nos gráficos referentes à armadura, estão esquematizadas nas figuras ao lado dos mesmos e, aquelas referentes ao concreto nas Figuras 5.13 e 5.15.

5.7.1. Modelos da série A1

As leituras das deformações no concreto e na armadura principal em função da ação centrada aplicada, nos modelos da série A1, estão apresentadas pelos gráficos das Figuras 5.35 a 5.40. Considerando os estágios de ação referentes às forças analisadas nos itens anteriores, os valores das médias dessas deformações, sob essas forças, estão apresentados na Tabela 5.10.

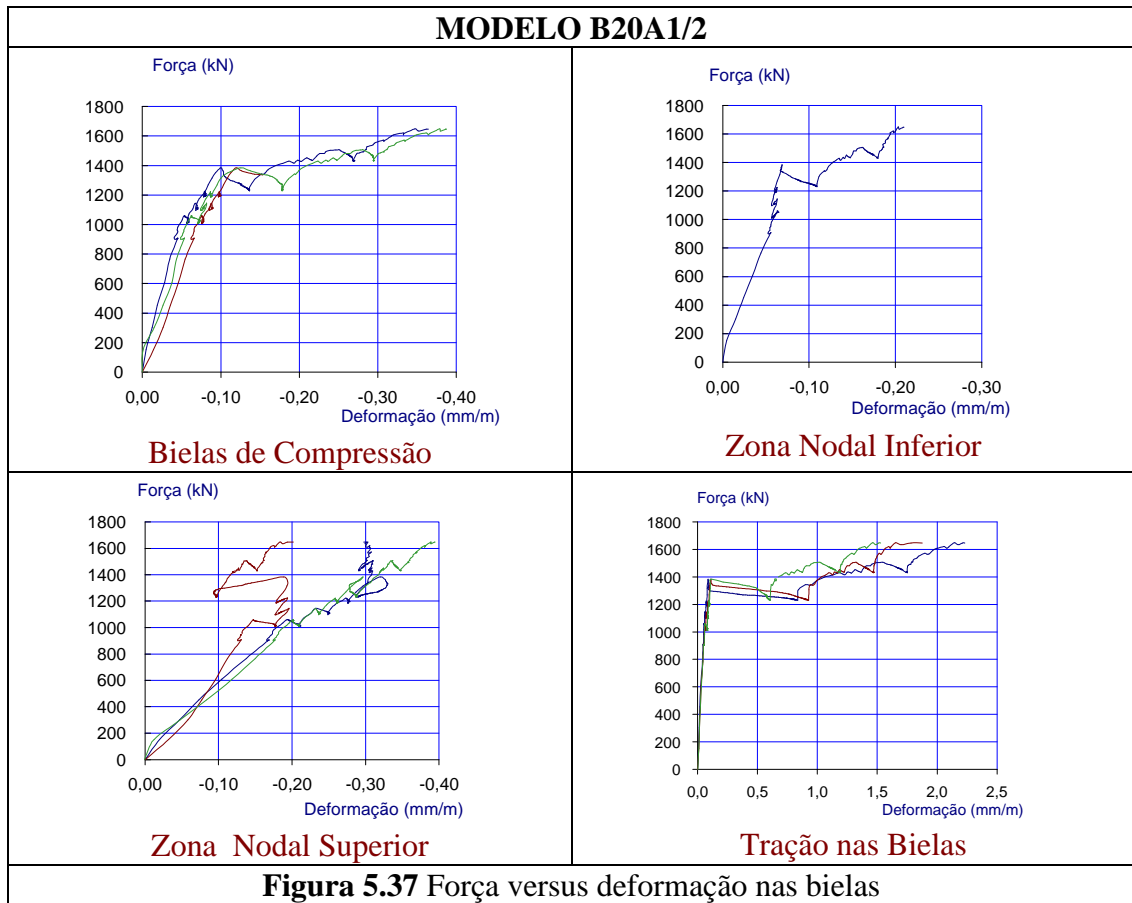


Na Tabela 5.10 nota-se que as deformações nas zonas nodais inferiores, registradas para a armadura principal quanto para o concreto, foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm.



O bloco com estacas de diâmetro de 30 cm apresentou maiores médias de deformações no centro das barras da armadura principal em comparação ao bloco com estacas de diâmetro menor. Essas médias, para os três blocos, foram maiores que as médias encontradas na zona nodal inferior, referente à armadura.

As deformações médias nos centros dos ganchos registradas no modelo B20A1/1 foram muito pequenas, fato que levou a não instrumentar os ganchos dos modelos B20A1/2 e B30A1.

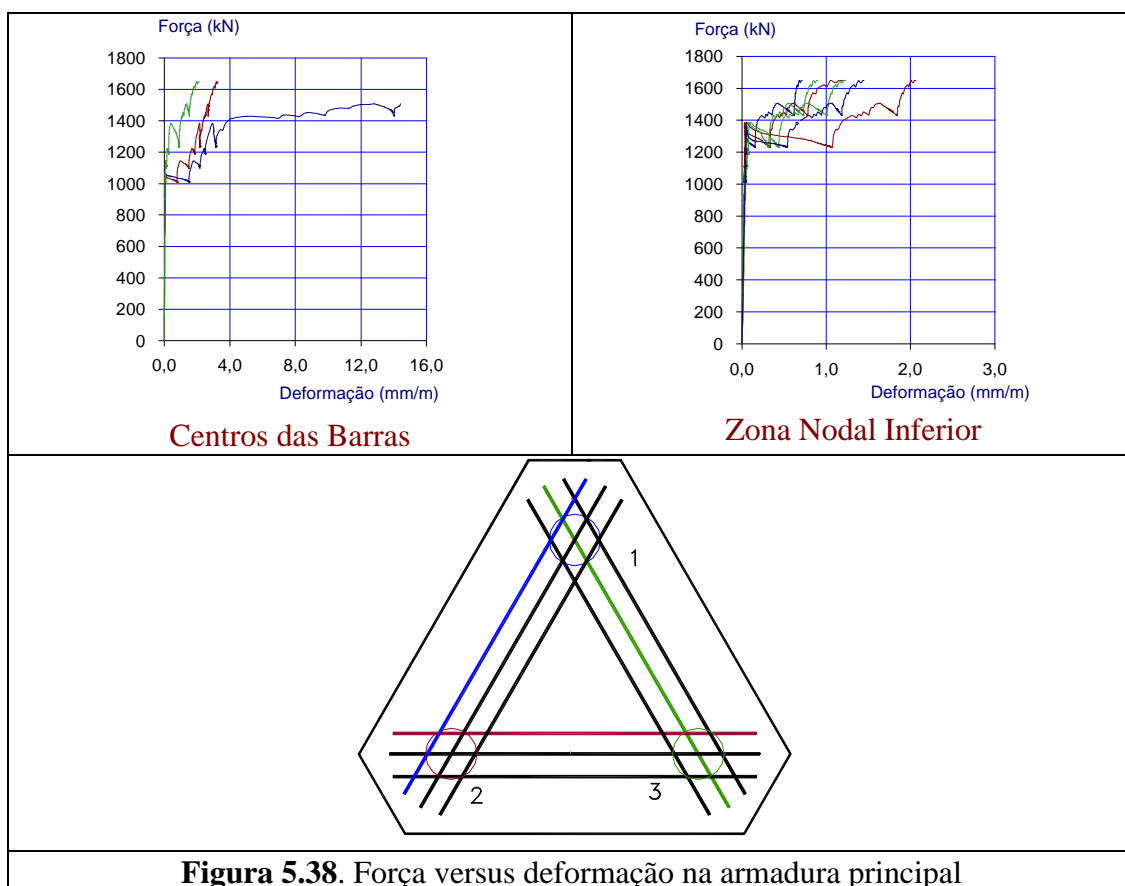


As maiores médias de deformações de compressão no concreto foram encontradas na zona nodal superior para todos os níveis de força, exceto para o modelo B30A1, sob a força última (F_u), onde foram 64 % menores que na biela de compressão.

As deformações médias de compressão nas bielas foram maiores que na zona nodal inferior e essa diferença tende a crescer à medida que a ação aumenta, para os três blocos.

Biela de compressão

Até a força de projeto relativa à força de cálculo, as médias de deformações foram 23 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm. Sob a força última essas médias foram praticamente iguais.



Zona nodal superior

As deformações médias nesta região foram 57 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm, sob todos os níveis de forças, embora sob a força última essa porcentagem diminuiu para 21 %.

Zona nodal inferior

As médias de deformações até a força de projeto relativa à de cálculo ($F_{proj,d}$) foram maiores, cerca de 29 %, para os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm. Sob a força última (F_u) essas médias foram 2,5 vezes maiores para os mesmos blocos.

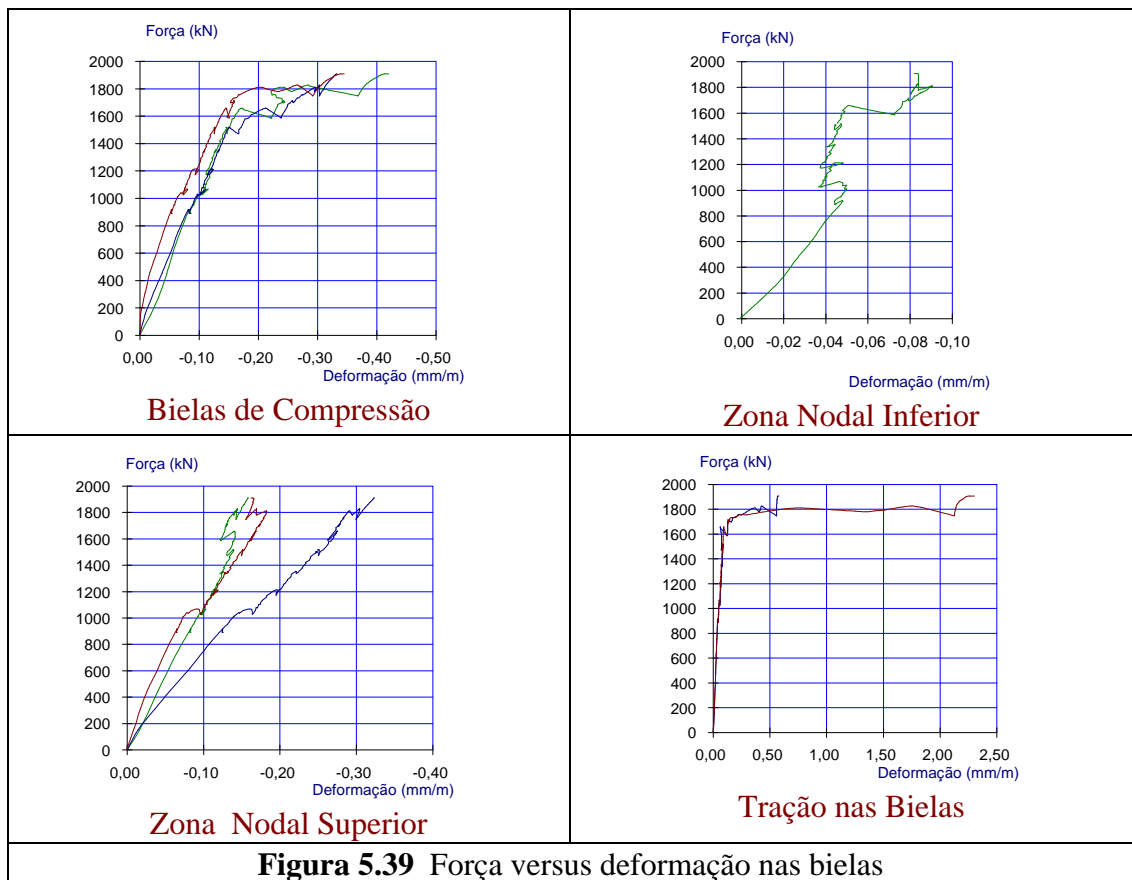


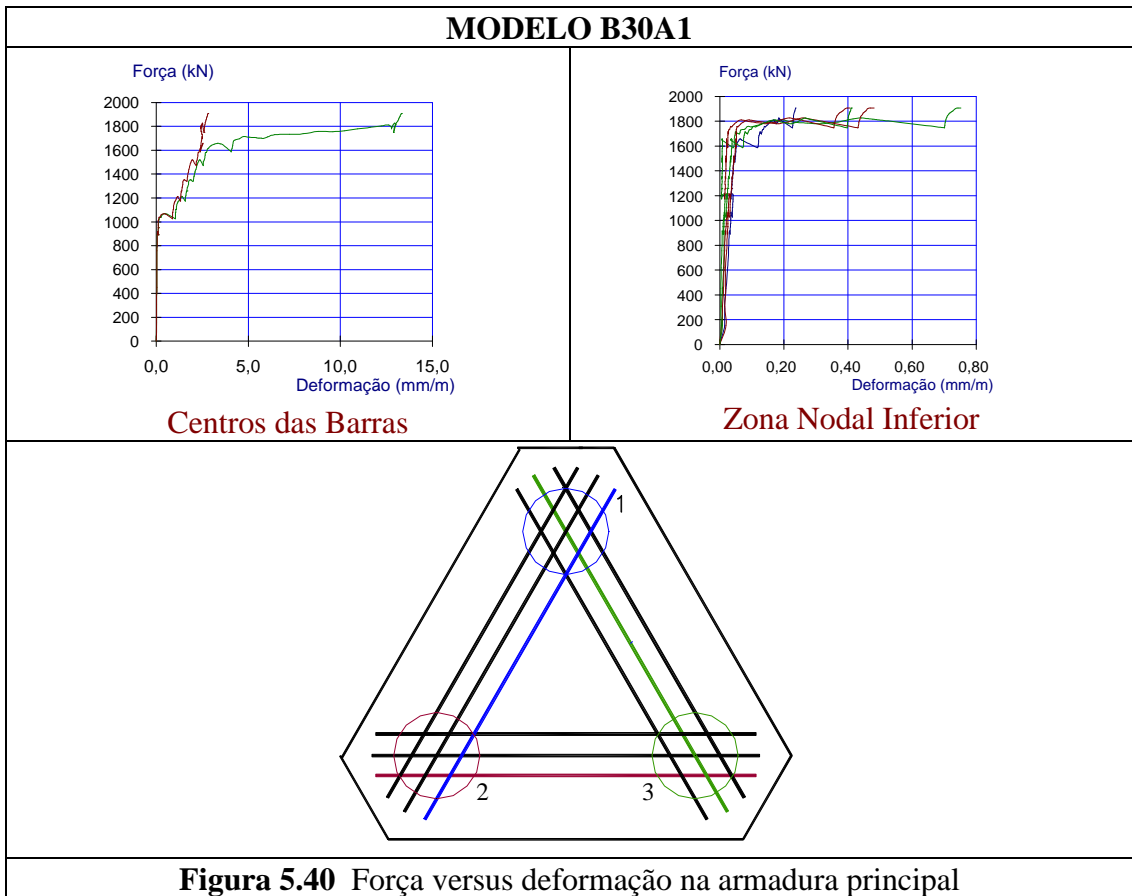
Figura 5.39 Força versus deformação nas bielas

Tração na biela

Sob todos os níveis de força, as maiores deformações médias foram encontradas para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm, cerca de 32 % sob a força última (F_u).

Centros da barras da armadura principal

Até a força de fissuração (F_r) as médias de deformações foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, embora a diferença diminuiu à medida que a força aumentou. Sob a força de cálculo essas médias foram praticamente iguais para os três blocos. Já na força última (F_u) a média de deformações foram 3,0 vezes maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, devido ao escoamento de uma das barras.



Zona nodal inferior da armadura principal

Nessa região as deformações médias foram 3,0 vezes maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm, devido à possíveis problemas de leituras nessa região do modelo B30A1.

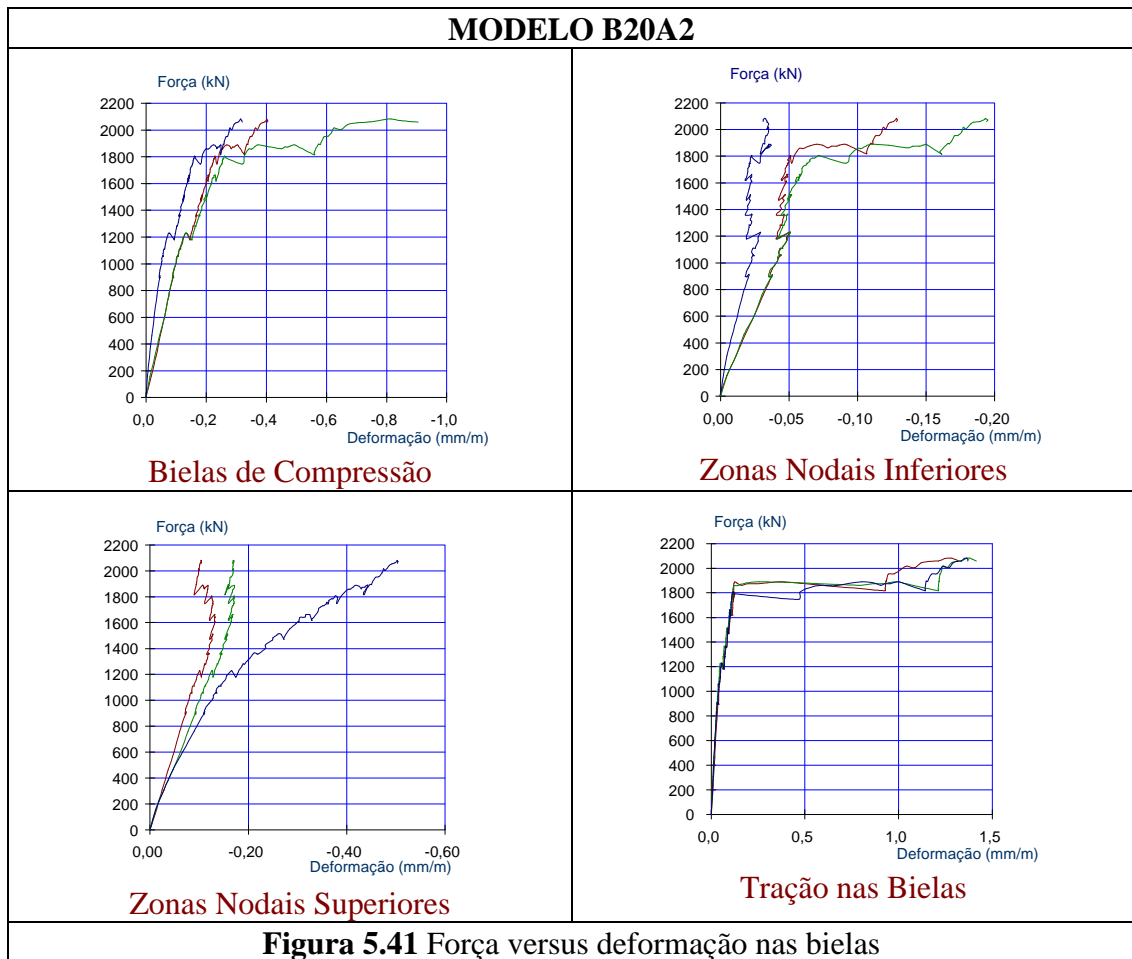
Tabela 5.10. Valores das deformações internas dos modelos da série A1

MODELO B20A1/1

Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (1050 kN)	F_{toe, d} (1344 kN)	F_u (1512 kN)
Biela de Compressão		-0,077	-0,088	-0,138	-0,223
Zona Nodal Superior		-0,107	-0,118	-0,209	-0,231
Zona Nodal Inferior		-0,026	-0,030	-0,036	-0,074
Tração na Biela		+0,052	+0,060	+0,103	+1,933
Armadura principal	Centros das Barras	+0,053	+0,092	+1,211	+2,480
	Zona N. Inferior	+0,046	+0,062	+0,093	+0,883
	Centros Ganchos	+0,012	+0,014	+0,022	+0,042
MODELO B20A1/2					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (900 kN)	F_{proj, d} (1344 kN)	F_u (1648 kN)
Biela de Compressão		-0,055	-0,039	-0,102	-0,381
Zona Nodal Superior		-0,158	-0,149	-0,252	-0,350
Zona Nodal Inferior		-0,058	-0,050	-0,065	-0,205
Tração na Biela		+0,053	+0,046	+0,092	+1,895
Armadura principal	Centros das Barras	+0,067	+0,042	+2,380	+2,667
	Zona N. Inferior	+0,038	+0,034	+0,066	+1,382
MODELO B30A1					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (900 kN)	F_{proj, d} (1344 kN)	F_u (1909 kN)
Biela de Compressão		-0,074	-0,072	-0,124	-0,374
Zona Nodal Superior		-0,095	-0,088	-0,167	-0,239
Zona Nodal Inferior		-0,032	-0,030	-0,022	-0,082
Tração na Biela		+0,044	+0,037	+0,074	+1,423
Armadura principal	Centros das Barras	+0,111	+0,089	+1,830	+8,137
	Zona N. Inferior	+0,020	+0,016	+0,022	+0,507

5.7.2. Modelos da série A2

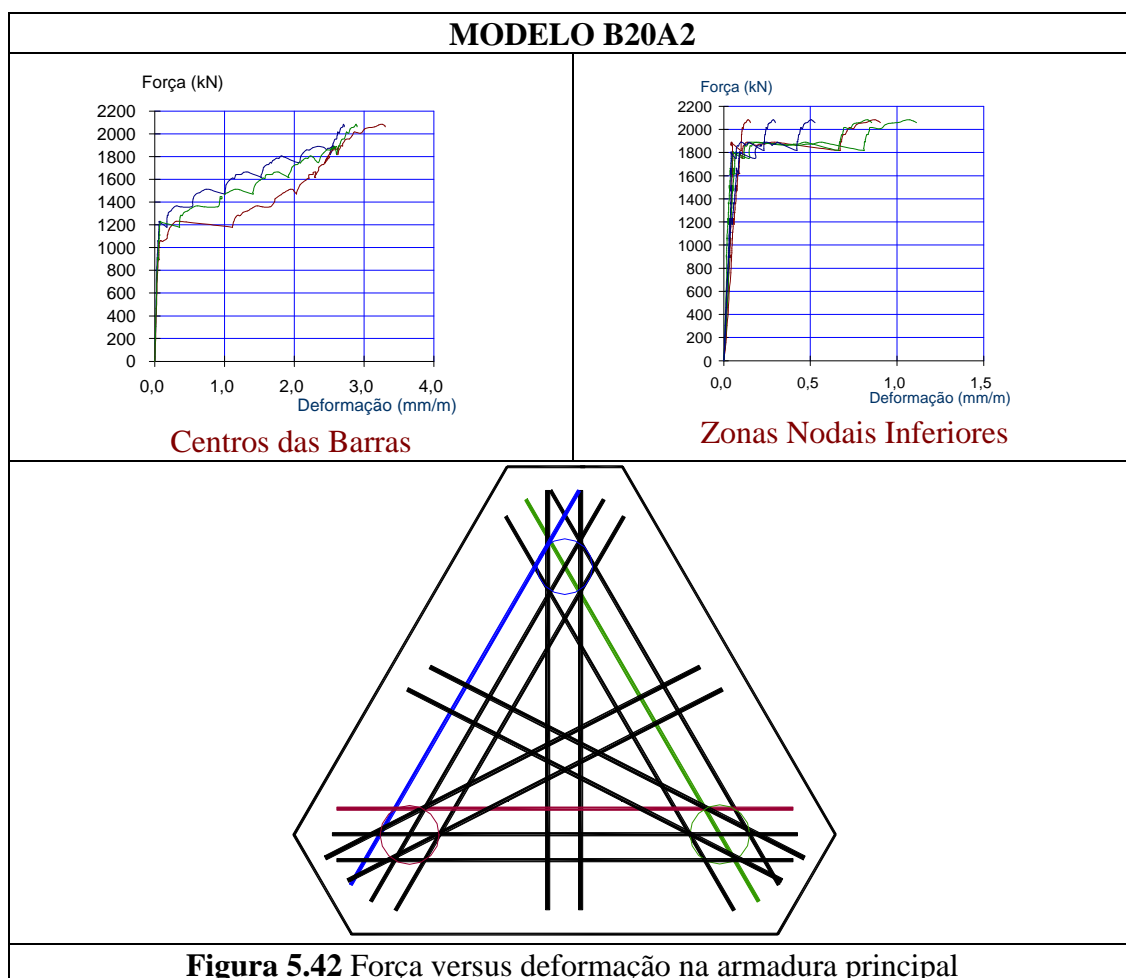
As Figuras 5.41 a 5.46 ilustram os gráficos força *versus* deformações no concreto e nas armaduras principal e secundária obtidas nos modelos da série A2. Os valores das médias dessas deformações sob os estágios de forças analisados estão apresentados na Tabela 5.11.



Observando a Tabela 5.11 nota-se que as deformações médias nas barras das armaduras principal e secundária foram maiores para o bloco com diâmetro de estacas de 30 cm, exceto na região da zona nodal inferior.

As deformações médias de tração transversal das bielas têm valores muito próximos desde a força de projeto (F_{proj}) até a força de cálculo ($F_{proj,d}$). Sob força última (F_u) essas deformações médias foram maiores para o bloco com diâmetro de estacas de 20 cm.

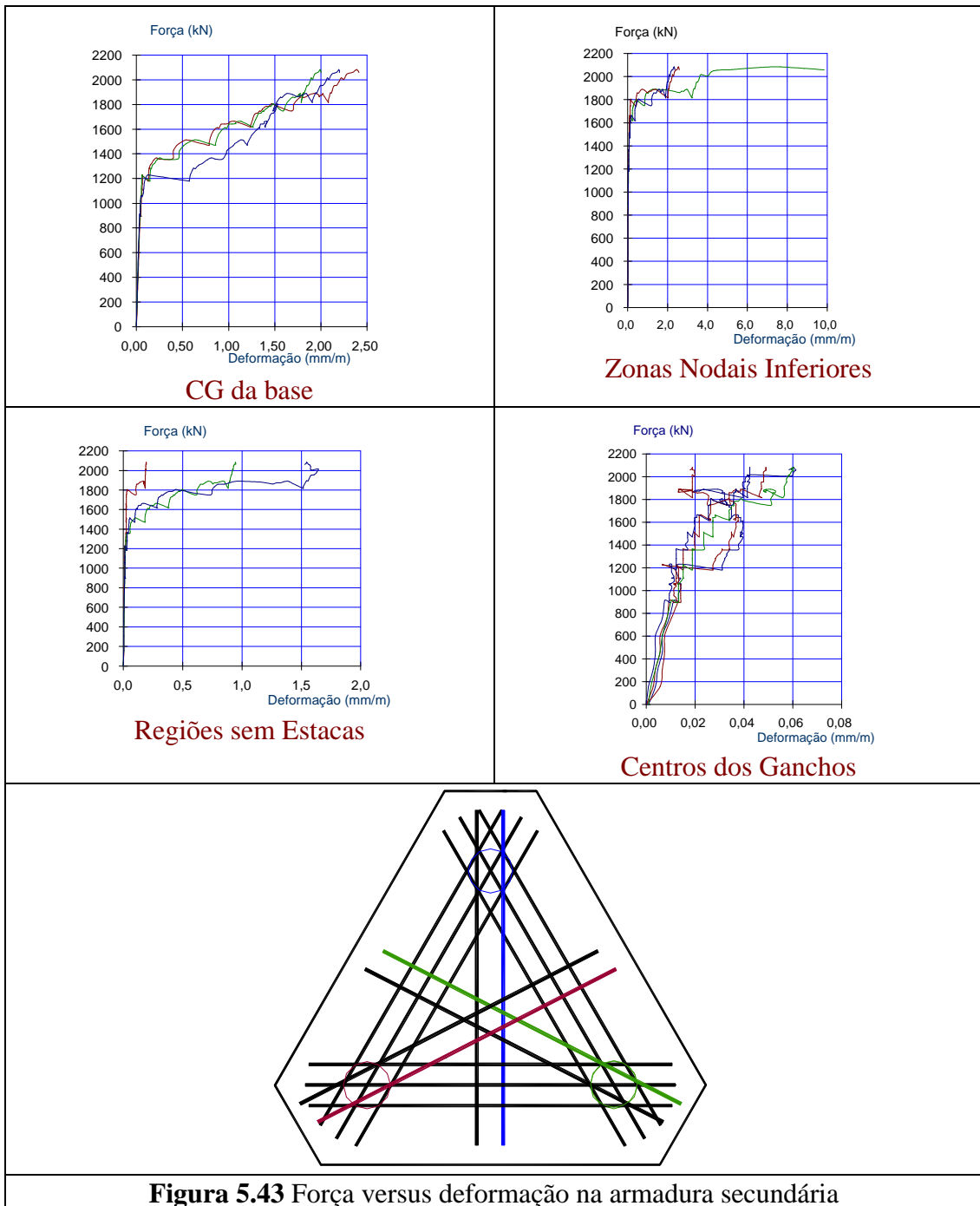
As deformações médias de compressão foram maiores na zona nodal superior, seguidas das deformações nas regiões da biela e na zona nodal inferior, para ambos os blocos.



Os maiores valores médios de deformações na armadura secundária foram encontrados na região referente ao centro de gravidade da base do bloco.

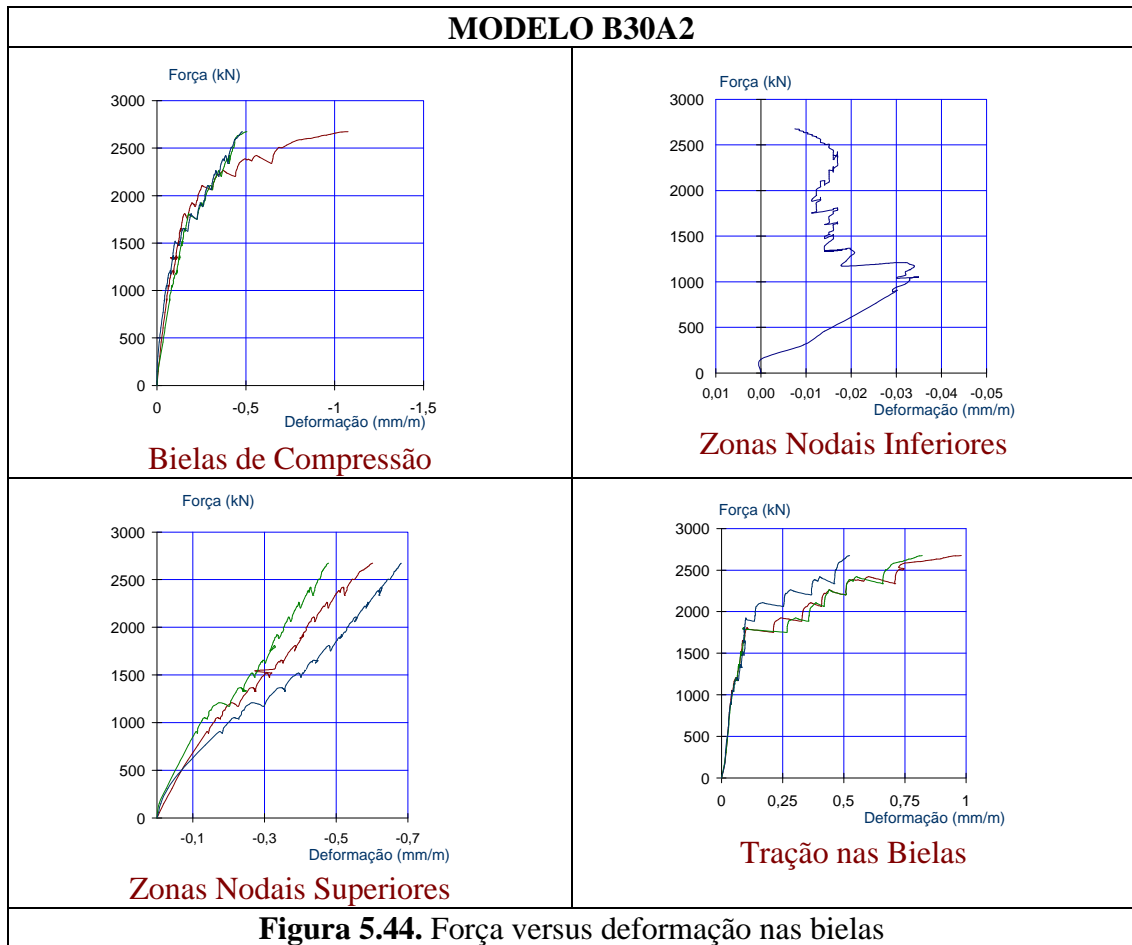
No modelo com diâmetro de estacas de 20 cm, as médias de deformações nos centros dos ganchos e nas regiões sem estacas se encontraram muito próximas até a força de cálculo ($F_{proj,d}$). Sob a força última essas médias foram maiores na região sem estaca.

Considerando as barras da armadura secundária do modelo com estacas de diâmetro de 20 cm, as deformações médias nos centros dos ganchos e na região sem estaca, sob todas os níveis de força, foram menores que as encontradas na zona nodal inferior.



No modelo com estacas de diâmetro maior, as deformações médias na armadura secundária foram maiores na região sem estaca, seguidas das deformações médias nas zonas nodais inferiores e nos centros dos ganchos.

Em ambos os blocos as deformações médias nos centros das barras da armadura principal foram maiores que aquelas encontradas na zona nodal inferior.



No bloco com estacas de diâmetro de 20 cm, as deformações de compressão no concreto foram 2,0 vezes maiores na biela que na zona nodal inferior sob as duas primeiras forças (F_{proj} e F_R). Sob as duas últimas forças as deformações na biela foram 4,0 vezes maiores.

No bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, as deformações na biela foram 77 % maiores, sob a força de projeto, e 91 %, sob a força de fissuração, que aquelas encontradas na zona nodal inferior. Sob as demais forças não foi possível a comparação devido à problemas de leitura na zona nodal inferior do modelo B30A2.

Biela de compressão

Até a força de projeto relativa à força de cálculo, as médias de deformações foram 28 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm. Sob a força última a média das deformações foi 28 % maior para o bloco com diâmetro de 30 cm.

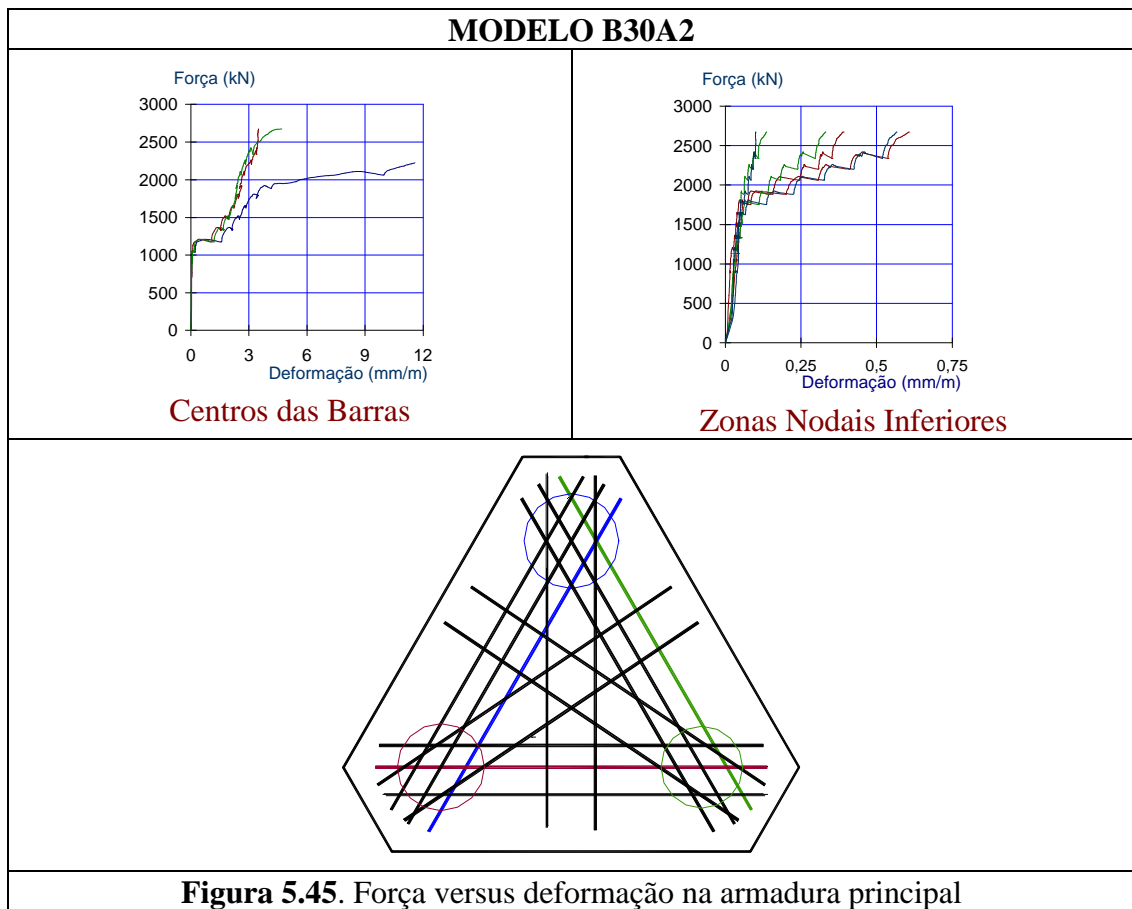


Figura 5.45. Força versus deformação na armadura principal

Zona nodal superior

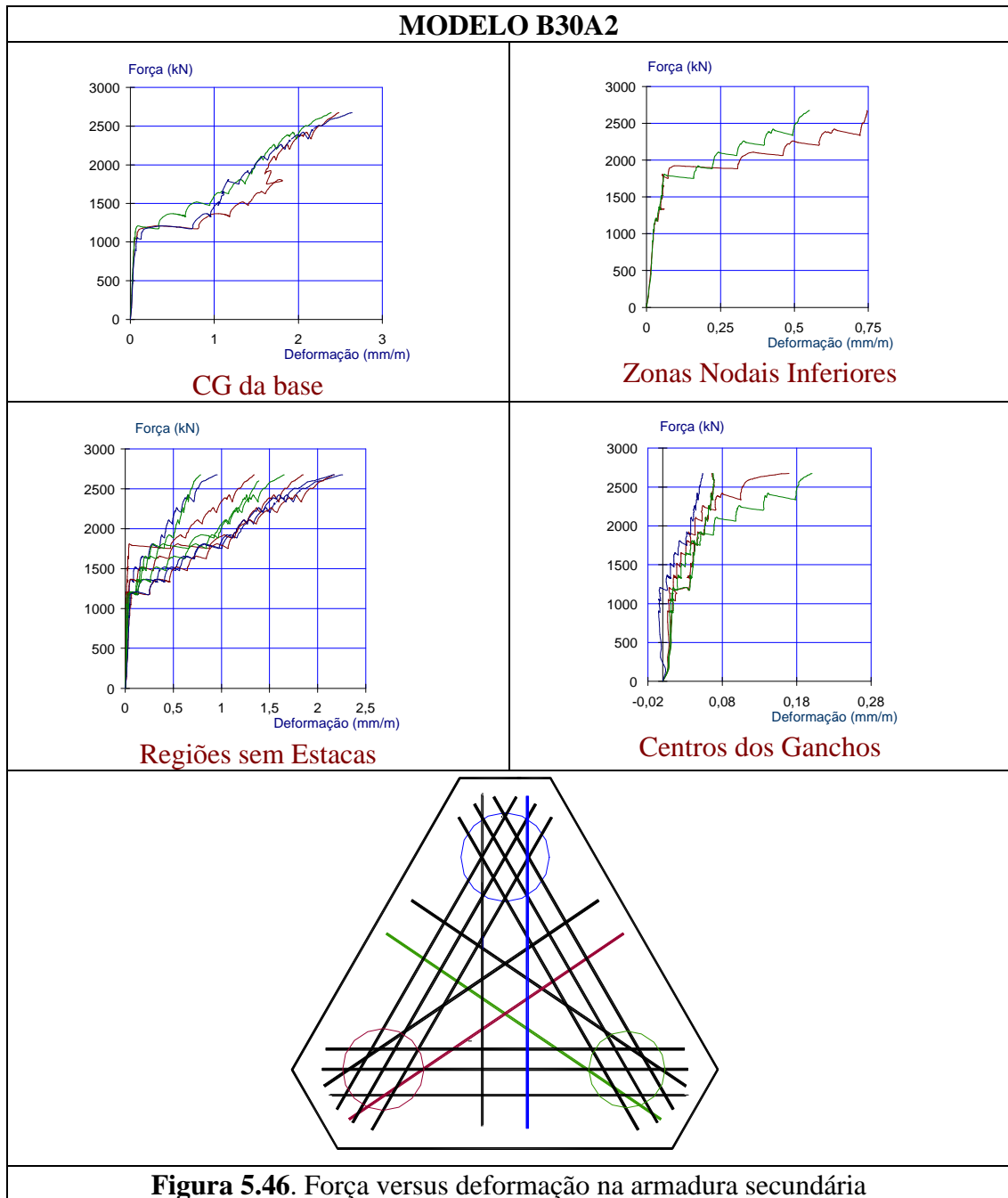
As deformações médias nesta região foram 73 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, sob todos os níveis de forças, havendo aumento dessa porcentagem à medida que cresce o nível de ação.

Zona nodal inferior

Sob a força de projeto as médias das deformações foram pouco maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm. Após essa força, nessa região ocorreram problemas de leitura para o modelo B30A2.

Tração na biela

Até a força de cálculo, as médias das deformações de tração encontradas foram pouco maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm. Sob a força última a média dessas deformações foi 83 % maior para o outro bloco.



Centros da barras da armadura principal

Até a força de projeto (F_{proj}) as médias de deformações foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm. Sob as forças de fissuração de cálculo essas médias foram 2,0 vezes maiores, devido ao escoamento de uma das barras. Já na força última (F_u) a média dessas deformações foi 42 % maior para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, em função da desconsideração das deformações de uma das barras por perda de registro.

Tabela 5.11. Valores das deformações internas dos modelos da série A2

MODELO B20A2					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (1050 kN)	F_{proj,d} (1344 kN)	F_u (2083 kN)
Biela de Compressão		-0,068	-0,084	-0,143	-0,543
Zona Nodal Superior		-0,093	-0,110	-0,162	-0,309
Zona Nodal Inferior		-0,029	-0,040	-0,035	-0,114
Tração na Biela		+0,036	+0,040	+0,072	+1,368
Armadura principal	Centros das Barras	+0,050	+0,060	+0,835	+2,920
	Zona N. Inferior	+0,031	+0,032	+0,047	+0,618
Armadura secundária	CG da base	+0,045	+0,053	+0,470	+2,231
	Região sem Estaca	+0,011	+0,011	+0,030	+0,880
	Zona N. Inferior	+0,029	+0,047	+0,071	+5,970
	Centros Ganchos	+0,011	+0,011	+0,024	+0,040
MODELO B30A2					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (1050 kN)	F_{proj,d} (1344 kN)	F_u (2674 kN)
Biela de Compressão		-0,053	-0,065	-0,106	-0,693
Zona Nodal Superior		-0,152	-0,176	-0,293	-0,580
Zona Nodal Inferior		-0,030	-0,034	-0,014	-0,007
Tração na Biela		+0,038	+0,047	+0,076	+0,749
Armadura principal	Centros das Barras	+0,069	+0,172	+3,730	+4,140
	Zona N. Inferior	+0,028	+0,031	+0,040	+0,355
Armadura secundária	CG da base	+0,059	+0,093	+0,765	+2,473
	Região sem Estaca	+0,025	+0,075	+0,250	+1,525
	Zona N. Inferior	+0,014	+0,021	+0,069	+0,655
	Centros Ganchos	+0,016	+0,034	+0,028	+0,167

Zona nodal inferior da armadura principal

Nessa região as deformações médias foram 13 % maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm, sob as forças de projeto. Sob a força de fissuração, essas deformações apresentaram valores próximos em ambos os blocos. Sob a força última (F_u), o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm apresentou média dessas deformações 74 % maior.

Centros dos ganchos da armadura secundária

No geral, as médias das deformações nos ganchos se apresentaram muito pequenas, embora maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm. A diferença entre as médias obtidas para os dois modelos cresce à medida que aumenta o nível de ação.

Centro de gravidade da base da armadura secundária

As médias das deformações no bloco com estacas de diâmetro de 30 cm foram maiores sob todos os níveis de forças. Sob a força de projeto (F_{proj}) a média dessas deformações foi 30 % maior, sob a força de fissuração (F_r) 75 % maior, sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) 63 % maior e, somente 11 % maior sob a força última (F_u).

Zona nodal inferior da armadura secundária

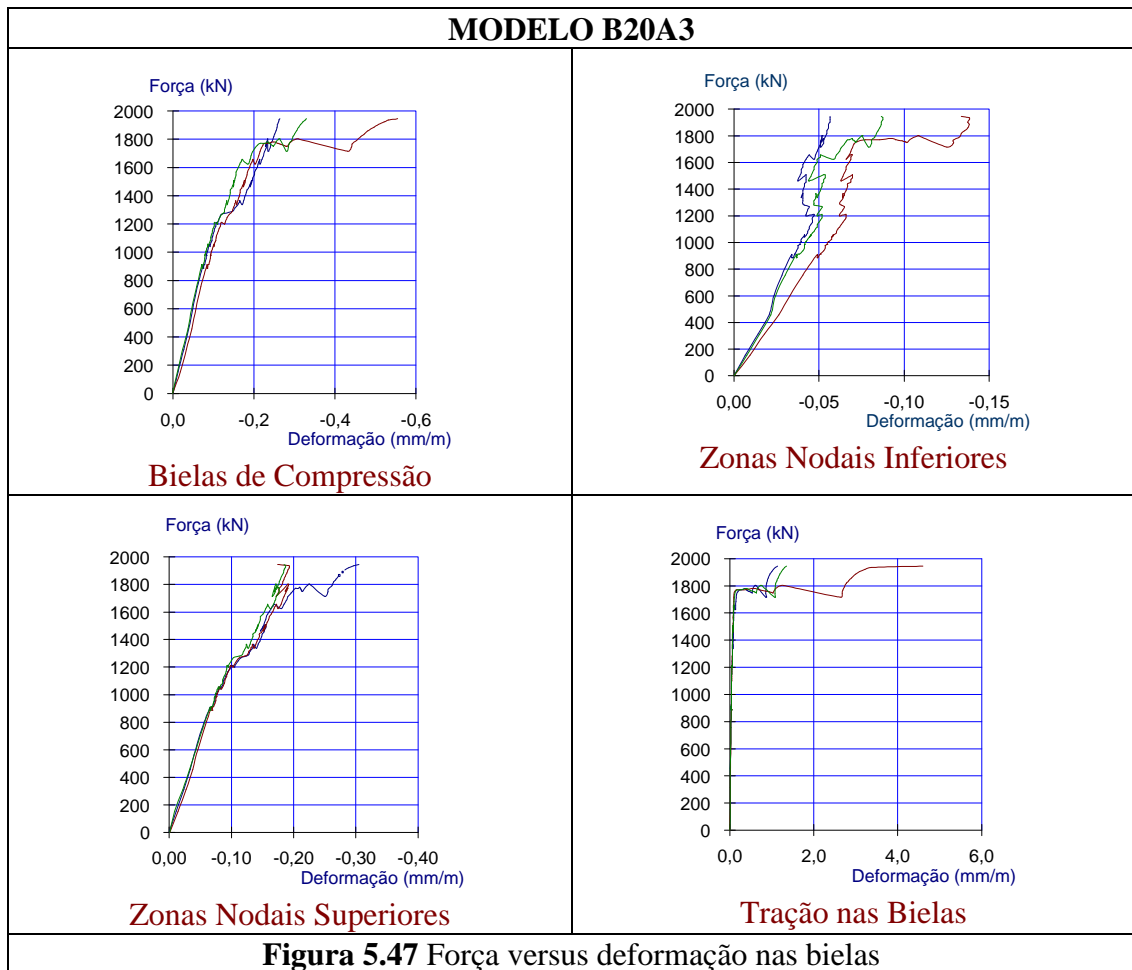
Até a força de fissuração (F_r) as deformações médias foram 2,0 vezes maiores para o modelo B20A2. Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) essas médias foram muito próximas. Sob a força última a média foi 9,5 vezes maior para o modelo B20A2.

Região sem estaca da armadura secundária

As deformações foram bem maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm em todos os níveis de força. Sob a força última (F_u), essa diferença diminui em função do escoamento das barras do bloco com estacas de diâmetro de 20 cm.

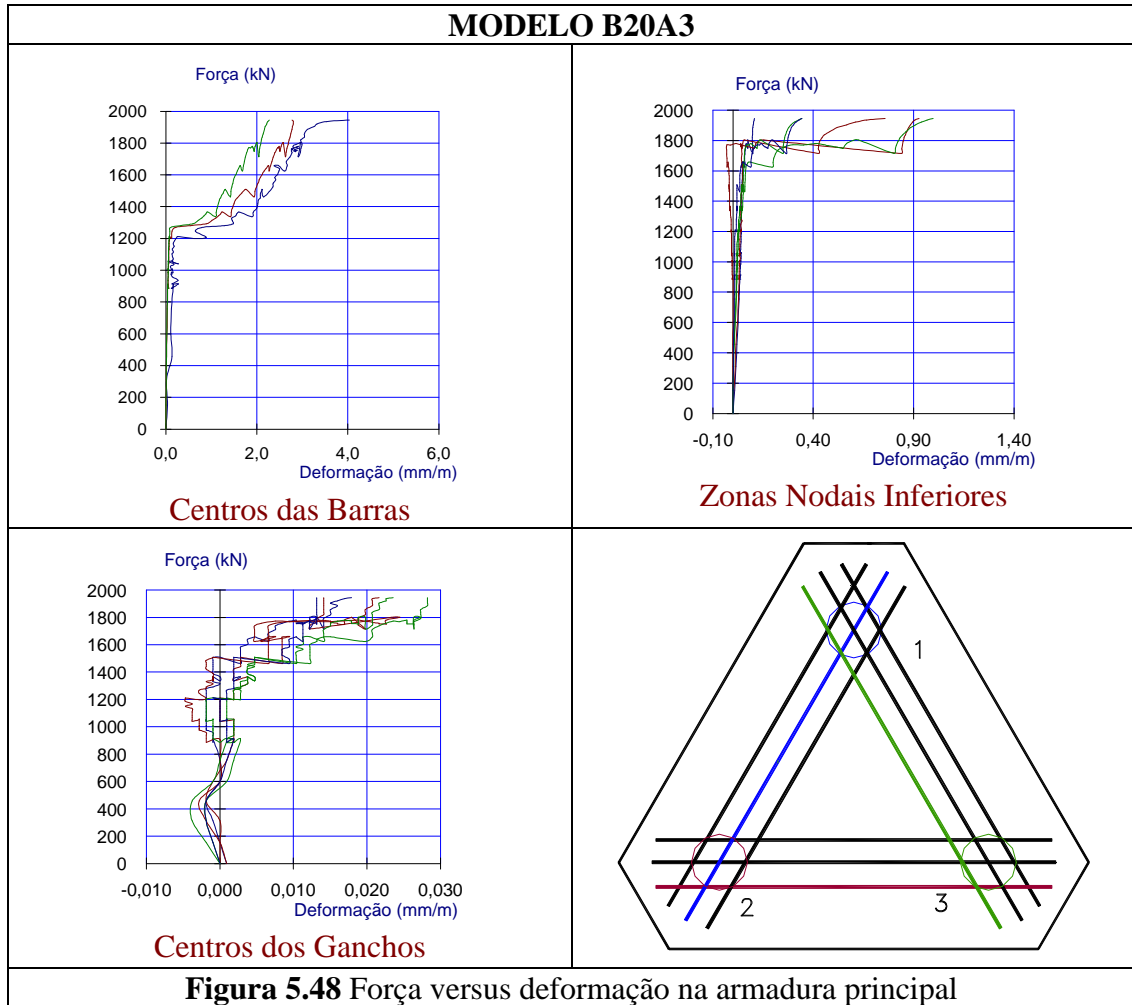
5.7.3. Modelos da série A3

Os gráficos das Figuras 5.47 a 5.60, relativos aos modelos da série A3, apresentam as leituras das deformações no concreto e na armadura principal em função da ação aplicada. A Tabela 5.12 apresenta os valores das médias dessas deformações sob os estágios de ação referentes às forças analisadas nos itens anteriores.



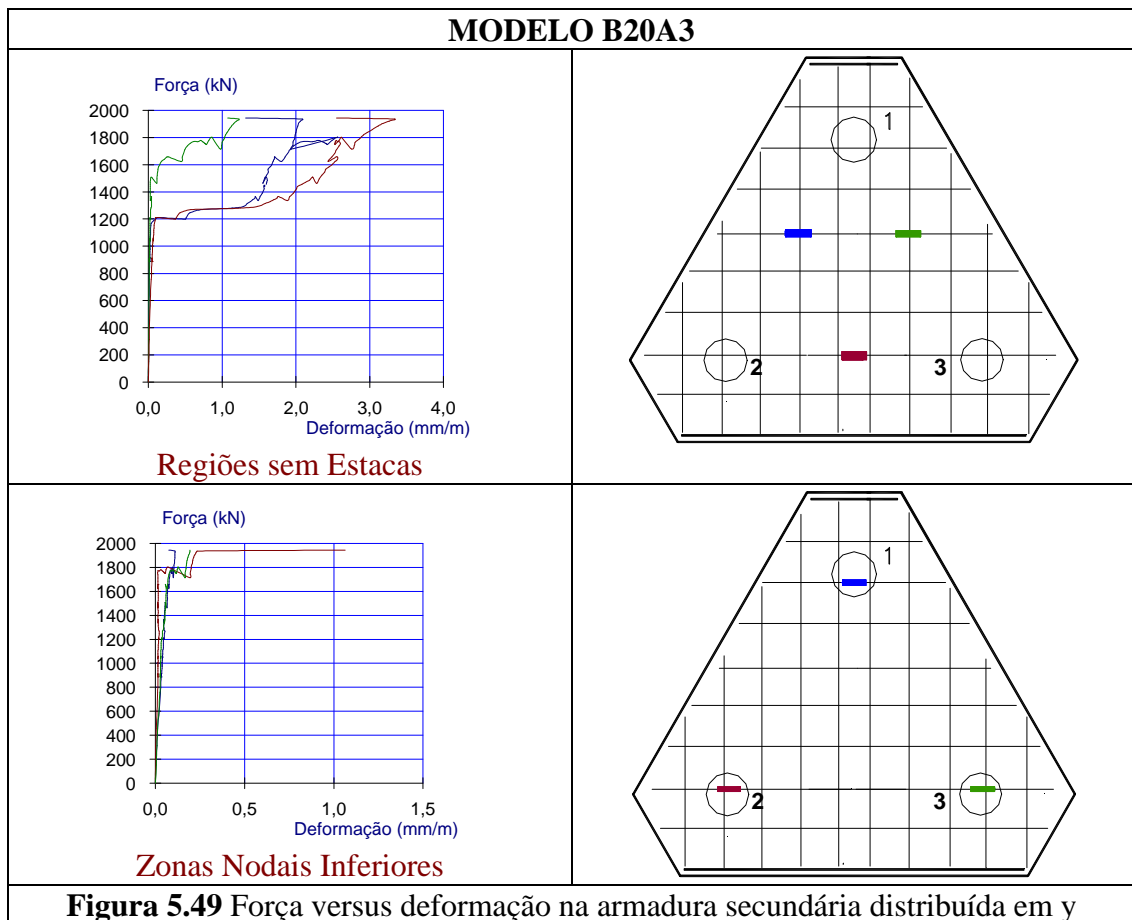
O modelo B20A3 apresentou deformações médias no concreto maiores nas bielas, seguidas daquelas nas zonas nodais superiores e inferiores. No modelo B30A3 essas deformações médias foram maiores nas zonas nodais superiores, seguidas daquelas nas bielas e na zona nodal inferior, com exceção sob a força última (F_u) onde essas deformações foram maiores nas bielas.

A maiores deformações médias na armadura se encontraram nos centros das barras da armadura principal, seguidas das barras da armadura secundária, referentes às regiões sem estacas e ao centro de gravidade.



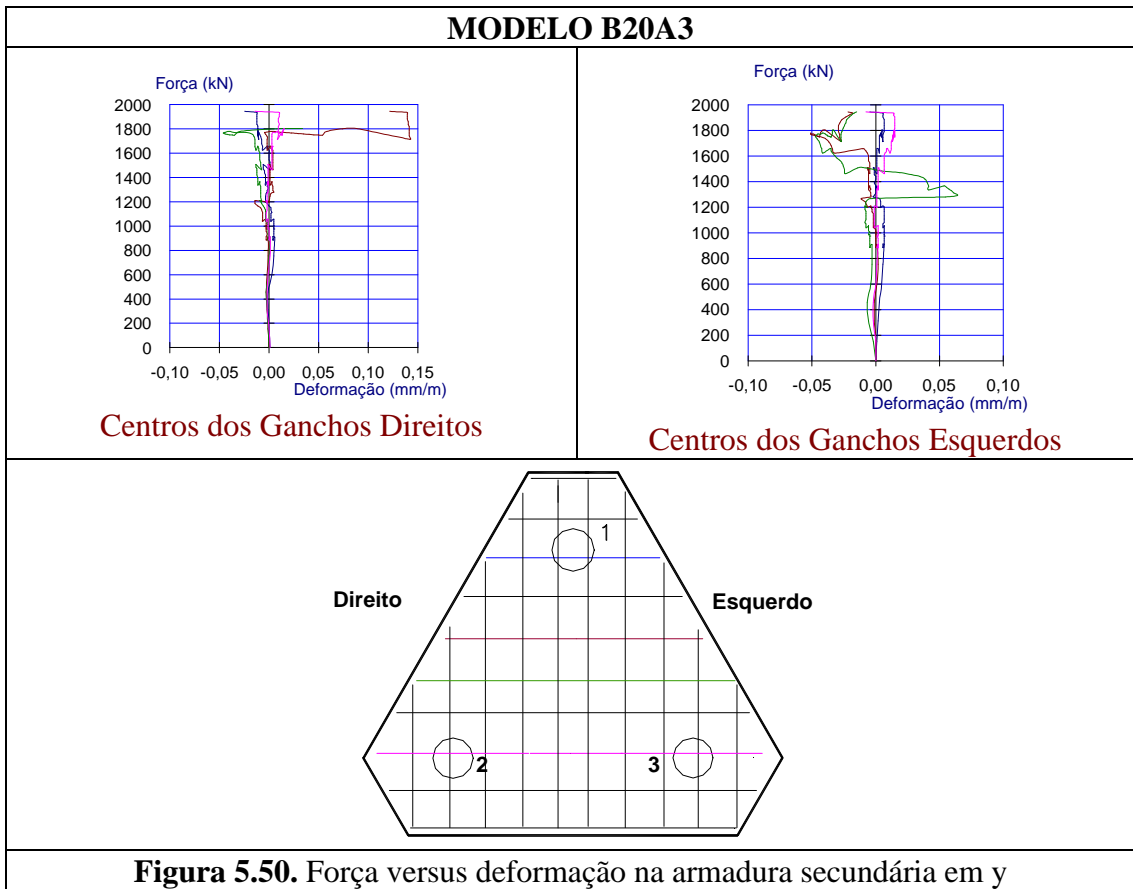
Nas barras referentes às regiões sem estacas, em ambas direções, e ao centro de gravidade apresentaram deformações médias bastante próximas até a força última (F_u), com exceção para o modelo com estacas de diâmetro menor que apresentou deformações médias 26 % maiores na região sem estacas sob a força última.

As deformações médias nas zonas nodais inferiores referentes às armaduras principal e secundária em ambas as direções foram muito próximas até a força de cálculo ($F_{proj, d}$). Sob a força última, essas deformações foram, aproximadamente, 3,0 vezes maiores nessas regiões referentes às barras da armadura principal.



No modelo B20A3, as deformações nos ganchos das barras das armaduras principal e secundária até a força última, oscilaram entre valores de tração e compressão. Sob a força última (F_u) essas deformações nos ganchos direitos das barras distribuídas em ambas as direções, acompanhados daqueles das barras da armadura principal, sofreram maiores deformações médias que os ganchos esquerdos respectivos.

No modelo B30A3, as deformações médias nos ganchos das barras das armaduras principal e secundária, em ambas as direções, foram bastante próximas até a força de cálculo ($F_{proj, d}$). Sob a força última (F_u), essas deformações foram 4,8 vezes maiores para os ganchos direitos das barras da armadura secundária, distribuídas na direção x.

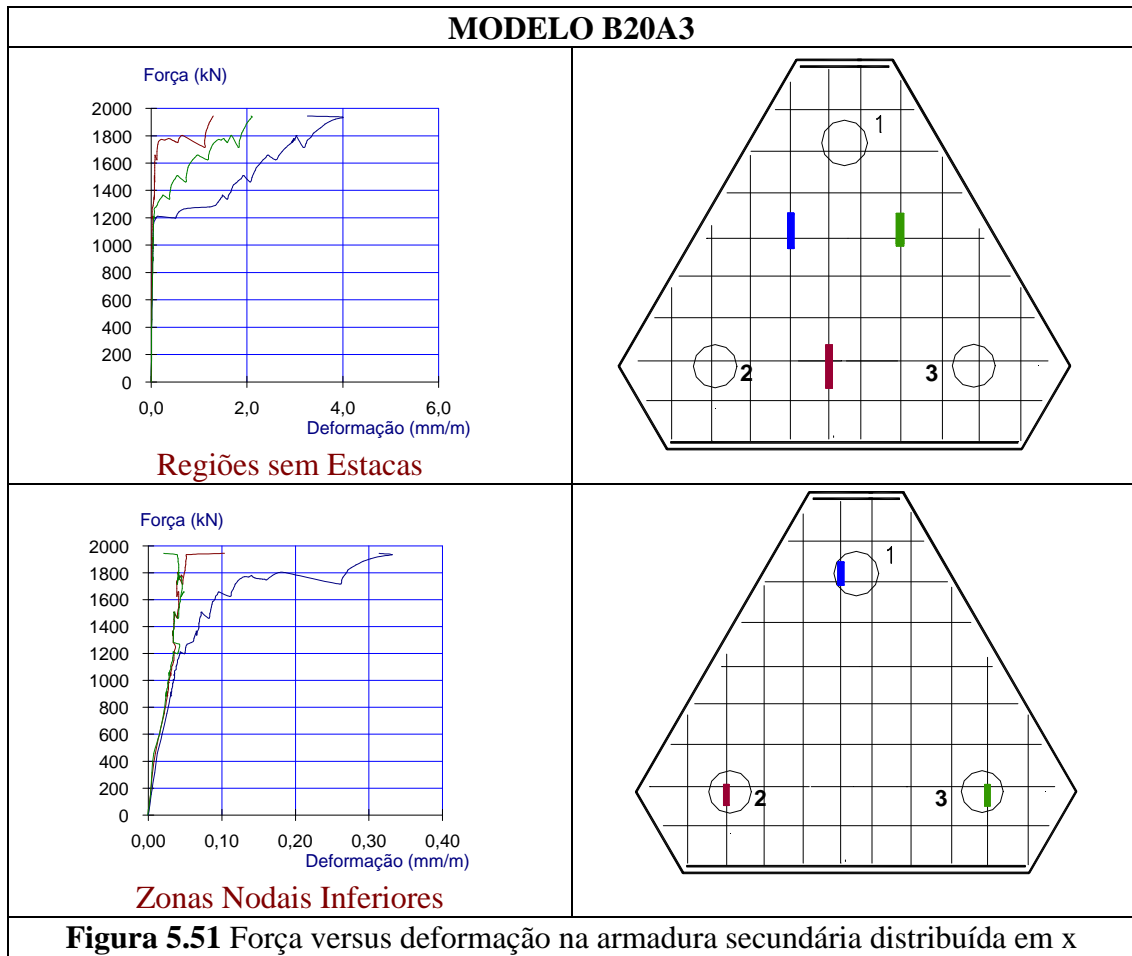


Biela de compressão

Até a força de projeto referente à força de cálculo, as médias das deformações, para ambos os modelos, foram relativamente próximas. Sob a força última a deformação média foi 2,25 vezes maior para o bloco com estacas de diâmetro maior.

Zona nodal superior

As deformações médias nesta região foram 3,0 vezes maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, sob todos os níveis de forças.

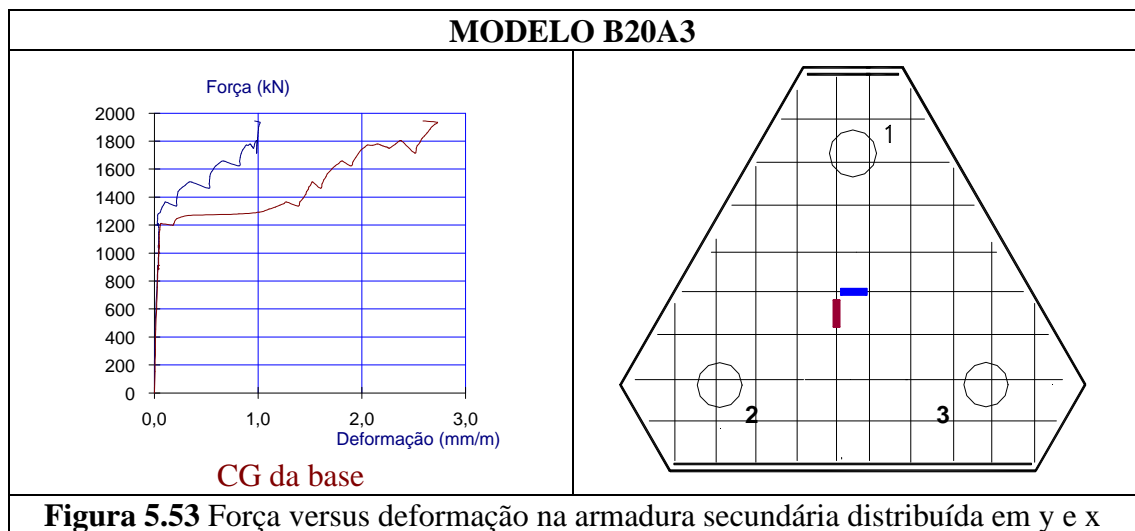
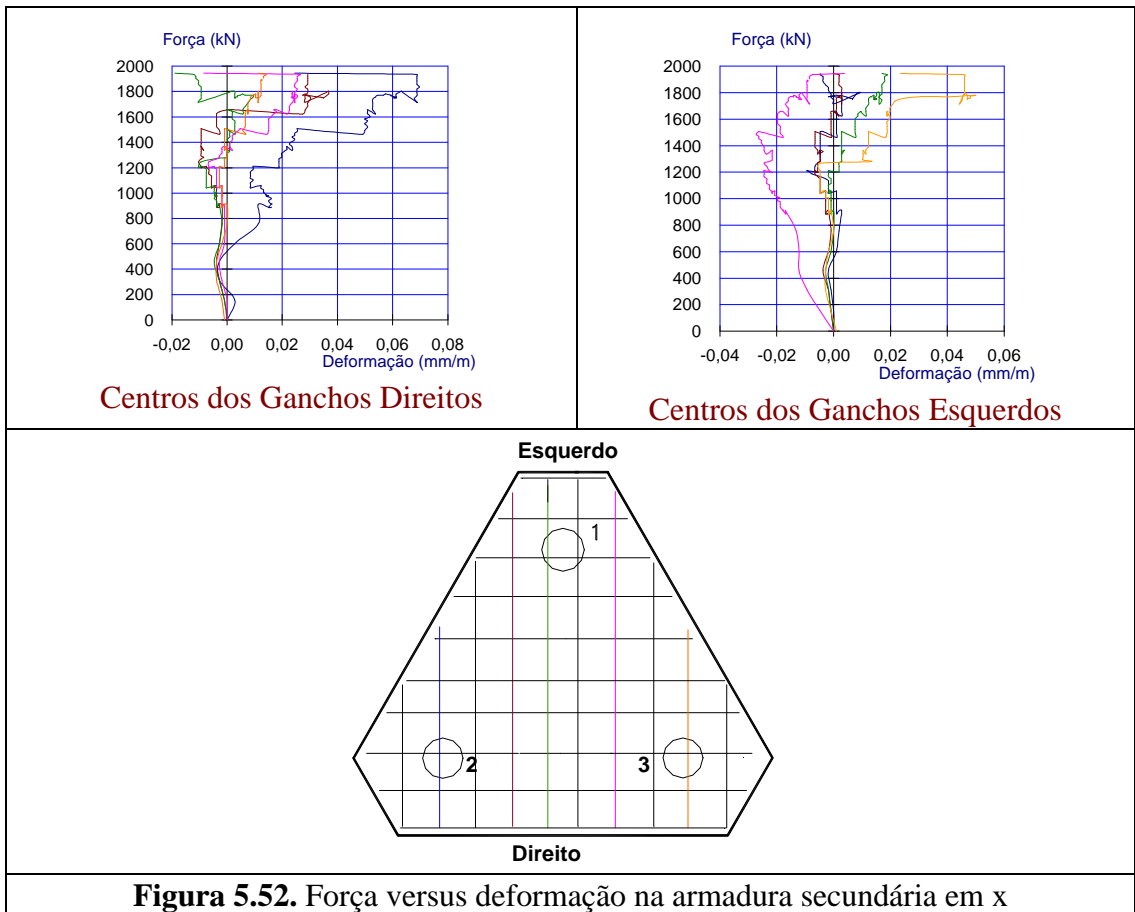


Zona nodal inferior

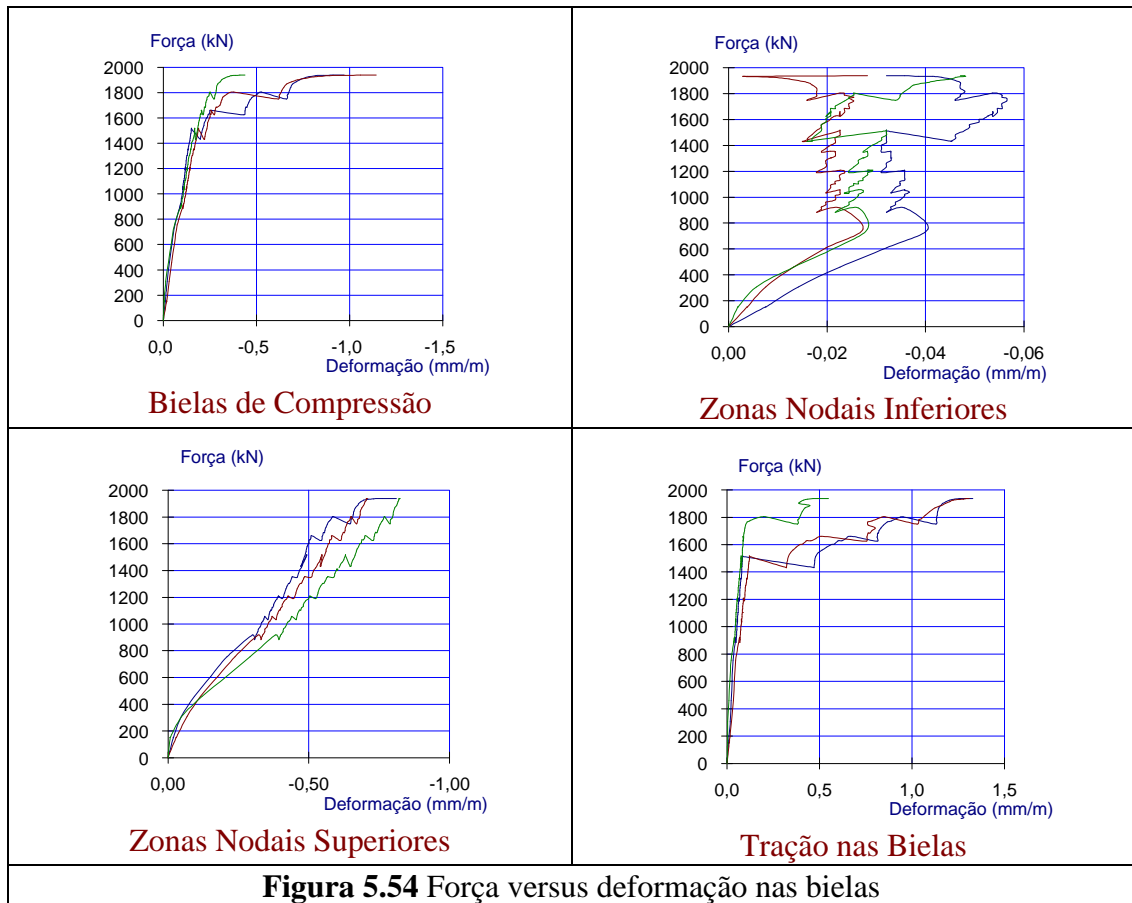
Em todas as etapas de aplicação de forças, as deformações médias nessa região foram o dobro para o modelo com estacas de diâmetro de 20 cm.

Tração na biela

Sob a força de projeto (F_{proj}), a média das deformações de tração foi 2,1 vezes maior para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm; sob a força de projeto referente à de cálculo ($F_{proj,d}$) foi 1,2 vez maior. Sob a força última essa média foi 2,2 vezes maior para o bloco com estacas de diâmetro menor.



MODELO B30A3



Centros das barras da armadura principal

Sob todos os níveis de ação as médias de deformações foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm. Para o modelo B20A3 sob ação da força última a média das deformações foi maior por ocorrer escoamento de uma das barras da armadura principal.

Zona nodal inferior da armadura principal

Nessa região as deformações médias foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, sob todas as forças de projeto, com exceção da força última onde essas deformações foram bastante próximas.

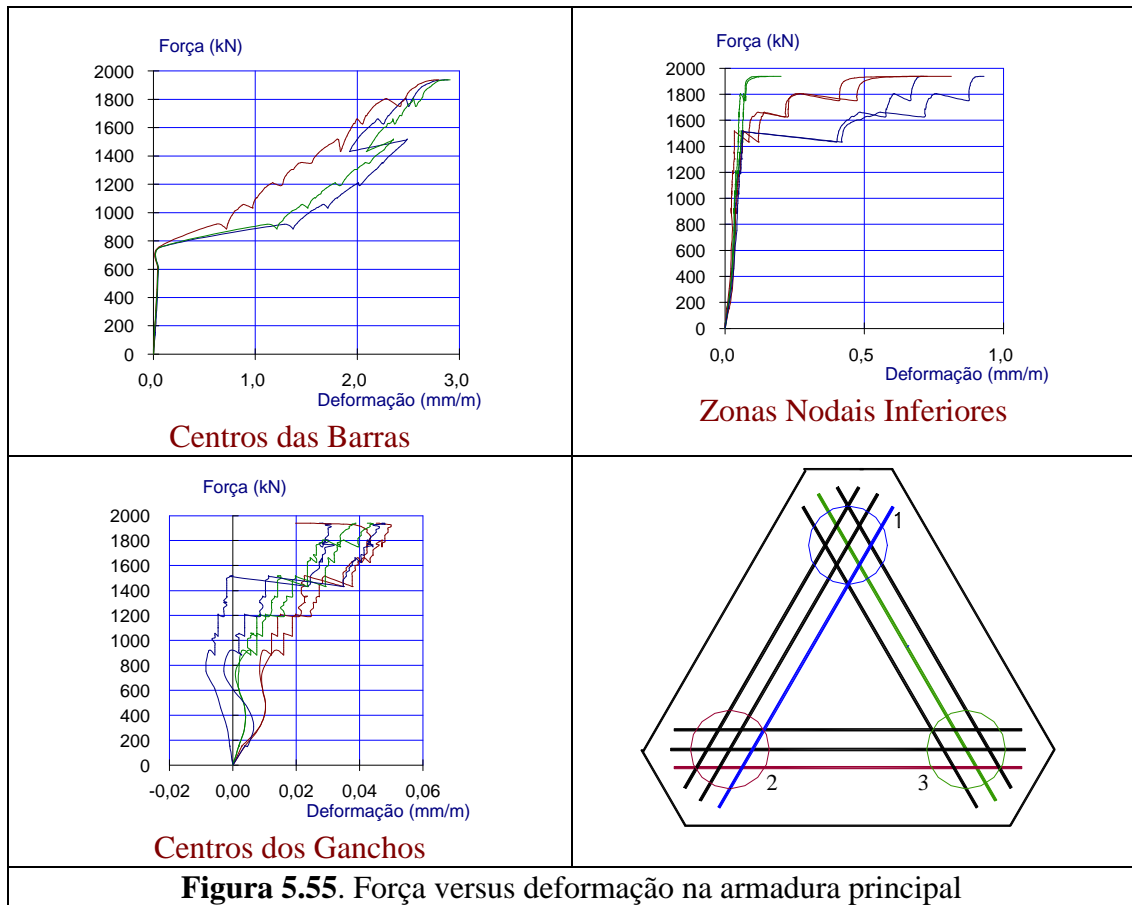


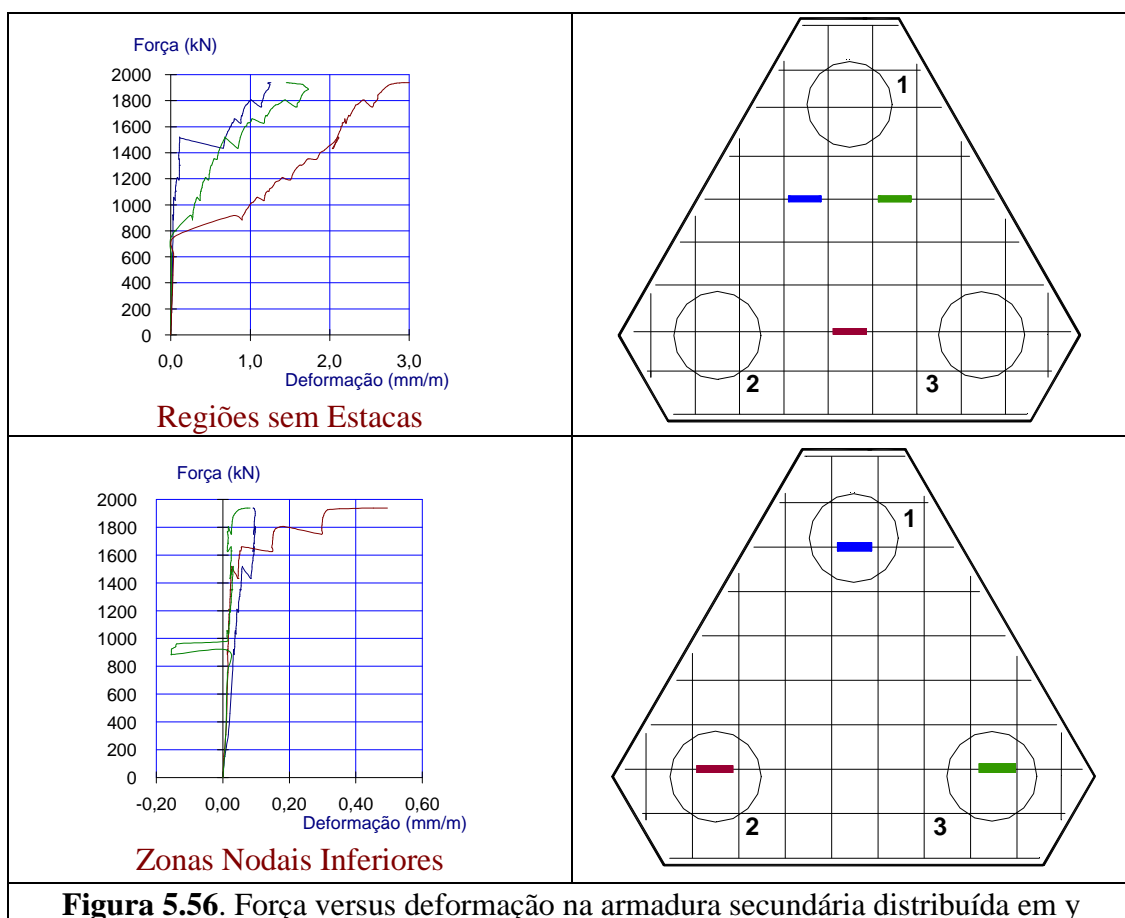
Figura 5.55. Força versus deformação na armadura principal

Centros dos ganchos das armaduras principal e secundária

No geral, as médias das deformações nos ganchos se apresentaram muito pequenas, embora maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, com exceção dos ganchos das barras da armadura secundária distribuídas na direção y.

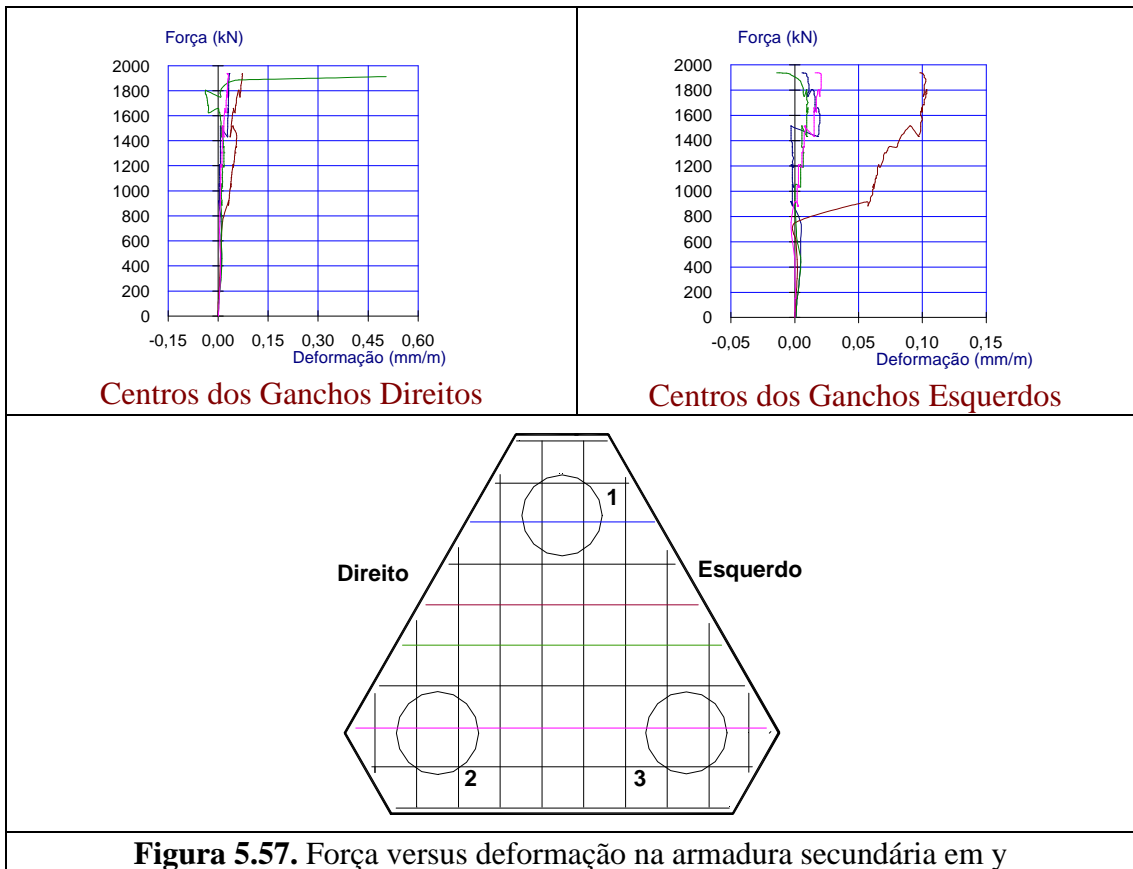
Centro de gravidade da base da armadura secundária

As médias das deformações no bloco com estacas de diâmetro de 30 cm foram maiores até a força de fissuração (F_r). Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as médias em ambos os blocos foram bastante próximas e, sob a força última (F_u) a média de deformações no bloco com estacas de diâmetro de 30 cm foi 8 % maior.



Zona nodal inferior da armadura secundária

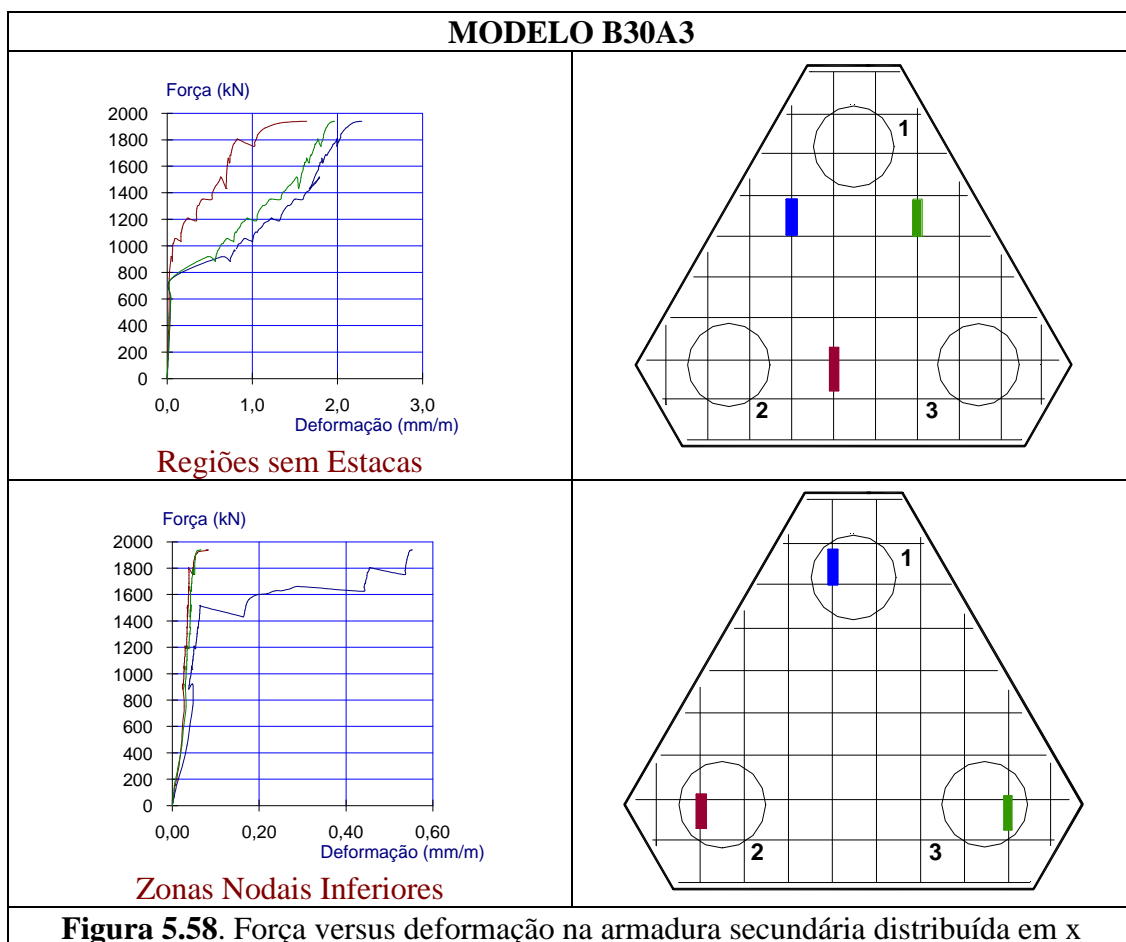
Em ambas as direções, as deformações nas barras da armadura secundária referentes à zona nodal inferior foram bastante próximas para os dois modelos.



Região sem estaca da armadura secundária

Na direção x, as deformações médias em ambos os blocos foram bastante próximas até a força de fissuração (F_r). Sob a força de cálculo a média de deformações para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm foi 78 % maior e sob a força última foi 25 % maior para o outro bloco.

Na direção y, sob a força de cálculo, a média de deformações para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm foi 25 % maior e sob a força última 16 %.



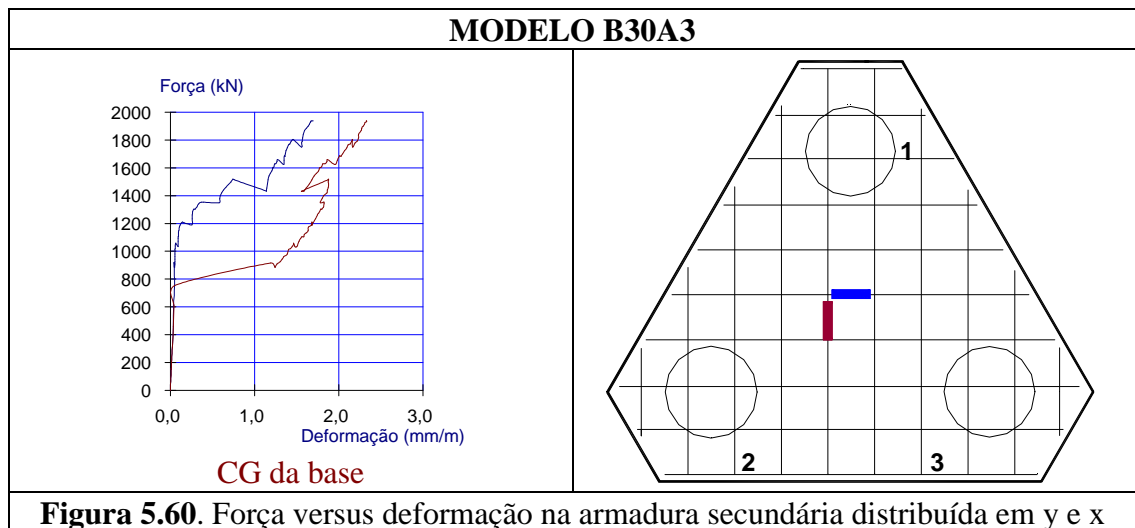
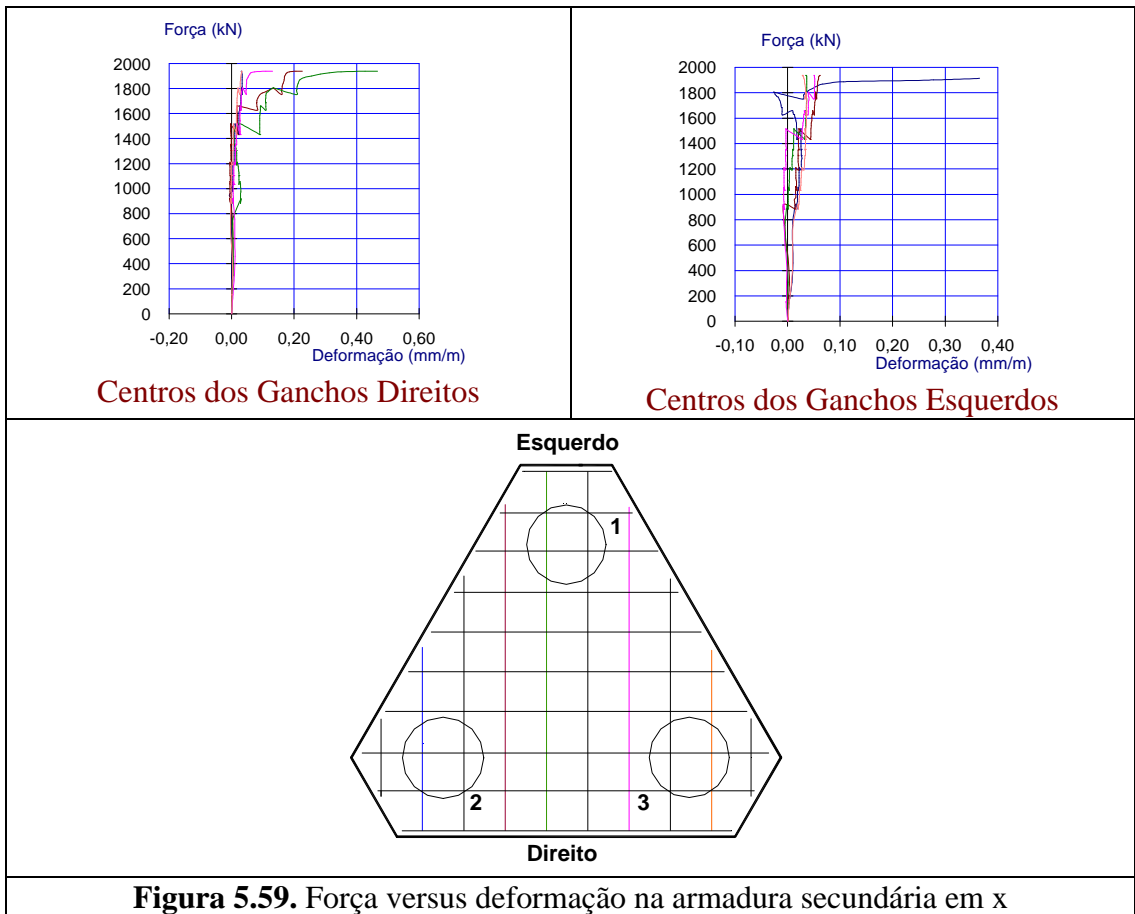


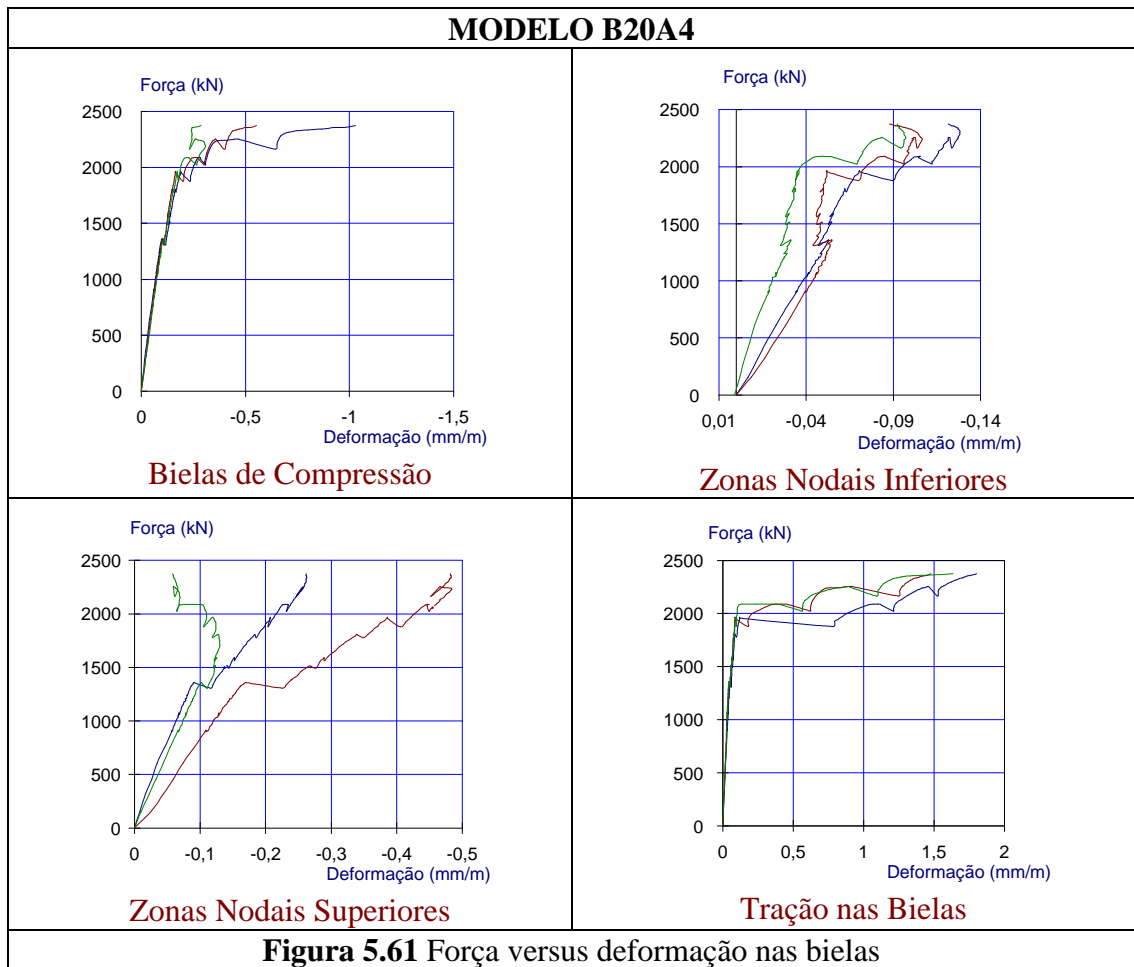
Tabela 5.12. Valores das deformações internas dos modelos da série A3

MODELO B20A3

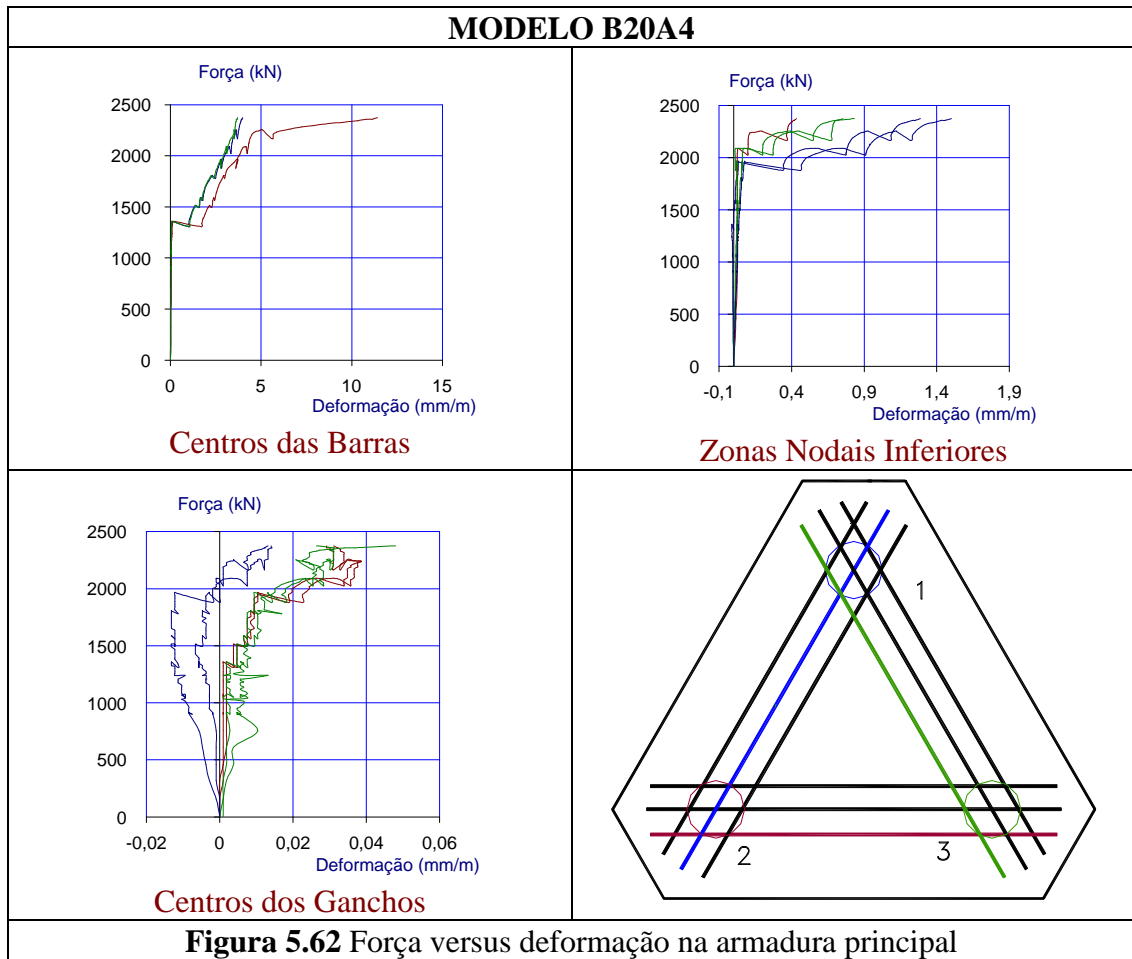
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (1050 kN)	F_{proj,d} (1344 kN)	F_u (1945 kN)
Biela de Compressão		-0,082	-0,094	-0,144	-0,381
Zona Nodal Superior		-0,072	-0,079	-0,126	-0,227
Zona Nodal Inferior		-0,044	-0,048	-0,051	-0,092
Esforço Tração na Biela		+0,025	+0,038	+0,062	+2,367
Armadura principal	Centros das Barras	+0,076	+0,091	+1,212	+3,087
	Zona N. Inferior	+0,018	+0,019	+0,036	+0,591
	Centros Ganchos	+0,000	-0,001	-0,001	+0,020
Armadura secundária x	Zona N. Inferior	+0,028	+0,031	+0,043	+0,141
	Região sem Estaca	+0,022	+0,033	+0,570	+2,463
	Ganchos Direitos	+0,000	-0,002	+0,002	+0,024
	Ganchos Esquerdos	-0,005	-0,0069	-0,004	+0,008
Armadura secundária y	Zona N. Inferior	+0,021	+0,029	+0,039	+0,170
	Região sem Estaca	+0,034	+0,043	+1,089	+2,224
	Ganchos Direitos	+0,000	-0,002	-0,003	+0,020
	Ganchos Esquerdos	+0,001	-0,0012	+0,013	+0,010
A. secundária x e y	CG da base	+0,037	+0,044	+0,654	+1,860
MODELO B30A3					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (750 kN)	F_{proj,d} (1344 kN)	F_u (1938 kN)
Biela de Compressão		-0,094	-0,065	-0,141	-0,857
Zona Nodal Superior		-0,360	-0,253	-0,510	-0,780
Zona Nodal Inferior		-0,025	-0,008	-0,025	-0,044
Esforço Tração na Biela		+0,053	+0,035	+0,072	+1,071
Armadura principal	Centros das Barras	+1,125	+0,059	+1,846	+2,868
	Zona N. Inferior	+0,035	+0,033	+0,050	+0,584
	Centros Ganchos	+0,007	+0,002	+0,014	+0,040
Armadura secundária x	Zona N. Inferior	+0,029	+0,038	+0,044	+0,237
	Região sem Estaca	+0,297	+0,034	+1,014	+1,963
	Ganchos Direitos	+0,006	+0,003	+0,008	+0,184
	Ganchos Esquerdos	+0,009	+0,003	+0,021	+0,041
Armadura secundária y	Zona N. Inferior	+0,026	+0,018	+0,033	+0,220
	Região sem Estaca	+0,426	+0,020	+0,872	+1,922
	Ganchos Direitos	+0,011	+0,009	+0,019	+0,046
	Ganchos Esquerdos	+0,015	+0,001	+0,021	+0,027
A. secundária x e y	CG da base	+0,598	+0,055	+1,079	+2,006

5.7.4. Modelos da série A4

As leituras das deformações no concreto e na armadura principal em função da ação aplicada, nos modelos da série A4, são apresentadas nos gráficos das Figuras 5.61 a 5.76. As Tabelas 5.13a e 5.13b apresentam os valores das médias dessas deformações sob as forças definidas anteriormente analisadas.

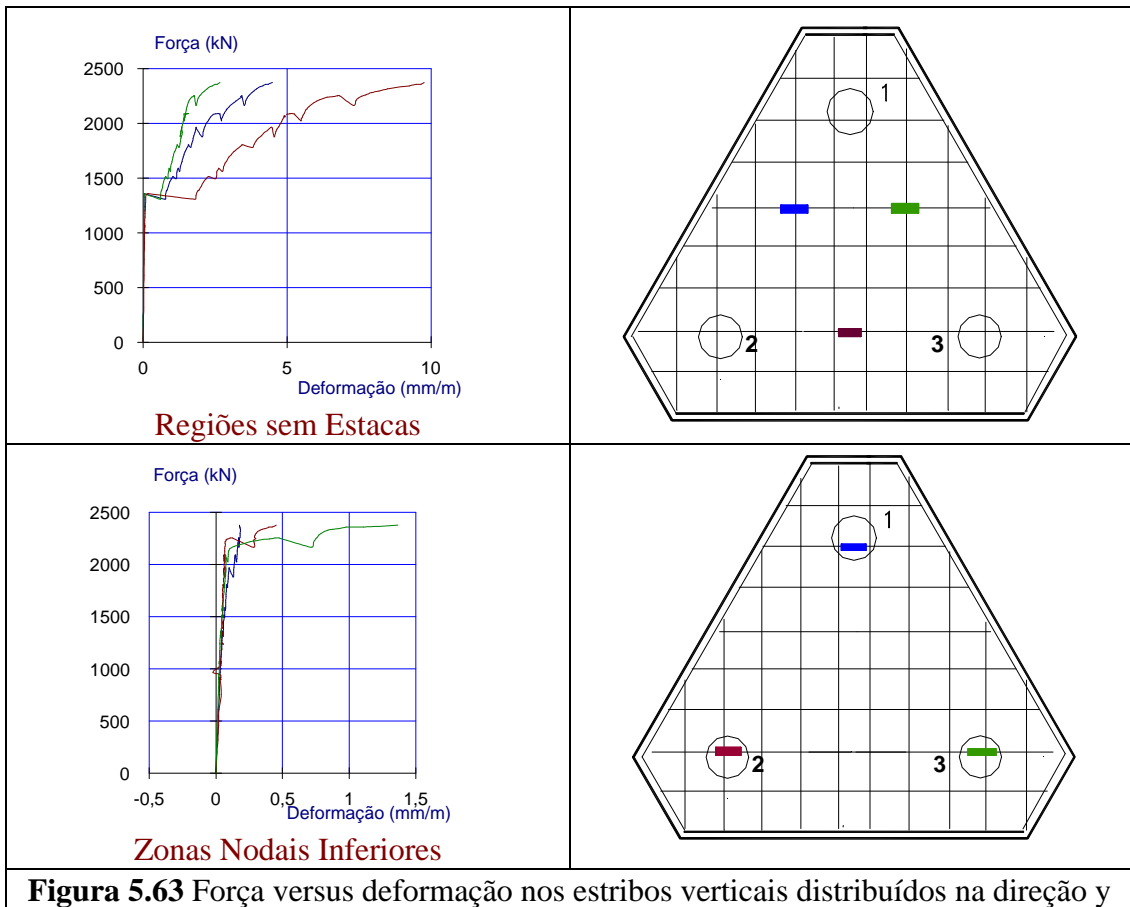


No modelo com estacas de diâmetro de 20 cm, até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), as médias das deformações nas armaduras foram maiores nos centros das barras da armadura principal, seguidas das regiões dos estribos da armadura secundária referentes ao centro de gravidade da base e às regiões sem estacas. Sob a força última (F_u), essas deformações foram maiores no centro de gravidade.



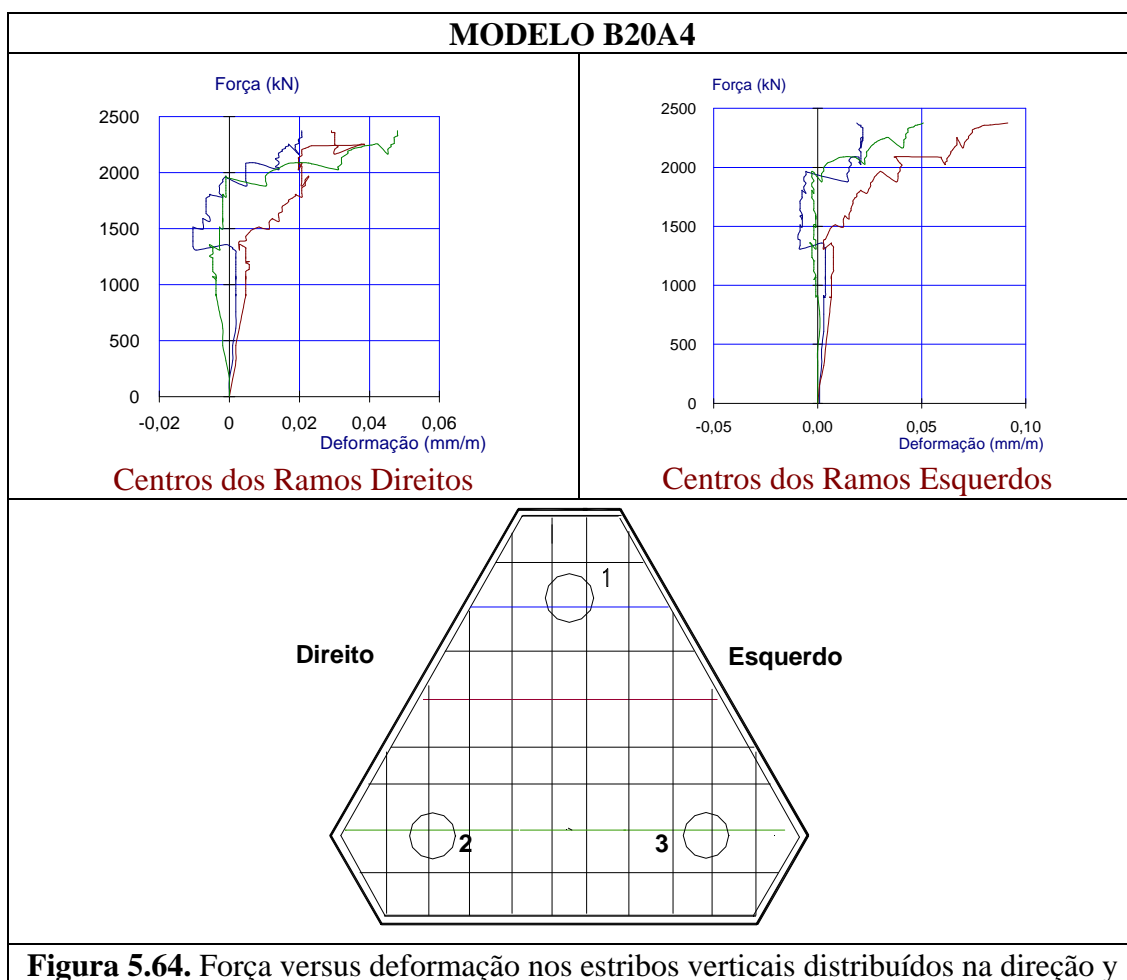
No modelo com estacas de diâmetro de 30 cm, as deformações médias nas armaduras foram maiores na região dos estribos referente ao centro de gravidade da base, seguida das regiões sem estacas e dos centros das barras da armadura principal.

As maiores médias das deformações no concreto, em ambos os modelos, se encontraram nas zonas nodais superiores, seguidas das bielas e das zona nodais inferiores sob todas as forças analisadas, exceto sob a força última onde essas médias foram maiores nas bielas.



As deformações médias nas zonas nodais inferiores das armaduras até as deformações relativas à força de cálculo foram bastante próximas em ambos os blocos. Sob a força última (F_u), o modelo com estacas de diâmetro maior apresentou maiores médias de deformações na zona nodal inferior nos estribos distribuídos em x e, o outro modelo apresentou maiores médias na zona nodal inferior das barras da armadura principal.

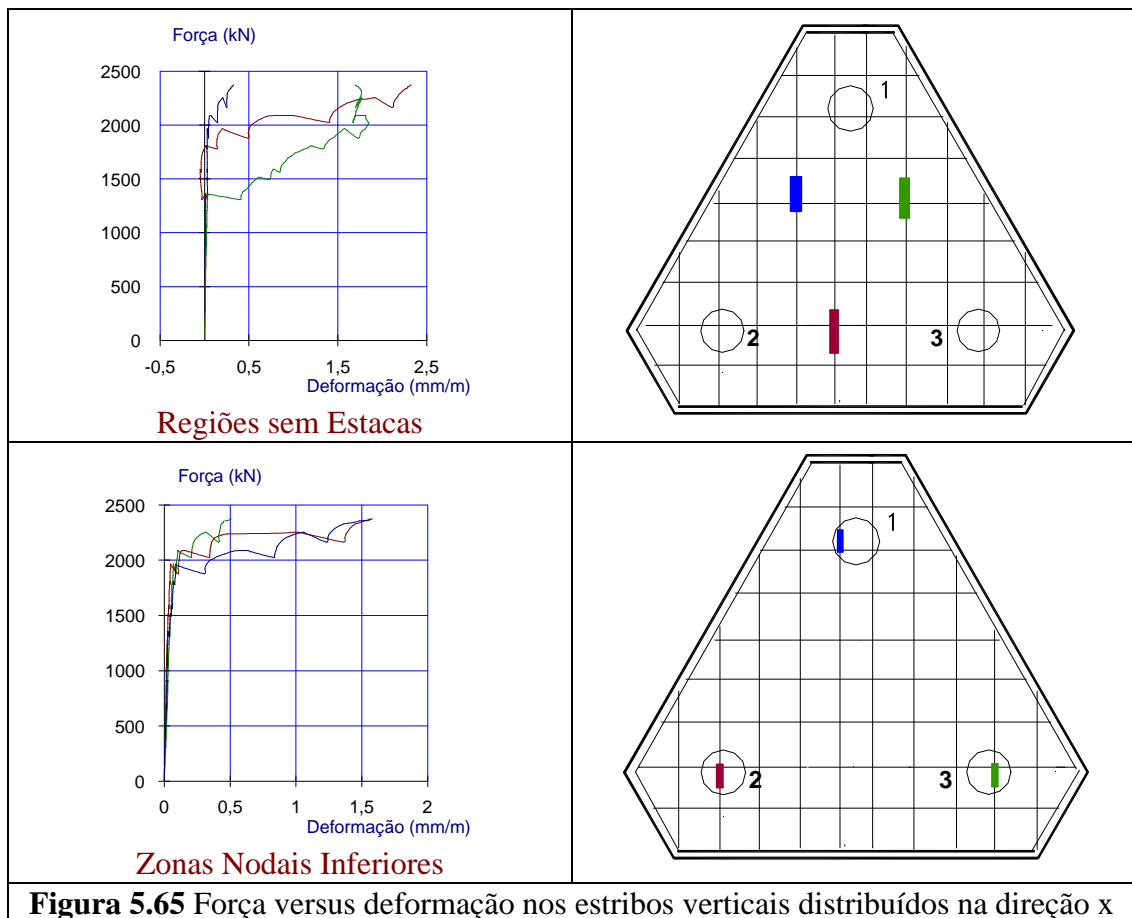
No modelo com estacas de diâmetro de 20 cm, as médias de deformações nos centros dos ganchos das barras da armadura principal oscilaram entre compressão e tração até a força de cálculo ($F_{proj,d}$). Essas médias foram muito pequenas e muito próximas para ambos os modelos.



As deformações médias nos centros dos ramos dos estribos foram muito pequenas até a ($F_{proj,d}$) para ambos os modelos. Sob a força última (F_u) essas médias foram mais expressivas nos ramos dos estribos distribuídos em x, embora ainda pequenas comparadas às outras regiões analisadas.

No topo das zonas nodais inferiores, as deformações encontradas foram de tração e suas médias relativamente pequenas e próximas para ambos os modelos.

No topo da região sem estaca e do centro de gravidade da base as deformações encontradas foram de compressão sob todas as forças analisadas, exceto sob a força última no modelo B20A4, onde essas deformações foram de tração.



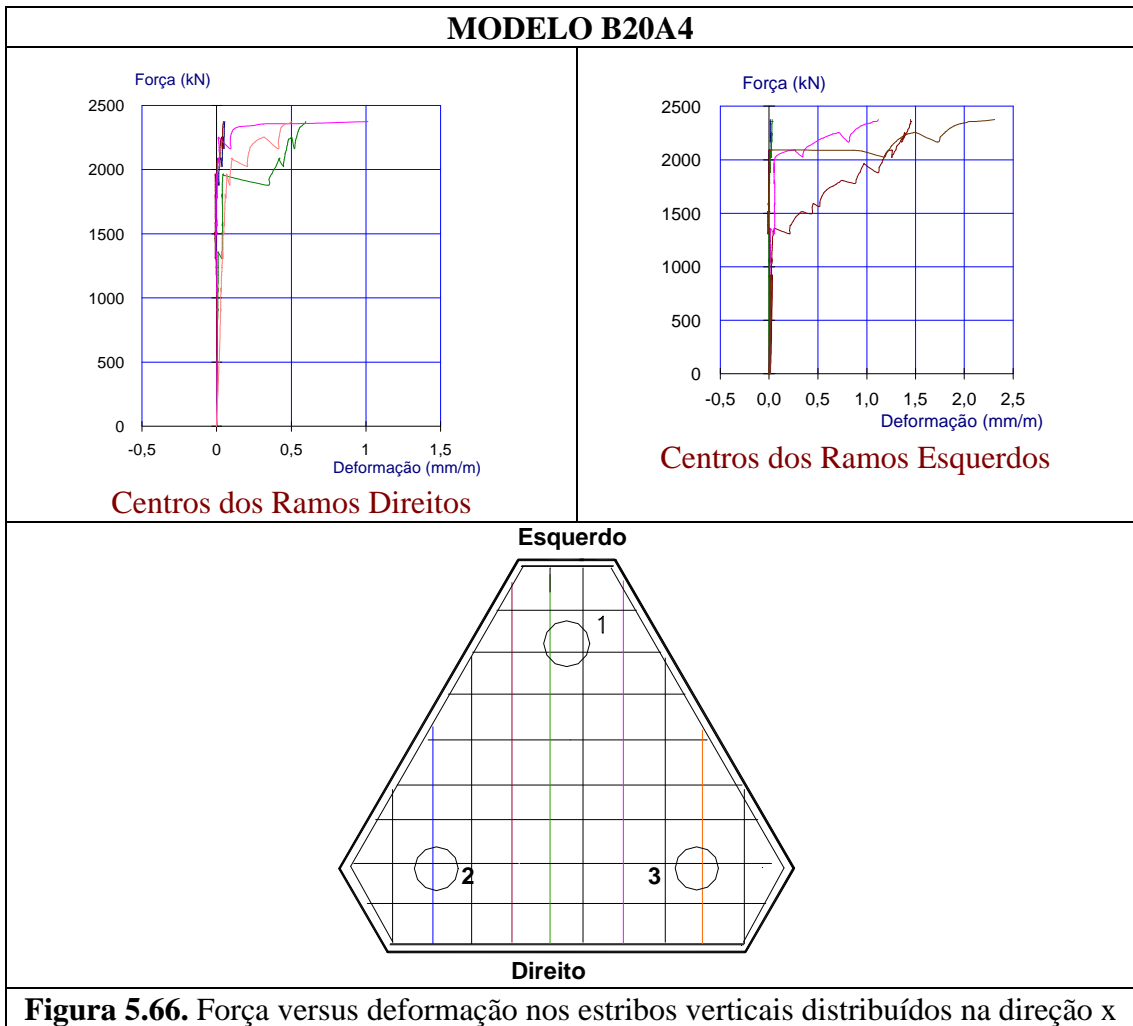
As deformações de compressão nos estribos horizontais ocorreram naquele localizado próximo à superfície superior, até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) para ambos os modelos. Os estribos horizontais localizados nos centros das faces e próximo à superfície inferior apresentaram deformações de tração, sob todas as forças, em ambos os modelos.

Bielas de compressão

Sob todas as forças as médias de deformações nas bielas foram 35 % maiores para o bloco com diâmetro maior.

Zona nodal superior

As deformações médias nesta região foram 81 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm sob todos os níveis de forças.



Zona nodal inferior

Até a força de cálculo, as deformações médias foram 20 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm e sob a força última a média de deformações foi 2,8 vezes maior.

Tração na biela

Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$), as médias das deformações de tração na biela foram 25 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm; mas sob a força última a média encontrada foi 28 % maior para o bloco com estacas de diâmetro menor.

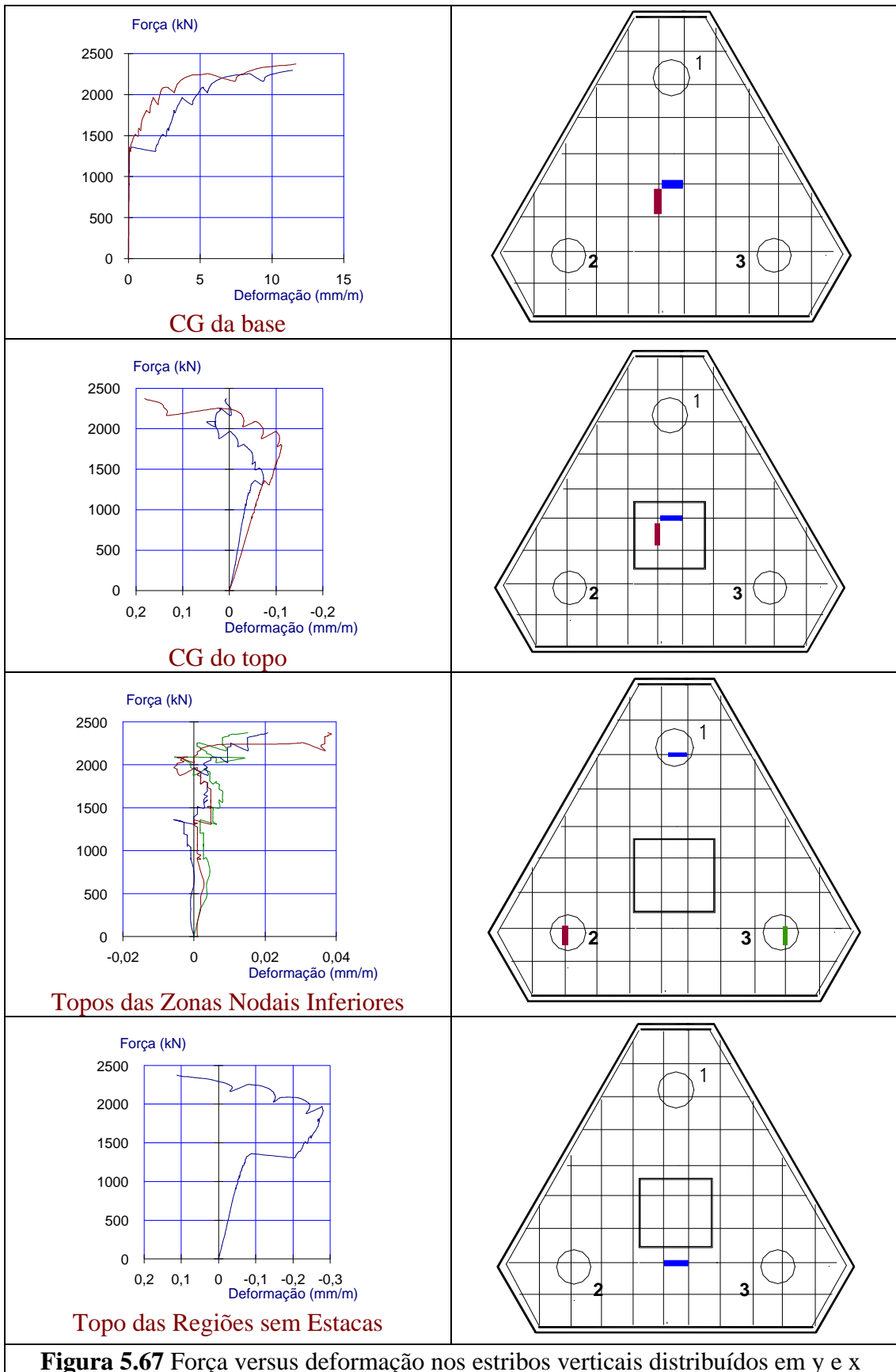


Figura 5.67 Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos em y e x

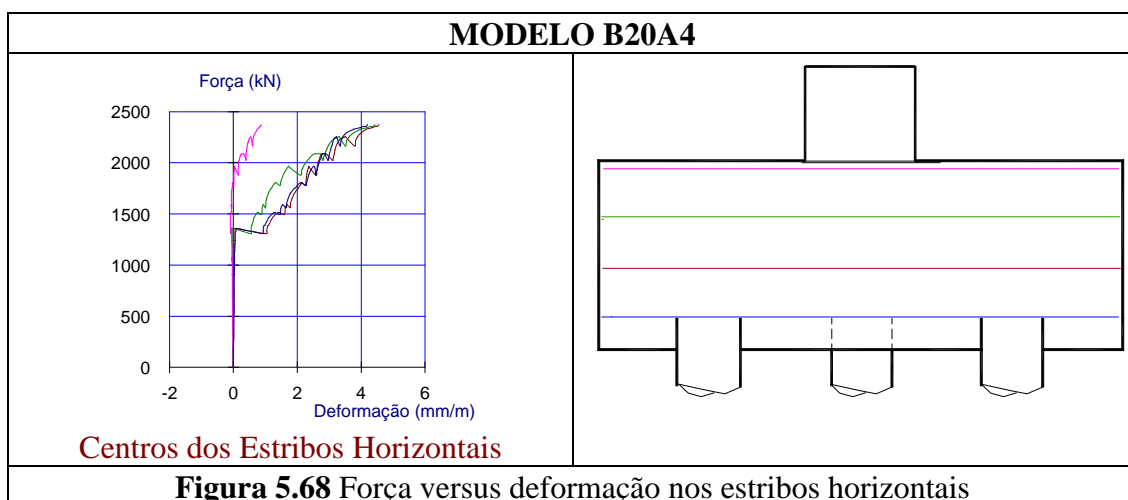
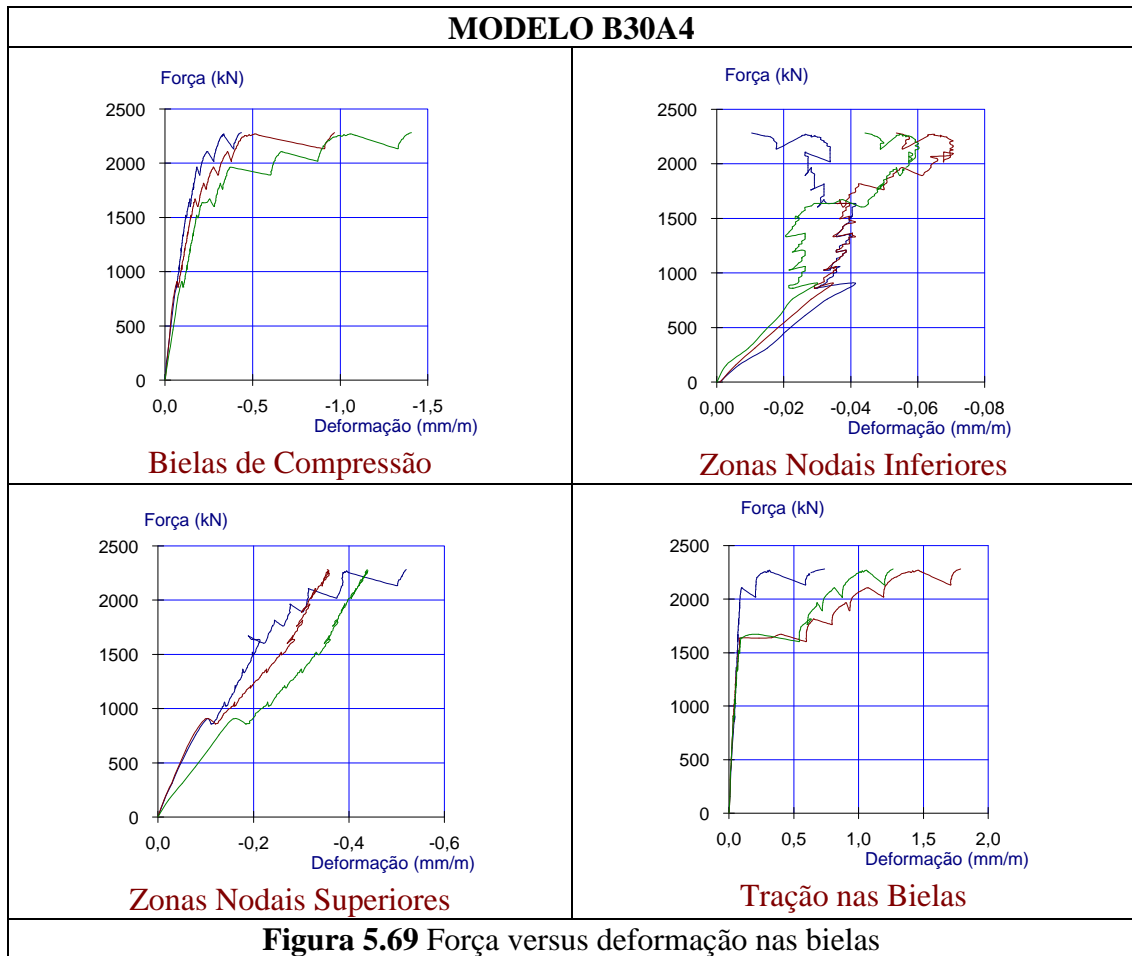


Tabela 5.13a. Valores das deformações internas dos modelos da série A4

MODELO B20A4					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (1200 kN)	F_{proj,d} (1344 kN)	F_u (2375 kN)
Biela de Compressão		-0,063	-0,086	-0,103	-0,676
Zona Nodal Superior		-0,083	-0,105	-0,120	-0,268
Zona Nodal Inferior		-0,033	-0,039	-0,040	-0,100
Esforço Tração na Biela		+0,030	+0,040	+0,050	+1,630
Armadura principal	Centros das Barras	+0,063	+0,094	+1,063	+7,623
	Zona N. Inferior	+0,016	+0,018	+0,028	+0,958
	Centros Ganchos	0,000	+0,002	-0,001	+0,027
Armadura secundária x	Região sem Estaca	+0,014	+0,021	+0,023	+1,470
	Zona N. Inferior	+0,020	+0,028	+0,032	+1,357
	Ramos Direitos	+0,004	+0,009	+0,017	+0,441
	Ramos Esquerdos	+0,004	+0,006	+0,018	+0,992
Armadura secundária y	Região sem Estaca	+0,035	+0,050	+0,075	+5,700
	Zona N. Inferior	+0,028	+0,036	+0,048	+0,667
	Ramos Direitos	+0,000	+0,001	-0,001	+0,033
	Ramos Esquerdos	+0,003	+0,026	+0,000	+0,005
Armadura secundária x e y	CG da base	+0,029	+0,059	+1,875	+11,706
	CG do topo	-0,041	-0,055	-0,054	+0,097
Armadura secundária x e y	Topo da Zona Nodal Inferior	+0,001	+0,000	+0,001	+0,032
Armadura secundária x e y	Topo Região sem Estaca	-0,050	-0,066	-0,086	+0,125
Estribos horizontais	Topo	-0,028	-0,042	-0,111	+0,890
	Meio	+0,042	+0,056	+0,890	+4,330

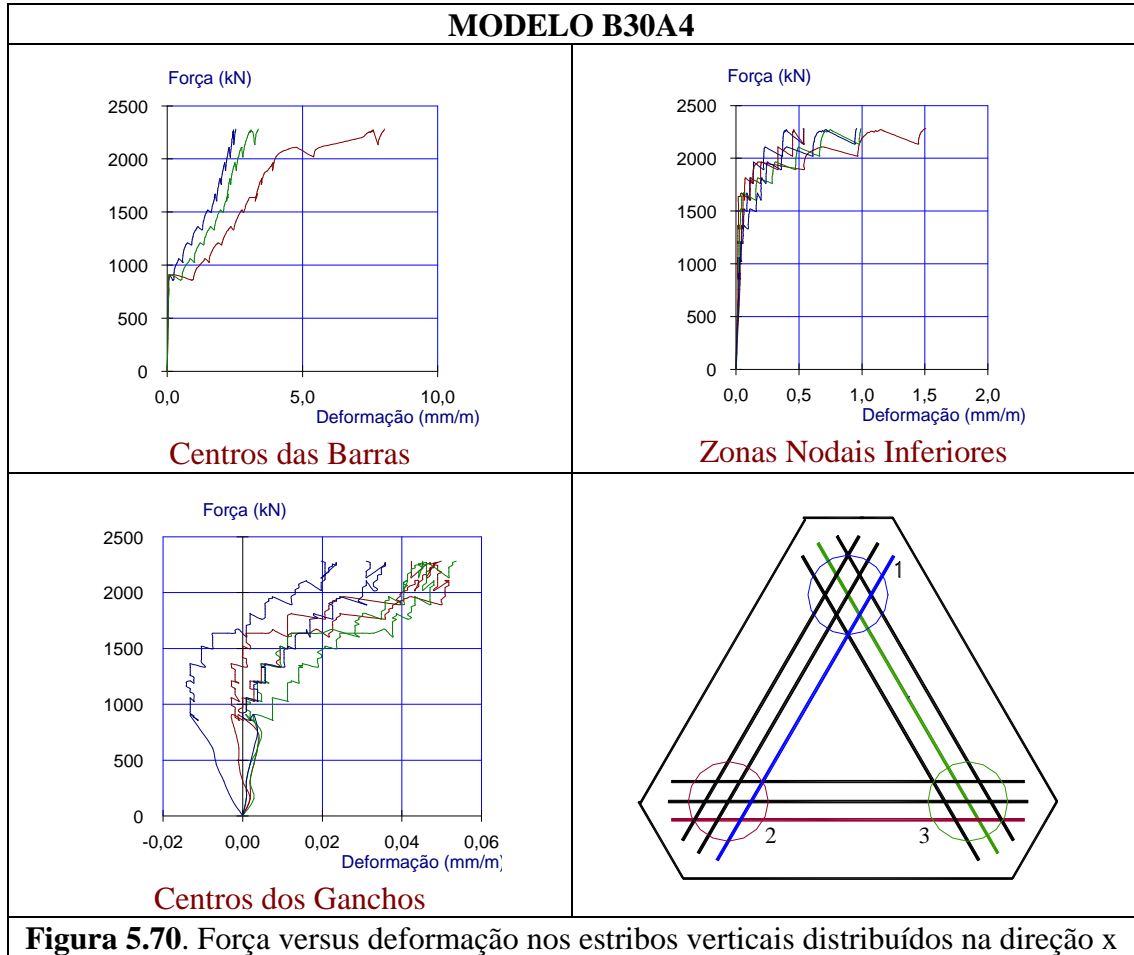


Centros das barras da armadura principal

Sob todos os níveis de ação as médias de deformações foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm, com exceção da etapa relativa à força última.

Zona nodal inferior da armadura principal

Nessa região as deformações médias foram praticamente iguais sob as todas as forças em ambos os blocos.

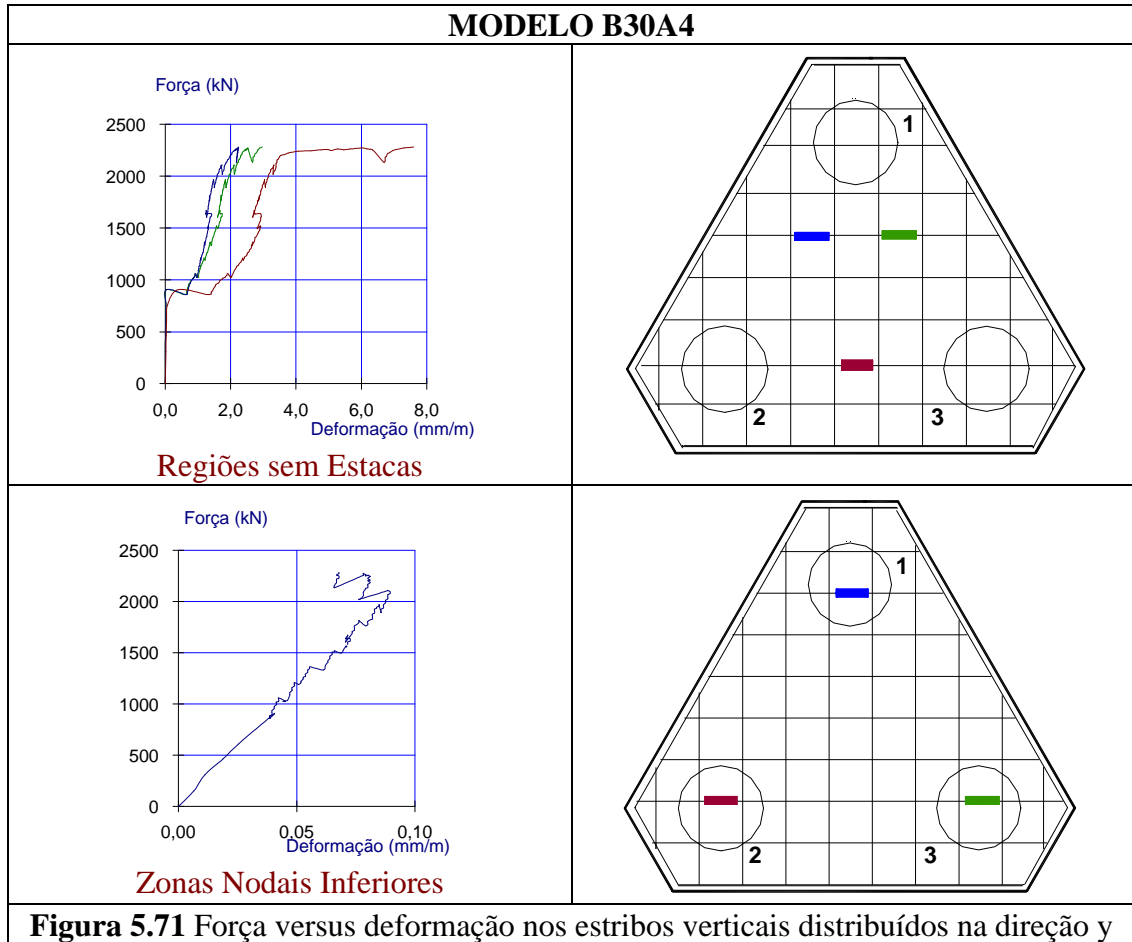


Centros dos ganchos da armadura principal

Sob a força última as médias das deformações foram 52 % maiores para o bloco com estacas de diâmetro maior.

Zona nodal inferior da armadura secundária

As deformações nos estribos distribuídos em ambas as direções foram próximas para ambos os modelos, com exceção sob a força última onde a média das deformações se apresentou 6,5 vezes maior para modelo com estacas de diâmetro de 20 cm.

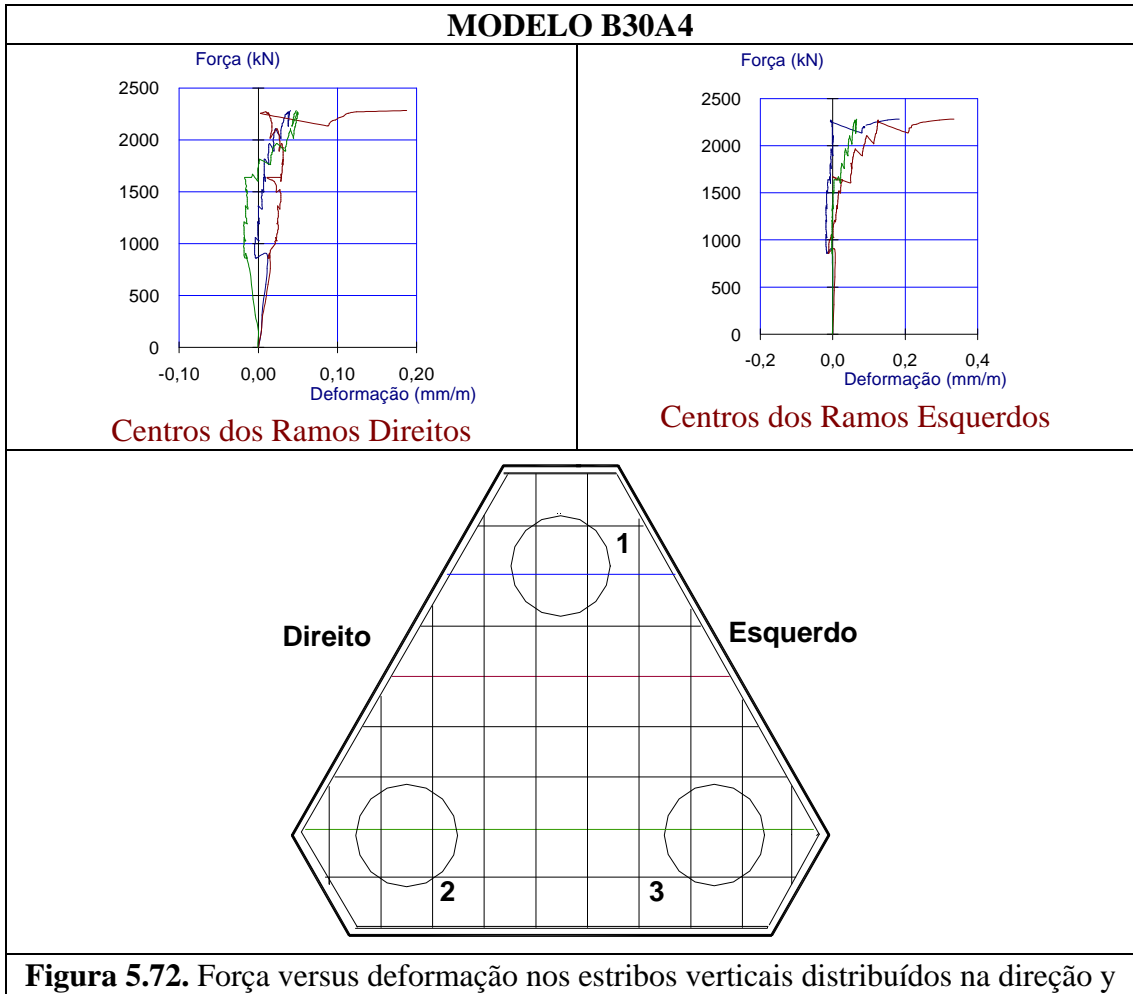


Topo do centro de gravidade

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as deformações de compressão foram o dobro para o modelo com estacas de diâmetro de 30 cm.

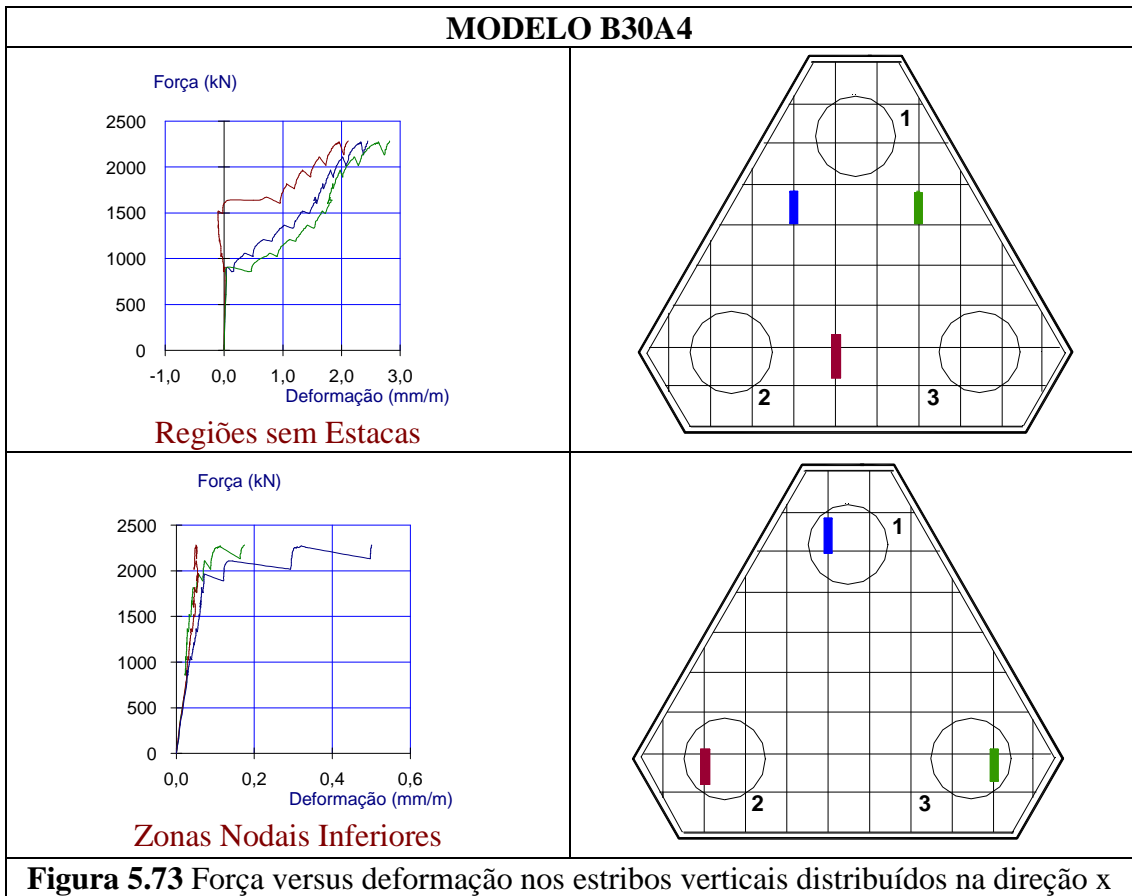
Topo das regiões sem estacas

As médias das deformações de compressão foram 3,5 vezes maiores para o modelo com estacas de diâmetro de 30 cm.



Estribos horizontais

No estribo próximo à superfície superior, até a força de cálculo, as deformações médias de compressão foram próximas para ambos os modelos. Sob a força última as deformações foram de tração e a média foi 34 % maior para o modelo com estacas de diâmetro de 20 cm.



Nos estribos distribuídos nos centros das faces e próximo à superfície inferior, as deformações médias foram próximas até a força de fissuração (F_r). Sob a força de cálculo, a média foi 76 % maior para o bloco com estacas de diâmetro de 20 cm e o dobro sob a força última.

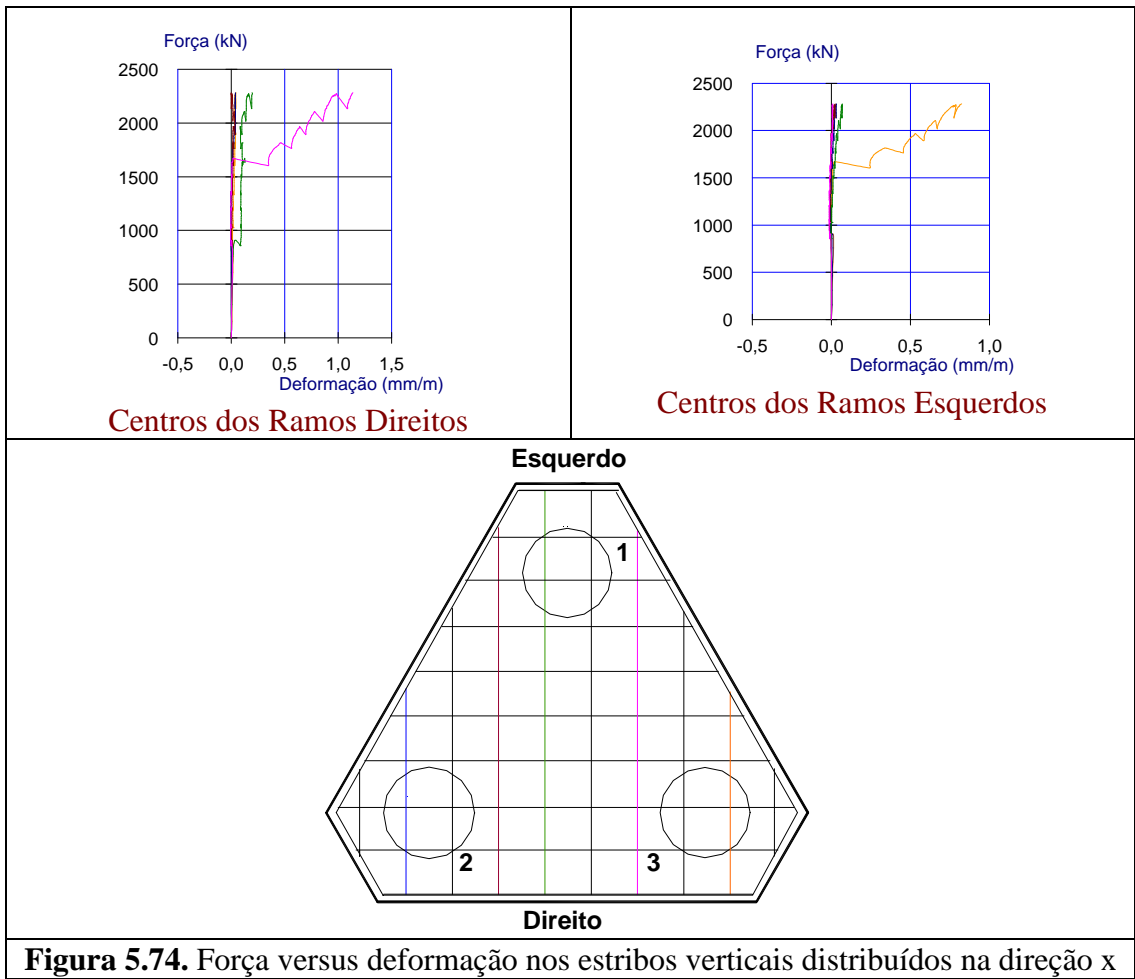


Figura 5.74. Força versus deformação nos estribos verticais distribuídos na direção x

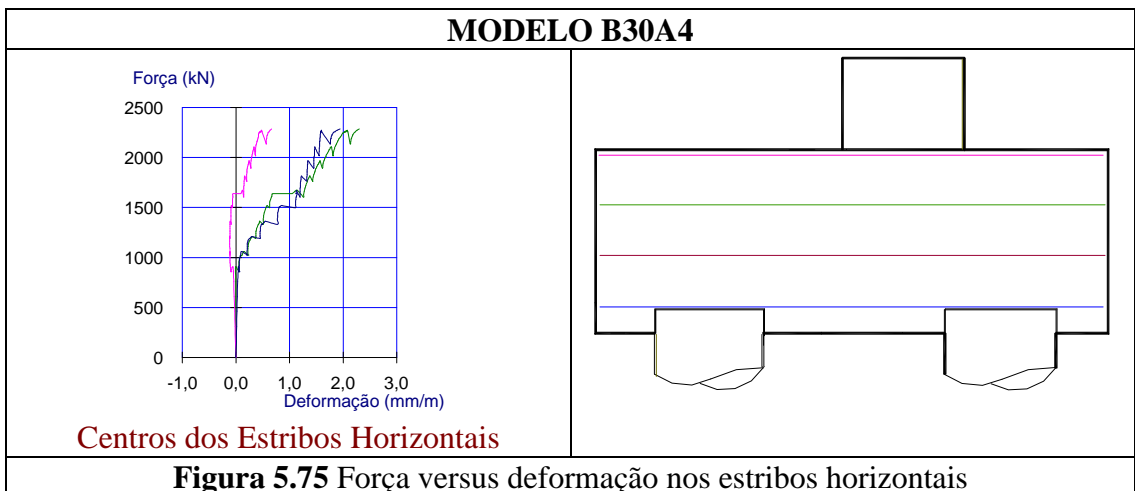


Figura 5.75 Força versus deformação nos estribos horizontais

MODELO B30A4

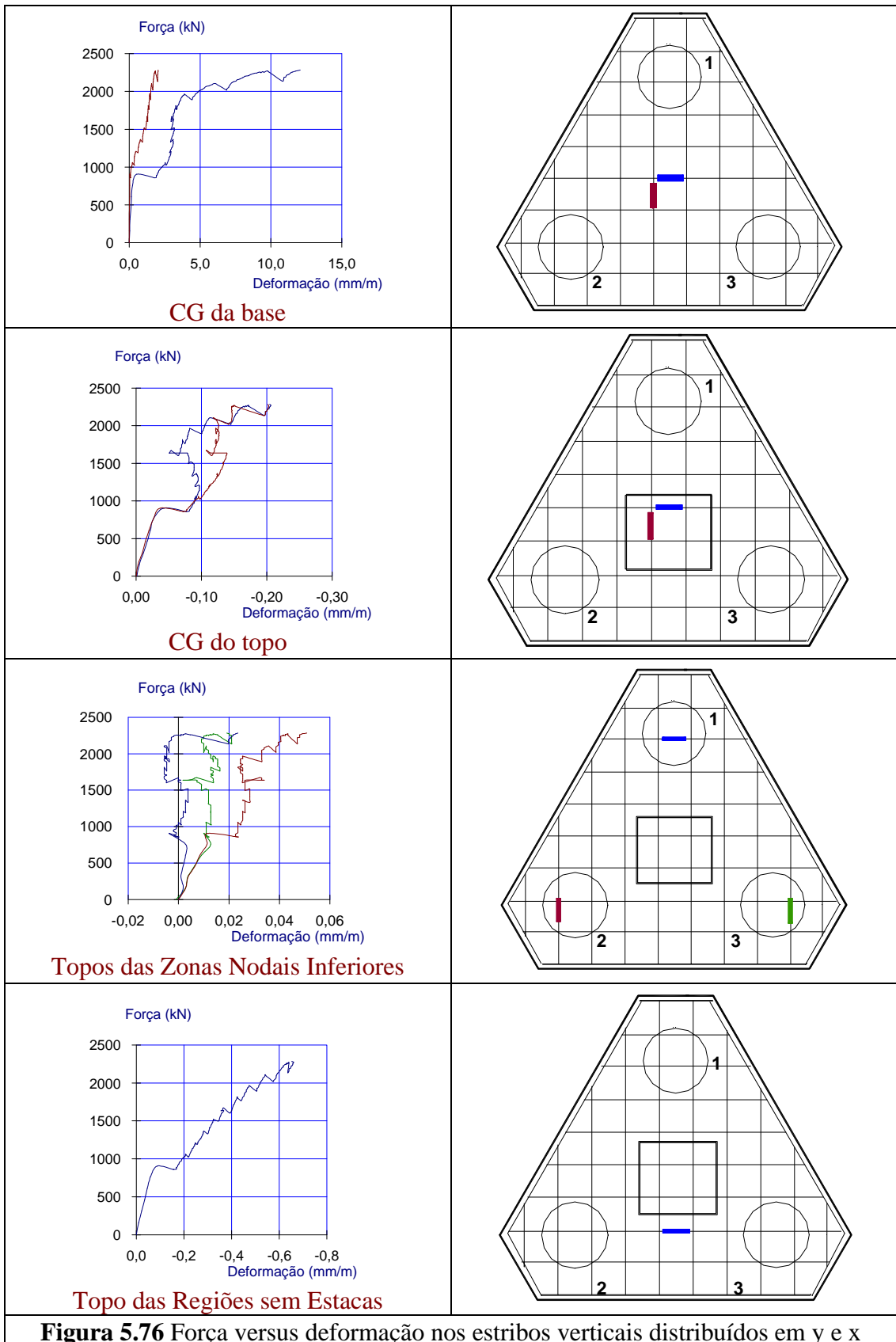


Tabela 5.13b. Valores das deformações internas dos modelos da série A4

MODELO B30A4					
Deformações (mm/m)					
Regiões Analisadas		F_{proj} (960 kN)	F_r (900 kN)	F_{proj,d} (1344 kN)	F_u (2283 kN)
Biela de Compressão		-0,088	-0,080	-0,128	-0,933
Zona Nodal Superior		-0,154	-0,112	-0,229	-0,438
Zona Nodal Inferior		-0,029	-0,030	-0,033	-0,036
Esforço Tração na Biela		+0,039	+0,035	+0,061	+1,267
Armadura principal	Centros das Barras	+0,623	+0,565	+1,623	+4,594
	Zona N. Inferior	+0,018	+0,016	+0,030	+1,016
	Centros Ganchos	-0,001	+0,001	+0,004	+0,040
Armadura secundária x	Região sem Estaca	+0,224	+0,065	+0,799	+2,448
	Zona N. Inferior	+0,026	+0,025	+0,038	+0,240
	Ramos Direitos	+0,027	+0,139	+0,063	+0,275
	Ramos Esquerdos	-0,010	0,000	0,000	+0,192
Armadura secundária y	Região sem Estaca	+1,159	+0,087	+1,681	+4,260
	Zona N. Inferior	+0,040	+0,035	+0,055	+0,070
	Ramos Direitos	-0,003	0,000	0,004	+0,092
	Ramos Esquerdos	+0,022	0,000	0,025	+0,186
Armadura secundária x e y	CG da base	+1,086	+0,172	+1,897	+7,020
	CG do topo	-0,085	-0,075	-0,110	-0,210
Armadura secundária x e y	Topo da Zona Nodal Inferior	+0,007	+0,007	+0,014	+0,031
Armadura secundária x e y	Topo Regiões sem Estacas	-0,179	-0,138	-0,293	-0,650
Estribos horizontais	Topo da Face	-0,118	-0,059	-0,118	+0,662
	Meio da Face	+0,059	+0,044	+0,500	+2,096

5.7.5. Comparação entre modelos de estacas de mesmo diâmetro

A análise comparativa entre modelos de estacas com diâmetros iguais foi realizada com a finalidade de estudar a influência da distribuição das armaduras secundárias no comportamento dos mesmos com relação às deformações nas armaduras e no concreto sob os níveis de forças definidos anteriormente.

5.7.5.1. Blocos com estacas de diâmetro de 20 cm

Bielas de compressão

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as deformações médias nas bielas foram muito próximas nesses modelos. Na etapa referente à força última, essas médias foram maiores para o bloco da série A4, seguida daquelas das séries A2, A3 e A1.

Zona nodal superior

No geral, as deformações médias na zona nodal superior foram 54 % maiores para os blocos das séries A2 e A1 em comparação aos blocos das séries A4 e A3.

Zona nodal inferior

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as deformações médias foram 36 % maiores para os blocos das séries A3 e A1, seguidos dos blocos das séries A2 e A4.

Tração na biela

As deformações de tração na bielas, até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), foram pouco maiores para o modelo da série A1, seguido dos das séries A2, A3 e A4. Sob a força última, o bloco da série A3 apresentou maior média de deformações, seguido dos das séries A1, A4 e A2.

Centro das barras da armadura principal

Até a força de fissuração (F_r), as deformações nos centros das barras da armadura principal foram bastante próximas em todos os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm. Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$), essas deformações foram maiores para os blocos das séries A1 e A3, seguidos das séries A4 e A2. Sob a força última (F_u), o bloco da série A4 apresentou maior média de deformações seguido dos blocos das séries A3, A2 e A1.

Zona nodal inferior da armadura principal

As deformações nesta região, até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), foram maiores para os blocos da séries A1, seguidos dos blocos das séries A2, A3 e A4. Sob a força última, essas deformações foram maiores para os blocos das séries A1, seguidos dos blocos das séries A4, A2 e A3.

Centros dos ganchos da armadura principal

As deformações médias foram relativamente pequenas até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) para os blocos das séries A3 e A4. Sob a força última essas deformações foram bastante próximas.

Centro de gravidade da base

As deformações foram maiores para o modelo da série A4, até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), seguido dos blocos das séries A3 e A2. Sob força última (F_u) a média dessas deformações foi 5,7 vezes maior para o bloco da série A4 em ocorrência do escoamento da barra instrumentada.

Região sem estaca

Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as deformações médias para o bloco da série A3 foram bem maiores, já sob a força última, a média foi maior para o bloco da série A4 seguido dos blocos das séries A3 e A2.

Zona nodal inferior da armadura secundária

Até a força de fissuração (F_r) as deformações médias foram muito próximas. Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) a deformação média encontrada no modelo da série A2 foi 75 % maior que aquelas encontradas nos modelos das séries A3 e A4. Sob a força última (F_u) a deformação no modelo da série A2 foi bem maior que o modelo da série A4 seguido do modelo da série A3.

5.7.5.2. Blocos com estacas de diâmetro de 30 cm

Bielas de compressão

As maiores deformações médias foram encontradas no bloco da série A3, seguido dos blocos das séries A4, A1 e A2. Sob a força última, essas deformações foram maiores para o bloco da série A4, seguido dos blocos das séries A3, A2 e A1.

Zona nodal superior

O bloco da série A3 apresentou maiores deformações nesta região seguido dos blocos das séries A2, A4 e A1 em todos os níveis de ação.

Zona nodal inferior

As deformações médias nessa região foram bastante próximas para os modelos analisados até a força de cálculo ($F_{proj,d}$). Sob a força última (F_u), essas médias foram maiores para o bloco da série A1, seguido dos blocos das séries A3 e A4. O modelo da série A2 não foi considerado nesta análise comparativa em função da perda de registro de leituras nessa região.

Tração na biela

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as deformações médias encontradas nessa região foram bastante próximas, já sob a força última, foram maiores para o bloco da série A1, seguido dos blocos das séries A4, A3 e por último do bloco da série A2.

Centros das barras da armadura principal

Sob a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as deformações médias nos centros das barras da armadura principal foram maiores para o bloco da série A2, seguido dos blocos das séries A3, A1 e A4. Sob a força última (F_u) as maiores deformações foram encontradas no bloco da série A1, seguido dos blocos das séries A4, A2 e A3.

Zona nodal inferior da armadura principal

Até a força de cálculo ($F_{\text{proj,d}}$) os modelos das séries A4 e A1 apresentaram deformações médias nesta região muito próximas, embora menores que aquelas dos modelos das séries A2 e A3. Sob a força última (F_u) as deformações médias foram bastante próximas nos modelos das séries A1 e A3, embora menores que aquela no modelo da série A4 e maiores que no modelo da série A2.

Centro de gravidade da base

As deformações médias no centro de gravidade da base foram maiores no modelo da série A4, seguido dos modelos das séries A3 e A2, até a força de cálculo ($F_{\text{proj,d}}$). Já sob a força última (F_u) essas deformações foram maiores para o bloco da série A4, seguido dos modelos das séries A2 e A3.

Região sem estaca

Sob todos os níveis de força, as deformações médias encontradas foram maiores no modelo da série A4, seguido dos modelos das séries A3 e A2.

Zona nodal inferior da armadura secundária

Os modelos das séries A3 e A4 apresentaram deformações médias nessa região bastante próximas sob todos os níveis de força, embora 62 % menores que a deformação no modelo da série A2 sob a força teórica, e 50 % menores sob as forças de cálculo e última.

5.7.6. Comparação entre os modelos numéricos e experimentais

Apesar dos modelos numéricos não considerarem as barras da armadura, procurou-se realizar uma análise comparativa entre esses e os modelos experimentais, considerando os níveis de ação na força de projeto ($F_{\text{proj}} = 960 \text{ kN}$) e na força de projeto relativa à de cálculo ($F_{\text{proj,d}} = 1344 \text{ kN}$), que foram comparadas, respectivamente, às forças característica ($F_k = 1050 \text{ kN}$) e de cálculo ($F_d = 1400 \text{ kN}$) da análise numérica. Os valores das deformações nas regiões consideradas, sob essas

forças, encontradas nos modelos numéricos e que foram utilizados nesta análise comparativa são reapresentados na Tabela 5.14.

As deformações de tração e compressão nas bielas encontradas nos modelos numéricos foram compatíveis com aquelas encontradas nos modelos experimentais sob a força de projeto. Na força de cálculo esses valores foram menores cerca de 45 % daqueles encontrados nos modelos experimentais.

Tabela 5.14. Valores das deformações internas dos modelos numéricos

Deformações no modelo numérico com estacas de diâmetro de 20 cm		
Regiões Analisadas	F_k (1050 kN)	F_d (1400 kN)
Biela de Compressão	-0.051	-0.058
Zona Nodal Superior	-0.095	-0.107
Zona Nodal Inferior	-0.166	-0.186
Tração na Biela	+0.024	+0.026
Centro de Gravidade da Base	+0.050	+0.055
Região sem Estaca	+0.024	+0.026
Deformações no modelo numérico com estacas de diâmetro de 30 cm		
Regiões Analisadas	F_k (1050 kN)	F_d (1400 kN)
Biela de Compressão	-0.048	-0.054
Zona Nodal Superior	-0.092	-0.103
Zona Nodal Inferior	-0.145	-0.161
Tração na Biela	+0.025	+0.028
Centro de Gravidade da Base	+0.050	+0.055
Região sem Estaca	+0.025	+0.028

Na zona nodal superior os modelos numéricos e experimentais com estacas de diâmetro de 20 cm apresentaram deformações bastante próximas sob a força de projeto; já sob a força de cálculo o modelo numérico apresentou deformação 61 % menor que os experimentais. Nesta mesma região, os modelos numéricos e o modelo experimental B30A1 apresentaram deformações bem próximas sob ambas as forças, mas cerca de 38 % menores que aquelas encontradas nos outros modelos experimentais.

Na zona nodal inferior, a deformação no modelo numérico com estacas de diâmetro de 20 cm foi 23 % menor que os respectivos experimentais, sob ambas as forças. As deformações no modelo numérico com estacas de diâmetro de 30 cm foram 16 % menor que os respectivos experimentais também sob ambas as forças.

A deformação encontrada para o modelo numérico com estacas de diâmetro de 20 cm foi bastante próxima daquela encontrada no modelo experimental B20A2 sob as duas forças analisadas no centro de gravidade. Nesta mesma região, o modelo numérico com estacas de diâmetro de 30 cm apresentou deformação bastante próxima do modelo experimental B30A2 somente sob a força de projeto, pois sob a força de projeto referente à de cálculo as deformações nos modelos experimentais foram bem maiores em função dos escoamentos nas armaduras.

Nas regiões sem estacas, sob a força de projeto, as deformações em ambos os modelos numéricos foram compatíveis com os respectivos modelos experimentais com exceção dos blocos das séries A4. Sob a força de cálculo, em função dos escoamentos das armaduras não foi possível uma análise comparativa.

5.8. Modos de ruína dos modelos

Os modelos ensaiados romperam por fendilhamento das bielas de compressão no mesmo instante que escoaram as barras das armaduras 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.

Observando os gráficos força *versus* deformação de tração nas bielas notam-se três trechos de inclinações distintas em função da perda de rigidez à tração da biela. O limite do primeiro trecho define o Estado Limite de Fissuração, sob o qual determinou-se a força de fissuração (F_f). O limite do segundo trecho foi definido como Estado Limite de Formação de Fissuras, sob o qual determinou-se a força (F_w). O terceiro trecho refere-se ao Estado Limite Último definido pela força última (F_u).

Quando atingido o limite de fissuração as barras das armaduras principal e/ou secundária começam a ser solicitadas. O Limite de Formação de Fissuras representa o fendilhamento das bielas comprimidas e possível escoamento das barras da armadura, ou seja, atingido esse nível, o bloco perde capacidade de carga e atinge a ruína em poucos estágios. Percebe-se a importância de limitar a força aplicada no bloco de modo a garantir sua segurança.

Desse modo, foram apresentados na Tabela 5.15 os valores desses limites para cada modelo e as tensões limites nas zonas nodais superior e inferior, assim como a relação dessas tensões em função da resistência média à compressão dos blocos ensaiados, com a finalidade de se obter um valor limite de cálculo.

Tabela 5.15. Valores dos Estados Limites dos modelos

Modelos	F_r	Estado Limite de Formação de Fissuras					F_u
		F_w	σ_{zni} (MPa)	σ_{zni}/f_{cm}	σ_{zns} (MPa)	σ_{zns}/f_{cm}	
B20A1/1	1050	1450	15,4	0,56	11,8	0,43	1512
B20A1/2	900	1300	13,8	0,42	10,6	0,32	1648
B30A1	900	1650	7,8	0,25	13,5	0,44	1909
B20A2	1050	1850	19,6	0,55	15,1	0,43	2083
B30A2	1050	1850	8,7	0,22	15,1	0,38	2674
B20A3	1050	1750	18,6	0,49	14,3	0,38	1945
B30A3	750	1550	7,3	0,30	12,7	0,52	1938
B20A4	1200	1950	20,7	0,58	15,9	0,45	2375
B30A4	900	1650	7,8	0,32	13,5	0,55	2283

Observa-se que as maiores relações entre as tensões nas zonas nodais inferiores e as resistências médias à compressão, para o limite de formação de fissuras, foram encontradas para os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm das séries A1 e A3, seguidas dos blocos de mesmo diâmetro das séries A2 e A4.

Os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram menores valores dessas relações comparados aos anteriores. Essas relações foram maiores para os modelos das séries A3 e A4, seguidos daqueles das séries A1 e A2. De um modo geral pode-se adotar o valor de 0,53 para os modelos com estacas de diâmetro menor e o valor de 0,28 para aqueles de diâmetro maior. Os valores das relações entre as tensões nas zonas nodais superiores e as resistências médias à compressão para todos os modelos foram bastante próximos podendo adotar o valor de 0,44 relativo ao limite de formação de fissuras.

5.8.1. Modelos da série A1

O modelo B20A1/1 rompeu por fendilhamento das bielas 2 e 3, sem registro de escoamento das barras da armadura principal. As estacas de números 2 e 3

sofreram maiores solicitações. As fissuras que definiram as superfícies de ruína partiram das estacas de números 2 e 3, atravessaram as faces A e C e formaram ângulos de 33° e 41° , respectivamente, com a superfície horizontal. Essas fissuras atingiram a superfície superior e chegaram perpendicularmente às faces do pilar, paralelas às estacas 2 e 3, tangenciando-as e se encontraram (Figura 5.77).

O modelo B20A1/2 apresentou fendilhamento da biela de número 2 e escoamentos simultâneos das barras da armadura principal que ligavam as estacas de números 1 e 2. A estaca de número 2 sofreu maior solicitação. As fissuras que definiram as superfícies da ruína partiram das estacas de números 2 e 3, atravessaram as faces A e B formando ângulos próximos a 90° e 31° , respectivamente, com a superfície horizontal em ambas as faces, atingiram a superfície superior chegando nos cantos do pilar e tangenciando as faces do mesmo, paralelas às estacas, até se encontrarem (Figura 5.78).

O fendilhamento no modelo B30A1 ocorreu na biela de número 1 com ocorrência do escoamento da barra da armadura principal que unia as estacas de números 1 e 3. A estaca mais solicitada foi a de número 3. As fissuras da ruína partiram da estaca de número 1 e atravessaram as faces A e C fazendo ângulos de 33° e 49° , respectivamente, com a superfície horizontal. Do mesmo modo, atingiram a superfície superior chegando nos cantos do pilar e tangenciando as faces do mesmo, paralelas à estaca, até se encontrarem (Figura 5.79).

5.8.2. Modelos da série A2

O modelo B20A2 apontou fendilhamento da biela de número 3 e escoamento das barras da armadura secundária, que passavam pelos centros da estaca de número 3 e do pilar. A estaca de número 2 foi a mais solicitada. As fissuras que definiram a ruína partiram da estaca de número 2 e atravessaram as faces B e C formando ângulos de 51° e 32° com a horizontal, respectivamente. Na superfície superior atingiram os cantos do pilar e tangenciaram as faces paralelas à estaca até se encontrarem (Figura 5.80).

No modelo B30A2 o fendilhamento se deu na biela de número 3 no mesmo instante dos escoamentos das barras da armadura principal que ligavam as estacas de número 1 e 2. Logo após, as outras barras da armadura principal escoaram. A estaca de número 3 foi a mais solicitada. As fissuras que definiram as superfícies de ruína partiram das estacas de números 2 e 3 e atravessaram as faces B e C, formando ângulos com a superfície horizontal próximos de 49° e 58° , respectivamente. Essas mesmas fissuras chegaram nas quinas do pilar e tangenciaram as faces paralelas às estacas e aí se encontraram (Figura 5.81).

5.8.3. Modelos da série A3

O modelo B20A3 rompeu por fendilhamento da biela de número 2 no mesmo instante que escoaram as barras da armadura principal que uniram as estacas de números 1 e 2. A estaca mais solicitada foi a de número 2. As fissuras que provocaram a ruína partiram da estaca de número 2 e atravessaram as faces A e B formando ângulos de 47° e 52° com a superfície horizontal e chegaram ao pilar perpendicularmente nas faces, paralelas à estaca de número 2, tangenciando-as e se encontrando (Figura 5.82).

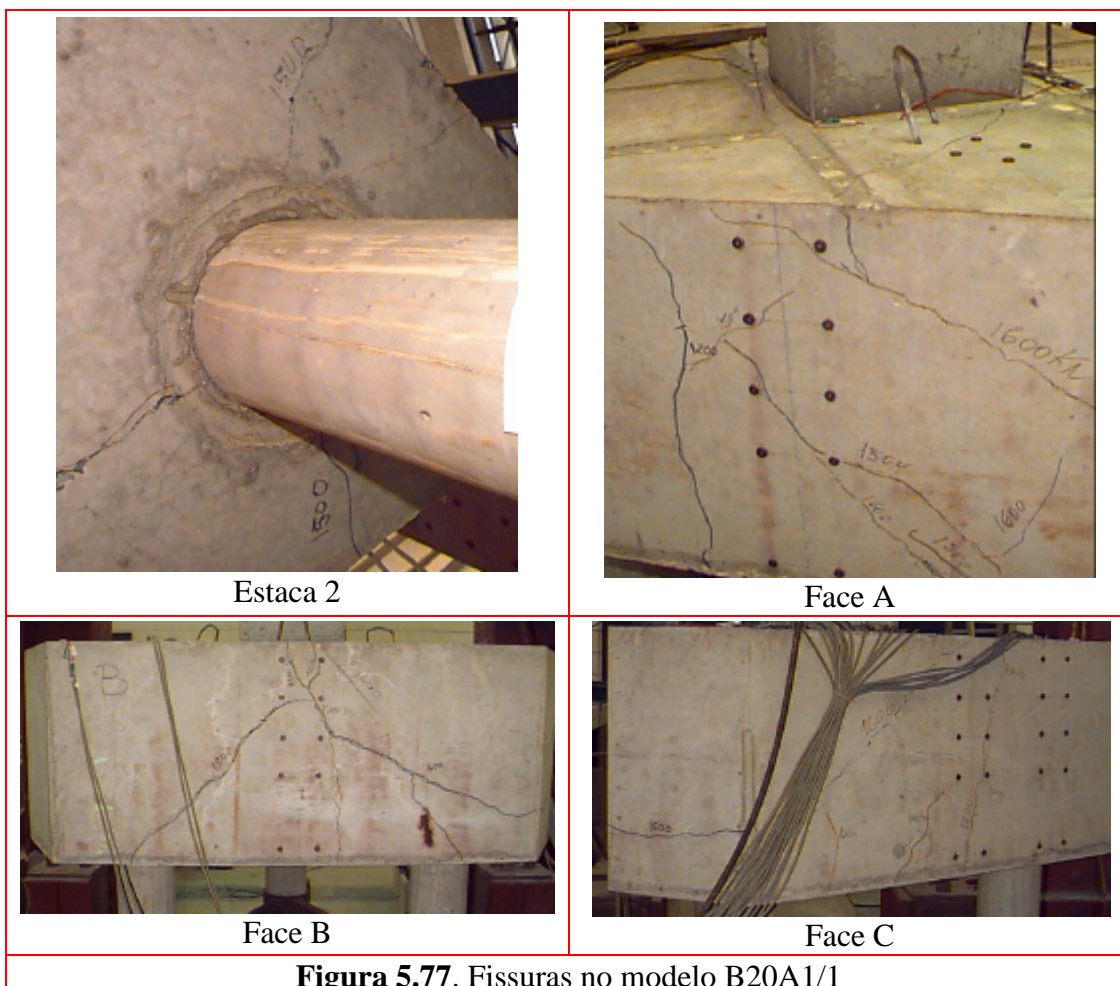
O modelo B30A3 rompeu por fendilhamento das três bielas sem ocorrência de escoamento das barras das armaduras. A estaca mais solicitada foi a de número 2. As fissuras que provocaram a ruína partiram da estaca de número 1 e atravessaram as faces A e C formando ângulo de 50° com a superfície horizontal e chegaram perpendicularmente às faces do pilar (Figura 5.83).

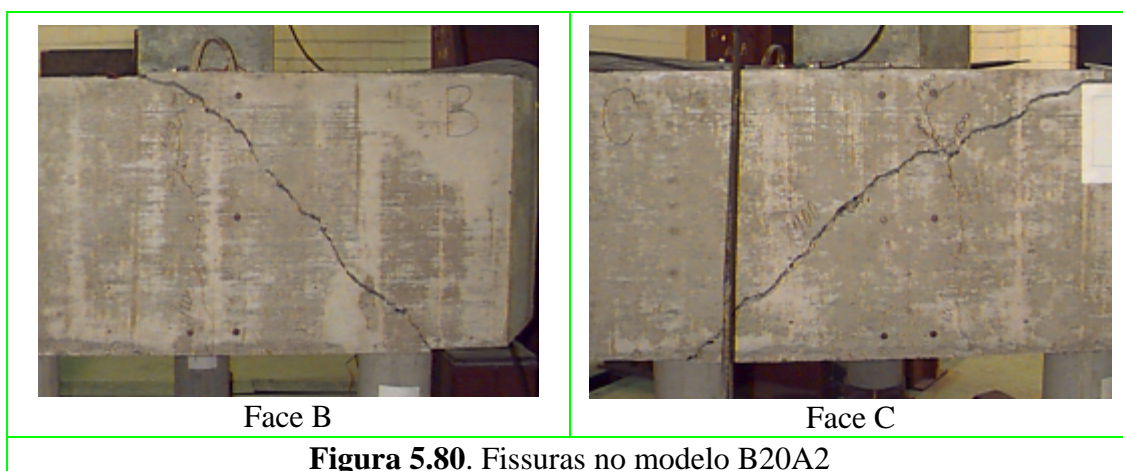
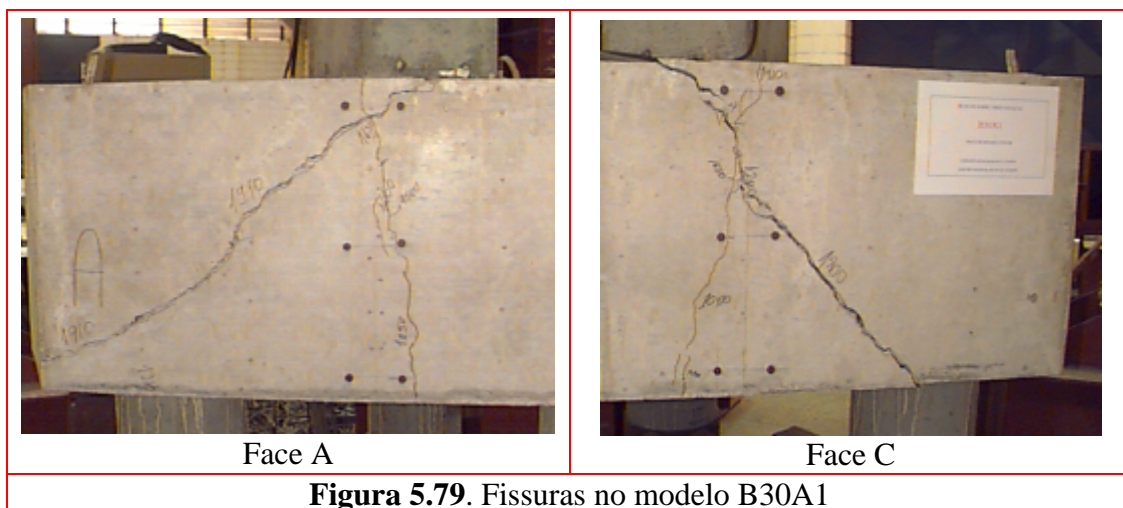
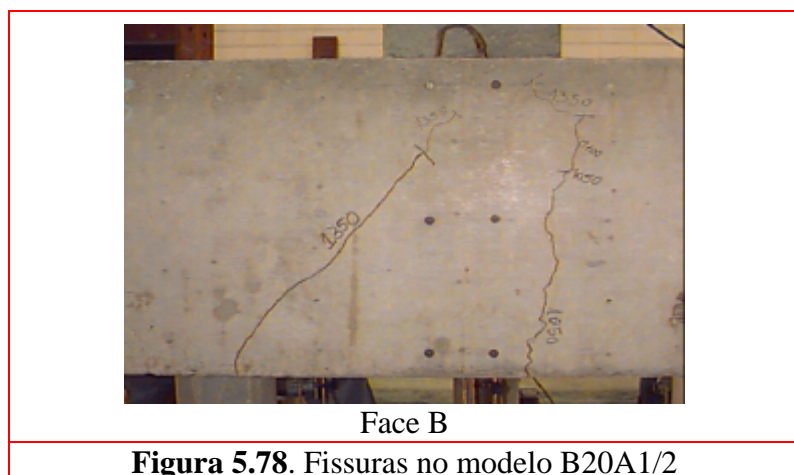
5.8.4. Modelos da série A4

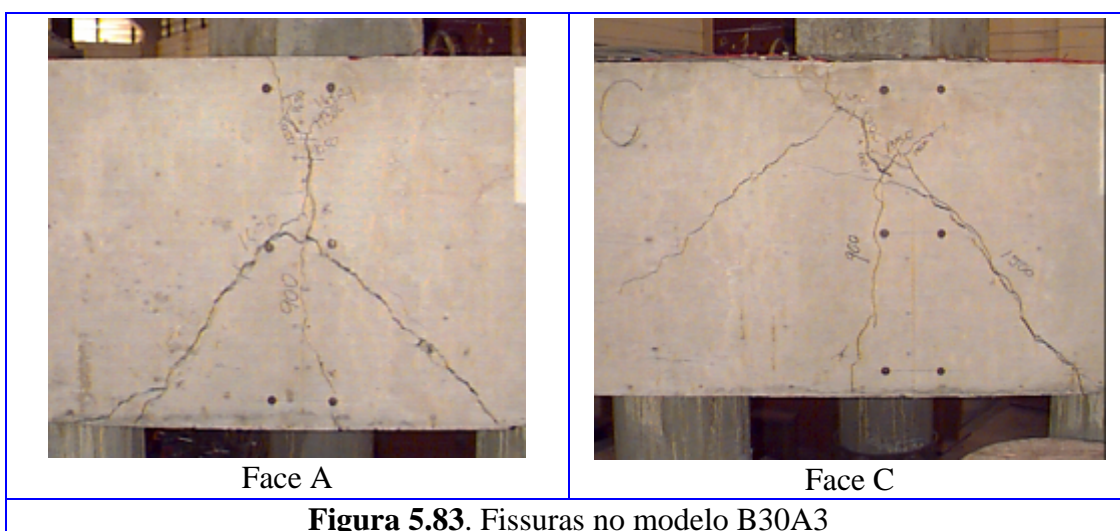
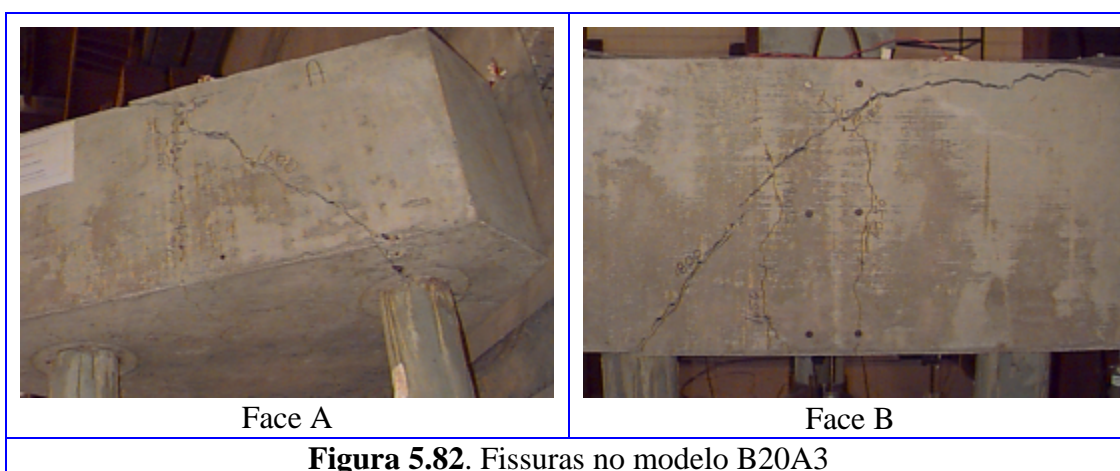
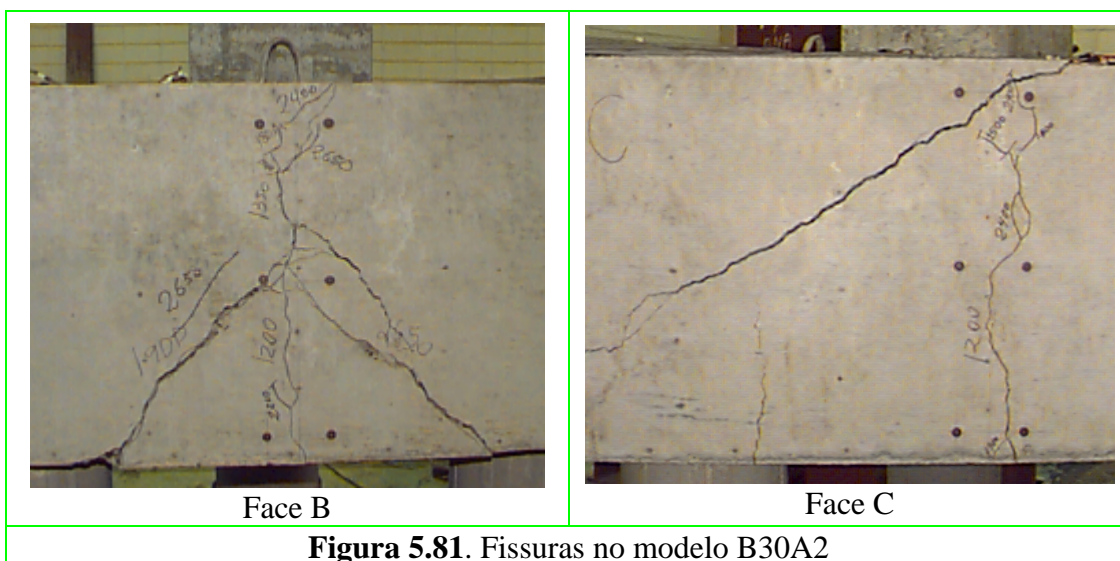
O modelo B20A4 rompeu por fendilhamento da biela de número 3 com ocorrência de escoamento das barras que uniam as estacas de números 2 e 3 da armadura principal e dos estribos da armadura secundária distribuída na direção y. As estacas mais solicitadas foram as de números 2 e 3. As fissuras que provocaram a ruína partiram da estaca de número 3 e atravessaram as faces B e C, formando ângulo

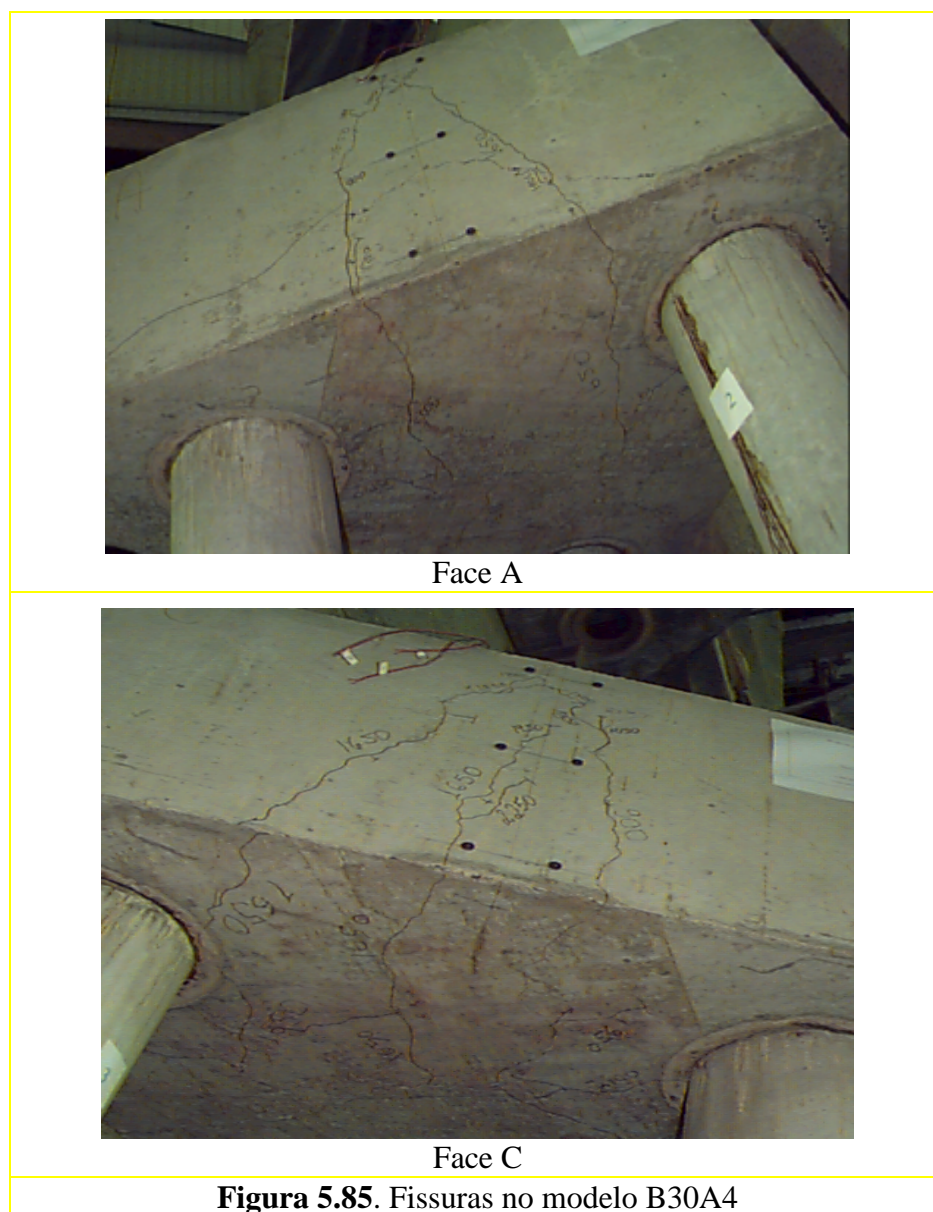
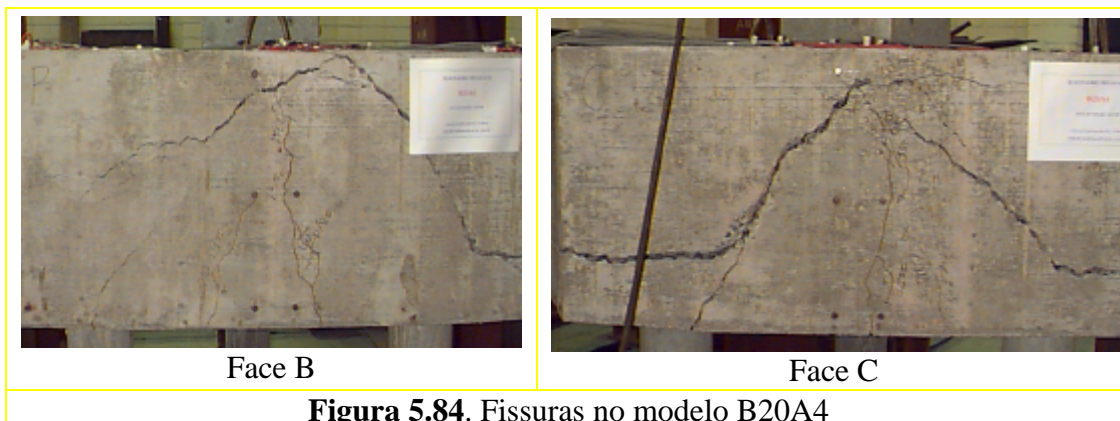
de 55° e 60° com a superfície horizontal, e chegaram aos cantos do pilar tangenciando a face paralela à estaca de número 3 até se encontrarem (Figura 5.84).

O modelo B30A4 rompeu por fendilhamento da biela de número 1 com ocorrência de escoamento da barra de número 2 da armadura principal e dos estribos da armadura secundária distribuída na direção y. A estaca de número 3 foi a mais solicitada. As fissuras que provocaram a ruína partiram das estacas de números 1 e 2 e atravessaram as faces A e C formando ângulos de 70° e 36° , respectivamente, com a superfície horizontal e chegaram aos cantos do pilar tangenciando as faces até se encontrarem (Figura 5.85).









5.9. Análise dos resultados

5.9.1. Comportamento geral dos modelos

O bloco com estacas de diâmetro de 30 cm e provido de armadura principal, constituída por barras unindo as estacas, e armadura secundária, representada por barras passando pelos centros das estacas e da projeção do pilar (série A2), resistiu à maior força aplicada, de valor 2674 kN.

O Método das Bielas (BLÉVOT, 1967) mostrou-se conservativo, pois os valores das forças últimas (F_u), para todos os modelos, foram maiores que as forças teóricas (F_{teo}) indicando margens de segurança mínima de 12 % e máxima de 2,67 vezes.

5.9.1.1. Influência da redução do diâmetro

Os modelos com armadura principal constituída por barras unindo as estacas (série A1) e aqueles providos desta mesma armadura principal, porém com armadura secundária, de barras passando pelos centros das estacas e pela projeção do pilar (série A2), apresentaram reduções nas forças últimas em torno de 83 % e 78 %, respectivamente, em função da diminuição do diâmetro das estacas.

Os modelos com armadura principal, composta por barras unindo as estacas, e com armadura secundária distribuída na base (série A3), assim como os modelos providos de mesma armadura principal e armadura secundária, constituída por estribos verticais e horizontais (série A4) apresentaram forças de ruína bastante próximas, independente da redução no diâmetro das estacas.

5.9.1.2. Influência da armadura secundária

Como todos os modelos experimentais foram providos de mesma armadura principal, constituída por barras unindo as estacas, porém com diferentes

distribuições de armadura secundária, a influência desta nos comportamentos dos modelos foi expressiva.

Entre os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, aquele com armadura secundária, constituída por estribos verticais e horizontais (série A4), apresentou maior força de ruína (2375 kN), seguido daquele com armadura secundária, constituída por barras passando pelos centros das estacas e projeção do pilar (série A2) com valor da força última de 2083 kN.

O modelo com armadura secundária, constituída por barras distribuídas na base (série A3), teve força última de 1945 kN, e, por último, aqueles sem armadura secundária (série A1), com valores respectivos de 1512 kN e 1648 kN. As reduções nas forças últimas, referentes à força última do primeiro modelo, foram de 88 %, 82 % e 66 %, respectivamente.

Entre os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm, aquele provido de armadura secundária, constituída por barras passando pelos centros das estacas e projeção do pilar (série A2), apresentou maior força de ruína de valor 2674 kN, seguido daquele provido de armadura secundária, constituída por estribos verticais e horizontais (série A4), com valor da força última de 2283 kN, seguido pelo modelo provido de armadura secundária, constituída por barras distribuídas na base (série A3), com valor de 1938 kN e, por último, seguido daquele sem armadura secundária (série A1) com valor de 1909 kN. As reduções nas forças últimas, referentes à força última do primeiro modelo, foram de 85 %, 72 % e 71 %, respectivamente.

5.9.2. Abertura de fissuras nas faces

Sob a força referente à observação da primeira fissura visível nas faces, a abertura das mesmas não ultrapassou o valor limite de 0,20 mm, recomendado pela NBR 6118 (1978), em nenhuma das faces dos modelos. Esse limite só foi ultrapassado após esse nível de força, ou seja, após a força de projeto, mostrando que os modelos apresentaram segurança com relação quanto ao estado limite de fissuração.

Considerando uma mesma força para todos os modelos, como por exemplo, a força de projeto referente à de cálculo, os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram maiores aberturas de fissuras que os modelos com estacas de diâmetro menor.

Considerando, ainda, a força de cálculo, para os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, aquele da série A2 apresentou maiores aberturas de fissuras nas faces, seguido daqueles das séries A3 e A4. Para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm, aquele da série A3 apresentou maiores aberturas de fissuras, seguido dos das séries A1, A4 e A2.

5.9.3. Distribuição da força nas estacas

A distribuição da força nas estacas não apresentou uniformidade em nenhum modelo ensaiado. A soma das reações nas estacas foi maior que a força correspondente no pilar em todos os modelos, sob todos os níveis de força considerados.

A relação entre essa soma e a força no pilar foi cerca de 10 % para os modelos de estacas com diâmetro de 20 cm e 5 % para aqueles com estacas de diâmetro de 30 cm. Essa diferença entre soma das reações nas estacas e a força no pilar se manteve nos diversos estágios não comprometendo os resultados.

A estaca de número 1 foi a menos solicitada em todos os modelos. Em função dessa estaca ficar posicionada sobre a canaleta da laje de reação do laboratório, utilizou-se uma placa de aço como apoio (conforme ilustra a Figura 4.23), acarretando deformações na mesma e comprometendo a rigidez dessa estaca.

5.9.4. Tensões na zona nodal superior

As relações entre as tensões de compressão na zona nodal superior e a resistência média à compressão (σ_{zns}/f_{cm}) foram maiores para os blocos de estacas com diâmetro de 30 cm. Quanto à distribuição da armadura secundária, os modelos das séries A4 e A3, com estacas de diâmetro de 30 cm, apresentaram maiores

relações. Já nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm as diferentes distribuições da armadura secundária não influenciaram, de maneira significativa, os valores dessas relações.

Sob a força última, a relação σ_{zns}/f_{cm} média para todos os modelos teve o valor de 0,54, ou seja, a tensão na zona nodal superior não deve ultrapassar 0,54 do valor da resistência média à compressão do bloco. Esse valor esteve muito abaixo dos recomendados para que não haja esmagamento do concreto na zona nodal superior, levando a crer que os modelos não romperam à compressão nessa região.

5.9.5. Tensões na zona nodal inferior

As relações entre as tensões nas zonas nodais inferiores e a resistência média à compressão (σ_{zni}/f_{cm}) foram maiores nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm e sem armadura secundária (série A1). Os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm das séries A1 e A2 apresentaram essas relações cerca de 2,5 vezes maiores que os modelos respectivos com estacas de diâmetro de 30 cm. Essas relações para os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm das séries A3 e A4 foram cerca de 59 % maiores que os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm.

Sob a força última, os valores dessas relações (σ_{zni}/f_{cm}) para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm foram em média 0,31, para os das séries A1 e A2, e 0,43, para os das séries A3 e A4.

Considerando os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, os valores dessas relações foram em média 0,59, para os das séries A1 e A3, e 0,73, para os das séries A2 e A4. Esses valores estiveram abaixo daqueles recomendados para que não haja esmagamento do concreto na zona nodal inferior fato que constatou que os modelos não romperam à compressão nessa região.

5.9.6. Deslocamentos na base

Notou-se que, no geral, as médias dos deslocamentos na base foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm, com exceção do modelo sem

armadura secundária (série A1), pois as deformações nos centros das armaduras principais foram maiores para esses blocos com estacas de diâmetro maior.

Considerando uma mesma força para todos os modelos, como por exemplo, a força de projeto referente à de cálculo, quanto à influência da armadura secundária os modelos das séries A3 e A4 apresentaram maiores deslocamentos seguidos dos modelos das séries A2 e A1.

5.9.7. Deformações no concreto

5.9.7.1. Biela de compressão

De modo geral, até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), as deformações médias de compressão nas bielas foram próximas, ou pouco maiores, para os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm. No entanto, sob a força última (F_u), essas deformações foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro de 30 cm para todos os blocos, exceto para aquele sem armadura secundária, que apresentou média dessas deformações próxima ao do bloco com estacas de diâmetro de 20 cm.

Esse fato levou a crer que, como os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram maiores deformações de compressão nas bielas, as larguras das bielas provavelmente foram menores que as larguras das bielas nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, principalmente para aqueles que dispunham, além da armadura principal, da armadura secundária.

Os modelos das séries A4 e A3 apresentaram maiores médias de deformações à compressão nas bielas que os das séries A2 e A1, independente do diâmetro, ou seja, as armaduras distribuídas na base limitaram a expansão da biela.

5.9.7.2. Esforços de tração transversal à biela

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), as deformações médias de tração nas bielas foram bastante próximas ou pouco maiores para o bloco com estacas de diâmetro de

30 cm. Entretanto, sob a força última essas médias foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, independente da armadura secundária.

Notou-se que os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, sob a força última, por exibirem maiores deformações de tração transversal das bielas, as mesmas se expandiram com mais, levando a crer que as bielas nesses modelos apresentaram larguras maiores. Percebeu-se então, que a redução no diâmetro das estacas intensificou o fluxo de tensão nas bielas, acarretando maiores deformações de tração transversal às mesmas, em estágios próximos à ruína.

Os modelos das séries A3 e A1, sob a força última (F_u), apresentaram médias de deformações de tração nas bielas maiores que aqueles das séries A4 e A2, independente do diâmetro das estacas. Isto é, os modelos das séries A3 e A1, permitiram maior expansão do fluxo de tensão nas bielas.

5.9.7.3. Zona nodal inferior

Os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm apresentaram médias de deformações de compressão nas zonas nodais inferiores maiores, por apresentarem menor diâmetro das estacas.

Quanto à influência da armadura secundária nas deformações de compressão nessas regiões, os modelos das séries A1 e A3 apresentaram maiores médias dessas deformações que aqueles das séries A2 e A4, independente do diâmetro. Isto é, nessas últimas séries, a armadura secundária contribuiu para melhor distribuição das tensões nas zonas nodais inferiores, não permitindo grandes concentrações nas mesmas.

5.9.7.4. Zona nodal superior

Sob todos os níveis de força, as deformações médias nas zonas nodais superiores foram maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm, com exceção dos blocos da séries A1, onde os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm, que apresentaram maiores médias.

Acredita-se que, nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, as deformações de compressão tendem a se concentrarem nas zonas nodais inferiores devido à redução no diâmetro, acarretando deformações maiores nessa região e menores nas zonas nodais superiores. As tensões induzidas nas zonas nodais superiores são rapidamente transmitidas para as zonas nodais inferiores, expandindo a biela e acarretando no aumento de sua largura.

Quanto à influência da armadura secundária, os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm, das séries A3, apresentaram maiores médias de deformações seguidos dos blocos das séries A2, A4 e A1, sob todos os níveis de força. Os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm das séries A2 e A1 apresentaram médias dessas deformações maiores que aqueles das séries A4 e A3.

Para todos os modelos, as médias de deformações de compressão nas zonas nodais superiores, sob a força última, se apresentaram menores que as encontradas nas bielas de compressão, em todos os modelos ensaiados. As relações entre as médias de deformações nas bielas e nas zonas nodais superiores foram maiores para os modelos da série A4.

5.9.8. Deformações nas armaduras principal e secundária

No geral, as médias das deformações nas armaduras foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm, sob todas os níveis de força, e em todas as regiões analisadas, com exceção das zonas nodais inferiores. Os modelos das séries A1 e A2, apresentaram maiores médias de deformações nas barras das armaduras principal.

5.9.8.1. Centros das barras da armadura principal

O bloco com estacas de diâmetro de 30 cm apresentou maiores médias das deformações nos centros das barras da armadura principal, sob todas as forças analisadas.

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), as deformações nessa região foram maiores para os blocos das séries A1 e A2, seguidos dos das séries A3 e A4. Sob a força última (F_u) aconteceu o contrário, em função dos escoamentos nas barras dessa armadura nos modelos com maiores capacidade de carga.

5.9.8.2. Zonas nodais inferiores

De um modo geral, as deformações médias de tração nas zonas nodais inferiores foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm e para os blocos das séries A1 e A2, independente do diâmetro das estacas.

5.9.8.3. Centros dos ganchos da armadura principal

Os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm apresentaram maiores deformações nos centros dos ganchos da armadura principal, embora essas deformações se apresentaram relativamente muito pequenas. Os modelos das séries A3 e A4, apresentaram médias dessas deformações muito próximas na força de ruína.

5.9.8.4. Centros dos ganchos e ramos da armadura secundária

De um modo geral, as médias das deformações nos centros dos ganchos e ramos das barras e estribos verticais da armadura secundária foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm.

Nos centros dos ganchos das barras distribuídas na base, as médias das deformações foram menos expressivas que as médias nos centros do ramos dos estribos verticais.

No modelo com estacas de diâmetro de 20 cm da série A3, as médias nos centros dos ganchos das barras oscilaram entre tração e compressão até a força de cálculo ($F_{proj,d}$), definindo por tração sob a força última.

5.9.8.5. Centro de gravidade da base e região sem estaca

Nessas regiões as médias das deformações na força última (F_u) foram maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm e para os blocos da série A4.

5.9.8.6. Topos do centro de gravidade e das regiões sem estacas

As deformações nessas regiões foram de compressão e suas médias foram maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm, sob todas as forças analisadas.

5.9.8.7. Topos das zonas nodais inferiores

Nos topos das zonas nodais inferiores as deformações foram de tração, em função da influência da expansão da biela nessa região, e apresentaram valores relativamente pequenos até a força de cálculo ($F_{proj,d}$). Para a força última (F_u) essas deformações foram mais expressivas e bastante próximas para os modelos com estacas de diâmetros de 20 cm e 30 cm.

5.9.8.8. Estribos horizontais

Até a força de cálculo ($F_{proj,d}$) as médias das deformações de compressão (estribo superior) e tração (estribos inferior e intermediários) nos estribos horizontais foram bastante próximas para os modelos com estacas de diâmetros de 20 cm e 30 cm. Sob a força última essas médias foram maiores nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm.

5.9.9. Modelos numéricos

Considerando a força teórica, os modelos numéricos apresentaram comportamento bastante próximo dos modelos experimentais em todas as regiões

analisadas: bielas de compressão, zonas nodais inferiores e superiores, regiões sem estacas e centro de gravidade da base. Já na força de cálculo, os modelos numéricos apresentaram deformações nessas regiões menores comparadas com aquelas encontradas nos modelos experimentais, independente dos diâmetros das estacas.

Apesar de não possuir os resultados na ruína, notou-se que, o modelo com estacas de diâmetro de 20 cm apontou uma tendência em possuir maior largura da biela que aquele com estacas de diâmetro de 32 cm, ou seja, o primeiro tende a apresentar, após a força de cálculo, maiores deformações de tração e menores deformações de compressão na biela. Esse comportamento também foi observado para os modelos experimentais conforme descrito nos itens 5.9.7.1 e 5.9.7.2.

5.9.10. Modos de ruína

Levando em consideração os valores das tensões nas zonas nodais inferior e superior e os modos de ruína dos modelos experimentais, notou-se que os mesmos romperam por fendilhamento da biela de compressão, em função da rápida expansão da mesma, ao mesmo instante de escoamento das barras das armaduras principal e/ou secundária, em uma direção.

As relações entre as tensões nas zonas nodais, inferior e superior, e as resistências médias à compressão, referentes ao Estado Limite de Formação de Fissuras, obtidas para os modelos experimentais, levou à sugestão dos seguintes limites médios para as tensões nas zonas nodais de modo que o bloco não atinja o Estado Limite Último, em função da ruína por fendilhamento da biela de compressão:

$$s_{zns} \leq 0,32 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal superior})$$

$$s_{zni} \leq 0,42 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal inferior para bloco com } D = 20 \text{ cm})$$

$$s_{zni} \leq 0,22 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal inferior para bloco com } D = 30 \text{ cm})$$

Esses limites de tensões nas zonas nodais podem variar se analisados sob a força última, ou seja, para que não haja ruína do modelo. Para essa situação sugerem-se os seguintes valores limites:

$$s_{zns} \leq 0,40 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal superior})$$

$$s_{zni} \leq 0,50 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal inferior para bloco com } D = 20 \text{ cm})$$

$$s_{zni} \leq 0,30 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal inferior para bloco com } D = 30 \text{ cm})$$

Esses limites são menores que os indicados por ADEBAR et al. (1993) para blocos sobre quatro estacas ($s_{zns} \leq 1,0 \cdot f_{cm}$) pois os blocos sobre três estacas possuem menores capacidades de carga.

Os limites apresentados por BLÉVOT (1967) para blocos sobre três estacas ($s_{zni,s} \leq 1,06 \cdot f_{ck}$) foram maiores que os sugeridos neste trabalho, porque a recomendação de BLÉVOT foi para prevenir que os blocos não rompessem por compressão nas bielas e não por fendilhamento das mesmas.

Os caminhos traçados pelas fissuras dos modelos experimentais e seu modos de ruína se assemelharam aos encontrados nos modelos experimentais de BLÉVOT (1967), principalmente aqueles das séries A1 e A2.

CAPÍTULO 6

Conclusão

6.1. Comportamento geral

O Método das Bielas desenvolvido por BLÉVOT (1967) mostrou-se conservativo indicando margem de segurança mínima de 12 %.

Os modelos das séries A1 e A2 sofreram a influência da redução do diâmetro das estacas no valor da força última, embora os modelos das séries A3 e A4 não apresentaram influência expressiva.

Os modelos providos de armadura secundária, constituídas por barras passando pelos centros das estacas e da projeção do pilar (série A2), e aqueles providos de armadura secundária constituída por estribos verticais e horizontais (série A4), apresentaram maior eficiência, independente da redução do diâmetro.

A armadura secundária constituída por estribos verticais e horizontais auxiliou na redução das aberturas das fissuras nas faces dos blocos, independente do diâmetro das estacas. A armadura secundária constituída por barras distribuídas na base não contribuiu consideravelmente para a redução das aberturas das fissuras nas faces dos blocos, porém, mediante observação visual, percebeu-se que essas armaduras secundárias diminuíram as aberturas das fissuras na base.

Os blocos de estacas com diâmetro de 30 cm apresentaram maiores relações entre as tensões de compressão na zona nodal superior e a resistência média à compressão (σ_{zns}/f_{cm}), principalmente aqueles das séries A4 e A3. Os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm não sofreram influência expressiva das diferentes distribuições da armadura secundária.

As relações entre as tensões nas zonas nodais inferiores e a resistência média à compressão (σ_{zni}/f_{cm}) foram maiores nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm e sem armadura secundária (série A1).

Os deslocamentos na base foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm, com exceção do modelo sem armadura secundária (série A1).

As deformações de compressão nas bielas foram maiores para o bloco com estacas de diâmetro 30 cm, exceto para aquele sem armadura que nos modelos com estacas de diâmetro de 20 cm, principalmente para aqueles que dispunham, além da armadura principal, de armadura secundária (séries A4 e A3).

Sob a força última as deformações de tração nas bielas foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro 20 cm, independente da armadura secundária. A redução no diâmetro das estacas intensificou o fluxo de tensão nas bielas, provocando maiores deformações de tração transversal às mesmas, principalmente nos modelos das séries A3 e A1.

Os modelos com estacas de diâmetro de 20 cm apresentaram deformações de compressão nas zonas nodais inferiores maiores, em função do menor diâmetro das estacas. Os modelos das séries A2 e A4 apresentaram menores deformações nessas zonas nodais.

As deformações na zona nodal superior foram maiores para os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm, com exceção dos blocos da séries A1.

As deformações de compressão nas zonas nodais superiores, sob a força última, se apresentaram menores que as encontradas nas bielas de compressão, principalmente para os modelos da série A4.

As deformações nas armaduras foram maiores para os modelos com estacas de diâmetro de 30 cm em todas as regiões analisadas, com exceção das zonas nodais inferiores. Os modelos das séries A1 e A2, apresentaram maiores deformações nas barras da armadura principal.

Todos os modelos romperam por fendilhamento das bielas de compressão, em função da rápida expansão do fluxo de tensões na mesma, acompanhado do escoamento das barras das armaduras principal e/ou secundária.

Sugerem-se os seguintes valores limites de tensões nas zonas nodais para que não ocorra ruína por fendilhamento das bielas comprimidas:

$$s_{zns} \leq 0,40 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal superior})$$

$$s_{zni} \leq 0,50 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal inferior para bloco com } D = 20 \text{ cm})$$

$$s_{zni} \leq 0,30 \cdot f_{cm} \quad (\text{zona nodal inferior para bloco com } D = 30 \text{ cm})$$

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

Com a finalidade de contribuir para a orientação de trabalhos futuros envolvendo o tema, sugerem-se os seguintes pontos:

a) Como as deformações nos ganchos das armaduras foram pouco expressivas, a utilização dos ganchos ficou restrita à segurança na ancoragem das barras. Com a finalidade de estudar a contribuição dos ganchos nas fases de serviço e de ruína, recomenda-se ensaiar modelos em escala real, utilizando barras da armadura com ganchos e sem ganchos.

b) Em função da impossibilidade de se executar os modelos numéricos com armaduras e de se obter os resultados numéricos sob a força última, a análise comparativa entre os modelos numéricos e experimentais apresentada neste trabalho foi realizada considerando os comportamentos dos modelos somente sob a força de projeto (F_{proj}), sem total aproveitamento e contribuição de ambas as análises. Desse

modo, sugere-se a realização de uma análise numérica tridimensional não linear, após a realização dos ensaios experimentais, envolvendo modelos de mesma geometria, dimensões, materiais, condições de contorno e providos de igual disposição de armadura que os experimentais, de modo a obter uma análise comparativa mais compatível.

c) A redução do diâmetro das estacas, considerando porém, as mesmas dimensões do bloco, foi feita exageradamente com a finalidade de obter diferenças significativas. Recomenda-se realizar uma análise numérica envolvendo os mesmos modelos de uma série, porém com estacas de diâmetros intermediários entre 30 cm e 20 cm, de modo a estudar as diferenças nos comportamentos dos mesmos, principalmente quanto à expansão da biela.

d) Para um estudo mais aprofundado das tensões nas bielas, sugere-se que as mesmas sejam instrumentadas por vários *strain gages* na mesma direção, porém espaçados de modo a ocuparem boa parte da largura das bielas e conseqüentemente, indicarem a provável largura das mesmas.

e) Realização de ensaios experimentais em blocos sobre estacas em concreto e fibras de aço, com a finalidade de estudar o progresso das fissuras de retração do concreto e das deformações de tração transversais às bielas de compressão que poderiam influenciar na capacidade de carga dos blocos.

NORMAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR 7808 - Símbolos gráficos para projetos de estruturas*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). *NBR 9062 - Projeto e execução de estrutura de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). *NBR 6122 - Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). *Texto base para a revisão da NB 1/78*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *MB 212 - Argamassa e concretos - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos (NBR 7222)*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *MB 2 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto (NBR 5738)*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *MB 3 - Concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos (NBR 5739)*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1996). *EB 3 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado (NBR 7480)*. Rio de Janeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. *ACI Structural Journal*, v.87, p.81-92, Jan.-Feb.
- ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1993). Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete. *ACI Structural Journal*, v.90, n. 5, p. 534-541, Sep.-Oct.
- ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1995). Design of deep pile caps using strut and tie models. In: RESTRUCTURING: AMERICA AND BEYOND STRUCTURAL CONGRESSE, ASCE, New York, USA. *Proceedings*, v.2, p.1623-1626.
- ALONSO, U. R. (1991). *Dimensionamento de fundações profundas*. São Paulo, Edgard Blücher.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). Design Handbook, v.1: Beams, one-way slabs, brackets, footings and pile caps. (ACI 340. IR-84) ACI SP-17.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). *ACI 318-89 - Building code requirements for reinforced concrete and commentary (ACI 318 R-89)*. Detroit, USA.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). *ACI 318M - Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, USA.
- ANDRADE, J. R. L. (1989). *Dimensionamento estrutural de elementos de fundação*. São Carlos, EESC-USP. (Notas de Aula)
- ANON (1991). The program KUST 9F. *Osnovaniya, Fundamenty Mekhanika Gruntov*, n.2, p.31, Mar.-Apr.
- BANERJEE, S. P. (1956). Notes on the design pile caps. *Civil Engineering Public Works Revision*, n.56, p.872-874.
- BARROSO, P. M. (1974). *Blocos e sapatas de fundação*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BELL, B. J. (1985). *Fundações em concreto armado*. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.

- BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v.20. n.230, p.223-295, fev.
- BORGES, L. (1978). *Blocos sobre estacas*. São Paulo, Instituto de Engenharia.
- BOWLES, J. E. (1977). *Foundation analysis and design*. New York, McGraw Hill.
- BRITISH STANDARD FOR STRUCTURAL USE OF CONCRETE (1985).
BS 8110 - Code of practice for design and constructions. Part I.
- BURKE JR., J. U. (1976). *Ancoragens*. Caderno K. Maubertec.
- BURKE JR., J. U. (1978). *Blocos rígidos sobre apoios diretos*. São Paulo, Maubertec.
- CASTELO, R. (1988). *Estruturas de fundação*. Vitória, UFES. (Notas de Aula).
- CINTRA, J. C. A. ; ALBIERO, J. H. (1984). *Capacidade de carga*. São Carlos, EESC-USP.
- CINTRA, J. C. A. ; ALBIERO, J. H. (1984). *Projeto de fundações*. São Carlos, EESC-USP.
- CLARKE, J. L. (1973). *Behaviour and design of pile caps with four piles*. London, Cement and Concrete Association. 19p. (Technical Report, n.42.489)
- COLLINS, M. P.; MITCHELL, D. (1986). Rational approach to shear design. The 1984 Canadian Code Provisions. *ACI Journal*, v.83, n.6, p.925-933, Nov.-Dec.
- COOK, W. ; MITCHELL, D. (1988). Studies of disturbe regions near discontinuities in reinforced concrete members. *ACI Structural Journal*, v.85, n.2, p.206-216, Mar.-Apr.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1970). CEB-FIP Recommendations particulières an calcul et à l'exécution des semelles de fundations. *Bulletin D'Information*, Paris, n.73.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1990). CEB - FIP Model code for concrete structures. *Bulletin D'Information*, Paris, n.203-205, July.
- COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1989). *Eurocode 2 - Design of concrete structures*. Brussels.
- CRSI HANDBOOK (1992). *Concrete reinforcing steel institute*. Chicago.

- DUAN, L.; McBRIDE, S. B. (1995). Effects of cap stiffness on pile reactions. *Concrete International*, v.17, n.1, p.42-44, Jan.
- FRANÇA, R. L. S. (1979). *Sapatas diretas de fundação*. São Paulo, FDTE/EPUSP. (Notas de Aula).
- FUSCO, P. B. (1974). *Fundamentos da técnica de armar*. São Paulo, Grêmio Politécnico.
- FUSCO, P.B. (1976). *Estruturas de concreto: fundamentos do projeto estrutural*. São Paulo, McGraw Hill do Brasil.
- GERTSENCHTEIN, M. (1968). *Cálculo de blocos de estacas com cargas centradas*. Lins, Escola de Engenharia de Lins.
- GOGATE, A. B.; SABNIS, G. M. (1980). Design of thick pile caps. *ACI Journal*, v.77, p.18-22.
- GUERRIN, A. (1980). *Tratado de concreto armado*. São Paulo, Hemus. v.2
- GUYON, Y. (1951). Constraints dans les pièces prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases, au voisinage de ces bases. *Memoires*, Association Internationale des Ponts et Charpentes, v.11, p.165-226.
- HOBBS, N. B.; STEIN, P. (1957). An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers*, n.7, p.599-628.
- INDIAN STANDARD (1979). *IS 2911 - Code of practice for design and construction of pile foundation*. Part I, Sec. 3.
- IYENGAR, K. T. S. ; PRABHAKARA, C. V. (1971). Anchor zone stress in prestressed concrete beams. *Journal of Structural Division*, ASCE, v.97, n.3, p.807-824.
- IYER, P. K.; SAM, C. (1991). 3-D elastic analysis of three-pile caps. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, v.117, n.12, p.2862-2883, Dec.
- IYER, P. K.; SAM, C. (1992). Three-dimensional analysis of pile caps. *Computers and Structures*, v.42, n. 3, p.395-411, Feb.3.
- IYER, P. K.; SAM, C. (1995a). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete four-pile caps. *International Journal of Structures*, v.15, n.1, p.18-34, Jan.-Jun.

- IYER, P. K.; SAM, C. (1995b). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete two-pile caps. *Computers and Structures*, v.57, n.4, p. 605-622, Nov. 17.
- IYER, P. K.; SAM, C. (1996). Three-dimensional photoelastic analysis of pile caps. *Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, v.31, n. 1, p.35-42, Jan.
- LABELLE, P. (1963). Semelles de béton armé. *Memoires / Abhandlungis / Publications*, Zurich, v.4.
- LANGENDONCK, T. van (1954). *Cálculo de concreto armado*. São Paulo, ABCP. v.1-2.
- LEONARDS, G. A. (1962). *Foundation engineering*. New York, McGraw-Hill.
- LEONHARDT, F. (1966). *Sobre el arte de armar estructuras de concreto armado*. Caracas, Universidade Central de Venezuela.
- LEONHARDT, F. ; MONNING, E. (1978). *Construções de concreto armado*. Rio de Janeiro, Interciência. v.2 - 3.
- LUSAS THEORY MANUAL (1990) FEA - Finite Element Analysis Ltd, version 10.0, december, Reino Unido.
- MARTI, P. (1985a). Basic tools of reinforced concrete beam design. *ACI Journal*, v.82, n.1, p.46-56, Jan.-Feb.
- MARTI, P. (1985b). Truss models in detailing. *Concrete International*, v.7, n.12, p.66-73, Dec.
- MacGREGOR, J. G. (1992). *Reinforced concrete mechanics and design*. 2.ed. Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- MACHADO, C. P. (1979). *Blocos sobre estacas*. São Paulo, FDTE/EPUSP. (Notas de Aulas).
- MAUTONI, M. (1972). *Blocos sobre dois apoios*. São Paulo, Grêmio Politécnico.
- MORAES, M. C. (1976). *Estruturas de fundações*. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil.
- MOTOYA, J. (1973). *Hormigon armado*. Barcelona, Gustavo Gilli.
- PETRUCCI, E. G. (1983). *Concreto de cimento Portland*. Rio de Janeiro, Globo.
- PFEIL, W. (1979). *Pontes de concreto armado*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.

- PINHEIRO, L. M. (1986). *Concreto armado: tabelas e ábacos*. São Carlos, EESC-USP.
- POLILLO, A. (1977). *Dimensionamento de concreto armado*. Rio de Janeiro, Científica. v.2.
- REGAN, P. E. (1991a). Design of members for ultimate limit state design. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MODEL CODE 90, Rio de Janeiro, August 28-30, 1991. *Proceedings*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. p.103-138.
- REGAN, P. E. (1991b). Strut and tie models for ultimate limit state design. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MODEL CODE 90, Rio de Janeiro, August 28-30, 1991. *Proceedings*. Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. p.171-188.
- ROBINSON, J. R. (1977). *Elementos constructivos singulares de hormigón armado*. Barcelona, Gustavo Gilli.
- ROCHA, A. M. (1987). *Concreto armado*. 21.ed. São Paulo, Nobel. v.3.
- SABNIS, G. M.; GOGATE, A. B. (1984). Investigation of thick slabs (pile caps) behaviour. *ACI Journal*, v.81, n. 1, p.35-39, Jan./Feb.
- SANTOS, E. G. (1985). *Estruturas: desenho de concreto armado*. São Paulo, Nobel. v.1 - 4.
- SANTOS, L. M. (1981). *Cálculo de concreto armado*. São Paulo, LMS. v.2.
- SCHAFFER, K.; SCHLAICH, J. (1988). Consistent design of structural concrete using strut and tie models. In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS, Rio de Janeiro, ago 1988. Rio de Janeiro, PUC. v.5.
- SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K (1991). Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie Models. *The Structural Engineer*, v.69, n.6, March.
- SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). Toward a consistent design of reinforced structural concrete. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, v.32, n.3, p.74-150, May - June.
- SHARMA, B. D. (1979). Design of isolated pile caps. *Indian Concrete Journal*, n.53, p.222-226.

- SHEHATA, L. C. D.; NAGATO, Y. (1990). Modelos de escoras e tirantes. In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS, Rio de Janeiro, ago 1990. *Anais*. Rio de Janeiro, PUC. v.6, p.76-101.
- SILVA, R. C. (1991). *Concreto armado: aplicação de modelos de bielas e tirantes*. São Carlos. 191p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SÜSSEKIND, J. C. (1989). *Curso de concreto: concreto armado*. São Paulo, Globo. v.1.
- TAKEYA, T. (1988). *Introdução à análise experimental de estruturas*. São Carlos, EESC-USP.
- TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. (1976). Some detailing problems in concrete frame structures. *The Structural Engineer*, January.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1973). *Mecânica de suelos em engenharia practica*. 2.ed. El Ateneo
- VARGAS, M. (1955). Fundações: In: MANUAL do engenheiro. Porto Alegre, Globo. v.4.
- VARGAS, M. (1979). *Fundações de edifícios*. São Paulo, Grêmio Politécnico.
- WITTLE, W. T.; BEATTIE, D. (1972). Standard pile caps - Parts I e II. *Concrete*, n.6, p.29-31 e 34-36
- YAN, H. T. (1954). Bloom base allowance in the design of pile caps - Parts I e II. *Civil Engineering Public Works Revision*, n. 49, p.494-495 e 622-623.
- YETTRAM, A. L. (1969). Anchorage zone stressed in axially post-tensioned members of uniform rectangular section. *Magazine of Concrete Research*, v.21, n.67, p.103-112.

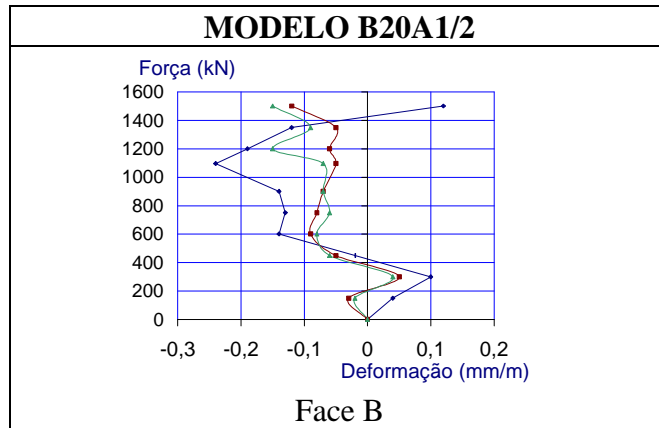


Figura 1. Força versus deformação nas faces do bloco

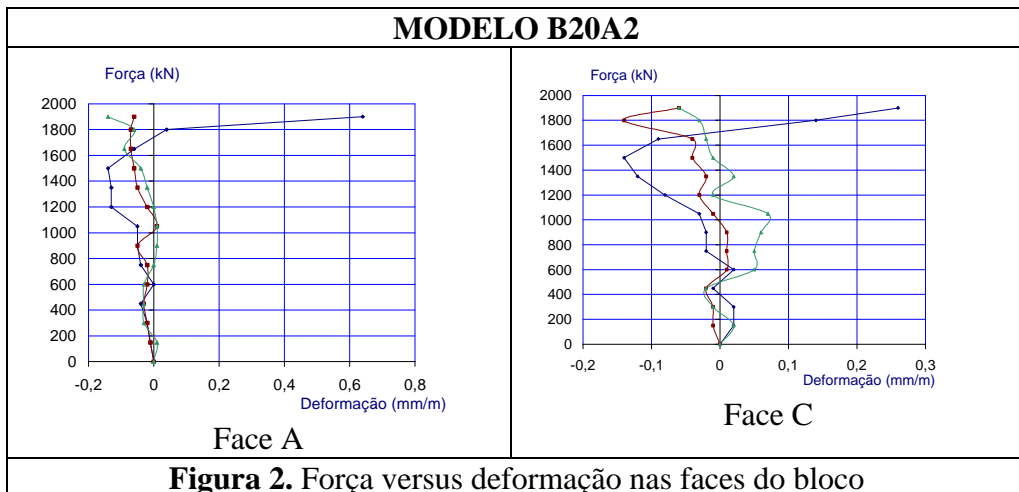


Figura 2. Força versus deformação nas faces do bloco

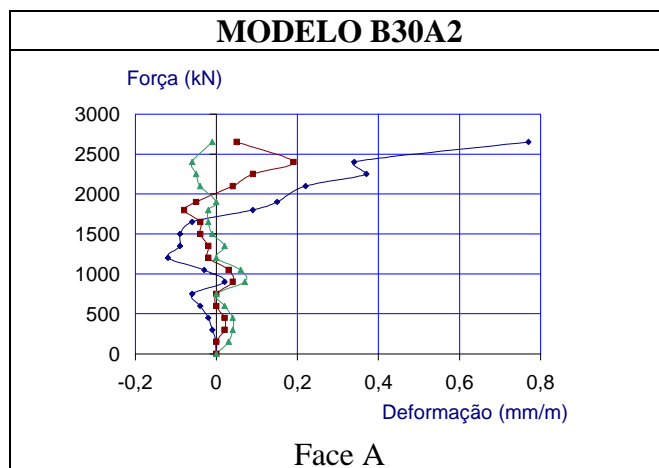
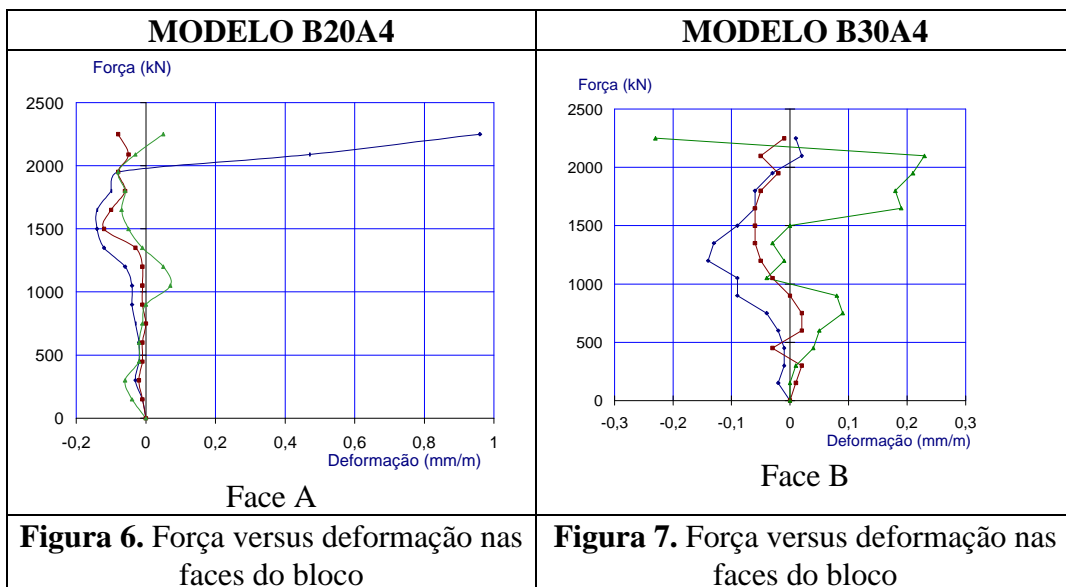
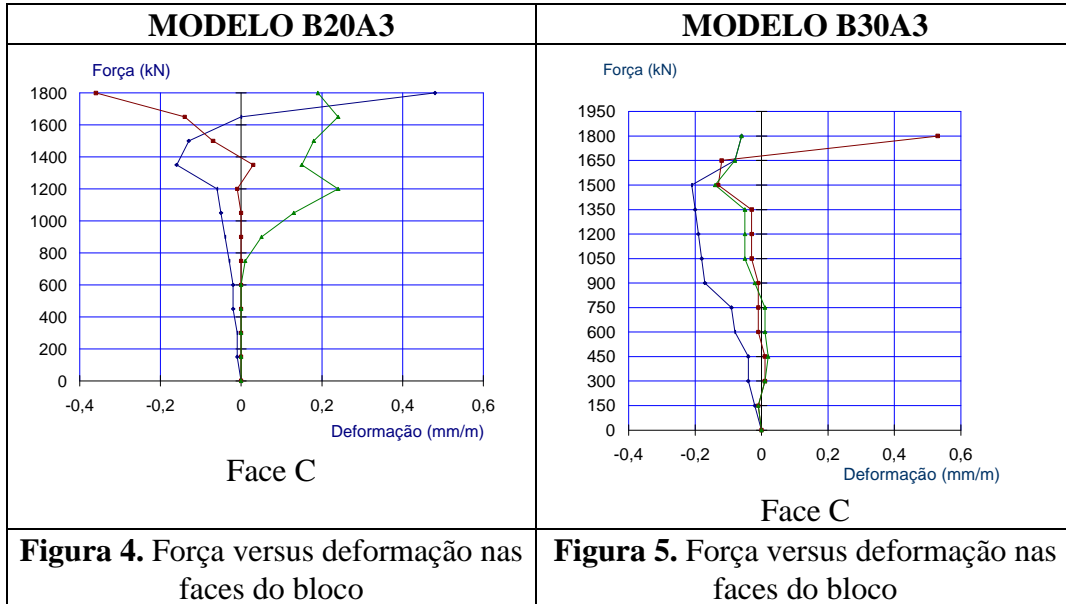


Figura 3. Força versus deformação nas faces do bloco



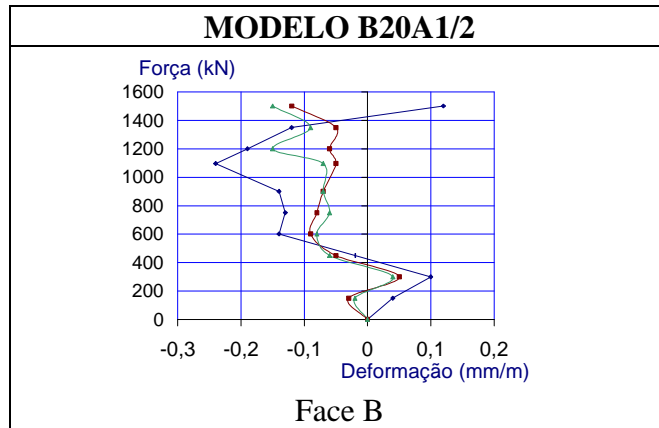


Figura 1. Força versus deformação nas faces do bloco

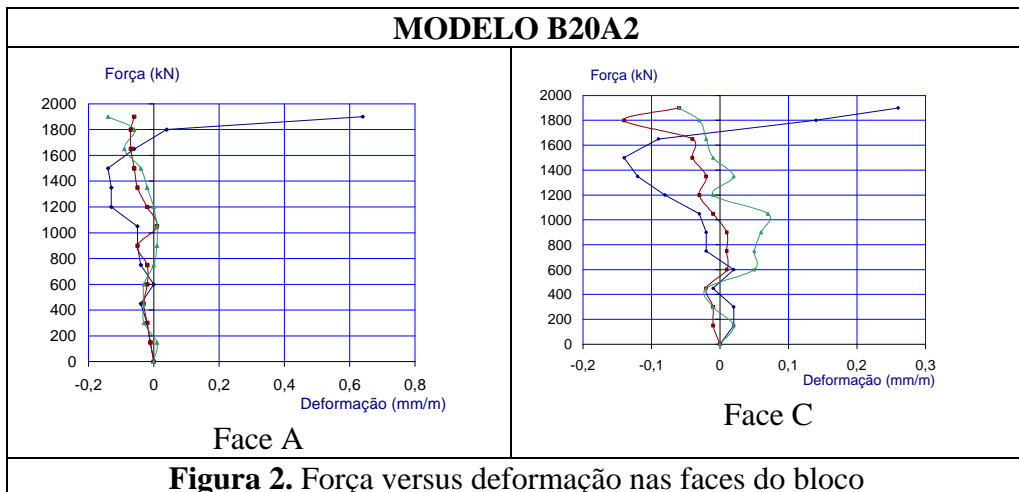


Figura 2. Força versus deformação nas faces do bloco

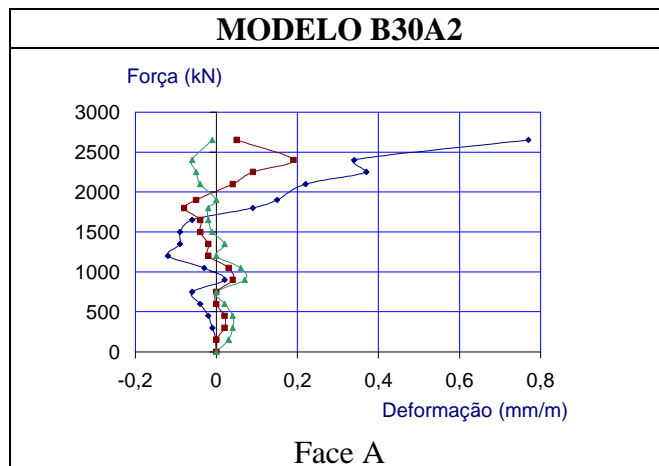


Figura 3. Força versus deformação nas faces do bloco

