



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

**PILARES DE CONCRETO:
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO
ESTRIBO SUPLEMENTAR**

Carlos Eduardo Pereira

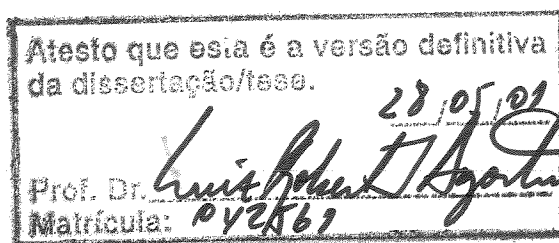
**Campinas
2001**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**PILARES DE CONCRETO:
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO
ESTRIBO SUPLEMENTAR**

Carlos Eduardo Pereira

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini



Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

Campinas
2001

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

P414p

Pereira, Carlos Eduardo

Pilares de concreto: análise do comportamento do estribo
suplementar / Carlos Eduardo Pereira.--Campinas, SP: [s.n.], 2001.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira de Agostini.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas,
Faculdade de Engenharia Civil.

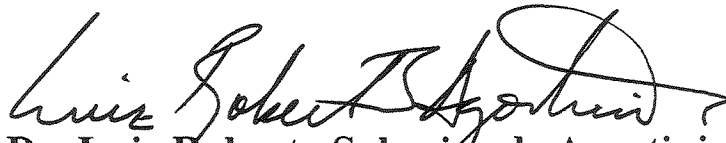
1. Concreto armado. 2. Flambagem (Mecânica). 3. Colunas de
concreto. 4. Engenharia de estruturas. I. Agostini, Luiz Roberto
Sobreira de. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
Engenharia Civil. III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**PILARES DE CONCRETO:
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
DO ESTRIBO SUPLEMENTAR**

Carlos Eduardo Pereira

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini
Presidente e Orientador - Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp



Prof.ª Dra. Irenilza de Alencar Nääs
Faculdade de Engenharia Agrícola - Unicamp



Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes
Faculdade de Engenharia Civil - Unicamp

Campinas, 21 de fevereiro de 2001

Dedicatória

À Herbert Pereira, Silvino Del Pietro e Maria Viola Del Pietro, respectivamente meu pai e meus avós maternos e aos amigos Carlos Battistella, Geraldo Modena Aleixo e Teresa Giotto Aleixo, todos “in memoriam”, os quais certamente ficariam muito felizes e orgulhosos com o êxito deste trabalho.

À minha família, à minha futura esposa Neide Cristina Cheneviz Kühl e ao meu amigo Geraldo Modena Aleixo Filho, todos sempre presentes em todos os momentos de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pois permitiu-me concluir esta pesquisa, dando-me saúde e orientando-me sobre como superar cada obstáculo.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini, pela confiança em mim depositada, pela paciência, atenção, dedicação e pelos ensinamentos técnicos e lições de vida.

Ao Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes, co-autor da pesquisa que serviu de base para este trabalho, pela atenção e orientação.

Ao Prof. Dr. Roberto Feijó de Figueiredo, Diretor da FEC-UNICAMP, pelo incentivo.

Agradeço aos Professores Dr. Armando Lopes Moreno Júnior, Dr. Dirceu Brasil Vieira, Dr. Luiz Roberto Cavicchia, Dr. Mauro Augusto Demarzo, Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior e Dr. Vitor Antonio Ducatti, todos da FEC-UNICAMP, Dra. Irenilza de Alencar Nääs da FEAGRI-UNICAMP, Dr. José Samuel Giongo da EESC-USP e Ângela Maria Aparecida Albino, Joaquim Augusto Pereira Lazari, José Ulysses de Miranda e Maria Auciliadoura Marinho do CESET-UNICAMP.

A todos os professores e funcionários da pós-graduação.

Aos amigos da pós-graduação, em especial ao Eng.º Wilber Villegas Susaya.

Ao Sr. Airton Luis Lourenço por todos os serviços prestados no decorrer do mestrado.

Aos amigos técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção que tiveram participação fundamental na pesquisa, realizando os ensaios dos pilares: Tecnólogo Ademir de Almeida, Tecnólogo Antonio Carlos Reginaldo, Técnico Claudinei Gomes da Silva,

Técnico José Reinaldo Marçal, Eng.º Luciano Passos, Eng.º Marcelo Francisco Ramos, Técnico Rodolfo Bonamigo.

Ao Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena, Coordenador da Coordenadoria de Projetos da FEC e aos companheiros de trabalho, em especial aos amigos: Tecnólogo Carlos Alexandre Bacci, Arq.º Evandro Ziggiatti Monteiro e Tecnólogo Sérgio Adriano Bizello.

Aos amigos Alessandra Simões da Silva, Clélia Ragonha, Lenita Macedo Soares Busch, Miguel Francisco e Sérgio Roberto Spadotin pelo apoio e incentivo.

A pesquisa contou com o apoio do acervo bibliográfico da BAE – Biblioteca das Áreas de Engenharia da UNICAMP e com as instalações, equipamentos e pessoal técnico do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas.

Às empresas Holdercim Brasil S.A. (Cimento CIMINAS), à Camargo Correa Cimentos (Divisão SILMIX) e à REAX Indústria e Comércio Ltda. pelo fornecimento de materiais.

Agradeço a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para este trabalho.

SUMÁRIO

	página
Lista de Tabelas.....	xiii
Lista de Figuras.....	xv
Lista de Símbolos e Abreviaturas.....	xxi
RESUMO.....	xxiii
INTRODUÇÃO.....	1
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2 ESTUDO DA ARMADURA TRANSVERSAL EM PILARES USUAIS DE CONCRETO – REAVALIAÇÃO DO ESTUDO REALIZADO POR [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B]⁸.....	7
2.1 Descrição dos Modelos P1, P2, P3 e P4.....	7
2.1.1 Classificação dos Modelos devido ao Índice de Esbeltez.....	12
2.2 Materiais e suas Propriedades.....	13
2.2.1 Cimento.....	13
2.2.2 Agregado Miúdo.....	13
2.2.3 Agregado Graúdo.....	14
2.2.4 Aço.....	18
2.2.5 Concreto.....	21
2.3 Instrumentação.....	25
3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA PRIMEIRA ETAPA.....	29
4 PILARES USUAIS ARMADOS EM TODA EXTENSÃO.....	59
4.1 Descrição dos Modelos P5, P6, P7 e P8.....	59
4.2 Materiais e suas propriedades.....	64
4.2.1 Aço.....	64

4.2.2	Concreto.....	66
4.3	Instrumentação	68
5	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA SEGUNDA ETAPA.....	71
6	PILARES DE ALTA RESISTÊNCIA ARMADOS EM TODA EXTENSÃO .	97
6.1	Descrição dos Modelos P9, P10, P11 e P12	97
6.2	Materiais e suas propriedades	101
6.2.1	Cimento.....	101
6.2.2	Sílica Ativa	101
6.2.3	Agregado Miúdo	101
6.2.4	Agregado Graúdo.....	102
6.2.5	Aditivo	102
6.2.6	Aço.....	105
6.2.7	Concreto	105
6.3	Instrumentação	108
7	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA TERCEIRA ETAPA	111
8	ANÁLISE DOS RESULTADOS	141
9	CONCLUSÃO.....	145
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	147
11	ABSTRACT.....	149

LISTA DE TABELAS

	Página
2.1 Composição granulométrica do agregado miúdo utilizado na primeira etapa da pesquisa.....	14
2.2 Composição granulométrica do agregado graúdo utilizado na primeira etapa da pesquisa.....	16
2.3 Resistência do concreto utilizado na confecção de P1 a P4 aos 7 e 14 dias de idade	23
4.1 Resistência do concreto utilizado na confecção de P5 a P8 aos 19 dias de idade	67
6.1 Composição granulométrica do agregado graúdo utilizado na terceira etapa da pesquisa.....	103
6.2 Resistência do concreto utilizado na confecção de P9 a P12 aos 28 dias de idade ...	107
8.1 Deformações Máximas obtidas nos Pilares P1 a P12	144

LISTA DE FIGURAS

	Página
1.1 Proteção contra flambagem das barras longitudinais exigidas pela Norma [NBR 6118] ¹	5
2.1 Características geométricas e arranjo das armaduras nos modelos P1, P2, P3 e P4..	9
2.2 Detalhes das armaduras dos modelos P1, P2, P3 e P4.....	10
2.3 Detalhe de armadura suplementar (gancho) em forma de “C” utilizada na pesquisa	11
2.4 Curva correspondente à composição granulométrica do agregado miúdo utilizado na concretagem dos modelos P1, P2, P3 e P4 e dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto CP-01 a CP-12	15
2.5 Curva correspondente à composição granulométrica do agregado graúdo utilizado na concretagem dos modelos P1, P2, P3 e P4 e dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto CP-01 a CP-12	17
2.6 Diagrama Tensão-Deformação adotado para o aço $\phi 5.0\text{mm}$ obtido através da média dos dois corpos-de-prova ensaiados.....	19
2.7 Diagrama Tensão-Deformação adotado para o aço $\phi 8.0\text{mm}$ obtido através da média dos dois corpos-de-prova ensaiados.....	20
2.8 Detalhe da concretagem simultânea dos modelos P1 a P4, já na mesa vibratória.....	24
2.9 Posição dos extensômetros nas armaduras dos modelos P1, P2, P3 e P4	26
2.10 Detalhe de uma armadura isolada, na fôrma de madeira, preparada para concretagem	27
3.1 Deformações totais ocorridas quando da aplicação das cargas nos modelos P1 a P4	32
3.2 Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P1	33
3.3 Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P2	34

3.4	Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P3	35
3.5	Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P4	36
3.6	Deformações no estribo central – Modelo P1	37
3.7	Deformações no estribo central – Modelo P2	37
3.8	Deformações no estribo central – Modelo P3	38
3.9	Deformações no estribo central – Modelo P4	38
3.10	Deformações no estribo suplementar – Modelo P3	39
3.11	Deformações no estribo suplementar – Modelo P4	39
3.12	Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P1	41
3.13	Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P2	42
3.14	Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P3	43
3.15	Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P4	44
3.16	Tensões no estribo central – Modelo P1	45
3.17	Tensões no estribo central – Modelo P2	45
3.18	Tensões no estribo central – Modelo P3	46
3.19	Tensões no estribo central – Modelo P4	46
3.20	Tensões no estribo suplementar – Modelo P3	47
3.21	Tensões no estribo suplementar – Modelo P4	47
3.22	Detalhe dos defletômetros utilizados para medir os deslocamentos totais	48
3.23	Detalhe do modelo P1 no momento do ensaio à compressão	49
3.24	Detalhe da ruptura do modelo P1 – Lateral esquerda	50
3.25	Detalhe da ruptura do modelo P1 – Costas	51
3.26	Detalhe da ruptura do modelo P2 – Frente	52
3.27	Detalhe da ruptura do modelo P2 – Costas	53
3.28	Detalhe da ruptura do modelo P3 – Frente	54
3.29	Detalhe da ruptura do modelo P3 – Costas	55
3.30	Detalhe da ruptura do modelo P4 – Frente	56
3.31	Detalhe da ruptura do modelo P4 – Costas	57
4.1	Características geométricas e arranjo das armaduras nos modelos P5, P6, P7 e P8..	61
4.2	Detalhes das armaduras dos modelos P5 e P6	62
4.3	Detalhes das armaduras dos modelos P7 e P8	63

4.4	Diagrama Tensão-Deformação adotado para o aço $\phi 8.0\text{mm}$ obtido através da média dos dois corpos-de-prova ensaiados.....	65
4.5	Posição dos extensômetros nas barras	69
5.1	Deformações totais ocorridas quando da aplicação das cargas nos modelos P5 a P8	73
5.2	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P5	74
5.3	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P6	74
5.4	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P7	75
5.5	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P8	75
5.6	Deformações nos estribos – Modelo P5	76
5.7	Deformações nos estribos – Modelo P6	76
5.8	Deformações nos estribos – Modelo P7	77
5.9	Deformações nos estribos – Modelo P8	77
5.10	Deformações nos estribos suplementares – Modelo P7.....	78
5.11	Deformações nos estribos suplementares – Modelo P8.....	78
5.12	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P5	80
5.13	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P6	80
5.14	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P7	81
5.15	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P8	81
5.16	Tensões nos estribos – Modelo P5.....	82
5.17	Tensões nos estribos – Modelo P6.....	82
5.18	Tensões nos estribos – Modelo P7.....	83
5.19	Tensões nos estribos – Modelo P8.....	83
5.20	Tensões no estribo suplementar – Modelo P7	84
5.21	Tensões no estribo suplementar – Modelo P8	84
5.22	Detalhe da ruptura do modelo P5 – Frente	85
5.23	Detalhe da ruptura do modelo P5 – Costas.....	86
5.24	Detalhe da ruptura do modelo P6 – Frente	87
5.25	Detalhe da ruptura do modelo P6 – Costas.....	88
5.26	Detalhe da ruptura do modelo P7 – Frente	89
5.27	Detalhe da ruptura do modelo P7 – Costas.....	90

5.28	Detalhe da ruptura do modelo P8 – Frente	91
5.29	Detalhe da ruptura do modelo P8 – Costas.....	92
5.30	Detalhe da ruptura dos modelos P5 e P6	93
5.31	Detalhe da ruptura dos modelos P7 e P8	94
5.32	Detalhe da ruptura dos modelos P5 a P8	95
6.1	Características geométricas e arranjo das armaduras nos modelos P9 a P12	99
6.2	Detalhes das armaduras dos modelos P9 e P10	100
6.3	Detalhes das armaduras dos modelos P11 e P12	100
6.4	Curva correspondente à composição granulométrica do agregado graúdo utilizado na concretagem dos modelos P9 a P12 e dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto CP-21 a CP-28	104
6.5	Posição dos extensômetros nas barras	109
7.1	Detalhe do pórtico de reação com capacidade para 5000kN	113
7.2	Deformações totais ocorridas quando da aplicação das cargas nos modelos P9 a P12	114
7.3	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P9	115
7.4	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P10	115
7.5	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P11	116
7.6	Deformações na barra longitudinal central – Modelo P12	116
7.7	Deformações nos estribos – Modelo P9	117
7.8	Deformações nos estribos – Modelo P10	118
7.9	Deformações nos estribos – Modelo P11	119
7.10	Deformações nos estribos – Modelo P12	120
7.11	Deformações nos estribos suplementares– Modelo P11.....	121
7.12	Deformações nos estribos suplementares– Modelo P12.....	121
7.13	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P9	123
7.14	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P10	123
7.15	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P11	124
7.16	Tensões na barra longitudinal central – Modelo P12	124
7.17	Tensões nos estribos – Modelo P9.....	125
7.18	Tensões nos estribos – Modelo P10.....	126

7.19	Tensões nos estribos – Modelo P11.....	127
7.20	Tensões nos estribos – Modelo P12.....	128
7.21	Tensões no estribo suplementar – Modelo P11	129
7.22	Tensões no estribo suplementar – Modelo P12	129
7.23	Detalhe da ruptura do modelo P9 – Frente	130
7.24	Detalhe da ruptura do modelo P9 – Lateral Esquerda	131
7.25	Detalhe da ruptura do modelo P10 – Frente	132
7.26	Detalhe da ruptura do modelo P10 – Costas.....	133
7.27	Detalhe da ruptura do modelo P11 – Frente	134
7.28	Detalhe da ruptura do modelo P11 – Lateral Esquerda	134
7.29	Detalhe do momento em que o modelo P12 rompeu bruscamente.....	135
7.30	Detalhe da ruptura do modelo P12 – Frente	136
7.31	Detalhe da ruptura do modelo P12 – Costas.....	137
7.32	Detalhe da ruptura dos modelos P9 e P10	138
7.33	Detalhe da ruptura dos modelos P11 e P12	139
7.34	Detalhe da ruptura dos modelos P9 a P12	140

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

β	Coeficiente em função dos vínculos extremos da barra (haste)
ϕ_l	Diâmetro da armadura longitudinal
ϕ_t	Diâmetro da seção circular de área igual à da seção da barra do estribo
λ	Índice de esbeltez
‰	Pormil
A	Dados da pesquisa de [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G. B.] ⁸
A_c	Área da seção transversal geométrica do pilar
A_s	Área da seção transversal da armadura
B	Dados dos ensaios desta pesquisa
CP	Corpos-de-prova cilíndricos de aço ou de concreto
daN	DinaNewton
$D_{máx}$	Diâmetro máximo dos agregados utilizados na preparação do concreto
E	Identificador de extensômetro fixado em estribo poligonal
E_c	Módulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	Módulo de deformação longitudinal do aço
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias (efetiva)
f_u	Resistência última de ruptura do concreto à compressão
f_y	Resistência de escoamento do aço à tração
f_{yk}	Resistência característica do aço à tração (valor característico de f_y)
G	Identificador de extensômetro fixado em gancho
GPa	GigaPascal
h	Altura do pilar
i	Raio de giração

I	Momento de inércia
J	Identificador de dados das etapas da pesquisa
kN	QuiloNewton
l	Comprimento do pilar
l_e	Comprimento de flambagem
L	Identificador de extensômetro fixado na barra longitudinal
MPa	MegaPascal
M_f	Módulo de finura dos agregados utilizados na preparação do concreto
n	Indicador da posição de fixação do extensômetro na armadura
N	Força normal
P	Identificador dos pilares da pesquisa
R	Indicador de posicionamento dos defletômetros nos pilares
T	Indicador do tipo de armadura instrumentada

RESUMO

PEREIRA, CARLOS EDUARDO – Pilares de Concreto: Análise do Comportamento do Estribo Suplementar – Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2001, 174 páginas – Dissertação de Mestrado.

A Norma Brasileira [NBR 6118]¹: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, ao tratar de pilares usuais de concreto que serão abrangidos nesta pesquisa, no que se refere à proteção contra flambagem das barras longitudinais prescreve que: *“os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em suas quinas e as por eles abrangidas e situadas no máximo à distância de 20ϕ , da quina, se nesse trecho de comprimento 20ϕ , não houver mais de duas barras, não contando a da quina; no entanto, quando houver mais de duas barras nesse trecho ou fora dele, deverá haver estribos suplementares, com diâmetro e espaçamento idênticos aos dos estribos poligonais”* (item 6.3.4.3).

Observado o que prescreve a Norma, e considerando que esta pesquisa enfoca os casos de pilares que possuem apenas uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo, surgiu o interesse de se estudar a real necessidade deste estribo suplementar.

Foram comparados os resultados obtidos na primeira etapa da pesquisa, com os resultados do trabalho realizado em 1987, na Faculdade de Engenharia de Limeira da Unicamp por [AGOSTINI, L. R. S. e FERNANDES, G. B.]⁸, trabalho este intitulado “Contribuição ao Estudo de Armaduras Transversais de Pilares Usuais”, uma vez que foram utilizados pilares com as mesmas características e os ensaios observaram os mesmos procedimentos executados pelos autores em seu trabalho.

Nas etapas seguintes foram ensaiados modelos de pilares contendo ou não estribos suplementares, variando-se os espaçamentos dos estribos poligonais e o traço do concreto para, análise da real colaboração dessa armadura suplementar na proteção contra a flambagem das barras longitudinais.

Palavras Chave: 1. Concreto armado. 2. Flambagem (Mecânica). 3. Colunas de concreto. 4. Engenharia de estruturas.

INTRODUÇÃO

O objetivo deste trabalho é apresentar uma contribuição ao estudo das armaduras transversais em pilares usuais de concreto. Considerando-se que esta pesquisa enfoca os casos de pilares que possuem apenas uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo, surgiu o interesse de se estudar a real necessidade do estribo suplementar exigido pela Norma [NBR 6118]¹.

Este trabalho dá continuidade a um estudo realizado por [AGOSTINI, L. R. S. e FERNANDES, G. B.]⁸, na Faculdade de Engenharia de Limeira da Unicamp, onde, numa primeira etapa, foram comparados os resultados dos ensaios de quatro pilares (P1 a P4) com os resultados obtidos pelos autores citados, utilizando-se pilares com as mesmas características geométricas, com a mesma taxa de armadura e observando-se os mesmos materiais e procedimentos executados pelos autores em seu trabalho.

Numa segunda etapa deste trabalho, variando-se os espaçamentos dos estribos poligonais, de tal forma que obedecessem às indicações da Norma, porém mantendo-se constantes as seções dos pilares, materiais utilizados na preparação do concreto e taxa de armadura longitudinal, foram ensaiados quatro pilares, dois sem o estribo suplementar (P5 e P6) e dois com o estribo suplementar (P7 e P8), com o objetivo de comparar os resultados.

Numa terceira e última etapa deste trabalho, foram ensaiados quatro pilares (P9 a P12) mantendo-se constantes os espaçamentos dos estribos poligonais, a seção dos pilares e a taxa de armadura, com referência aos adotados na segunda etapa. Foi alterado o traço do concreto para que fossem obtidos pilares de alta resistência, com o objetivo de verificar se o aumento da resistência característica do concreto à compressão, exigiria que o estribo suplementar atuasse

como o previsto pela Norma [NBR 6118]¹. Os resultados obtidos foram comparados aos resultados obtidos nas etapas anteriores da pesquisa.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Pilares usuais, que serão abordados nesta pesquisa, são peças comprimidas, não cintadas, onde, além das barras verticais situadas em suas quinas, existem também barras longitudinais situadas ao longo de suas faces.

A Norma Brasileira [NBR 6118]¹: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, no que diz respeito a pilares usuais de concreto que serão abrangidos nesta pesquisa, prescreve que: *“Junto ao contorno das peças comprimidas, não cintadas, deve haver, em qualquer seção transversal, barras longitudinais espaçadas no máximo de 40cm”* e impõe ainda que *“em toda a extensão da peça devem ser colocados estribos de aço igual ao da armadura longitudinal cujo espaçamento não deve ser maior que os seguintes valores:*

a) 30cm;

b) menor dimensão externa da seção da peça;

c) $21\phi_l$ e $340\phi_t^2/\phi_l$ para os aços CA-25 e CA-32;

d) $12\phi_l$ e $190\phi_t^2/\phi_l$ para os aços CA-40, CA-50 e CA-60, sendo ϕ_t e ϕ_l respectivamente o diâmetro da seção circular de área igual à da seção da barra do estribo e o diâmetro das barras longitudinais” (item 6.3.2.4). Ainda especifica que *“os limites c e d são válidos quando os estribos têm f_{yk} não inferior ao da armadura longitudinal; em caso contrário eles serão reduzidos na proporção dos valores de f_{yk} ”*.

Somando-se a essas condições, existe, também a necessidade de proteção contra flambagem das barras longitudinais situadas fora dos cantos. Segundo a mesma Norma. *“os estribos poligonais garantem contra a flambagem as barras longitudinais situadas em suas quinas e as por eles abrangidas e situadas no máximo à distância de $20\phi_l$ da quina, se nesse*

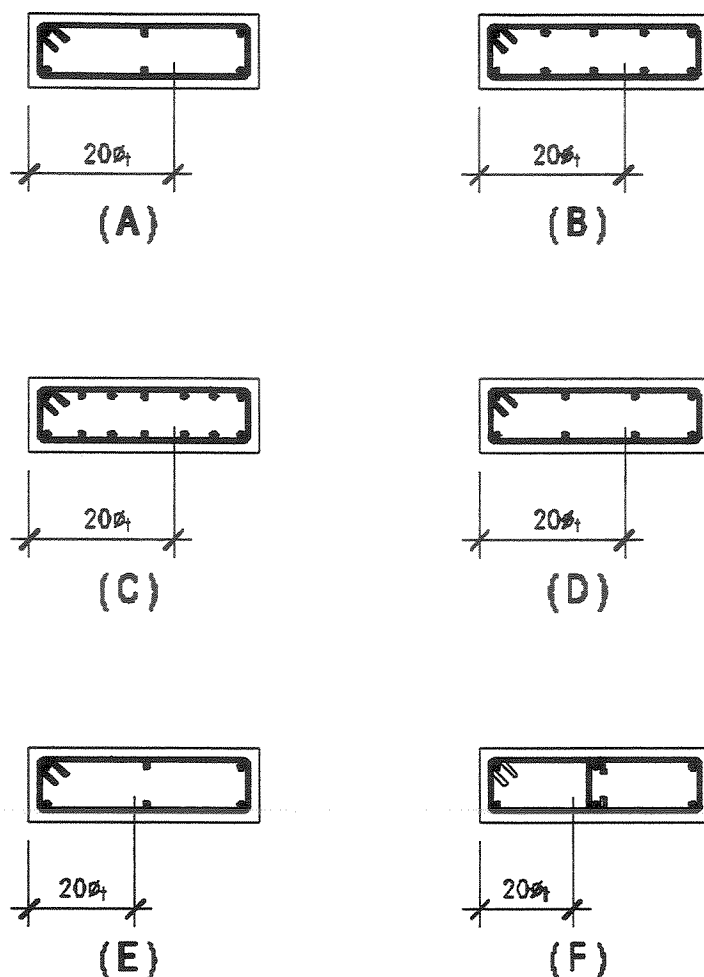
trecho de comprimento $20\phi_t$ não houver mais de duas barras, não contando a da quina, no entanto, quando houver mais de duas barras nesse trecho ou fora dele, deverá haver estribos suplementares, com diâmetro e espaçamento idênticos aos dos estribos poligonais” (item 6.3.4.3), conforme poderá ser observado na figura 5.1.

A Norma prevê ainda que: “Se o estribo suplementar for constituído por uma barra reta, terminada em ganchos, deverá ele atravessar a seção da peça e o seu gancho envolverá a barra longitudinal. Se houver mais de uma barra longitudinal a serem protegidas junto à mesma extremidade do estribo, o gancho deste envolverá um estribo principal em ponto junto a uma das barras, o que deverá ser indicado no projeto de modo bem destacado; ele garantirá contra a flambagem essa barra e mais duas para cada lado, não distantes dela mais de $20\phi_t$ (ϕ_t do estribo principal)”.

Observado o que prescreve a Norma, e considerando que esta pesquisa enfoca os casos de pilares que possuem apenas uma barra longitudinal a ser protegida junto à mesma extremidade do estribo, surgiu o interesse de se estudar a real necessidade desse estribo suplementar.

A figura 1.1 a seguir demonstra alguns exemplos de proteção contra flambagem de barras longitudinais.

Em decorrência das dimensões dos modelos, neste trabalho, para a realização do estudo comparativo para avaliar a necessidade ou não do estribo suplementar adotou-se a técnica de armar prevista na figura 1.1 (E) e (F).



- (A) – Todas as barras longitudinais protegidas contra a flambagem
- (B) – Todas as barras longitudinais protegidas contra a flambagem
- (C) – As duas barras centrais não estão protegidas contra a flambagem, pois no trecho de $20\phi_t$ temos mais de duas barras sem contar a da quina
- (D) – Todas as barras longitudinais protegidas contra a flambagem
- (E) – As duas barras centrais não estão protegidas contra a flambagem pelos estribos poligonais, pois os mesmos estão situados a uma distância maior que $20\phi_t$ da quina do estribo
- (F) – Todas as barras longitudinais protegidas contra a flambagem

Figura 1.1– Proteção contra flambagem das barras longitudinais exigidas pela [NBR 6118]¹

Fonte: [MORENO JR. A. L.]¹⁷

2 ESTUDO DA ARMADURA TRANSVERSAL EM PILARES USUAIS DE CONCRETO – REAVALIAÇÃO DO ESTUDO REALIZADO POR [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B.]⁸

Para o início deste estudo, foi analisado experimentalmente o comportamento do estribo suplementar em pilares usuais solicitados à compressão. Então foram preparados 4 modelos de pilares, sendo que dois não possuíam os estribos suplementares, conforme prescreve a Norma [NBR 6118]¹, e outros dois obedecendo a Norma, os quais foram ensaiados no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil de Campinas – Unicamp.

Propositadamente, o espaçamento dos estribos situados na região central dos pilares foi exagerado, para análise do comportamento e influência do estribo suplementar na armadura longitudinal contra a flambagem.

2.1 Descrição dos Modelos P1, P2, P3 e P4

Com ressalva apenas para a altura do modelo (72cm), julga-se que, com tal seção (8cm x 25cm) e tal armadura ($\phi=8\text{mm}$ e taxa de armadura=1,53%), o modelo proposto possa, com pequena redução de escala, representar um pilar em escala natural, respeitando ainda o que prevê a [NBR 6118]¹, no que diz respeito a dimensão mínima (20cm ou 1/25 da altura livre).

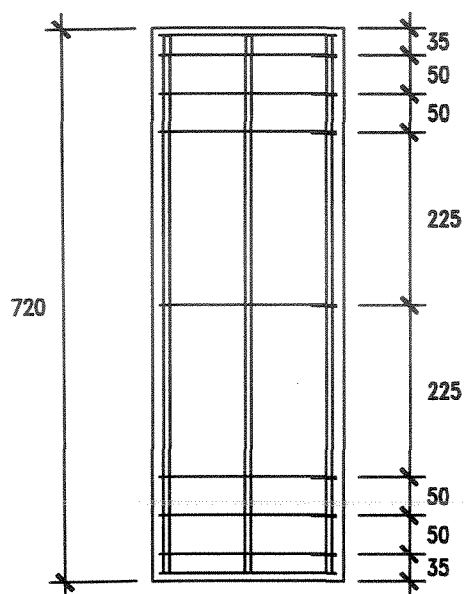
Os pilares constituíram-se de elementos de seção retangular com 8cm de largura, 25cm de comprimento e altura de 72cm. A armadura longitudinal foi composta por 6 barras de

diâmetro $\phi=8\text{mm}$ protegidas por estribos transversais de diâmetro $\phi=5\text{mm}$, como se apresenta nas figuras 2.1 e 2.2.

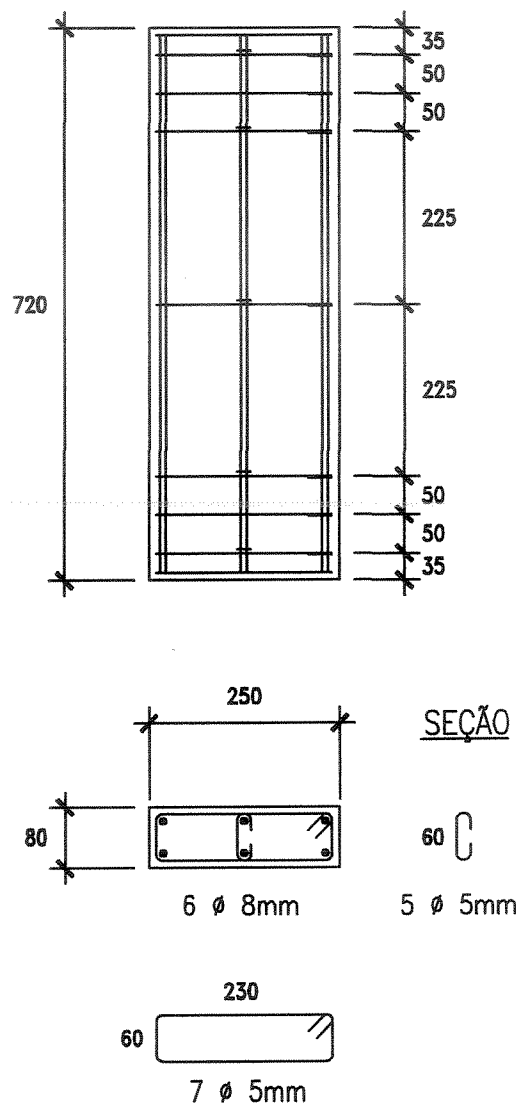
As barras longitudinais foram situadas nos cantos dos estribos e, entre estas, no meio de cada ramo maior dos estribos. Estribos foram colocados junto às extremidades superior e inferior do modelo (região de introdução de carga), com a finalidade de proteger esses locais de eventual ruptura prematura, pelo efeito de ponta das barras longitudinais, como nos pilares do trabalho de [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B.]⁸. Aventando a possibilidade de tal solução não ser suficiente, foram colocadas nas extremidades das barras longitudinais placas de aço de 5mm de espessura, que também objetivavam evitar a ruptura localizada pelo efeito de ponta das barras longitudinais. O estribo principal situou-se à meia altura das barras longitudinais e sua distância em relação aos seguintes mais próximos, em cada sentido, nos pilares P1, P2, P3 e P4 foi exagerada propositadamente para que, tanto o estribo como as barras longitudinais, fossem bastante solicitados frente ao risco de flambagem, conforme o também executado por [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B.]⁸.

Em face ao valor das cargas esperadas para que o estado limite último pudesse ser alcançado, aproximadamente 630kN, optou-se por ensaiar os pilares na máquina universal de ensaios, com capacidade de 1000kN, do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção. Por isso, frente às limitações de dimensões e de espaço livre vertical impostas pelo equipamento, justificam-se as dimensões adotadas para os pilares. Foram construídos dois modelos de pilares, P1 e P2, sem estribo suplementar, e outros dois pilares, P3 e P4, com estribo suplementar, que no nosso caso foram escolhidos ganchos em forma de “C”, com diâmetro $\phi=5\text{mm}$, como pode ser observado na figura 2.3, situado na altura do principal e preso às barras longitudinais colocadas fora dos cantos.

MODELOS P1 E P2



MODELOS P3 E P4



*medidas em mm

Figura 2.1 – Características geométricas e arranjos das armaduras nos modelos P1, P2, P3 e P4

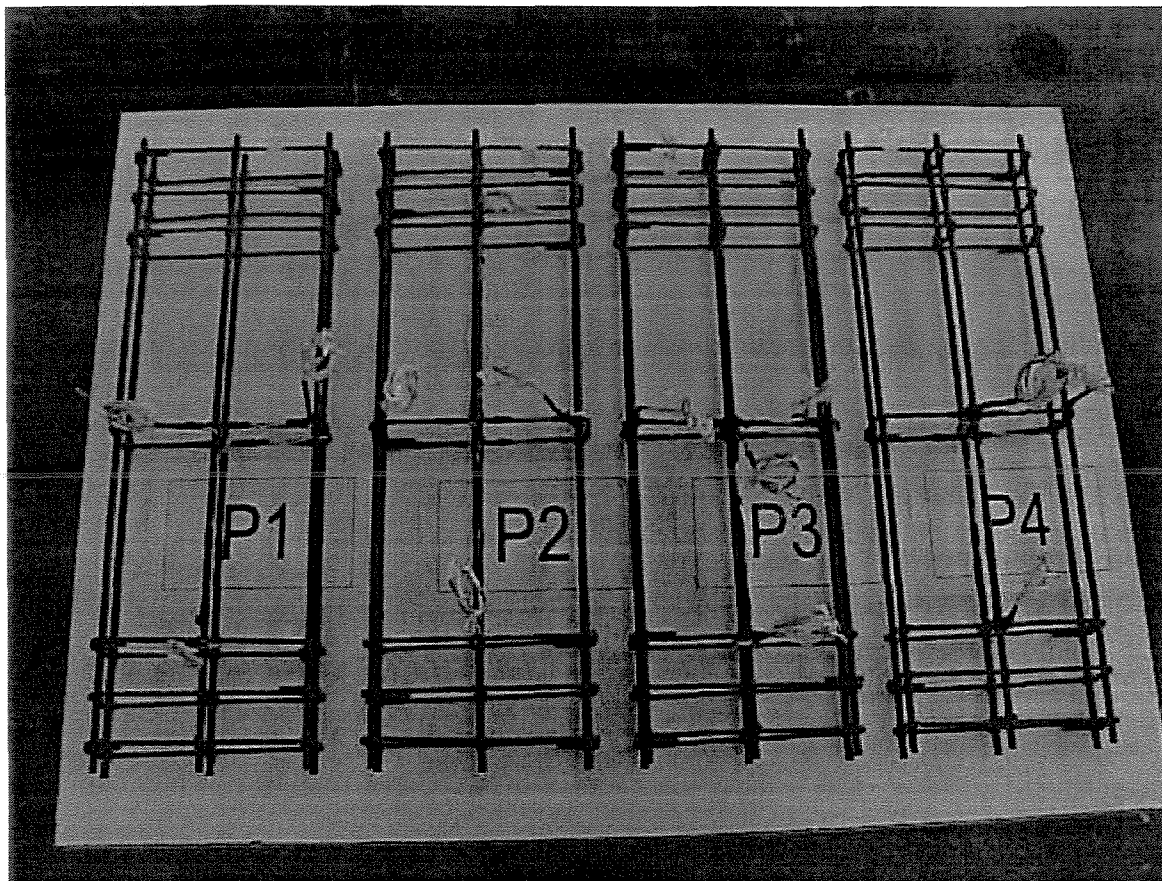


Figura 2.2 – Detalhe das armaduras dos modelos P1, P2, P3 e P4

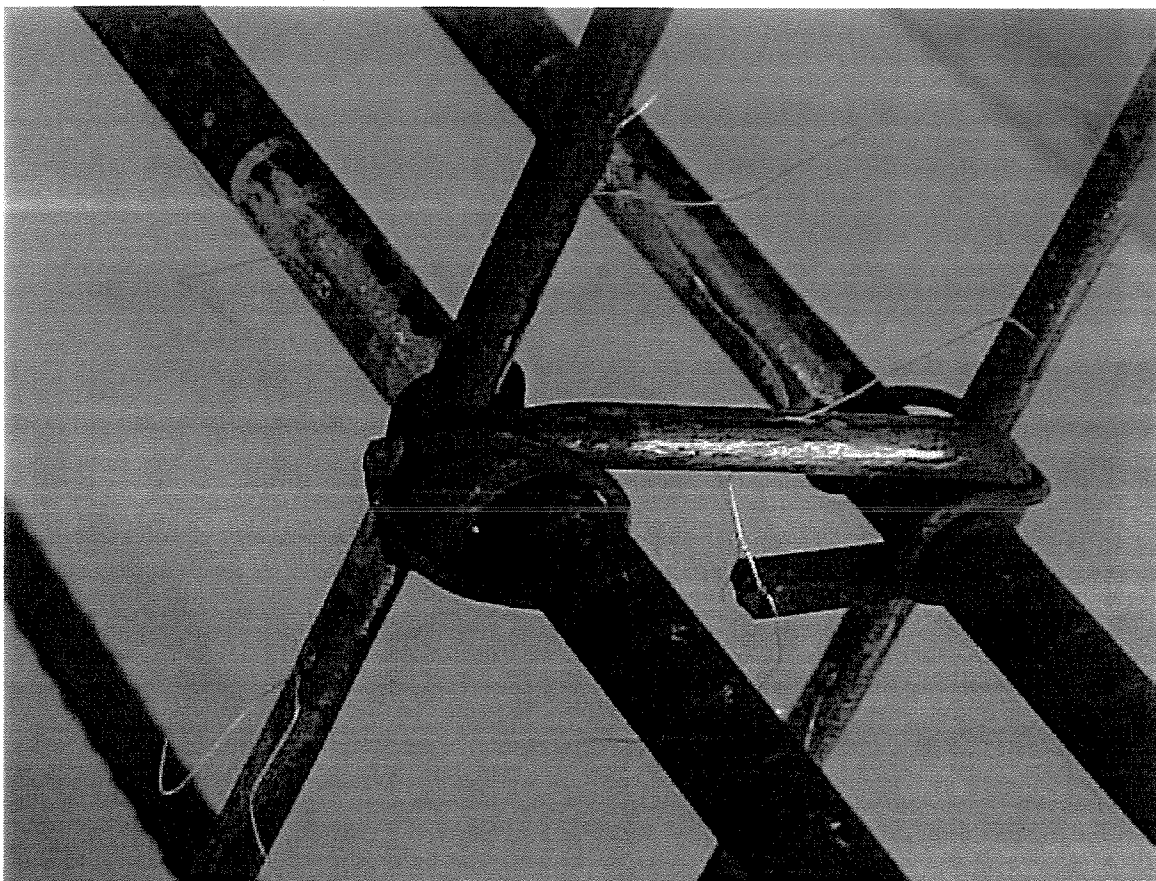
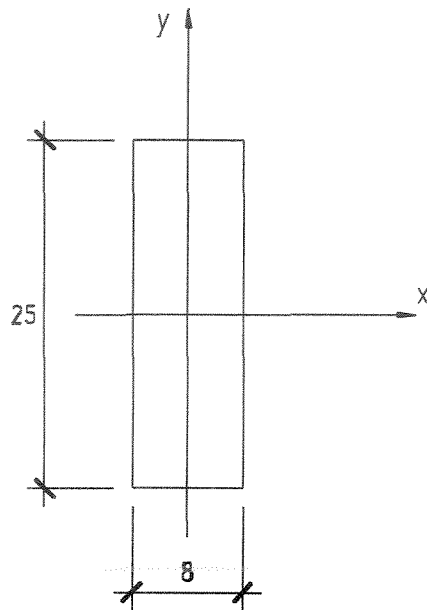


Figura 2.3 – Detalhe da armadura suplementar (gancho) em forma de “C” utilizada em P3 e P4

2.1.1 – Classificação dos Modelos em função do Índice de Esbeltez



Momento de Inércia:

$$I_y = bh^3/12$$

$$I_y = 25 * 8^3/12$$

$$I_y = 1066,67$$

Raio de Giração:

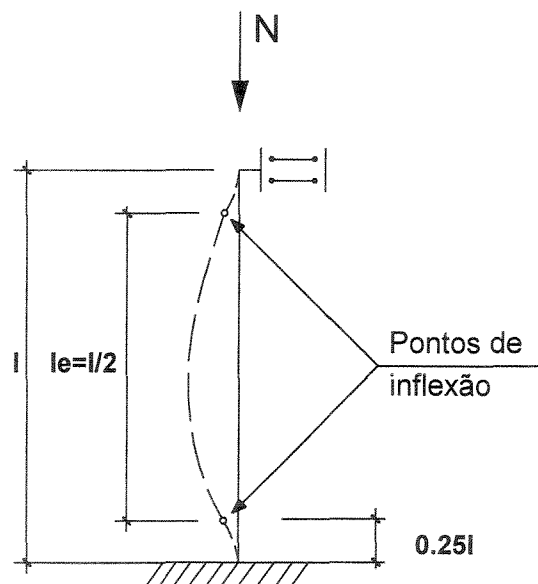
$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A_c}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1066,67}{8 * 25}}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1066,67}{200}}$$

$$i_y = 2,31$$

Considerando o tipo de vinculação extrema da barra:



Barra bi-engastada :

$$l_e = l/2$$

$$(\beta = 0,5)$$

Índice de Esbeltez

$$\lambda_y = l_e / i_y$$

$$l_e = \beta * l = 0.5 * 72$$

$$\lambda_y = 36 / 2,31$$

$$\lambda_y = 15,58$$

Considerando as dimensões dos pilares e o tipo de vinculação extrema da barra mostrado anteriormente, após efetuados os cálculos para a classificação dos pilares em função do índice de esbeltez, chegou-se a conclusão que os pilares desta pesquisa são considerados pilares curtos, uma vez que o valor do índice de esbeltez λ é menor que 40, não sendo necessário portanto considerar o efeito de segunda ordem, em função da insignificância do resultado numérico.

2.2 Materiais e suas Propriedades

Os materiais empregados na fabricação dos pilares apresentaram as propriedades descritas a seguir.

2.2.1 Cimento

O cimento empregado na confecção do concreto foi o cimento Portland comum tipo CP II – E32, da marca Barroso.

2.2.2 Agregado Miúdo

Utilizou-se areia média com diâmetro máximo $D_{\text{máx}}=2,4\text{mm}$ e módulo de finura $M_F=2,5$. A composição granulométrica e a curva correspondente são apresentadas na tabela 2.1 e na figura 2.4.

2.2.3 Agregado Graúdo

Empregou-se pedra britada com diâmetro máximo $D_{\text{máx}}=19\text{mm}$ com composição granulométrica e curva correspondente iguais às apresentadas na tabela 2.2 e na figura 2.5.

Material: Areia Média Zona 03 (27/setembro/1999)

Análise granulométrica de agregados [NBR 7211]² e [NBR 7217]³

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
*6,3	0	0	0
4,8	2.6	0	0
2,4	29.3	3	3
1,2	113.7	13	16
0,6	247.7	28	44
0,3	280.5	31	75
0,15	171.7	19	94
Fundo	56.4	6	---
Totais	901.9	100	232

Dimensão máxima característica: 2,4mm.

Módulo de finura: 2,32mm.

Tabela 2.1 – Composição granulométrica do agregado miúdo

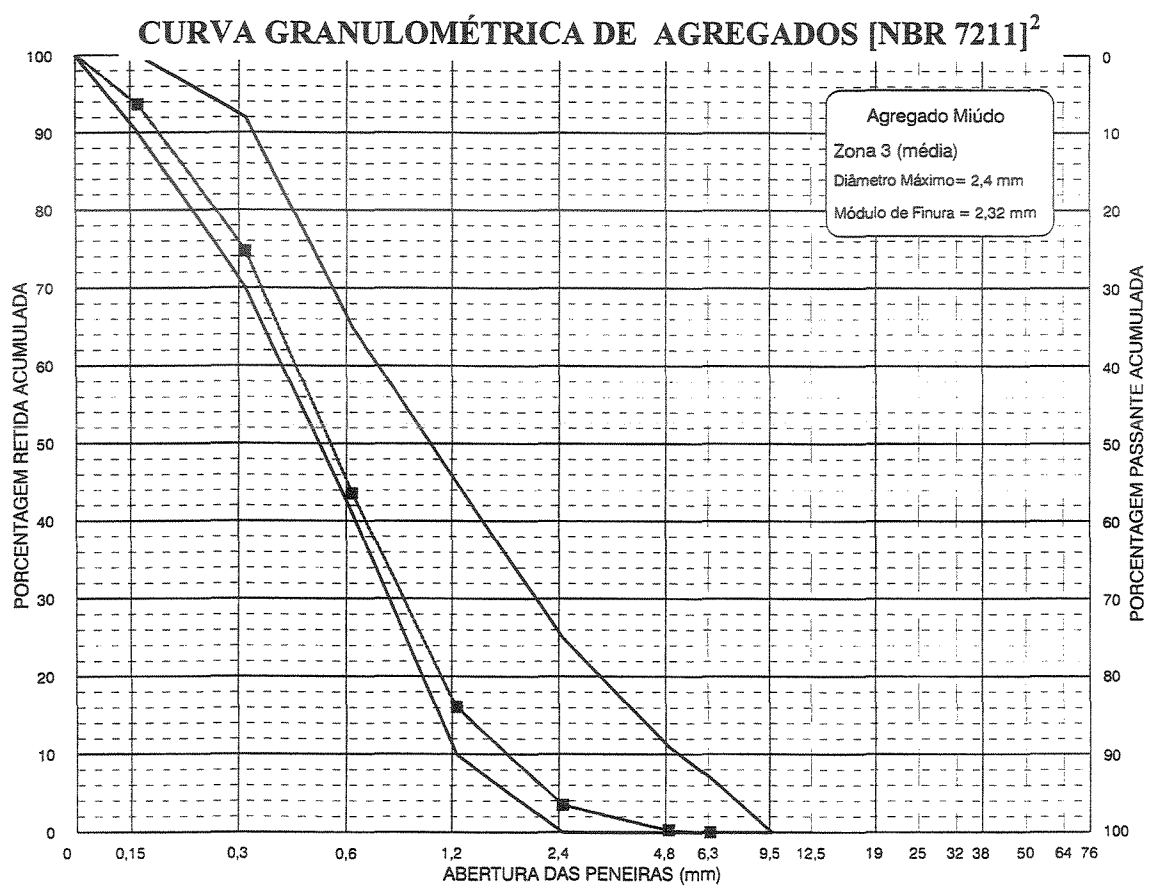


Figura 2.4 – Curva correspondente ao agregado miúdo

Material: Brita 01 (27/Setembro/1999)

Análise granulométrica de agregados [NBR 7211]² e [NBR 7217]³

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
19	0	0	0
*12,5	3167.2	65	65
9,5	914.2	18	83
*6,3	695	14	97
4,8	46.1	1	98
2,4	0	0	98
1,2	0	0	98
0,6	0	0	98
0,3	0	0	98
0,15	0	0	98
Fundo	132.8	2	---
Totais	4822.5	100	671

Dimensão máxima característica: 19,0 mm

Módulo de finura: 6,71 mm

Tabela 2.2 – Composição granulométrica do agregado graúdo

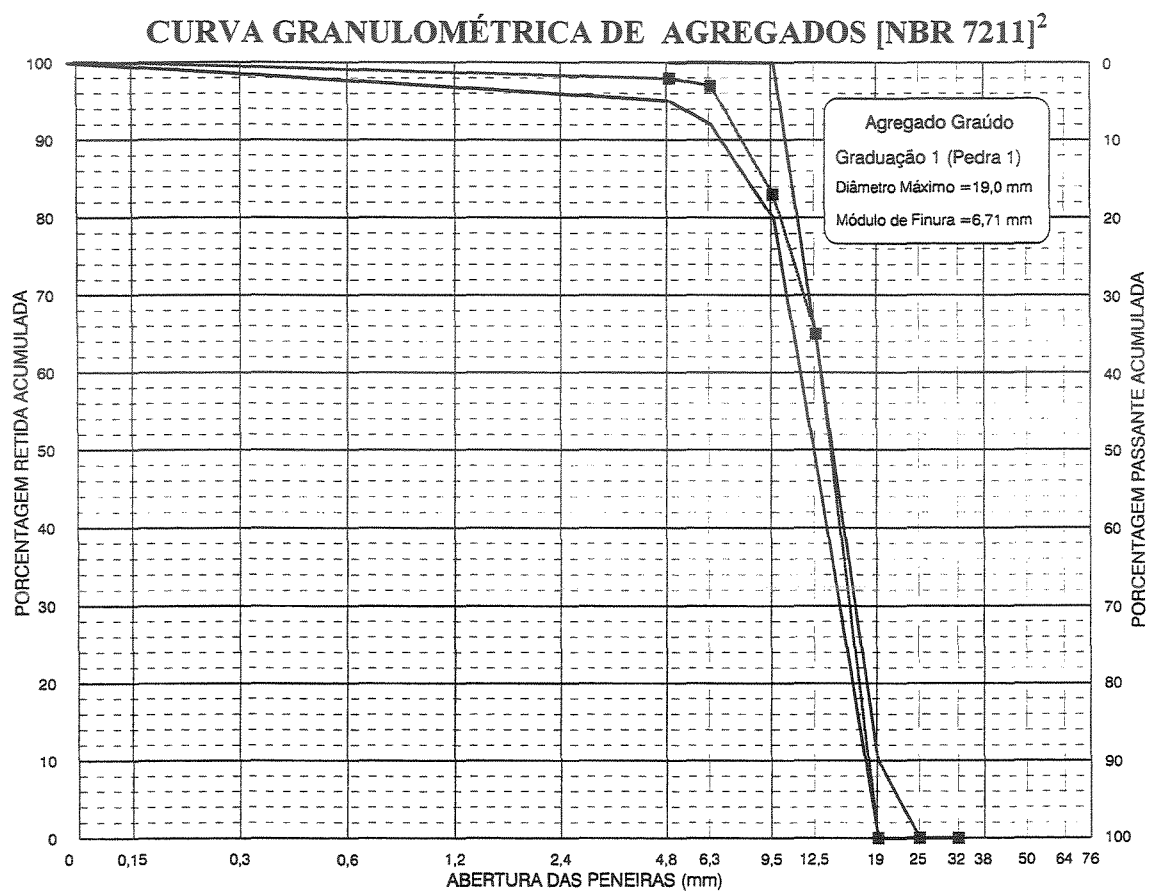


Figura 2.5 – Curva correspondente ao agregado graúdo

2.2.4 Aço

Barras de alta aderência, aço CA-50A, de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ e área de seção transversal $A_s=0,50\text{cm}^2$, foram utilizadas como armadura longitudinal nos quatro pilares. Barras lisas, aço CA-60B, de diâmetro $\phi=5\text{mm}$ e área de seção transversal $A_s=0,20\text{cm}^2$, foram empregadas como estribos.

Amostras das barras utilizadas foram separadas para ensaio de determinação das características mecânicas do material. Os diagramas tensão-deformação para os aços das duas armaduras foram obtidos através de ensaio de tração dos corpos-de-prova, sendo as deformações medidas por extensômetros mecânicos com base de 100mm e sensibilidade de 0,01mm.

As barras de diâmetro $\phi=5\text{mm}$ indicaram um crescimento progressivo de tensão com a deformação, não evidenciando escoamento definido. Foram ensaiados dois corpos-de-prova para obtenção dos diagramas tensão-deformação. A partir dos valores médios das tensões e deformações observadas nos dois corpos-de-prova resultou o diagrama da figura 2.6 adotado para este aço. O limite de escoamento é $f_y=708,6\text{MPa}$ e o módulo de elasticidade é $E_s=208400\text{MPa}$. Para o estabelecimento do limite de escoamento aplicou-se o critério convencional da [NBR 7480]⁴ para os aços deformados a frio. Para o módulo de elasticidade tomou-se a inclinação do trecho elástico linear do diagrama tensão-deformação.

As barras de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ mostraram a tensão variando progressivamente com a deformação, após o trecho elástico linear da curva tensão-deformação apresentaram patamar de escoamento. Foram ensaiados dois corpos-de-prova, obtendo-se os diagramas tensão-deformação. A curva da figura 2.7 indica o diagrama tensão-deformação adotado para este aço e obtido em função dos valores médios dos resultados dos ensaios dos dois corpos-de-prova. O limite de escoamento é $f_y=514,5\text{MPa}$ e o módulo de elasticidade é $E_s=205000\text{MPa}$.

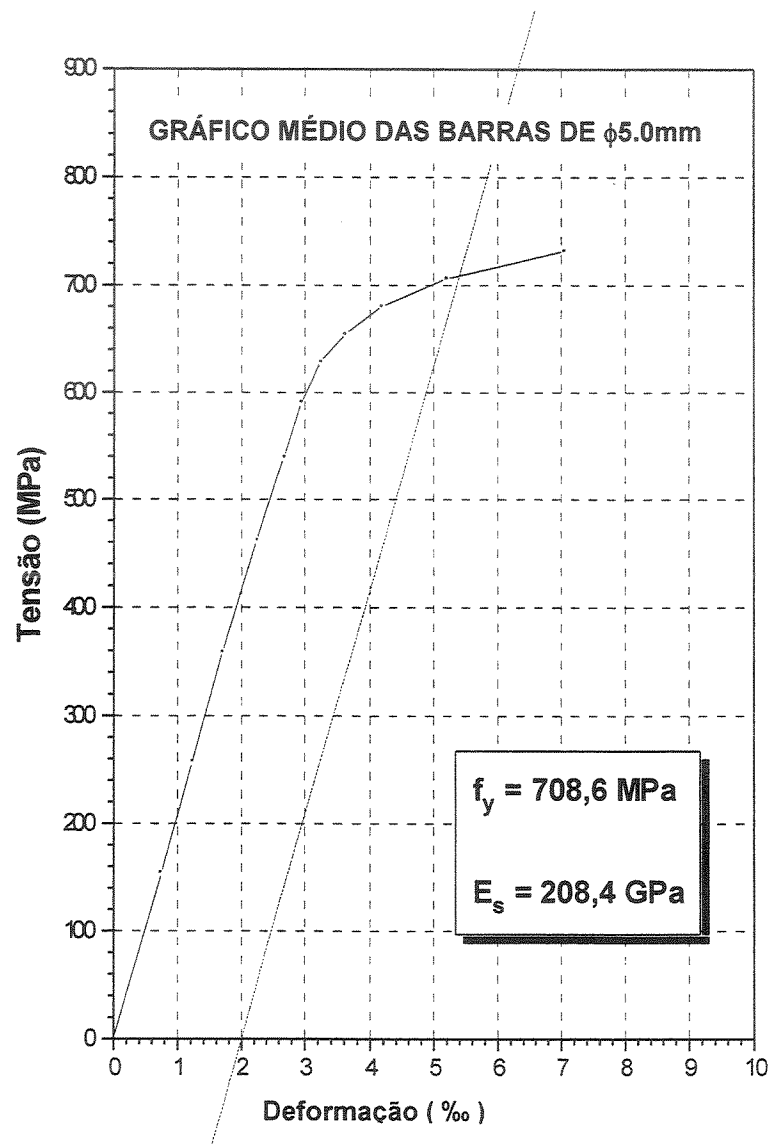


Figura 2.6 - Diagrama Tensão–Deformação Médio das barras de $\phi 5.0\text{mm}$
(medido por defletômetros de sensibilidade de $0,001\text{mm}$)

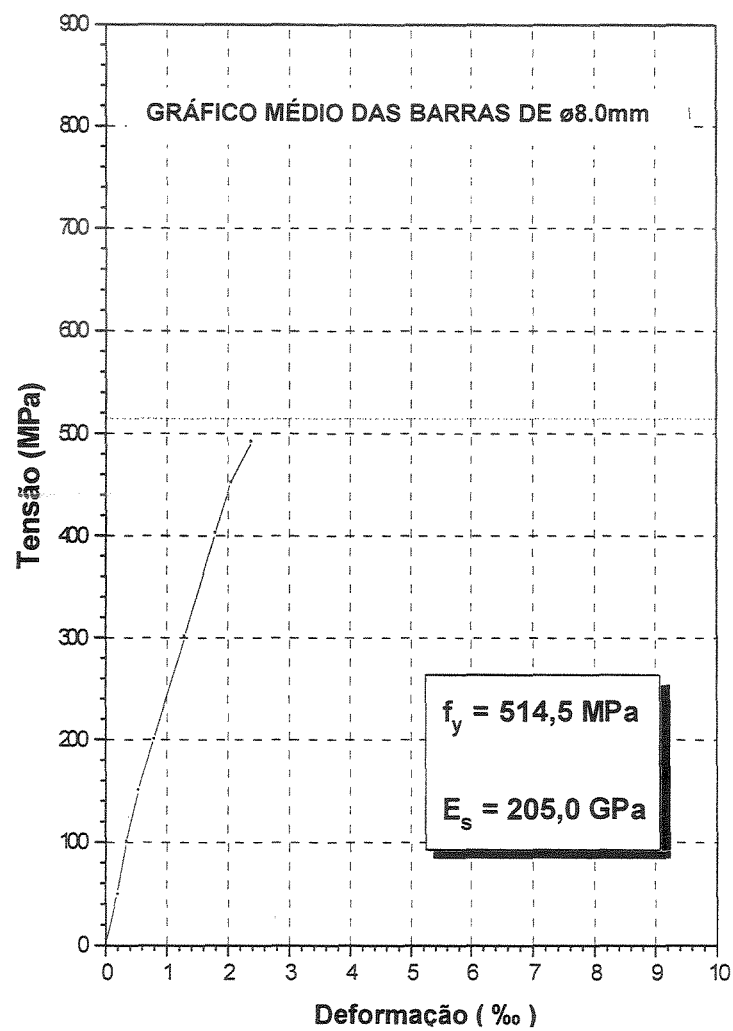


Figura 2.7 - Diagrama Tensão–Deformação Médio das barras de $\phi 8.0\text{mm}$
(medido por defletômetros de sensibilidade de 0,001mm)

2.2.5 Concreto

O concreto utilizado nos pilares foi dosado para se obter uma resistência média $f_{cm}=25\text{MPa}$ aos 28 dias. O traço do concreto foi 1:2:3 em peso, com fator água/cimento $x=0,53$. Outros dados: teor de cimento=16,7%, teor de areia=33,3%, teor de pedra=50%, teor de água=8,8%, referidos à mistura seca; consumo de cimento=365kg/m³ de concreto e abatimento de 7,0cm no tronco de cone determinado durante a concretagem. Peso específico médio =2438daN/m³.

A mistura se efetuou numa betoneira com eixo inclinado, com capacidade para 120l de concreto, em uma só etapa sendo concretados os pilares P1, P2, P3 e P4 e 12 (doze) corpos-de-prova cilíndricos numerados de CP-01 a CP-12. Programou-se que os pilares fossem concretados horizontalmente, para simplicidade de execução das fôrmas e facilidade de adensamento em mesa vibratória, como ocorreu. Os corpos-de-prova de concreto foram adensados também em mesa vibratória em seguida a cada modelo. A figura 2.8 demonstra a concretagem dos pilares P1 a P4.

Os pilares e os corpos-de-prova permaneceram nas fôrmas durante 5 dias cobertos com lona plástica, sendo desformados no fim do quinto dia e curados juntos, ao ar, no recinto do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção até a data do ensaio.

Os corpos-de-prova CP-01 a CP-04, para controle, foram ensaiados à compressão simples com 7 dias de idade apresentando uma resistência média à compressão $f_{cm}=25,15\text{MPa}$.

Na tabela 2.3 apresentam-se os resultados obtidos do ensaio à compressão dos corpos-de-prova de concreto com 7 e 14 dias de idade.

A figura 2.8 apresenta um detalhe da concretagem dos pilares P1 a P4 na mesa vibratória.

Os corpos-de-prova CP-05 a CP-07 foram ensaiados à compressão simples com 14 dias de idade, mesma data em que foram ensaiados os pilares P1, P2, P3 e P4, na máquina universal para 1000kN do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, apresentando uma resistência média à compressão $f_{cm} = 28,11\text{MPa}$. O valor da resistência média à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto foi corrigida com fator de 0.9 em decorrência das dimensões dos corpos-de-prova, conforme citação de [PINTO JR.]¹³, retirada do trabalho realizado por CARRASQUILLO et al. *“a relação entre as resistências obtidas nos cilindros de 100mm de diâmetro e 200mm de altura e aquelas obtidas nos cilindros padrão de 150mm de diâmetro e 300mm de altura é de 0.90”*.

CORPO-DE-PROVA N ^o	IDADE (DIAS)	MODELOS	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	
			CARGA (kN)	TENSÃO f_c (MPa)
CP-01	7	P1 a P4	224,00*	28,52 *
CP-02	7	P1 a P4	226,00*	28,78 *
CP-03	7	P1 a P4	216,00*	27,50 *
CP-04	7	P1 a P4	212,00*	26,99 *
CP-05	14	P1 a P4	244,00	31,07
CP-06	14	P1 a P4	250,00	31,83
CP-07	14	P1 a P4	242,00	30,81
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			220,80**	28,11 **

* Não considerado no cálculo da Média

** Reduzido em 10% devido às dimensões dos corpos-de-prova: 10cm de diâmetro por 20cm de altura

Tabela 2.3 – Resistência do Concreto para os Modelos P1 a P4

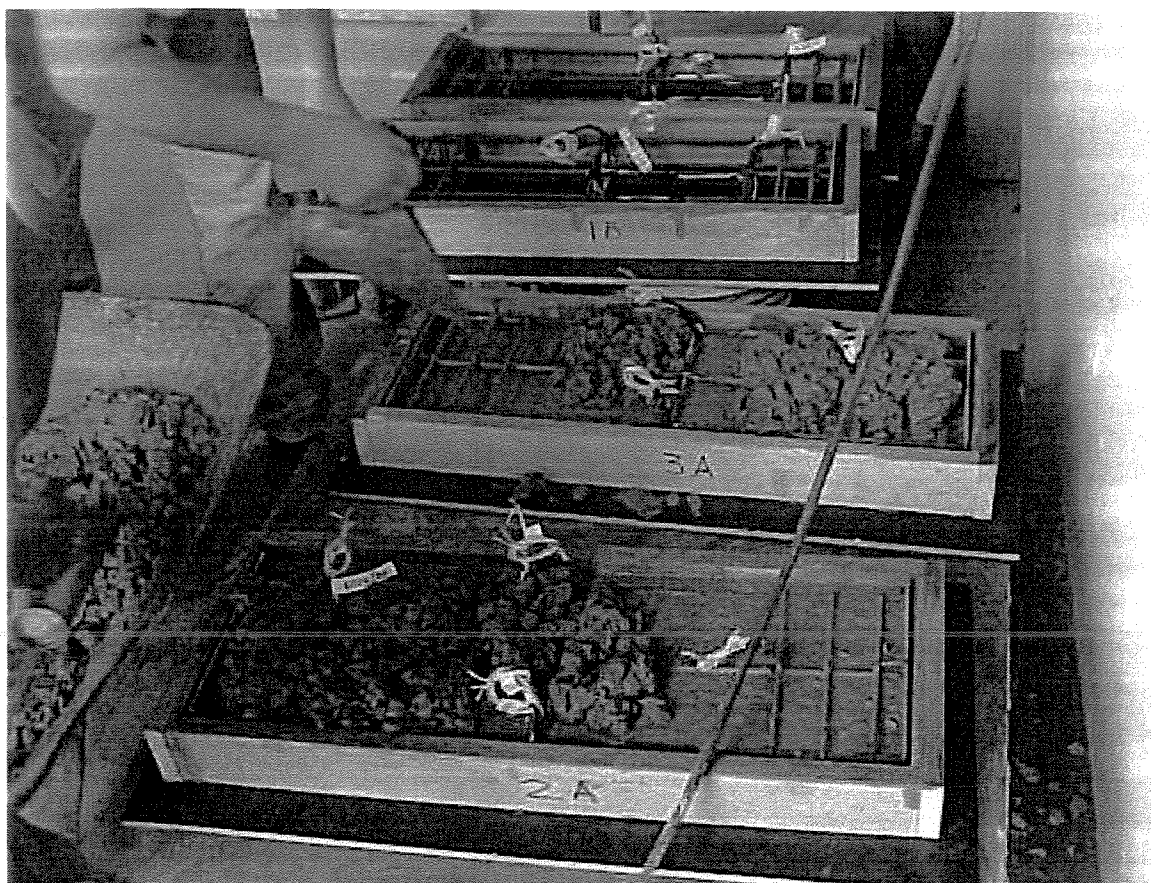


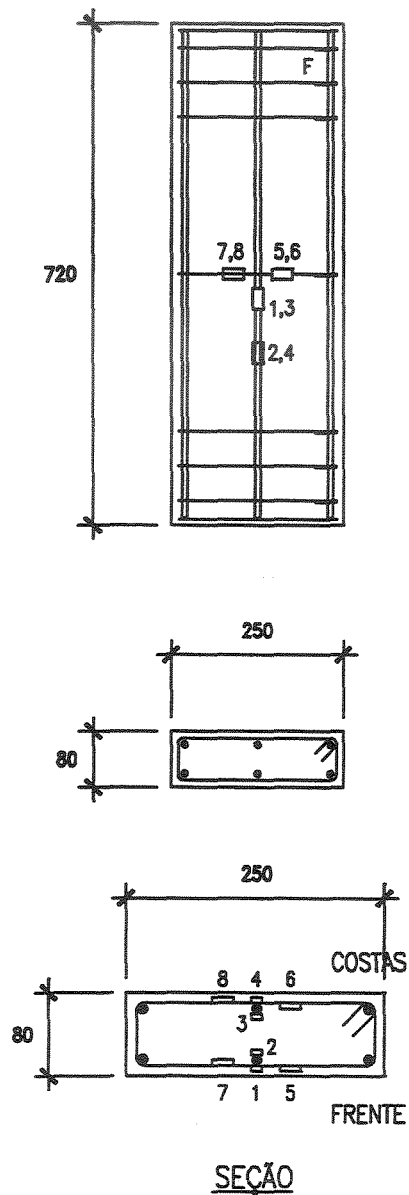
Figura 2.8 – Detalhe da concretagem dos modelos P1 a P4 na mesa vibratória

2.3 Instrumentação

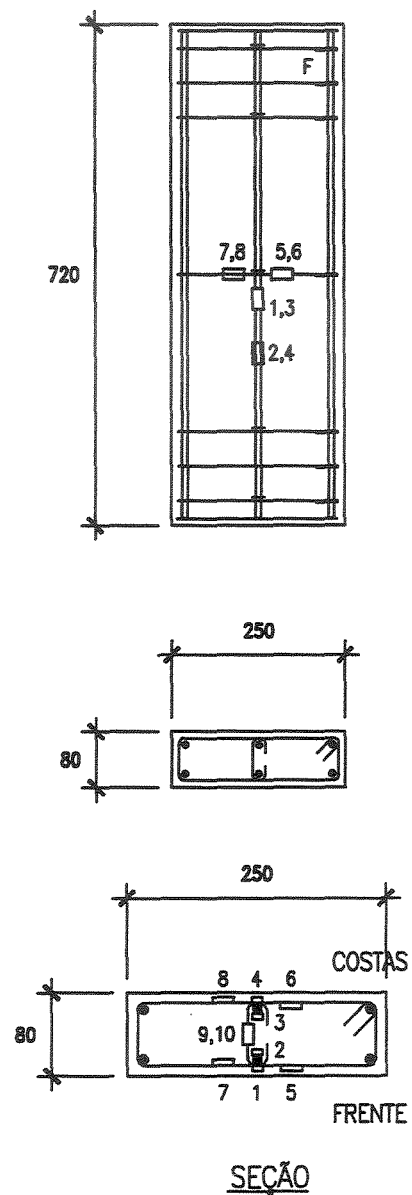
As deformações nas armaduras foram medidas através de extensômetros elétricos KYOWA – Strain Gages, fator 2.12, com base de medida de 5mm, colados na superfície das barras em dois pontos opostos e em duas faces do modelo, ou seja, frente e costas. Nas barras longitudinais os extensômetros foram colados em dois pontos opostos, na mesma seção.

Na armadura longitudinal, os extensômetros foram localizados na barra central à meia altura entre o estribo médio e o primeiro dos estribos da extremidade inferior. No estribo principal os extensômetros foram situados próximos da barra central, um externo e outro interno, em cada uma das faces de maior dimensão do modelo. No estribo suplementar dos pilares P3 e P4, situado na altura do estribo principal, foram fixados dois extensômetros horizontalmente em cada uma das faces da barras. A figura 2.9 apresenta a localização de cada ponto onde foram colados os extensômetros.

MODELOS P1 E P2



MODELOS P3 E P4



*medidas em mm

Figura 2.9 – Posição dos extensômetros nas barras

Na posição de fixação dos extensômetros, as barras foram lixadas e limpas. Em seguida foram colados os extensômetros utilizando-se um adesivo na base de cianoacrilato. Posteriormente, após a ligação da fiação para conexão com o aquisitor de dados, os extensômetros foram isolados para protegê-los durante a concretagem e a cura dos pilares. A figura 2.10 apresenta alguns detalhes dos resultados dessas operações.

Para leitura das deformações, os fios dos vários extensômetros foram ligados a um aquisitor de dados eletrônico modelo 5100 Scanner[®] e os dados avaliados pelo programa System 5000 do Laboratório de Estruturas.

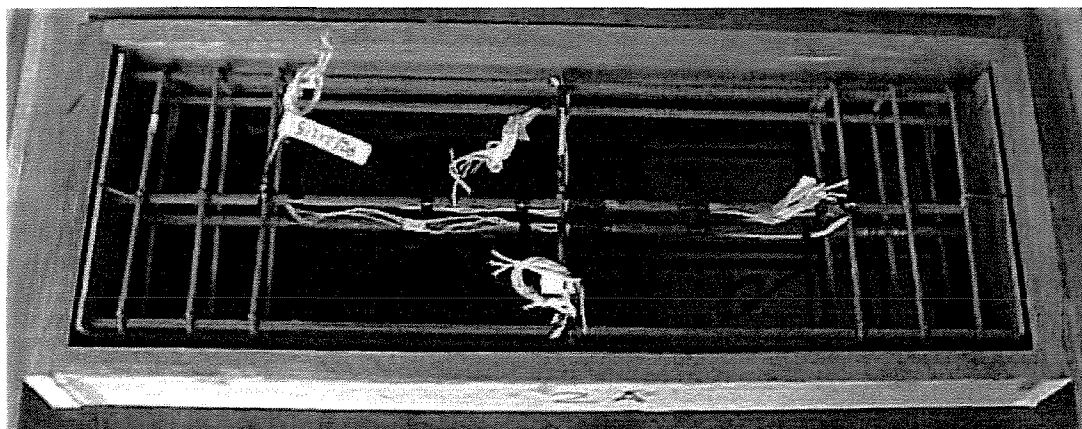


Figura 2.10 – Detalhe da armadura isolada, na fôrma de madeira, preparada para concretagem

3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA PRIMEIRA ETAPA

Os pilares P1 a P4 foram ensaiados à compressão com 14 dias de idade. Os corpos-de-prova cilíndricos de concreto correspondentes a cada modelo foram ensaiados à compressão pouco antes dos pilares, apresentando as tensões de ruptura já mencionadas e indicadas na tabela 2.3.

Frente ao resultado do ensaio dos corpos-de-prova de concreto CP-05, CP-06 e CP-07 ensaiados aos 14 dias, em conjunto com as características geométricas e mecânicas das armaduras empregadas, estimou-se uma carga de ruptura para os pilares da ordem de 630kN. O procedimento de ensaio foi o mesmo para os quatro pilares.

Os pilares foram instalados na máquina universal, sendo conferidos o nível da face superior e o prumo das laterais, como poderá ser notado na figura 3.23. Os fios dos extensômetros elétricos foram ligados ao aquisitor eletrônico de dados modelo 5100 scanner, e os dados avaliados pelo programa System 5000 do Laboratório de Estruturas.

Antes do carregamento foram feitas as leituras dos registros iniciais dos defletômetros. Após isso os pilares foram carregados até 50kN e descarregados por duas vezes seguidas, sendo conferidas as leituras na carga e na descarga. Observou-se a ocorrência de registros subsequentes com valores iguais ou próximos aos precedentes, utilizando-se quatro defletômetros fixados nas quatro faces dos pilares para verificação de eventual excentricidade na aplicação da carga. Todos os defletômetros foram fixados na máquina universal de ensaios. O defletômetro R1 mediu as deformações totais da lateral direita do modelo visto de frente, o defletômetro R2 mediu as deformações totais da face-frente, o defletômetro R3 mediu as deformações totais da face esquerda do modelo visto de frente e finalmente o defletômetro R4 mediu as deformações totais

das costas dos pilares. Após a segunda retirada do carregamento, foram feitas as leituras dos registros de todos os defletômetros, que foram tomadas como origem e deu-se início ao carregamento. A figura 3.22 apresenta um detalhe dos defletômetros utilizados para medir os deslocamentos totais.

A carga foi aplicada até a ruptura, procedendo-se à leitura dos registros dos extensômetros a cada 50kN até atingir-se 500kN, e após esta carga de 20 em 20kN até a ruptura.

As deformações totais verificadas com o auxílio dos 4 defletômetros R1 a R4 são mostrados na figura 3.1.

As deformações obtidas nas armaduras são apresentadas nos quadros a seguir e os diagramas carga deformação são mostrados nas figuras 3.2 a 3.11. As figuras apresentam os extensômetros conforme exemplificado abaixo:

T n J onde: $T = L$ para extensômetro fixado na barra longitudinal;
 $T = E$ para extensômetro fixado no estribo central;
 $T = G$ para extensômetro fixado no estribo suplementar (gancho);
 n = número que identifica a posição do extensômetro na armadura;
 $J = A$ para dados da pesquisa de [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B.]⁸;
 $J = B$ para dados desta pesquisa;

Os pontos de medida referem-se aos apresentados na figura 2.11.

Provavelmente por falha de colagem, alguns extensômetros deixaram de funcionar até o final, como ocorreu no modelo P2 (ponto 3), no P3 (ponto 5) e no P4 (ponto 7). Somente no modelo P1 ocorreu o funcionamento perfeito de todos os extensômetros até o final.

Durante o ensaio dos pilares, não foram observadas fissuras visíveis no concreto.

A ruptura de cada um dos pilares sobreveio de maneira brusca, principalmente no caso do P1, tendo apresentado, para todos, características nítidas de ruína por flambagem das barras longitudinais simultaneamente com o esmagamento do concreto.

O modelo P1 rompeu de forma brusca e violenta com carga $F_u=650\text{kN}$. O P2 rompeu com carga $F_u=610\text{kN}$, o P3 com carga $F_u=620\text{kN}$ e o P4 com $F_u=620\text{kN}$.

As figuras 3.23 a 3.31 apresentam alguns detalhes dos pilares antes e após o ensaio.

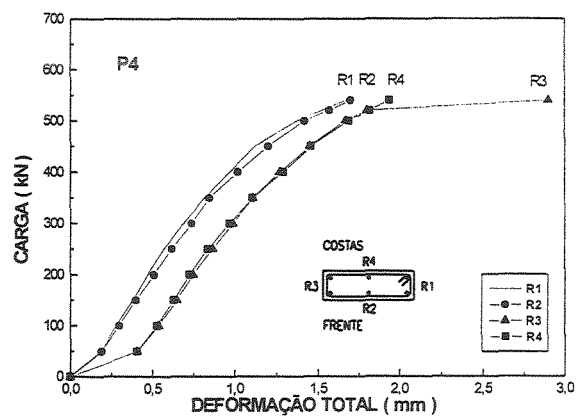
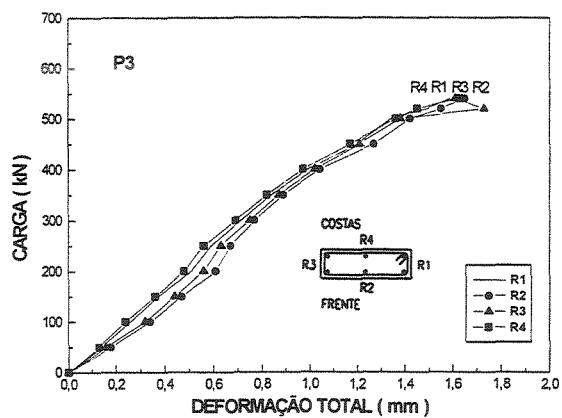
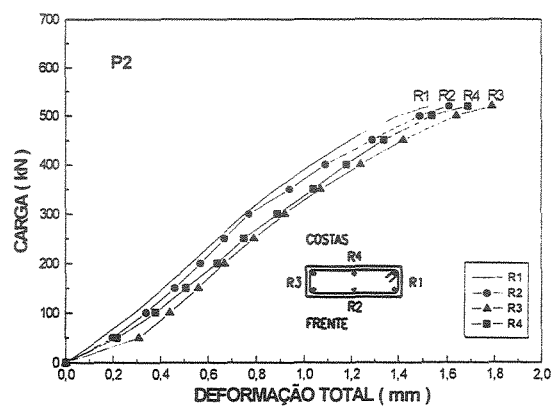
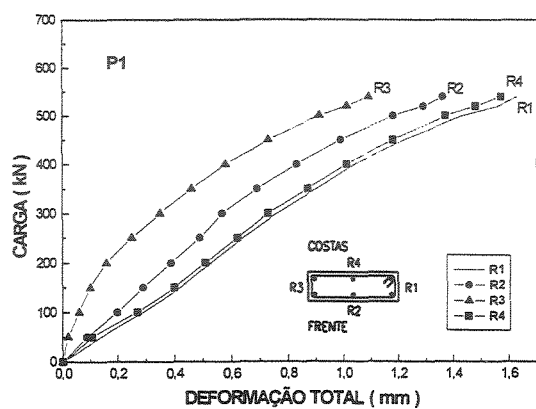


Figura 3.1– Deformações totais ocorridas quando da aplicação das cargas nos modelos P1 a P4

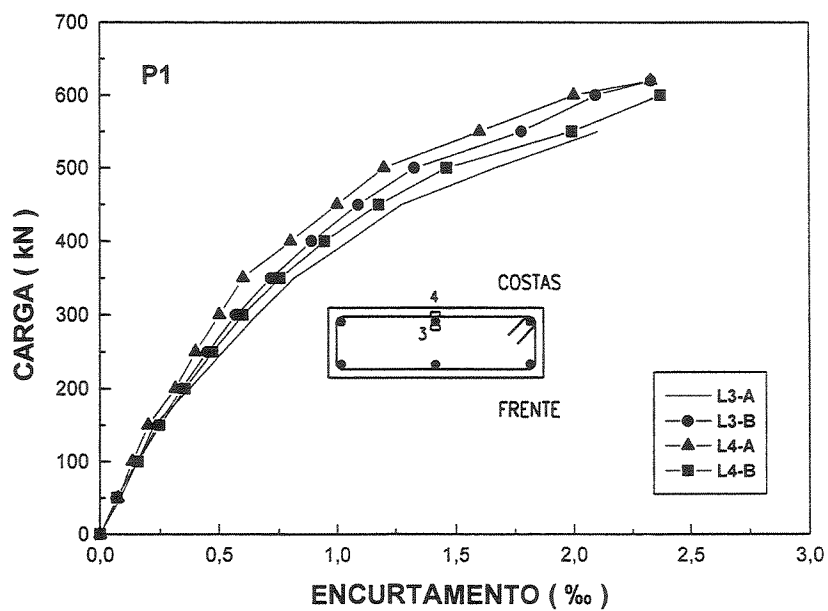
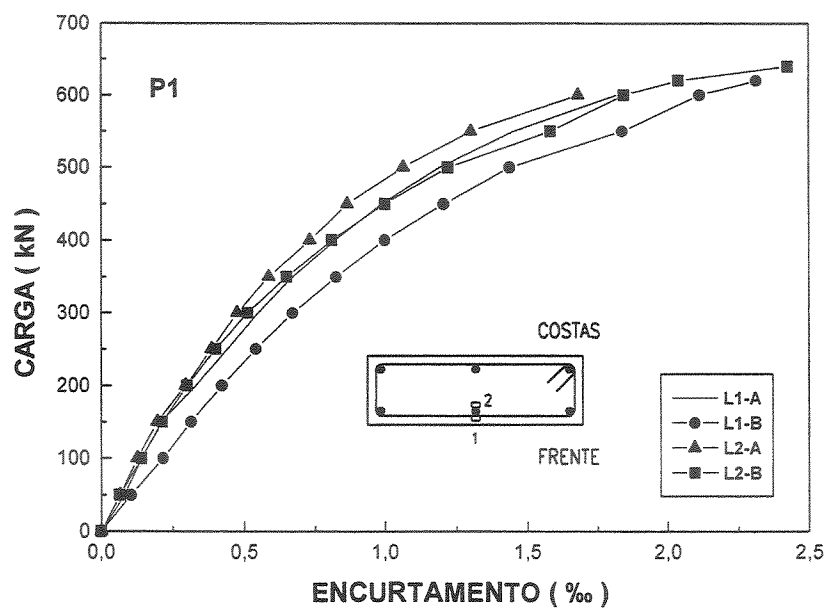


Figura 3.2 – Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P1 ($F_u=650\text{kN}$)

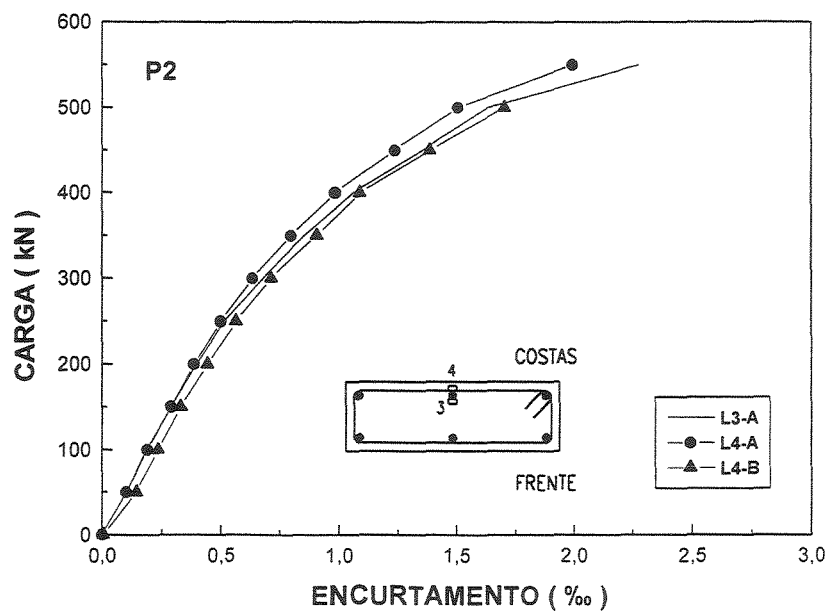
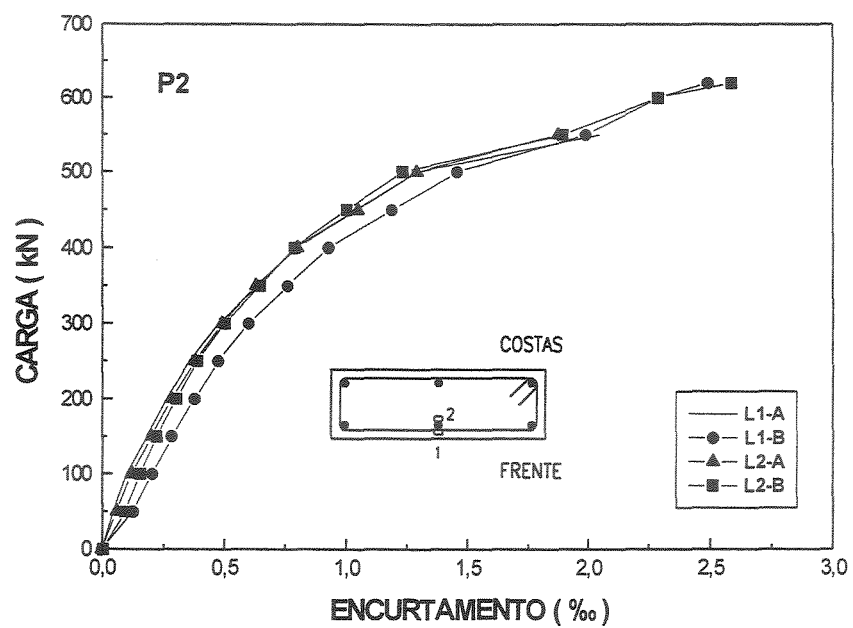


Figura 3.3 – Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P2 ($F_u=610\text{kN}$)

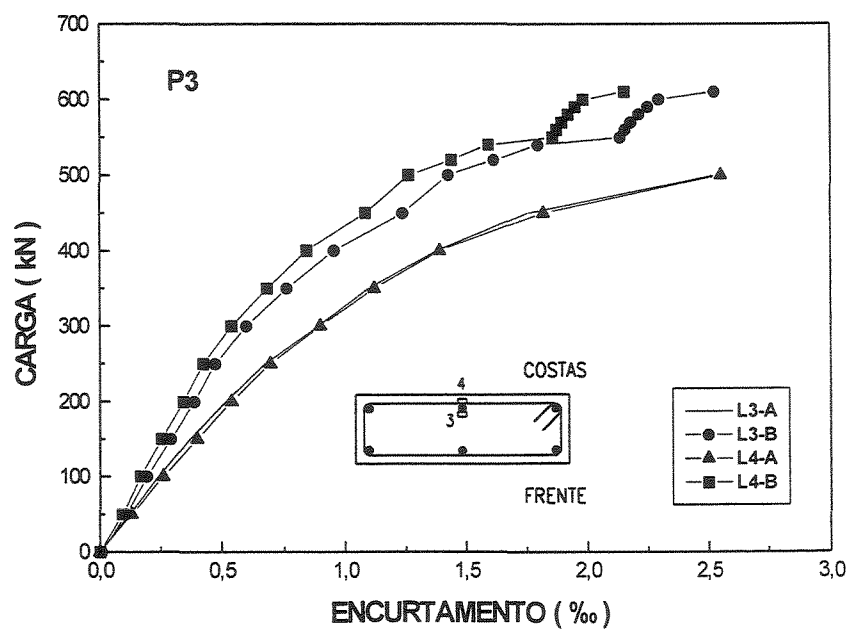
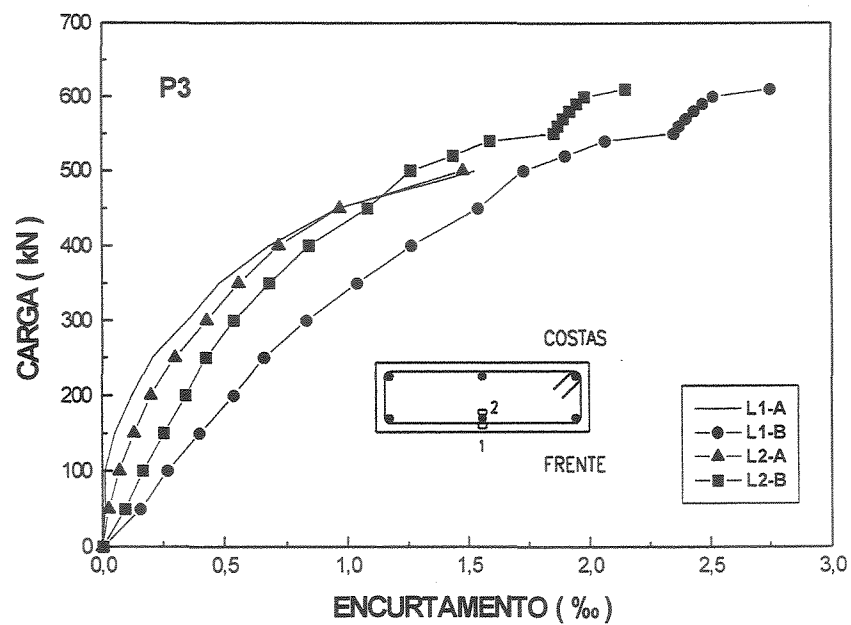


Figura 3.4 – Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P3 ($F_u=620\text{kN}$)

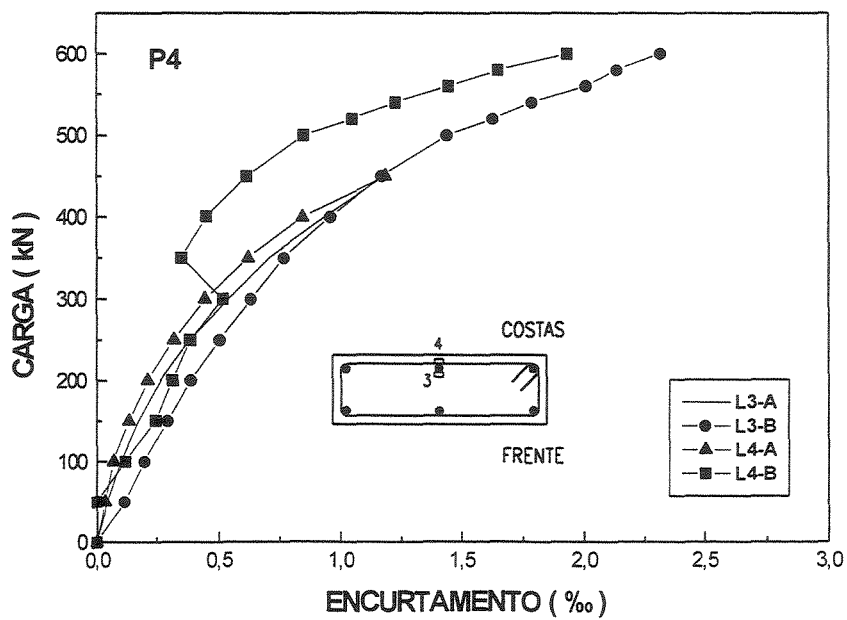
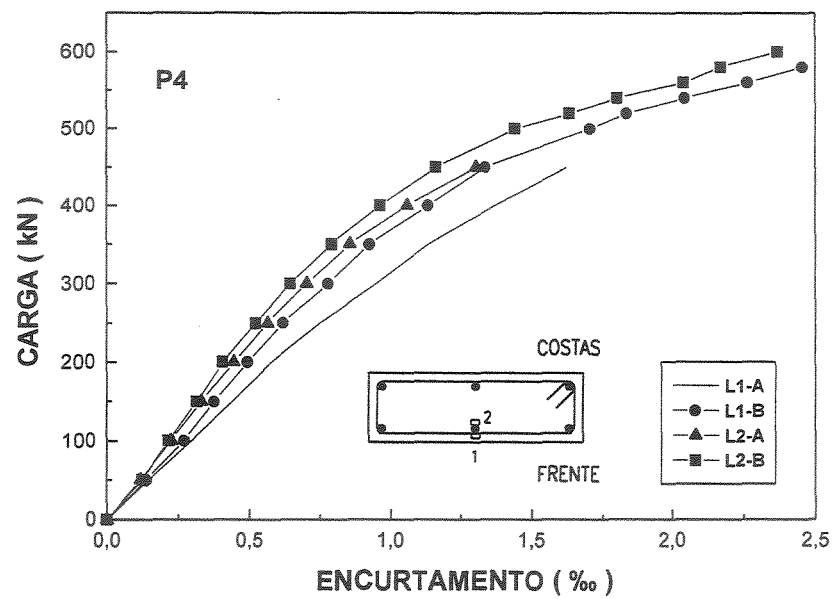


Figura 3.5 – Deformações nas barras longitudinais centrais – Modelo P4 ($F_u=620\text{kN}$)

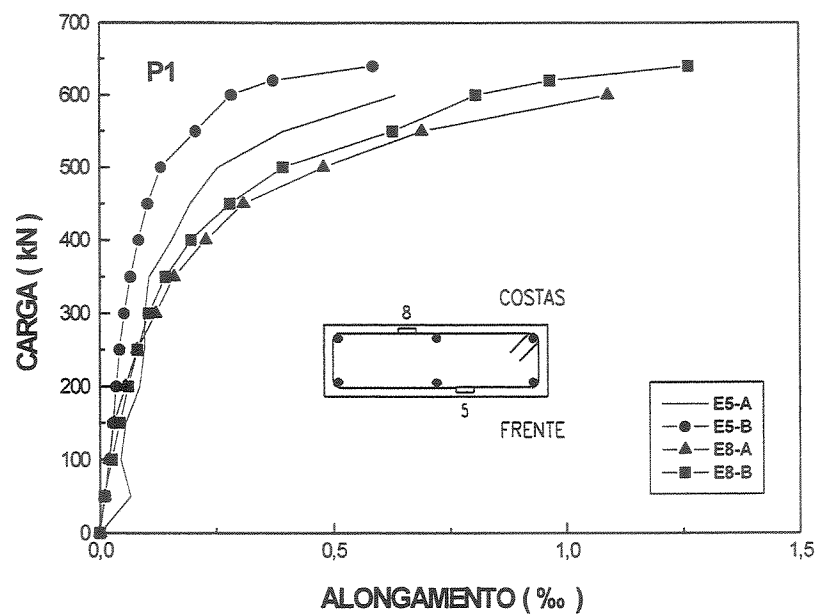


Figura 3.6 – Deformações no estribo central – Modelo P1 ($F_u=650\text{kN}$)

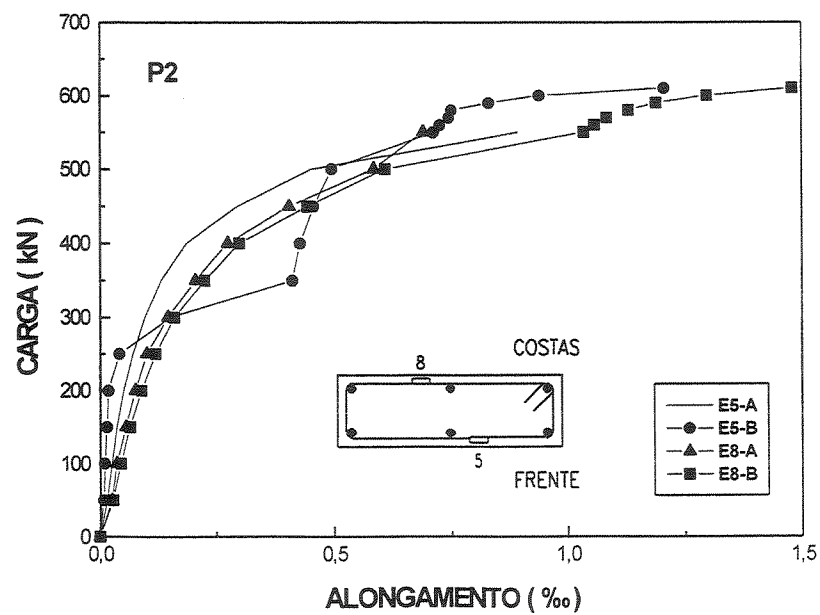


Figura 3.7 – Deformações no estribo central – Modelo P2 ($F_u=610\text{kN}$)

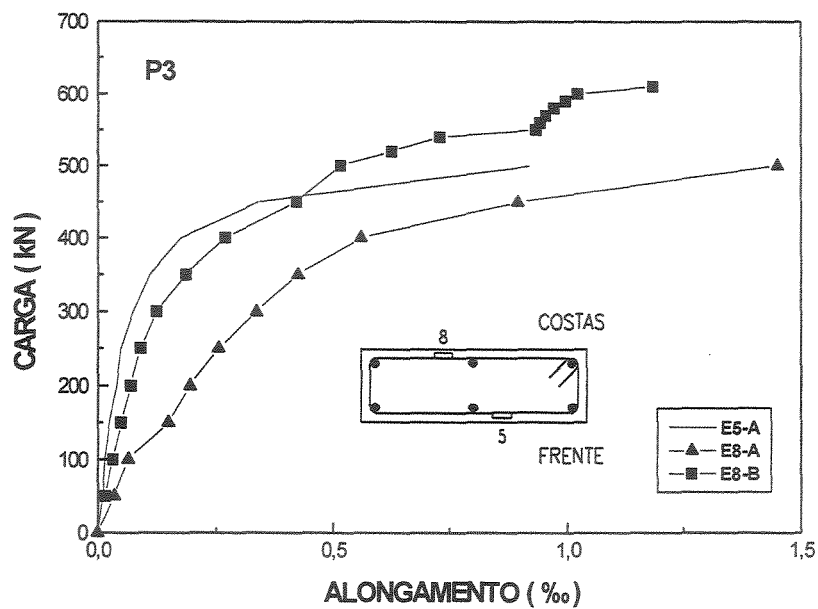


Figura 3.8– Deformações no estribo central – Modelo P3 ($F_u=620\text{kN}$)

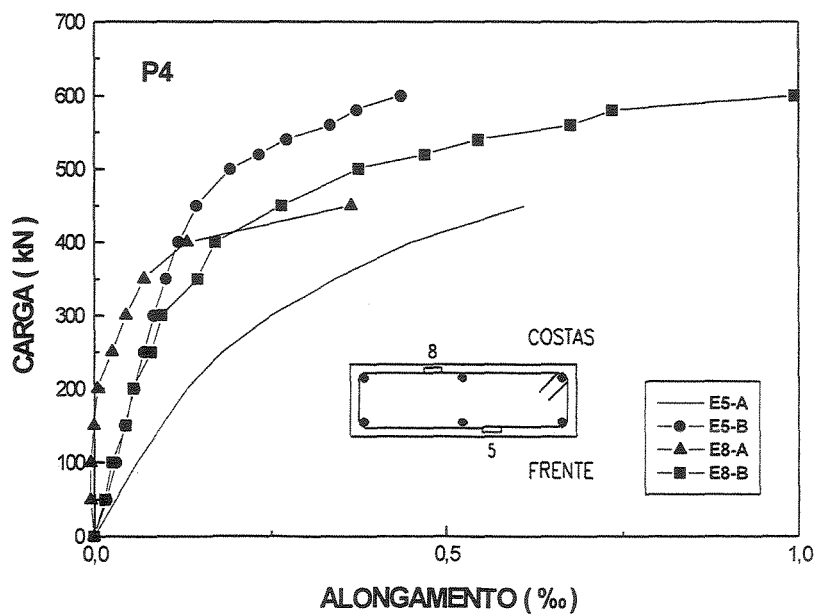


Figura 3.9 – Deformações no estribo central – Modelo P4 ($F_u=620\text{kN}$)

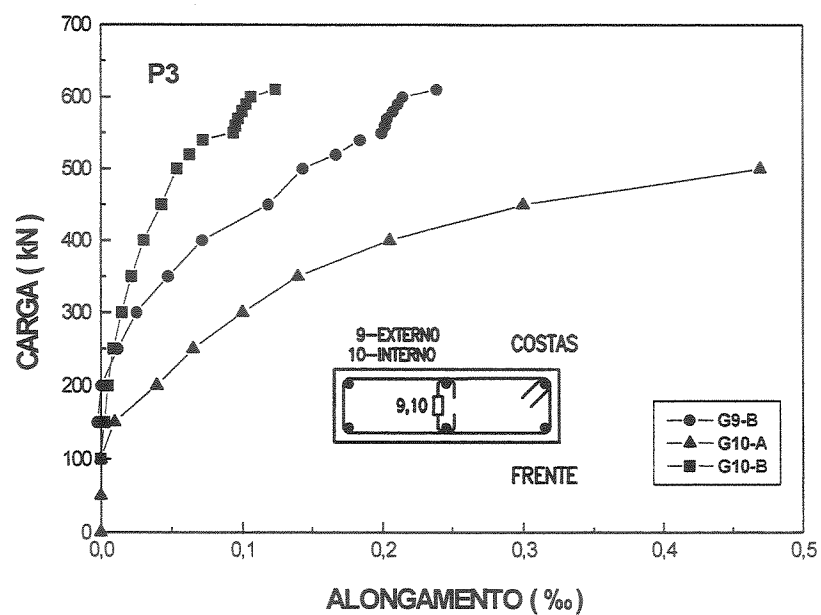


Figura 3.10 – Deformações no estribo suplementar – Modelo P3 ($F_u=620\text{kN}$)

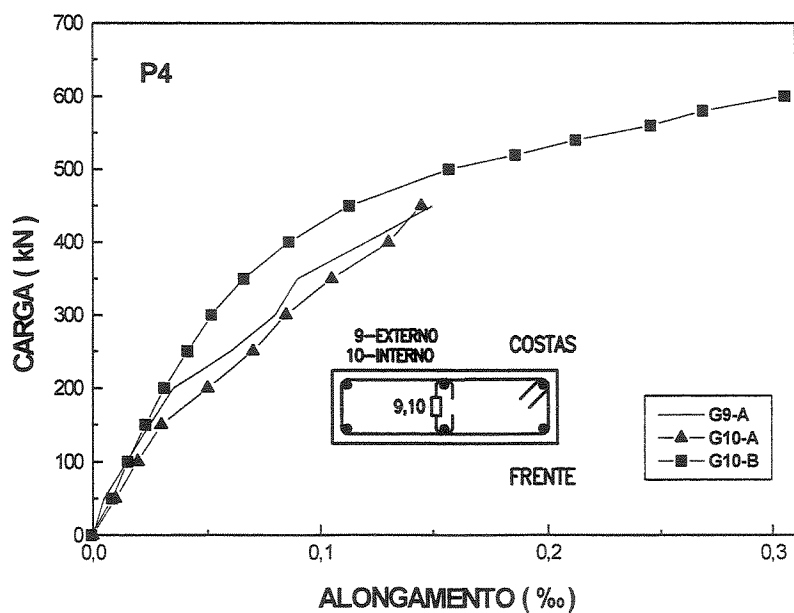


Figura 3.11 – Deformações no estribo suplementar – Modelo P4 ($F_u=620\text{kN}$)

Com base nas deformações e nos diagramas tensão-deformação dos aços das armaduras, foi possível calcular as tensões que ocorreram nos pontos instrumentados até a proximidade da ruptura.

Os diagramas tensão-carga são mostrados nas figuras seguintes.

As figuras 3.12 a 3.15 apresentam os diagramas tensão-carga para as barras longitudinais centrais nas faces da frente nas seções entre estribos.

As figuras 3.16 a 3.19 apresentam os diagramas tensão-carga para os estribos nas faces da frente.

As figuras 3.20 e 3.21 mostram o diagrama tensão-carga para o estribo suplementar dos pilares P7 e P8.

As figuras 3.24 a 3.31 demonstram detalhes das faces dos pilares após a ruptura.

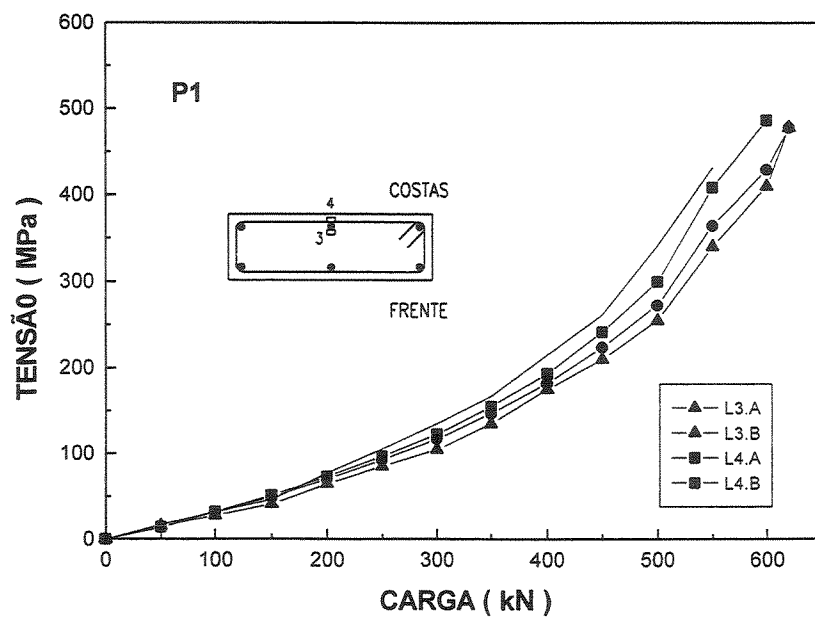
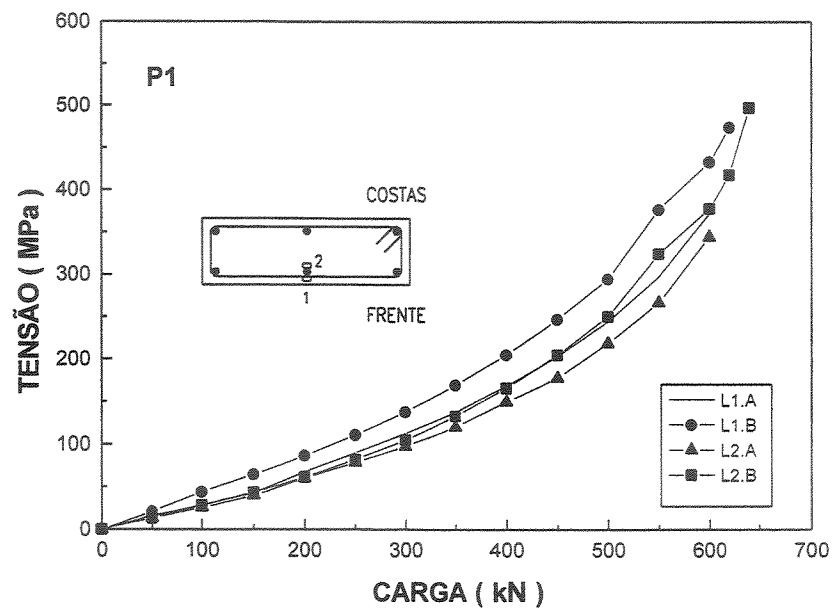


Figura 3.12 – Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P1

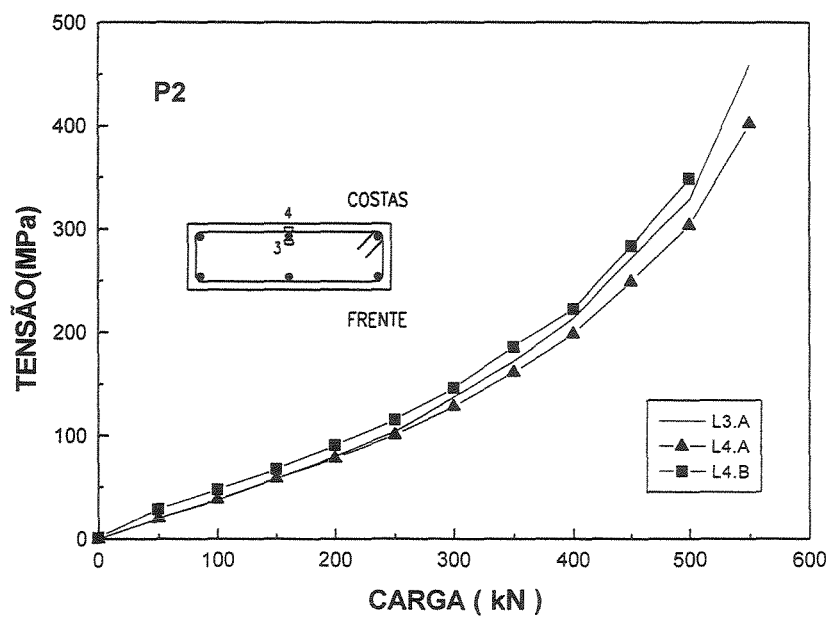
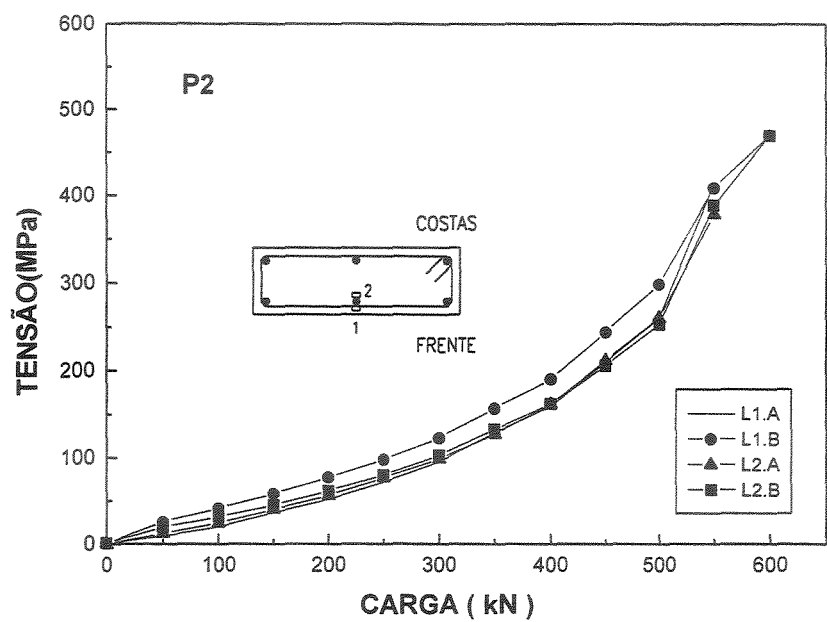


Figura 3.13 – Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P2

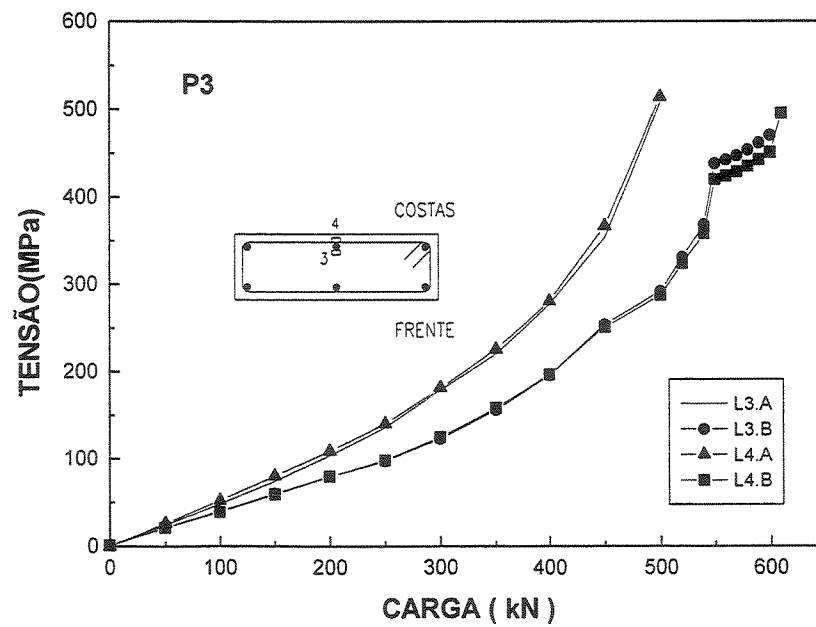
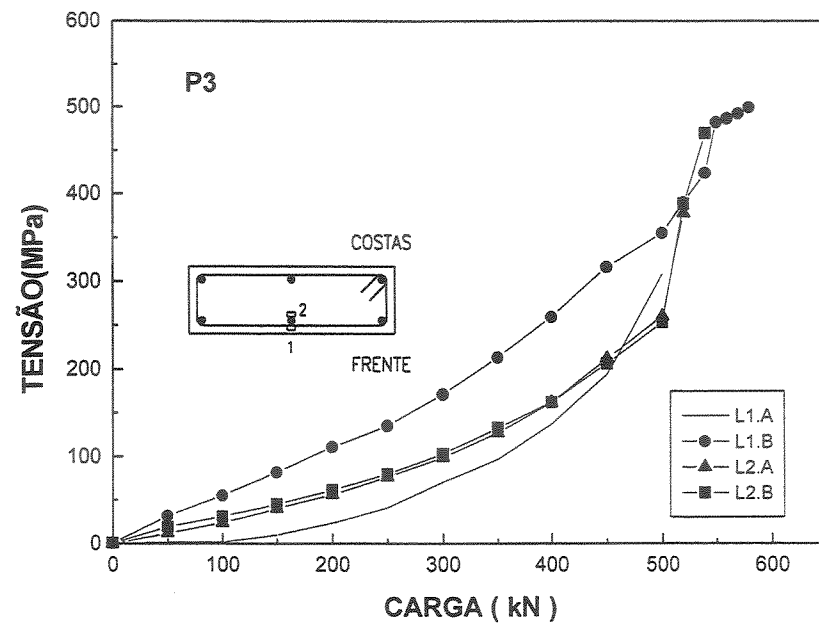


Figura 3.14 – Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P3

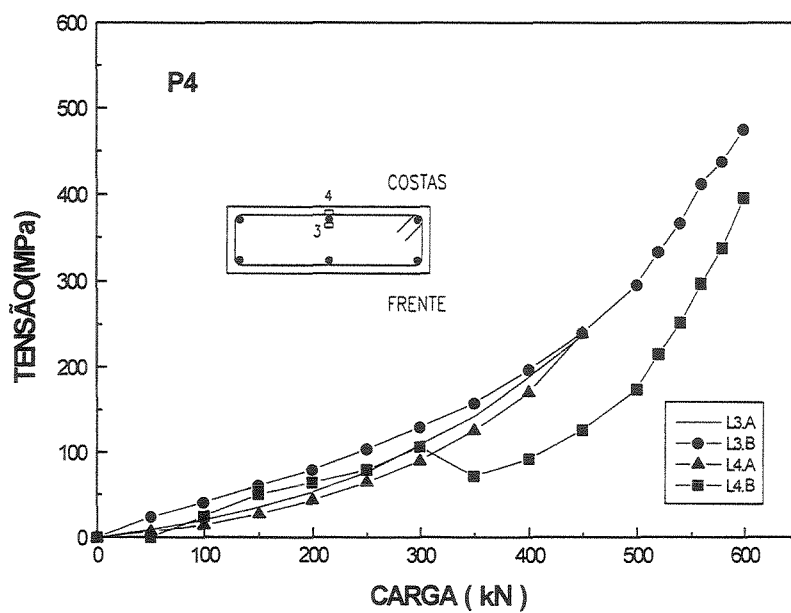
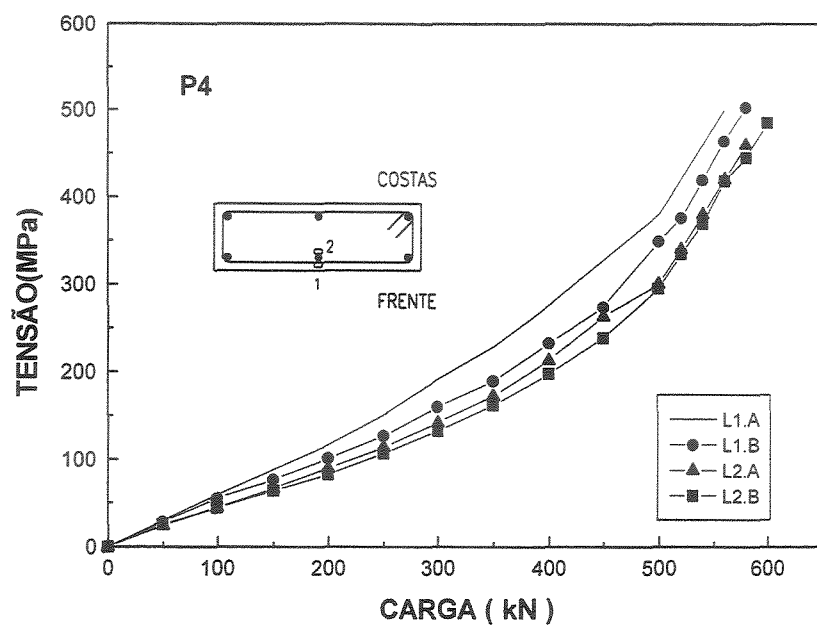


Figura 3.15 – Tensões nas barras longitudinais centrais – Modelo P4

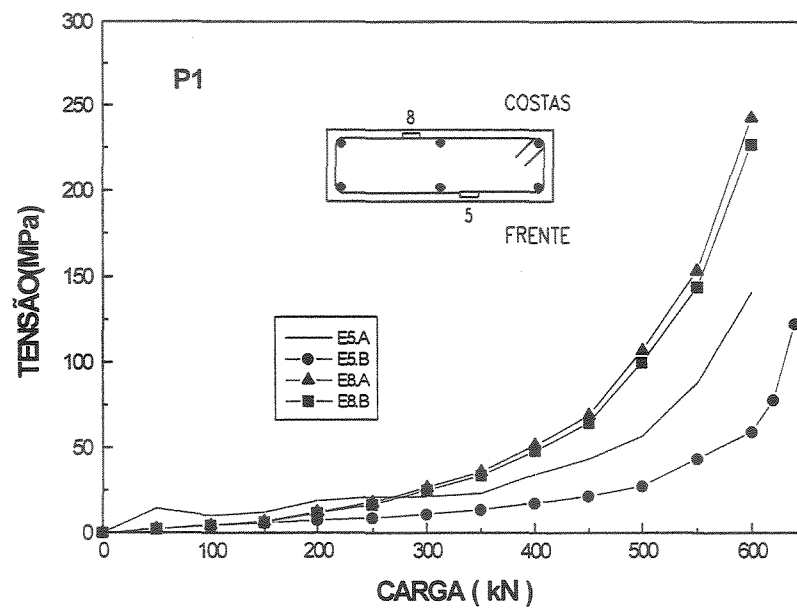


Figura 3.16 – Tensões no estribo central – Modelo P1

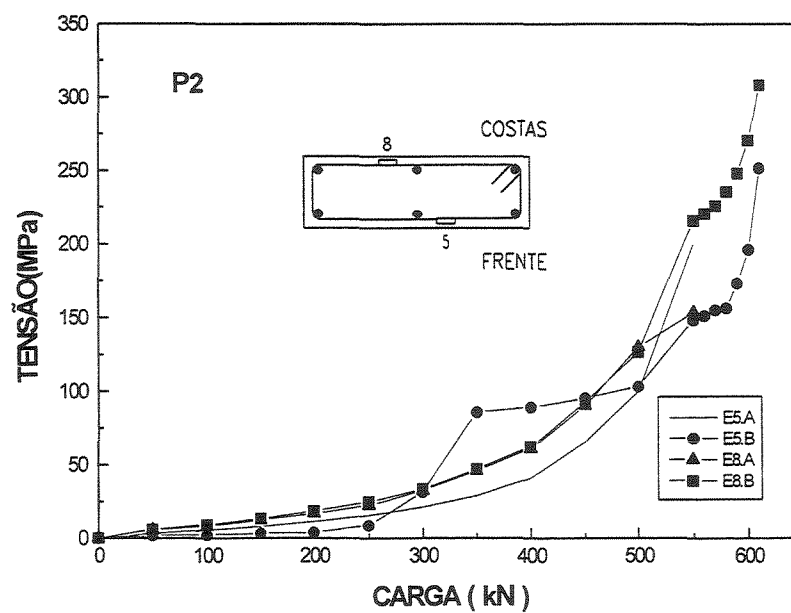


Figura 3.17 – Tensões no estribo central – Modelo P2

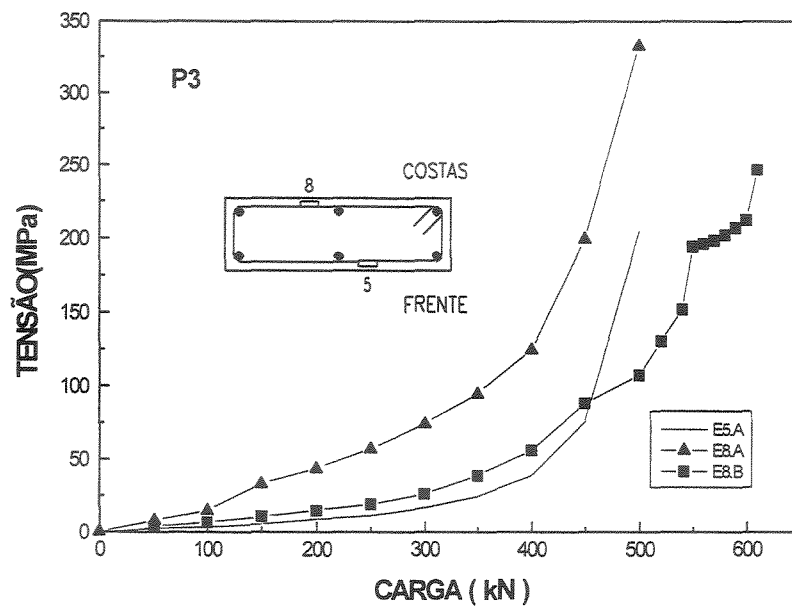


Figura 3.18 – Tensões no estribo central – Modelo P3

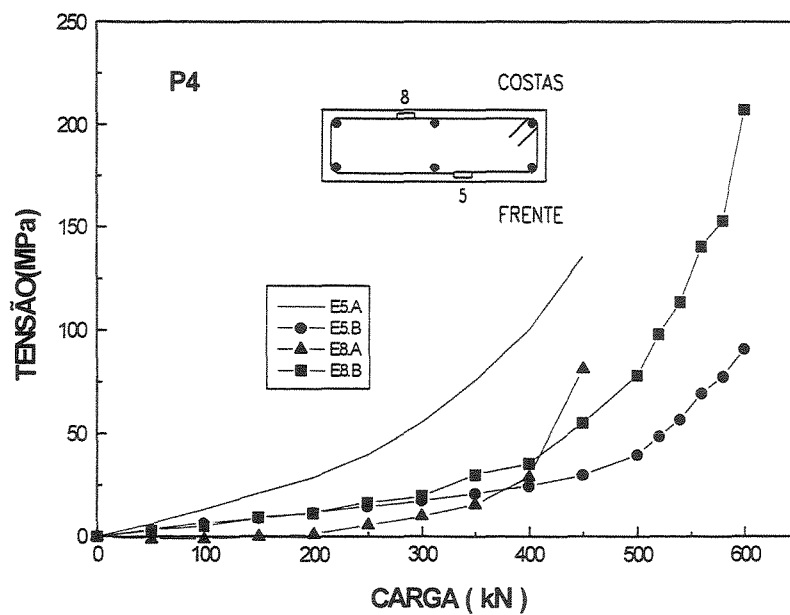


Figura 3.19 – Tensões no estribo central – Modelo P4

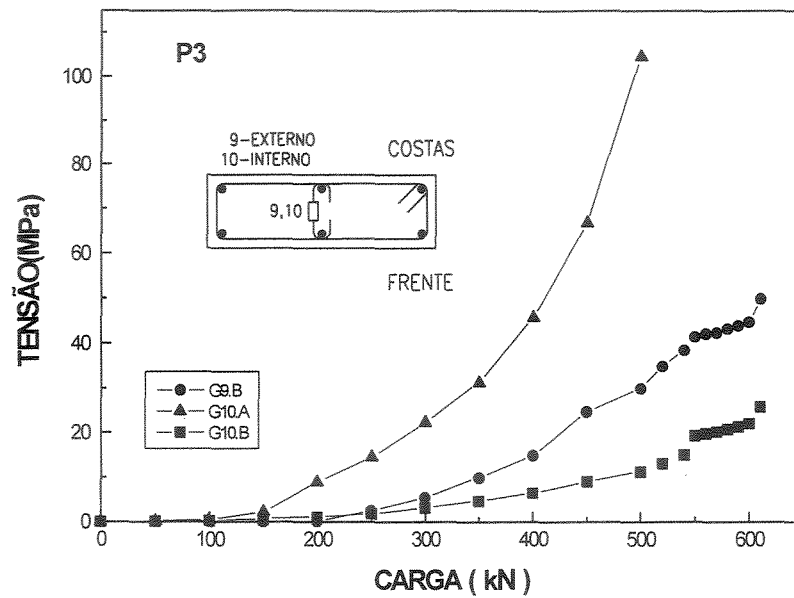


Figura 3.20 – Tensões no estribo suplementar – Modelo P3

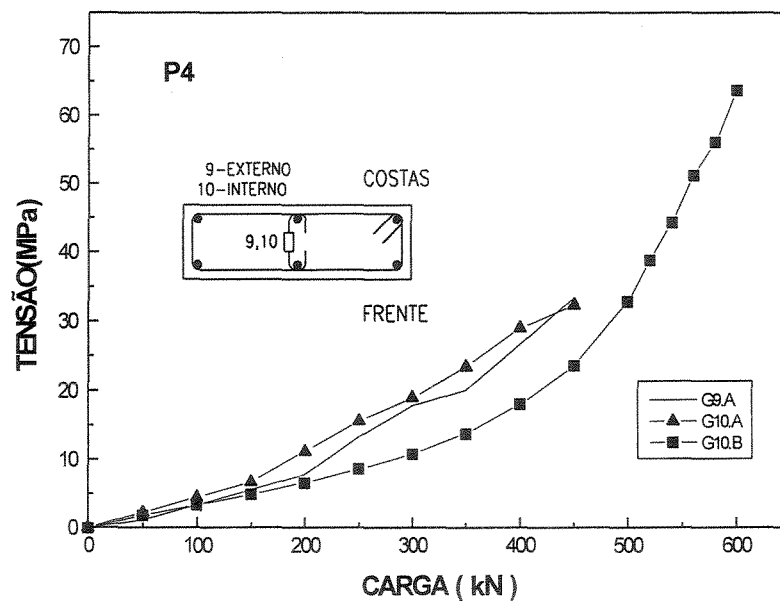


Figura 3.21 – Tensões no estribo suplementar – Modelo P4

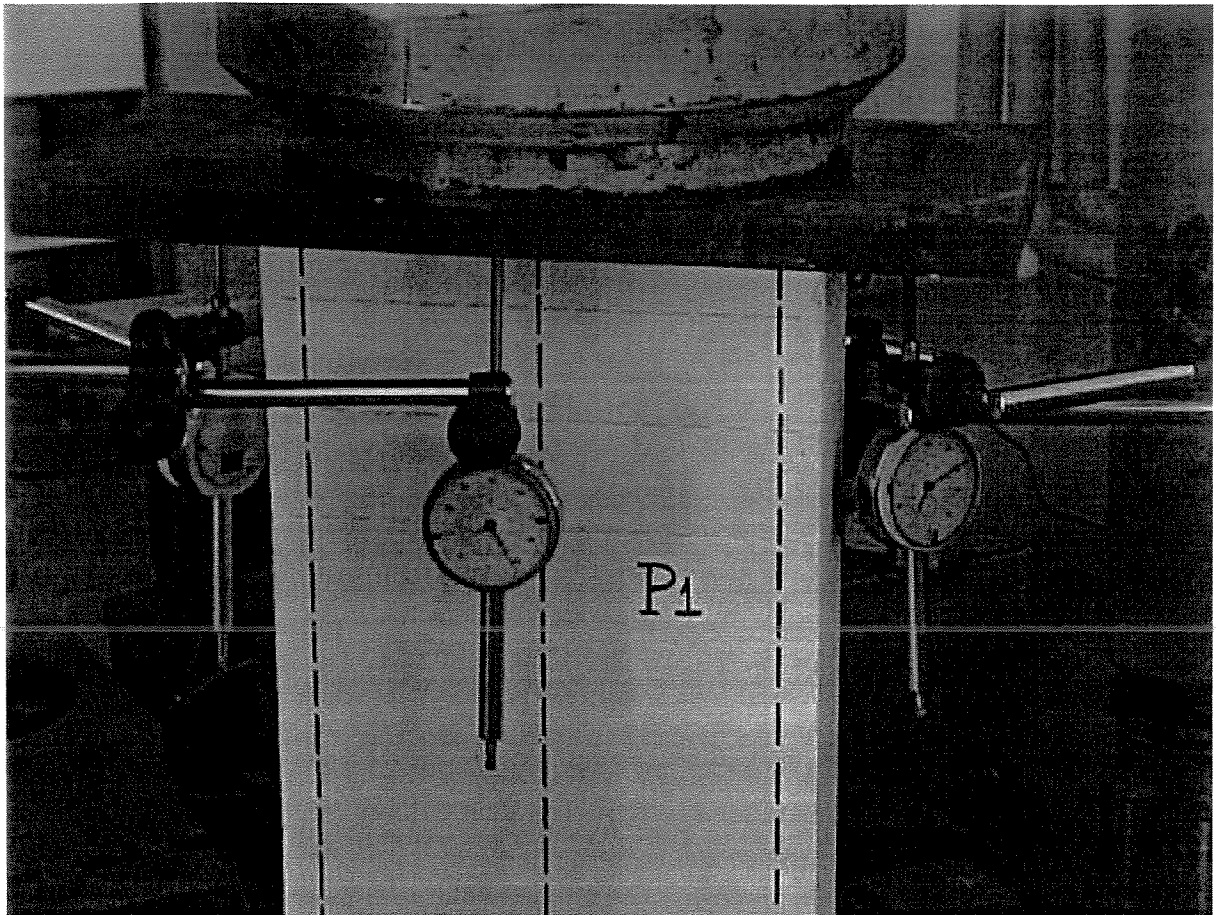


Figura 3.22 – Detalhe dos defletômetros utilizados para medir os deslocamentos totais

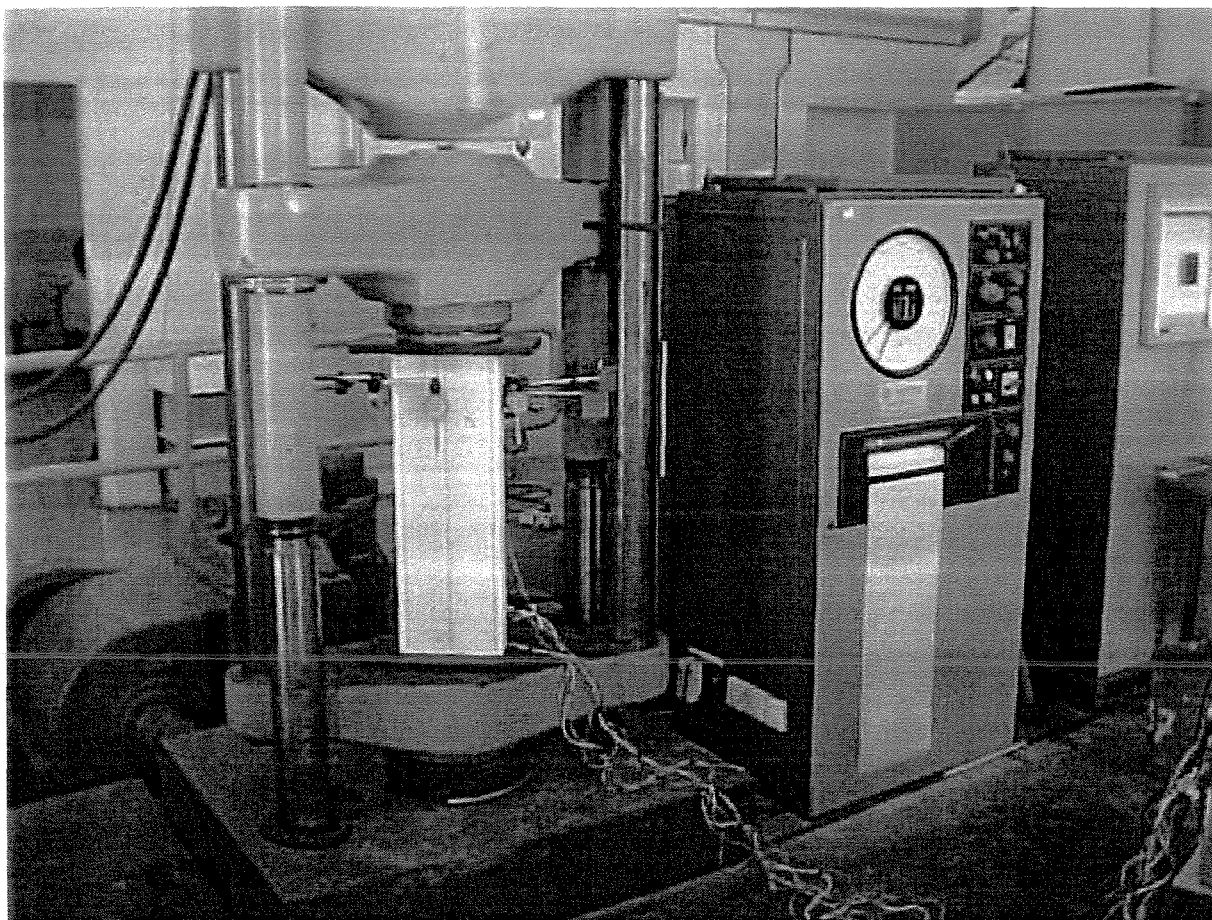


Figura 3.23 – Detalhe do modelo P1 no momento do ensaio à compressão

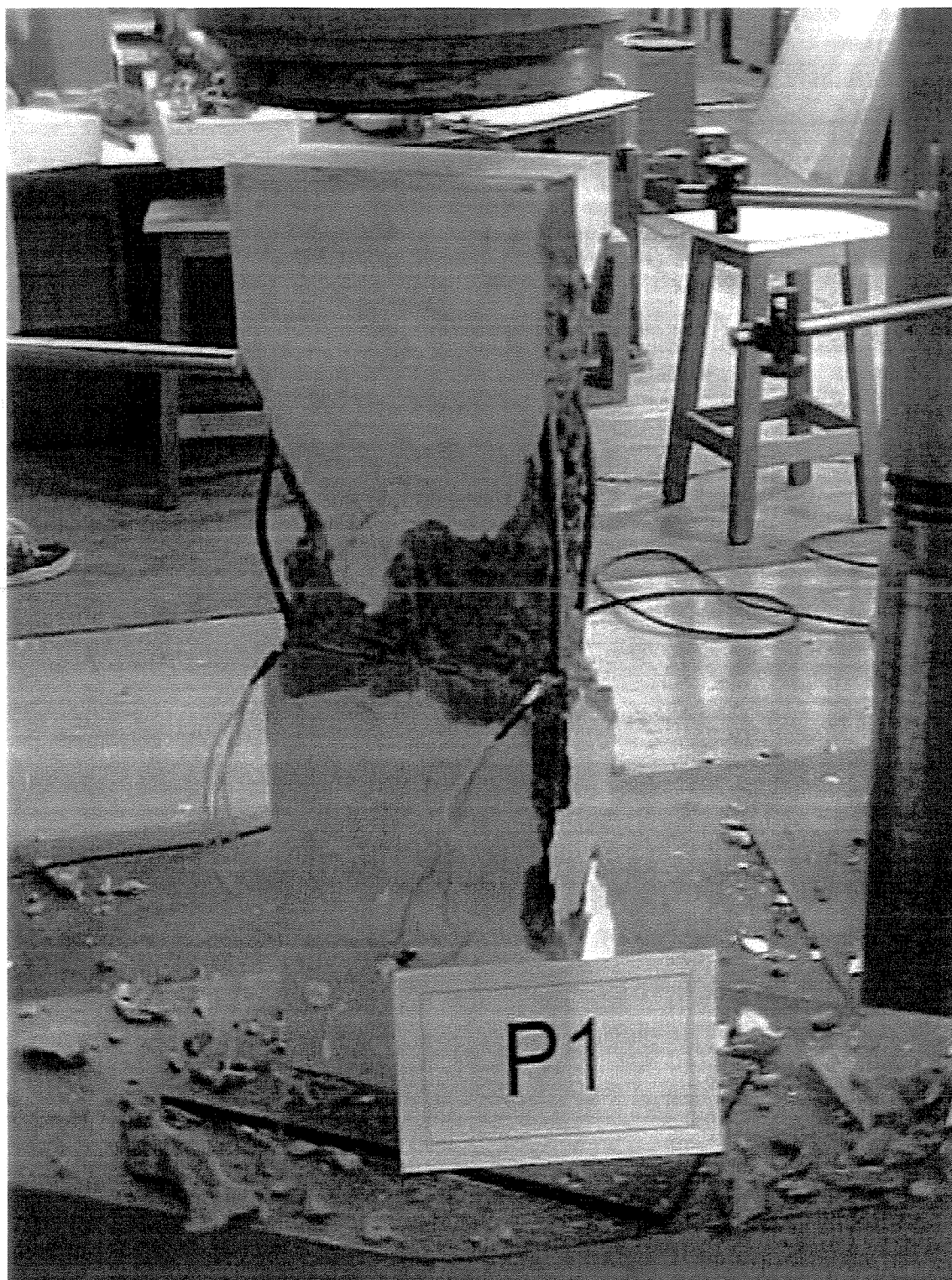


Figura 3.24 – Detalhe da ruptura do modelo P1 – Lateral esquerda

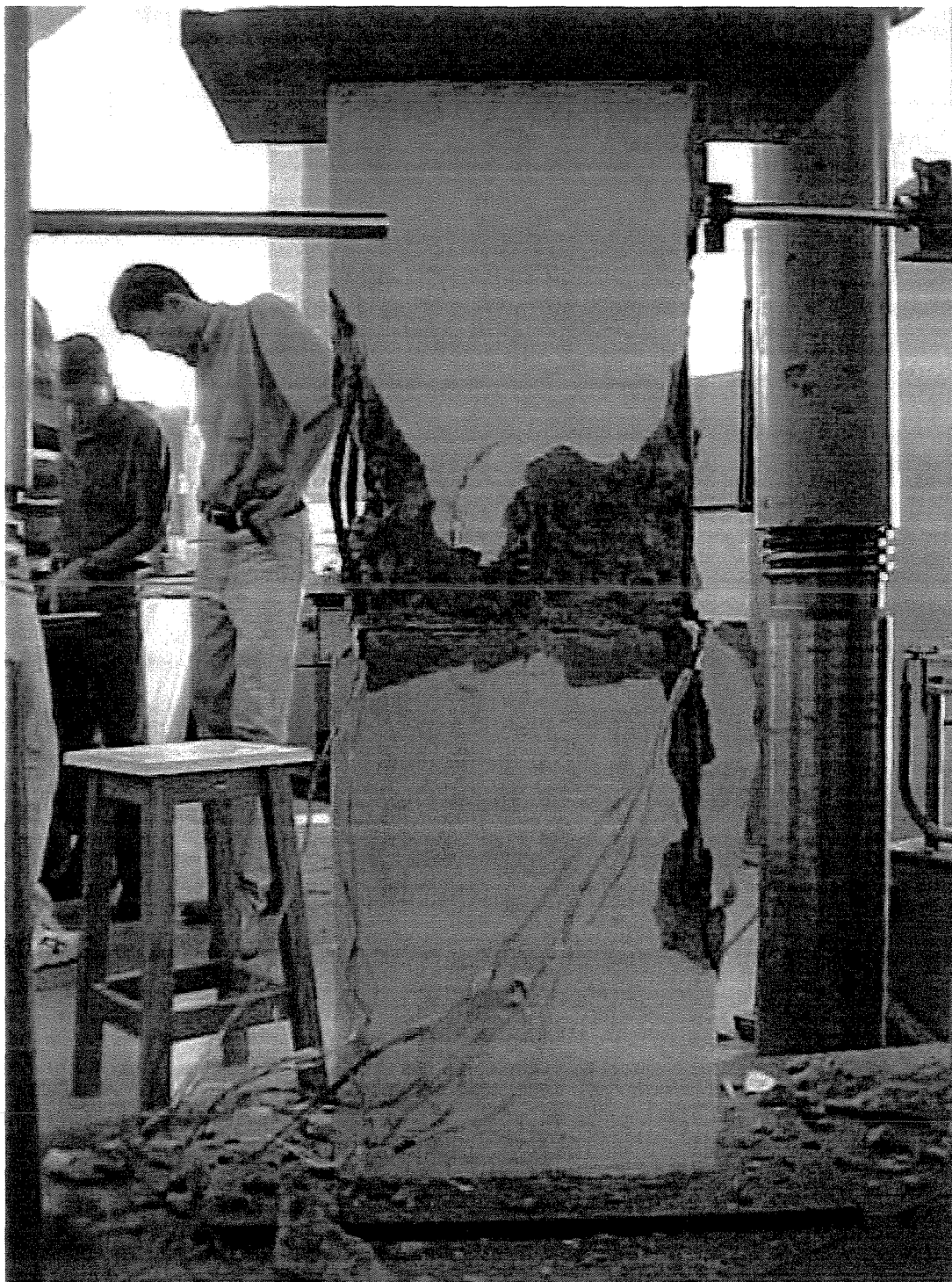


Figura 3.25 – Detalhe da ruptura do modelo P1 – Costas

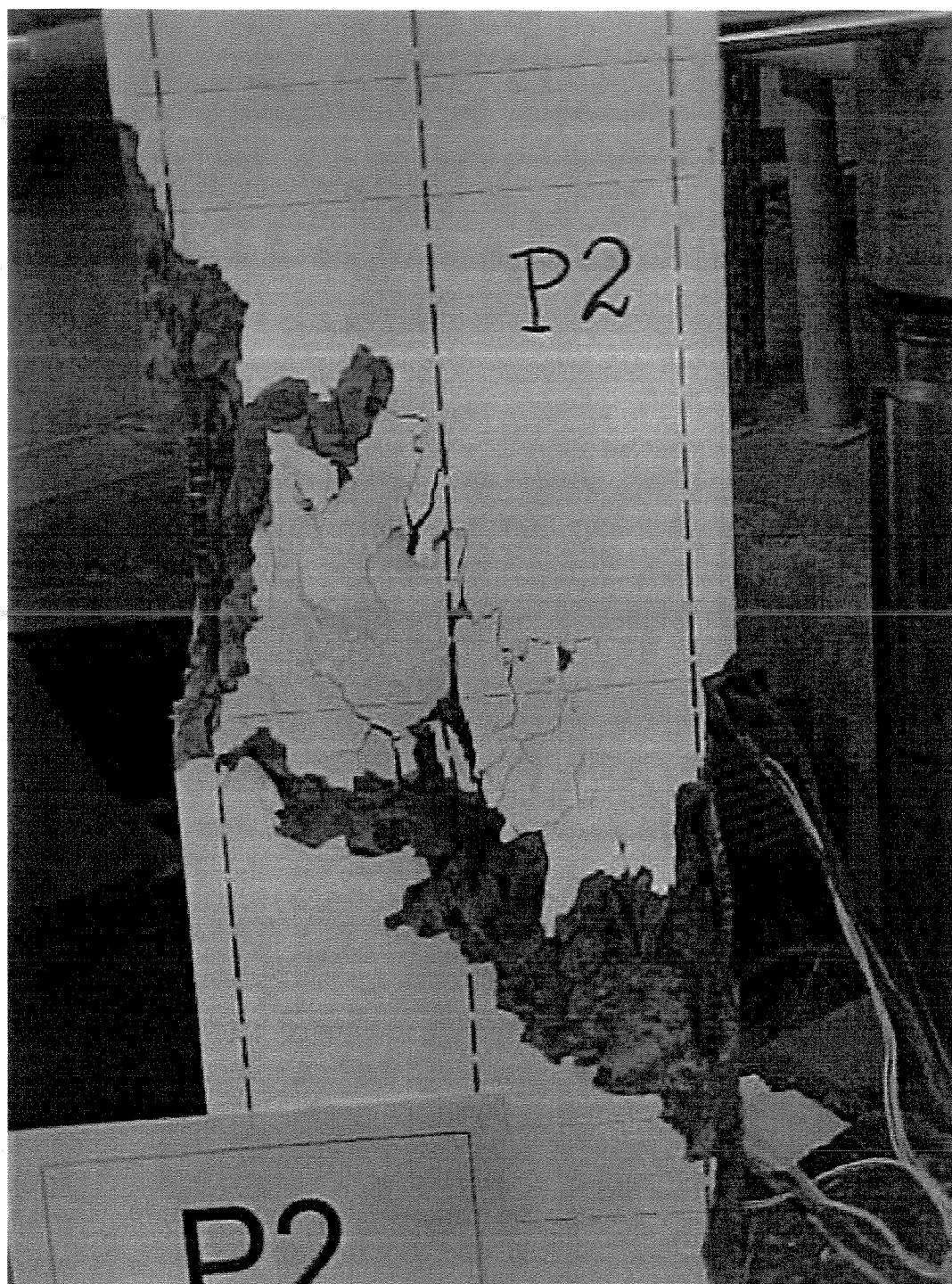


Figura 3.26 – Detalhe da ruptura do modelo P2 – Frente



Figura 3.27 – Detalhe da ruptura do modelo P2 – Costas

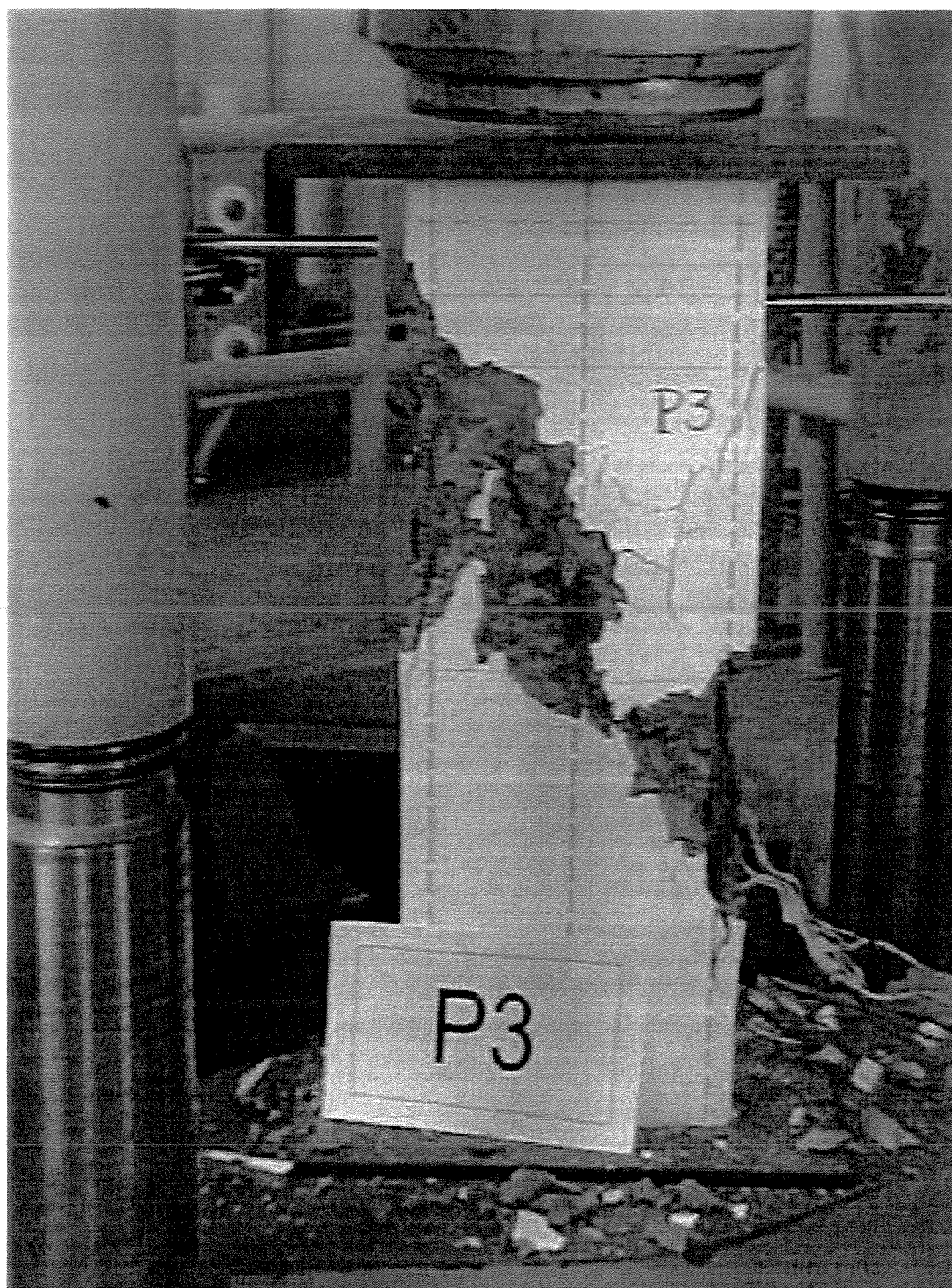


Figura 3.28 – Detalhe da ruptura do modelo P3 – Frente

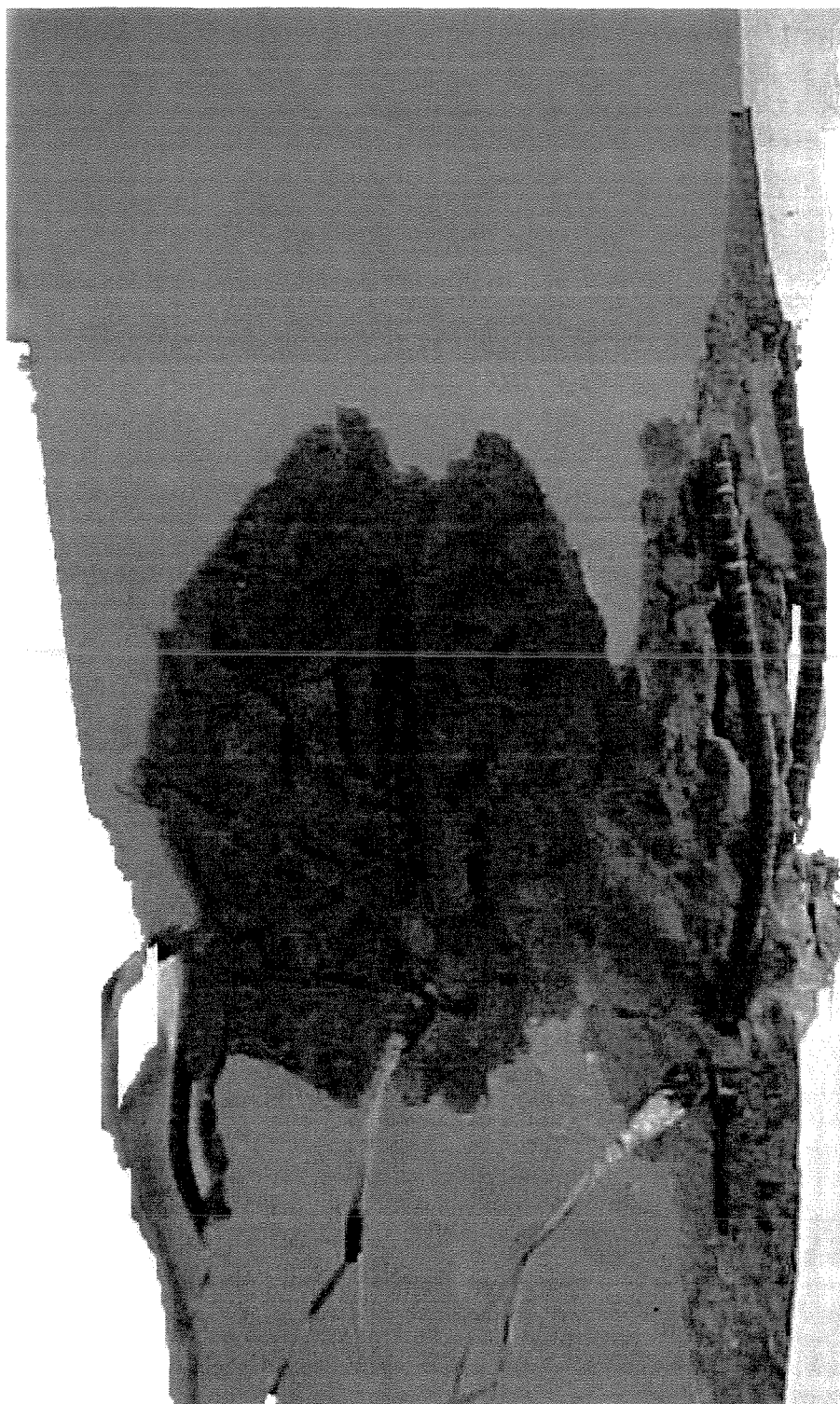


Figura 3.29 – Detalhe da ruptura do modelo P3 – Costas

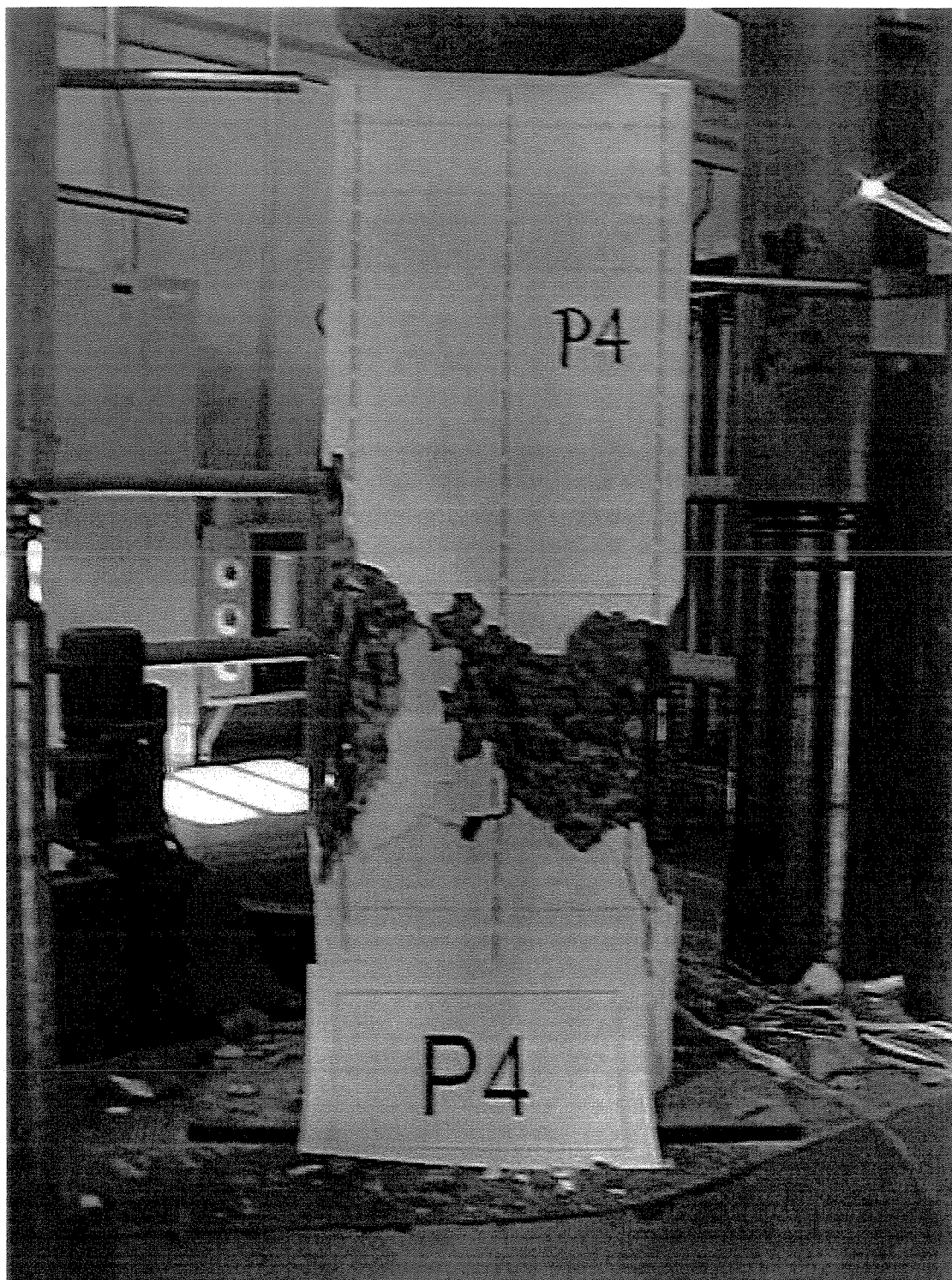


Figura 3.30 – Detalhe da ruptura do modelo P4 – Frente

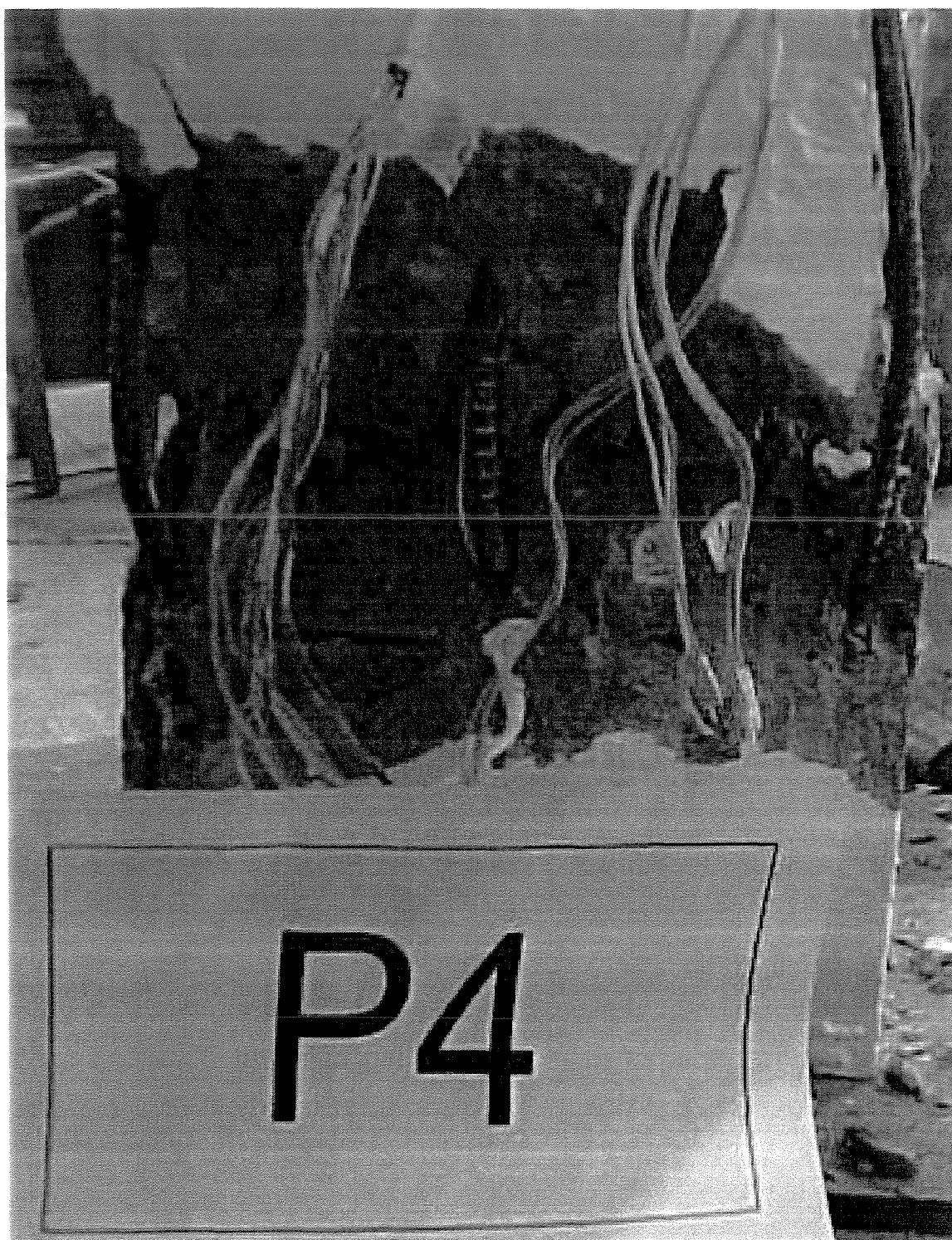


Figura 3.31 – Detalhe da ruptura do modelo P4 – Costas

4 PILARES USUAIS ARMADOS EM TODA EXTENSÃO

Como a ruptura dos pilares P1 a P4 ensaiados na primeira etapa desta pesquisa ocorreu na região localizada onde foi forçada a flambagem das barras longitudinais e devido aos resultados, foi possível perceber que os estribos suplementares só sofreram deformações significativas após a ruptura do concreto e em decorrência de tal fato optou-se por ensaiar os pilares obedecendo-se uma estribagem equivalente a um pilar usual, segundo a Norma [NBR 6118]¹.

4.1 Descrição dos Modelos P5, P6, P7 e P8

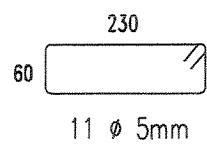
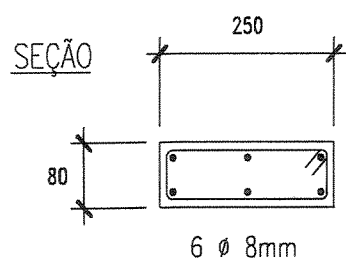
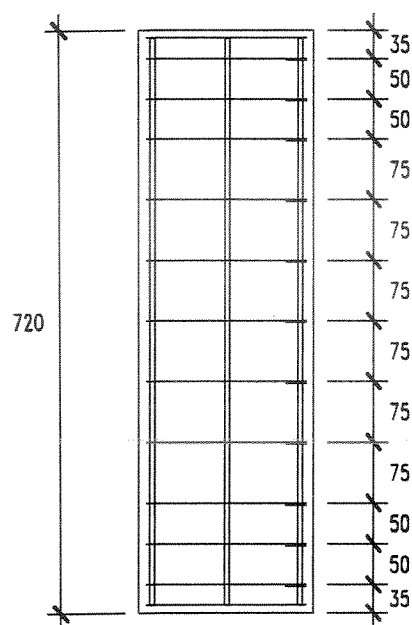
Foram preparados 4 pilares para esta etapa da pesquisa: P5, P6, P7 e P8. Foram mantidas as dimensões dos pilares, ou seja, os pilares constituíram-se em elementos de seção retangular com 8cm de largura, 25cm de comprimento e altura de 72cm. A armadura longitudinal foi composta por 6 barras de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ protegidas por estribos transversais de diâmetro $\phi=5\text{mm}$, como se apresenta nas figuras 4.1, 4.2 e 4.3.

As barras longitudinais foram situadas nos cantos dos estribos e, entre estas, no meio de cada ramo maior dos estribos. Estribos foram colocados junto às extremidades superior e inferior do modelo (região de introdução de carga), bem como foram colocadas nas extremidades das barras longitudinais placas de aço de 5mm de espessura, que também objetivavam evitar a ruptura localizada pelo efeito de ponta das barras longitudinais. Diferentemente do que ocorreu na primeira etapa da pesquisa, onde o estribo principal situou-se à meia altura das barras longitudinais e sua distância em relação aos seguintes mais próximos, em cada sentido, nos pilares P1 a P4 foi exagerada propositadamente para que tanto o estribo como as barras

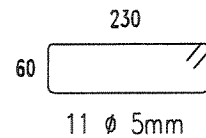
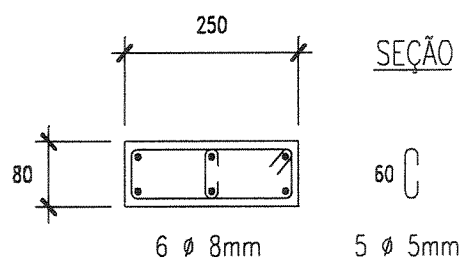
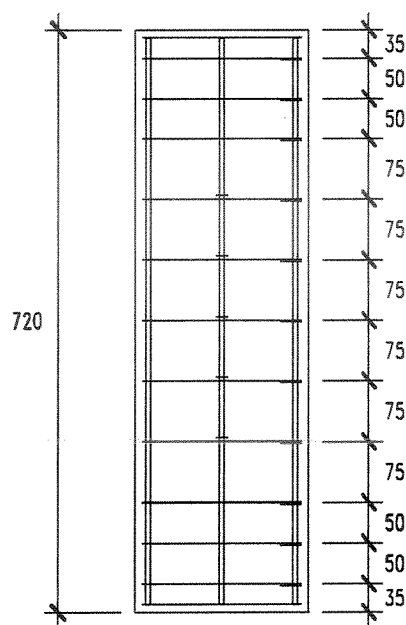
longitudinais fossem bastante solicitados frente ao risco de flambagem, nesta etapa optou-se por estribar os pilares obedecendo-se um espaçamento que estivesse de acordo com as indicações da Norma [NBR 6118]¹. Em face ao valor das cargas esperadas para que o estado limite último pudesse ser alcançado, aproximadamente 630kN, optou-se por ensaiar os pilares na máquina universal de ensaios, com capacidade de 1000kN, do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção. Foram construídos dois modelos de pilares, P5 e P6, sem estribo suplementar, e outros dois pilares, P7 e P8, com estribo suplementar tipo gancho em forma de “C”, com diâmetro $\phi=5\text{mm}$, situado na altura do principal e preso às barras longitudinais colocadas fora dos cantos.

A figura 4.1 apresenta as características geométricas e os arranjos das armaduras dos pilares P5 a P8. As figuras 4.2 e 4.3 mostram detalhes das armaduras.

MODELOS P5 E P6



MODELOS P7 E P8



*medidas em mm

Figura 4.1 – Características geométricas e arranjos das armaduras nos modelos P5 a P8



Figura 4.2 – Detalhe das armaduras dos modelos P5 e P6

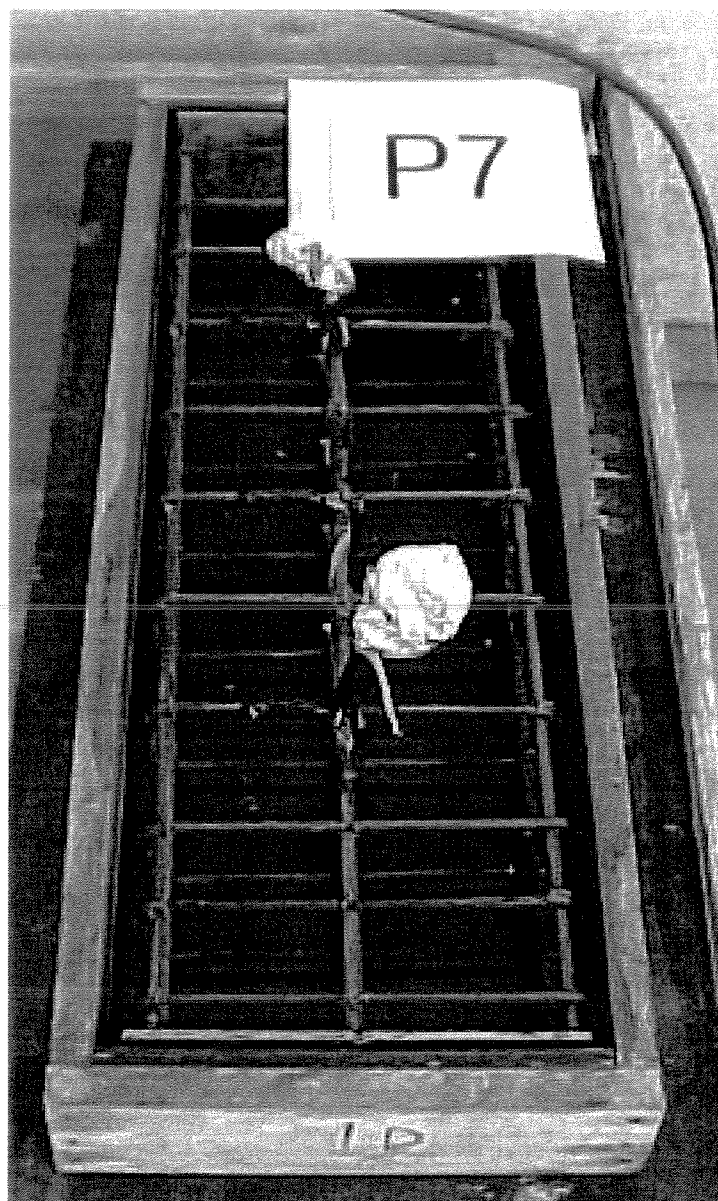


Figura 4.3 – Detalhe das armaduras dos modelos P7 e P8

4.2 Materiais e suas Propriedades

Os materiais empregados na fabricação dos pilares P5 a P8, foram os mesmos utilizados na confecção dos pilares P1 a P4 da primeira etapa da pesquisa, apresentando portanto as mesmas características já citadas anteriormente nas tabelas 2.1 e 2.2 e nas figuras 2.4 e 2.5.

4.2.1 Aço

Barras de alta aderência, aço CA-50A, de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ e área de seção transversal $A_s=0,50\text{cm}^2$, foram utilizadas como armadura longitudinal nos quatro pilares. Barras lisas, aço CA-60B, de diâmetro $\phi=5\text{mm}$ e área de seção transversal $A_s=0,20\text{cm}^2$, foram empregadas como estribos. As barras de diâmetro $\phi=5\text{mm}$ utilizadas nesta etapa da pesquisa são do mesmo lote das barras de $\phi=5\text{mm}$ utilizadas na primeira etapa. Dados relativos a este aço já foram mostrados na figura 2.6.

Amostras das barras utilizadas foram separadas para ensaio de determinação das características mecânicas do material. Os diagramas tensão-deformação para os aços das duas armaduras foram obtidos através de ensaio de tração dos corpos-de-prova, sendo as deformações medidas por extensômetros mecânicos com base de 100mm e sensibilidade de 0,01mm.

As barras de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ mostraram a tensão variando progressivamente com a deformação, após o trecho elástico linear da curva tensão-deformação apresentaram patamar de escoamento. Foram ensaiados dois corpos-de-prova obtendo-se os diagramas tensão-deformação. A curva da figura 4.4 indica o diagrama tensão-deformação adotado para este aço e obtido em função dos valores médios dos resultados dos ensaios dos dois corpos-de-prova. O limite de escoamento é $f_y=558,7\text{MPa}$ e o módulo de elasticidade é $E_s=203160\text{MPa}$.

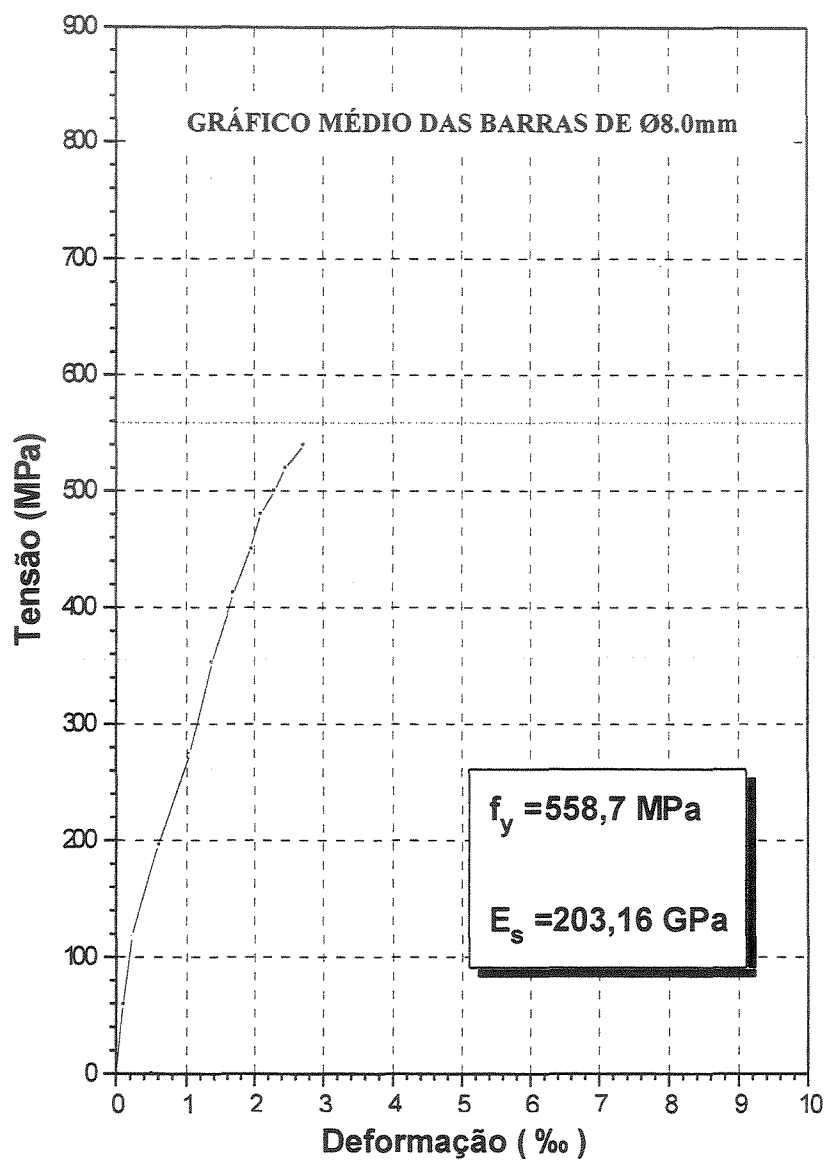


Figura 4.4 - Diagrama Tensão–Deformação Médio das barras de $\phi 8.0\text{mm}$
(medidos por defletômetros de sensibilidade de 0,001mm)

4.2.2 Concreto

Manteve-se constante o traço para a confecção dos pilares P5 a P8. O concreto utilizado nos pilares foi dosado para se obter uma resistência média $f_{cm}=25\text{MPa}$ aos 28 dias. O traço do concreto foi 1:2:3 em peso, com fator água/cimento $x=0,53$. Outros dados: teor de cimento=16,7%, teor de areia=33,3%, teor de pedra=50%, teor de água =8,8%, referidos à mistura seca; consumo de cimento=365kg/m³ de concreto e abatimento de 7,0cm no tronco de cone determinado durante a concretagem. Peso específico médio =2438daN/m³.

Para a concretagem dos pilares P5 a P8 foram observados os mesmos procedimentos adotados para a concretagem dos pilares P1 a P4 da primeira etapa. Foram concretados simultaneamente os pilares P5, P6, P7 e P8 e 8 (oito) corpos-de-prova cilíndricos numerados de CP-13 a CP-20. Foram utilizadas as mesmas fôrmas da primeira etapa, portanto os pilares foram concretados horizontalmente, já na mesa vibratória. Os corpos-de-prova de concreto também foram adensados em mesa vibratória em seguida a cada modelo.

Os pilares e os corpos-de-prova permaneceram nas fôrmas durante 5 dias cobertos com lona plástica, sendo desformados no fim do quinto dia e curados juntos, ao ar, no recinto do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção até a data do ensaio.

Os corpos-de-prova CP-13 a CP-20 foram ensaiados à compressão simples com 19 dias de idade, momentos antes do ensaio dos modelos P5, P6, P7 e P8, apresentando uma resistência média à compressão $f_{cm} = 26,84 \text{ MPa}$. O valor da resistência média à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto foi reduzido em 10% devido às dimensões dos mesmos: 10cm de diâmetro e 20cm de altura, conforme já explicado na primeira etapa. Os resultados obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova estão demonstrados na tabela 4.1.

CORPO-DE-PROVA N ^o	IDADE (DIAS)	MODELOS	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	
			CARGA (kN)	TENSÃO f_c (MPa)
CP-13	19	P5 a P8	226,00	28,78
CP-14	19	P5 a P8	246,00	31,32
CP-15	19	P5 a P8	226,00	28,78
CP-16	19	P5 a P8	246,00	31,32
CP-17	19	P5 a P8	238,00	30,30
CP-18	19	P5 a P8	229,00	29,16
CP-19	19	P5 a P8	226,00	28,78
CP-20	19	P5 a P8	237,00	30,16
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			210,83**	26,84**

** Reduzido em 10% devido às dimensões dos corpos-de-prova: 10cm de diâmetro por 20cm de altura

Tabela 4.1 – Resistência do Concreto para os Modelos P5 a P8

4.3 Instrumentação

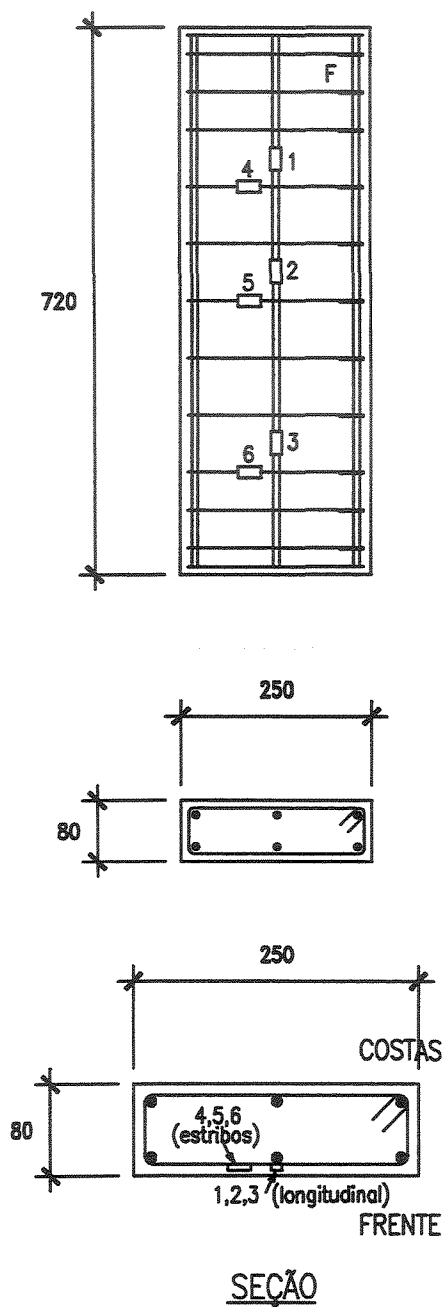
As deformações nas armaduras foram medidas através de extensômetros elétricos KYOWA – Strain Gages fator 2.12, com base de medida de 5mm, colados na superfície das barras, conforme detalhamento da figura 4.5.

Na armadura longitudinal, os extensômetros foram localizados na barra central na seção média entre estribos.

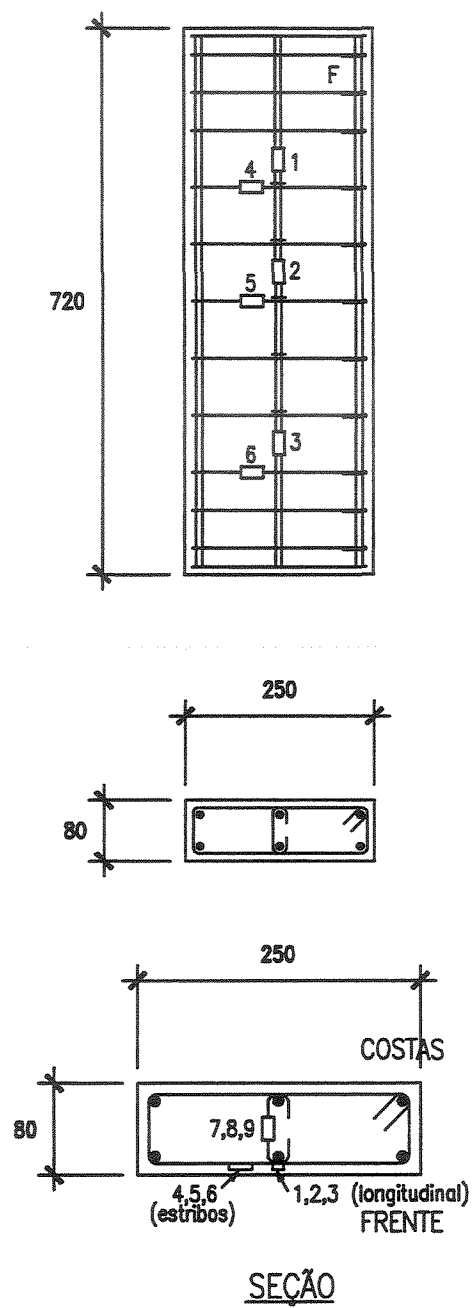
No estribo principal os extensômetros foram situados junto à barra central na face externa, da frente dos modelos.

Nos estribos suplementares dos modelos P7 e P8 foram colados extensômetros na face externa das barras. Os estribos suplementares instrumentados foram: o situado junto ao quarto estribo poligonal, o localizado junto ao sexto estribo poligonal e o situado junto ao oitavo estribo poligonal, de cima prá baixo.

MODELOS P5 E P6



MODELOS P7 E P8



*medidas em mm

Figura 4.5– Posição dos extensômetros nas barras

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA SEGUNDA ETAPA

Os pilares P5 a P8 foram ensaiados à compressão com 19 dias de idade. Os corpos-de-prova cilíndricos de concreto correspondentes a cada modelo foram ensaiados à compressão pouco antes dos pilares, apresentando as tensões de ruptura já mencionadas e indicadas na tabela 4.1.

Frente ao resultado do ensaio dos corpos-de-prova de concreto CP-13 a CP-20, em conjunto com as características geométricas e mecânicas das armaduras empregadas, estimou-se uma carga de ruptura para os pilares da ordem de 630kN. O procedimento de ensaio foi o mesmo para os quatro pilares.

Os pilares foram instalados na máquina universal, sendo conferidos o nível da face superior e o prumo das laterais. Os fios dos extensômetros elétricos foram ligados ao aquisitor eletrônico de dados modelo 5100 scanner, e os dados avaliados pelo programa System 5000 do Laboratório de Estruturas.

Antes do carregamento foram feitas as leituras dos registros iniciais dos defletômetros. Após isso os pilares foram carregados até 50kN e descarregados por duas vezes seguidas, sendo conferidas as leituras na carga e na descarga. Observou-se a ocorrência de registros subsequentes com valores iguais ou próximos aos precedentes, utilizando-se quatro defletômetros fixados nas quatro faces dos pilares para verificação de eventual excentricidade na aplicação da carga. Todos os defletômetros foram fixados na máquina universal de ensaios. O defletômetro R1 mediu as deformações totais da lateral direita do modelo visto de frente, o defletômetro R2 mediu as deformações totais da face-frente, o defletômetro R3 mediu as deformações totais da face esquerda do modelo visto de frente e finalmente o defletômetro R4 mediu as deformações totais

das costas dos pilares. Após a segunda retirada do carregamento, foram feitas as leituras dos registros de todos os defletômetros, que foram tomadas como origem e deu-se início ao carregamento.

A carga foi aplicada até a ruptura, procedendo-se à leitura dos registros dos extensômetros a cada 50kN até atingir-se 500kN, e após esta carga de 20 em 20kN até a ruptura.

Os diagramas das deformações totais ocorridas durante os ensaios dos pilares P5 a P8 são demonstrados na figura 5.1.

Os diagramas carga-deformação são mostrados nas figuras 5.2 a 5.11. Os pontos de medida referem-se aos apresentados na figura 4.6.

Provavelmente por falha de colagem, alguns extensômetros deixaram de funcionar até o final, como ocorreu no modelo P8(pontos 5 e 7). Nos pilares P6, P7 e P8 ocorreu o funcionamento perfeito de todos os extensômetros até o final.

Durante o ensaio dos pilares foram observadas fissuras visíveis no concreto. No modelo P6 ocorreu uma pequena fissura na extremidade inferior direita do modelo visto de frente com aproximadamente 400kN de carga. Nos demais pilares as fissuras começaram a ficar visíveis após o carregamento ter ultrapassado 500kN. Com o aumento gradativo de carga foram aparecendo novas fissuras e as que já estavam visíveis foram aumentando até a ruptura dos pilares.

A ruptura de cada um dos pilares sobreveio de maneira brusca, tendo apresentado, para todos, características nítidas de ruína por flambagem das barras longitudinais simultaneamente com o esmagamento do concreto.

O modelo P5 rompeu de forma brusca e violenta com carga $F_u=655\text{kN}$. O P6 rompeu com carga $F_u=635\text{kN}$, o P7 com carga $F_u=625\text{kN}$ e o P8 com $F_u=610\text{kN}$. As figuras 5.22 a 5.40 apresentam alguns detalhes dos pilares após o ensaio.

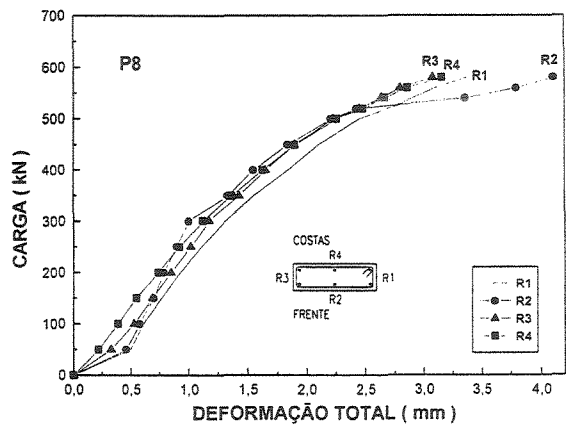
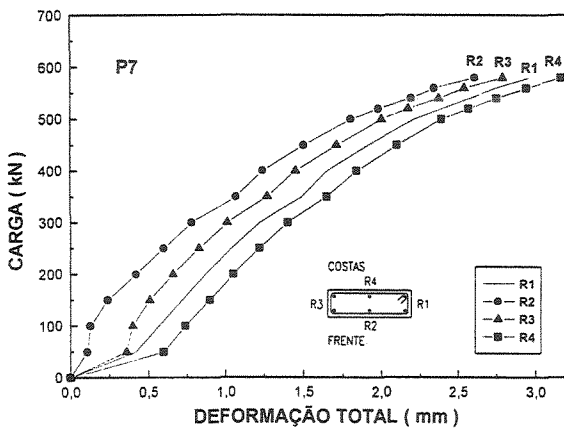
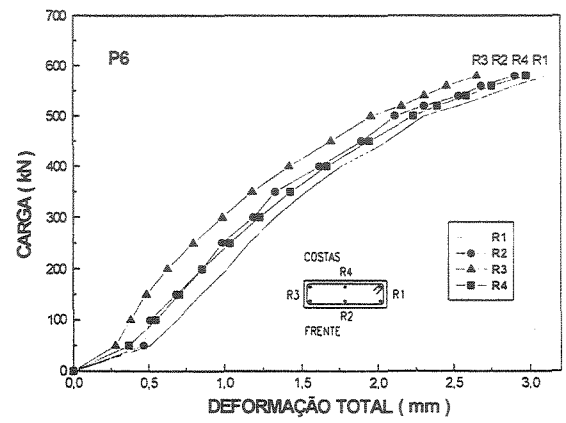
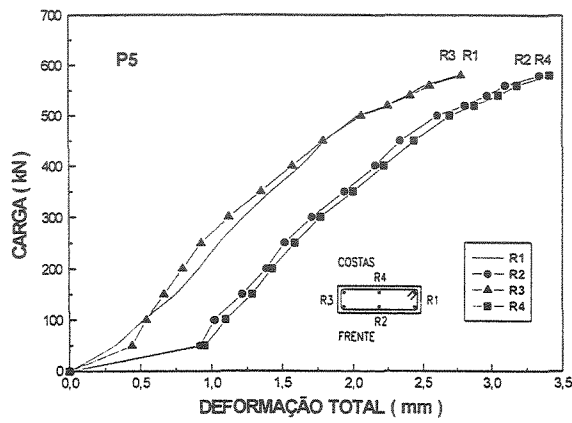


Figura 5.1– Deformações totais ocorridas quando da aplicação das cargas nos modelos P5 a P8

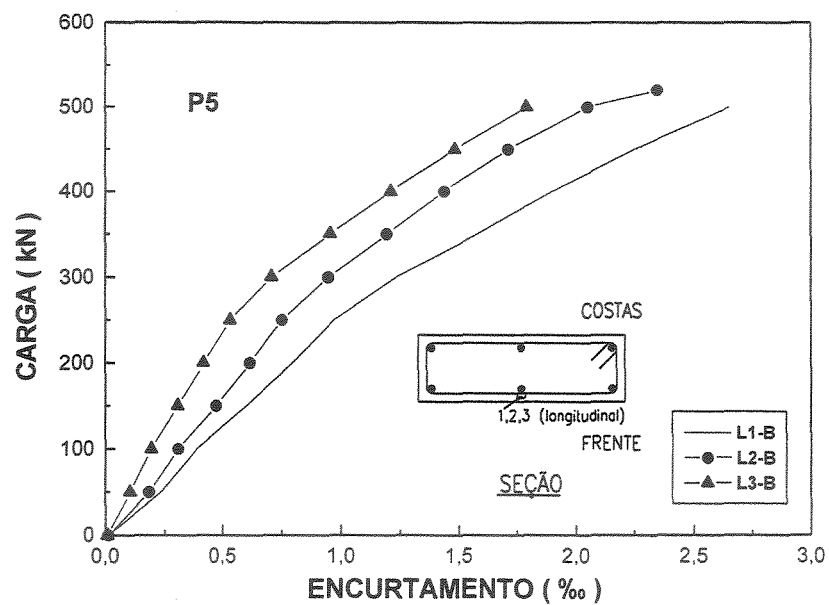


Figura 5.2 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P5 ($F_u=655\text{kN}$)

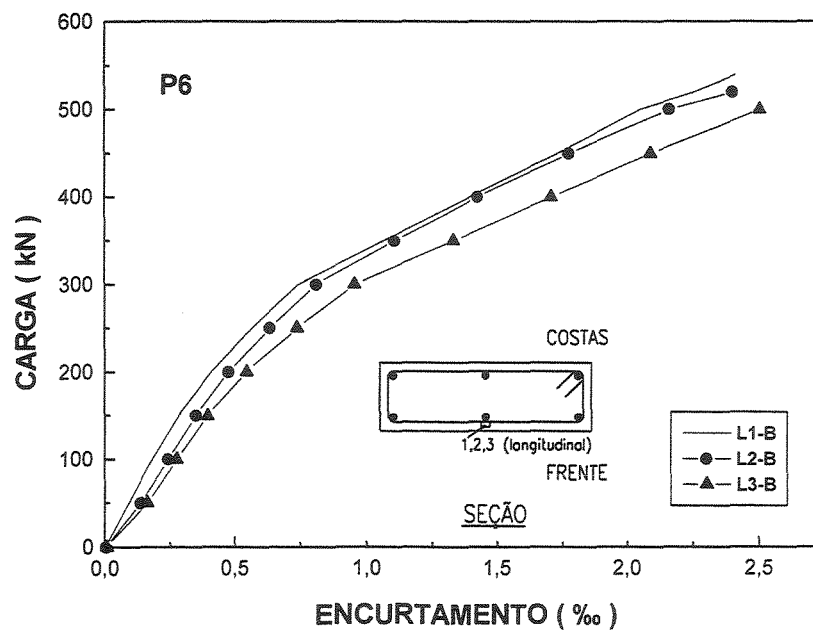


Figura 5.3 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P6 ($F_u=635\text{kN}$)

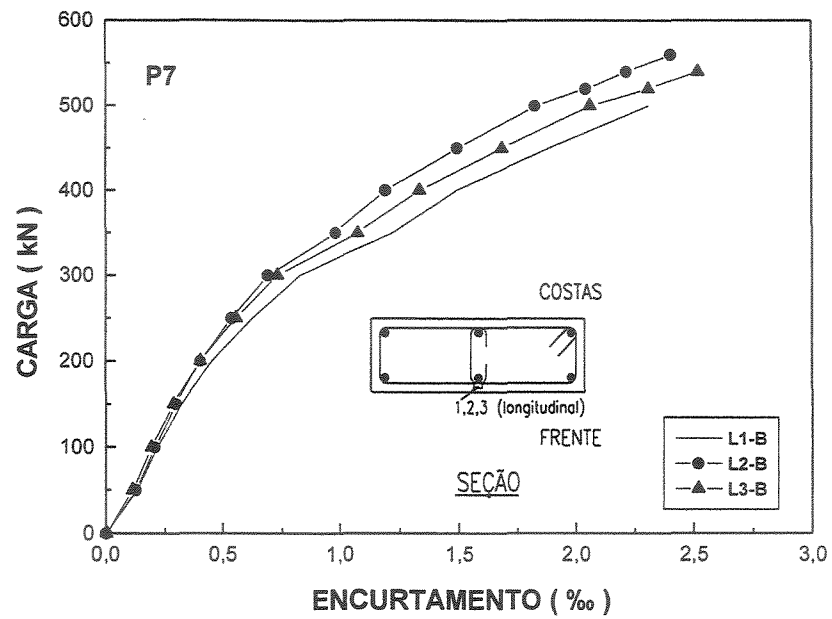


Figura 5.4 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P7 ($F_u=625\text{kN}$)

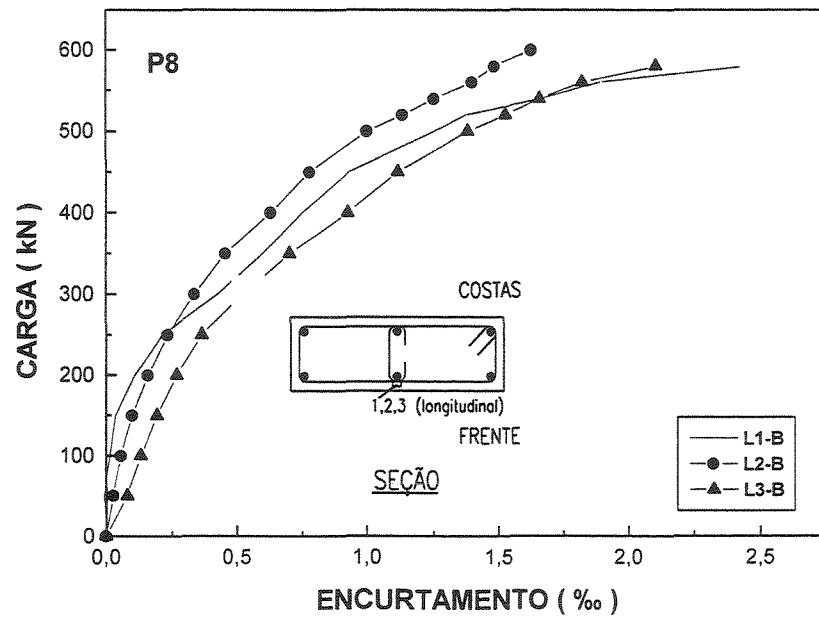


Figura 5.5 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P8 ($F_u=610\text{kN}$)

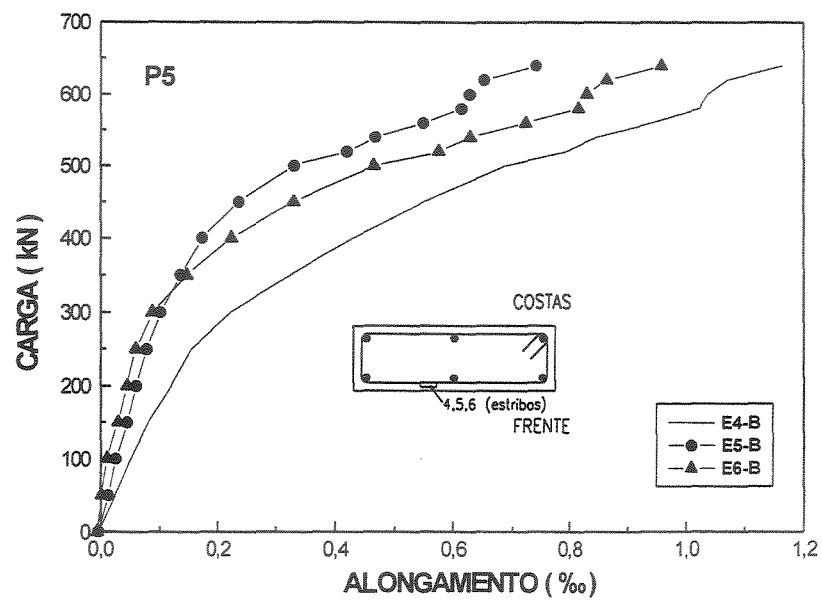


Figura 5.6 – Deformações nos estribos – Modelo P5 ($F_u=655\text{kN}$)

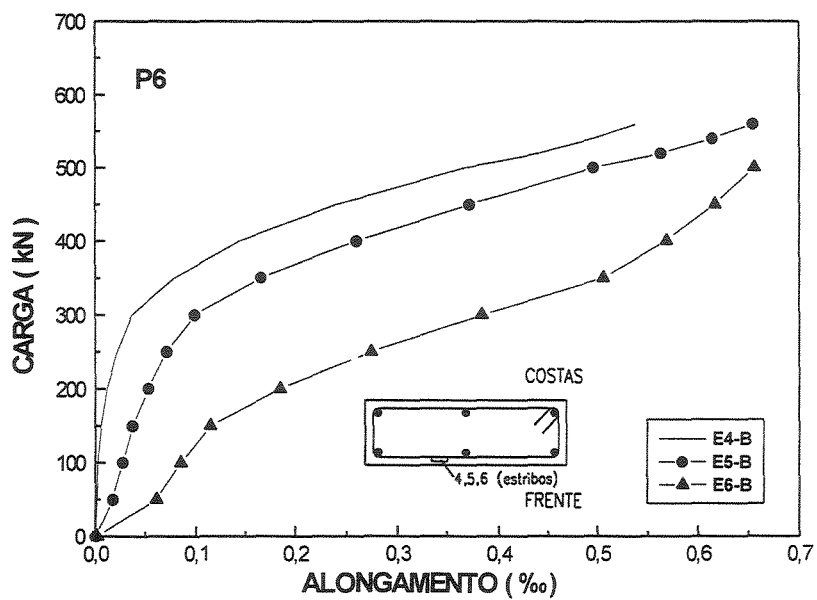


Figura 5.7 – Deformações nos estribos – Modelo P6 ($F_u=635\text{kN}$)

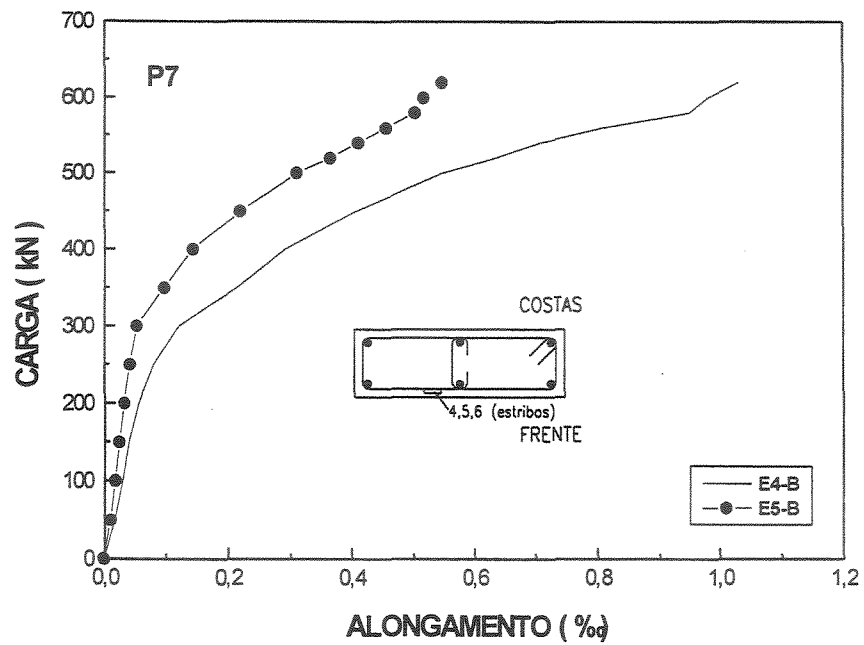


Figura 5.8 – Deformações nos estribos – Modelo P7 ($F_u=625\text{kN}$)

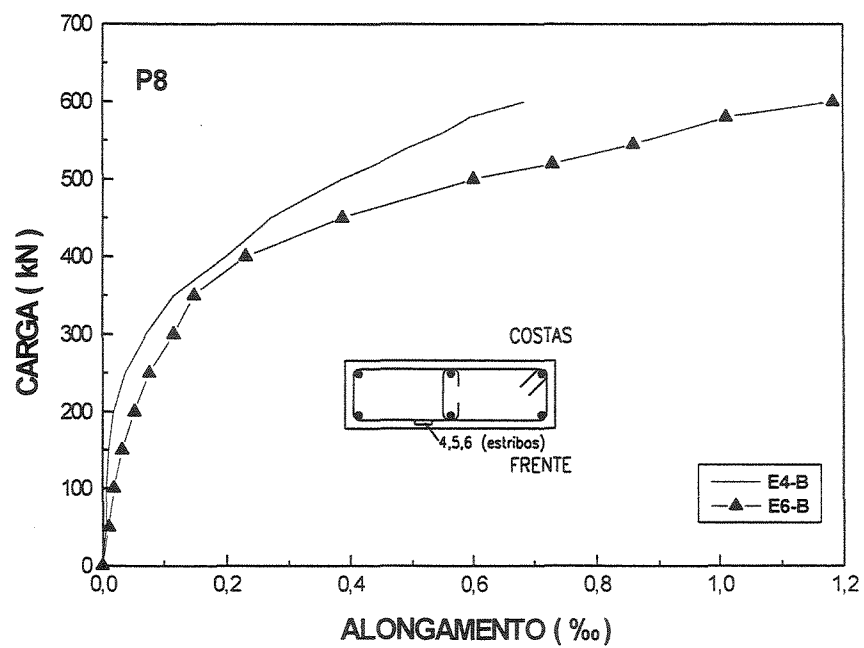


Figura 5.9 – Deformações nos estribos – Modelo P8 ($F_u=610\text{kN}$)

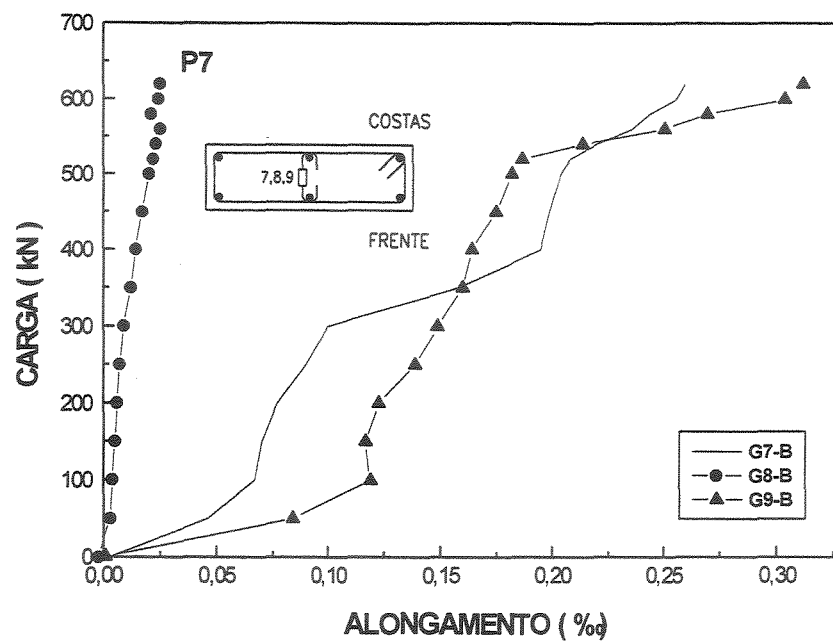


Figura 5.10 – Deformações nos estribos suplementares – Modelo P7 ($F_u=625\text{kN}$)

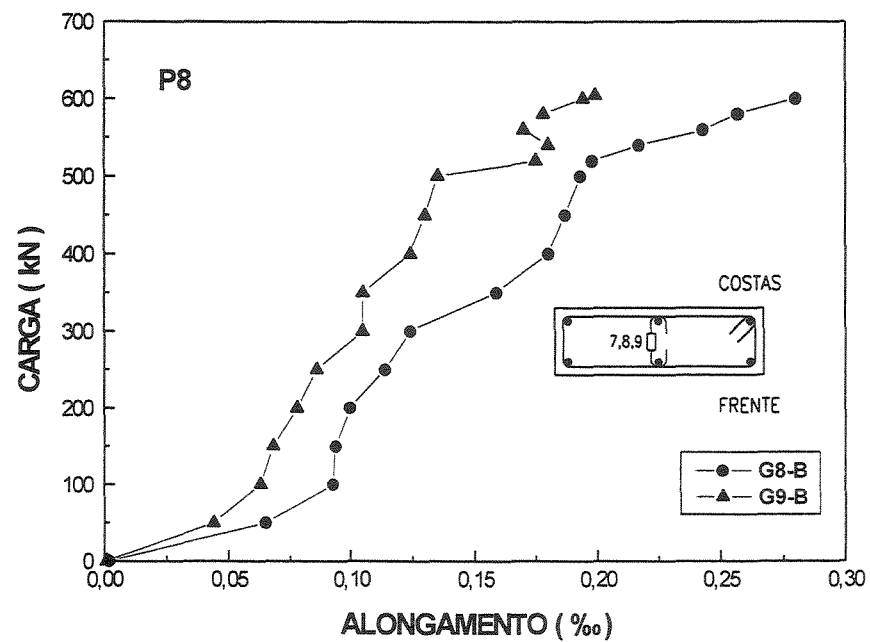


Figura 5.11 – Deformações nos estribos suplementares – Modelo P8 ($F_u=610\text{kN}$)

Com base nas deformações e nos diagramas tensão-deformação dos aços das armaduras, foi possível calcular as tensões que ocorreram nos pontos instrumentados até a proximidade da ruptura.

Os diagramas tensão-carga são mostrados nas figuras seguintes.

As figuras 5.12 a 5.15 apresentam os diagramas tensão-carga para as barras longitudinais centrais nas faces da frente nas seções entre estribos.

As figuras 5.16 a 5.19 apresentam os diagramas tensão-carga para os estribos nas faces da frente.

As figuras 5.20 e 5.21 mostram o diagrama tensão-carga para os estribos suplementares dos pilares P7 e P8.

As figuras 5.22 a 5.32 demonstram detalhes das faces dos pilares após a ruptura.

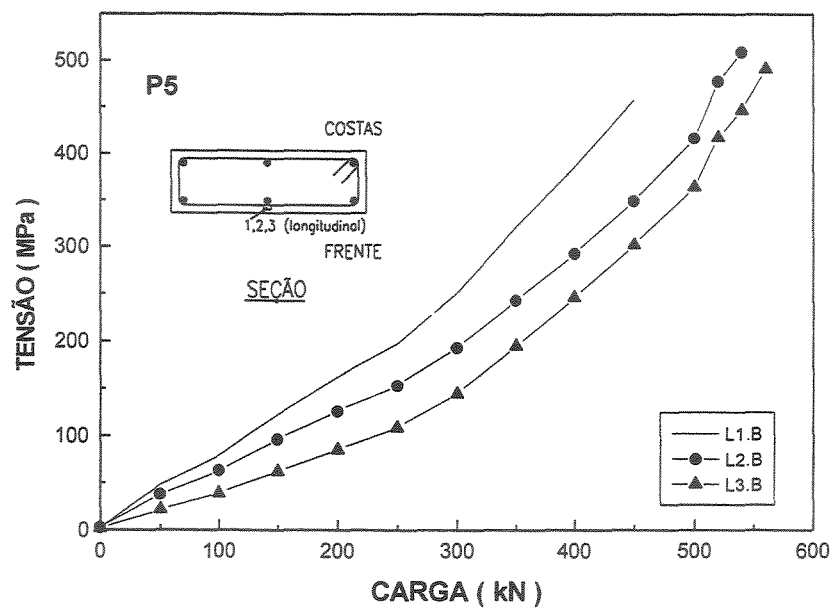


Figura 5.12 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P5

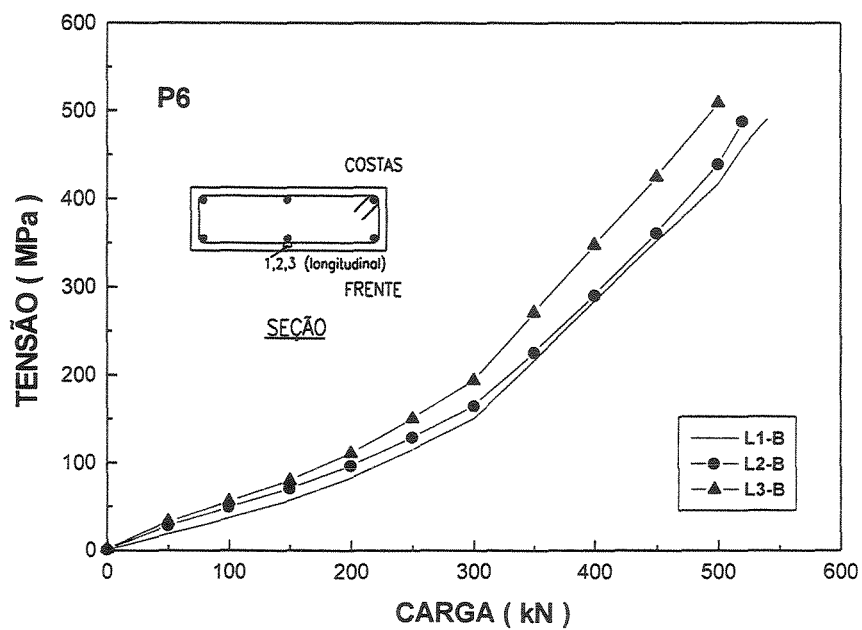


Figura 5.13 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P6

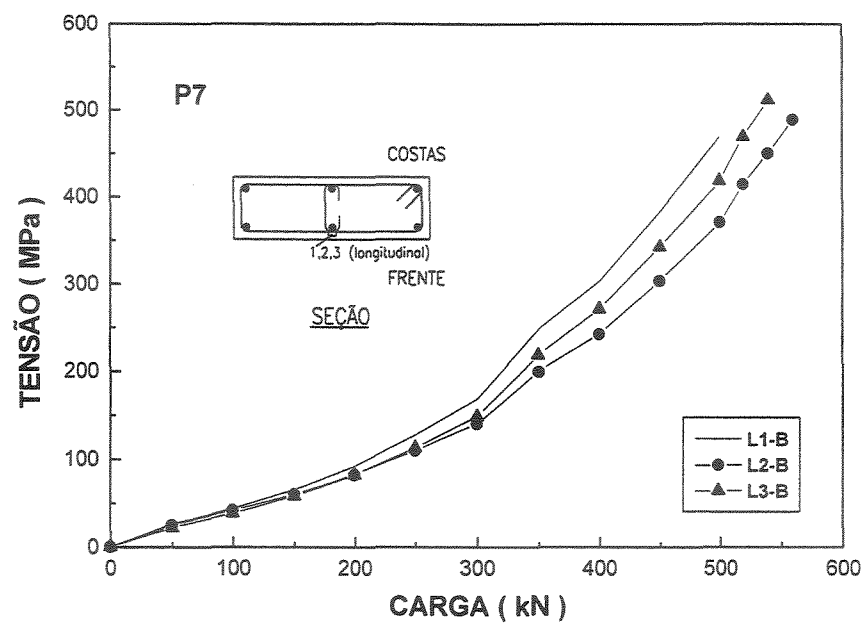


Figura 5.14 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P7

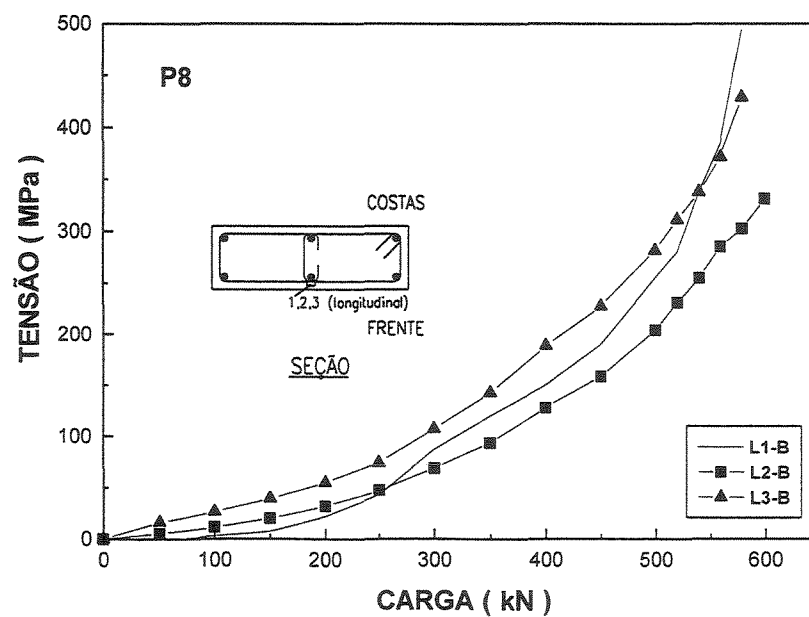


Figura 5.15 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P8

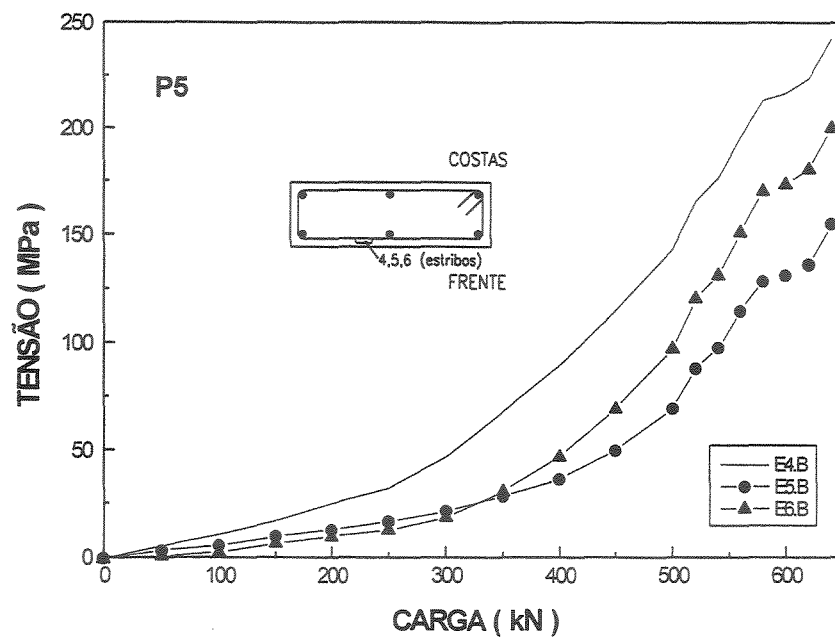


Figura 5.16 – Tensões nos estribos – Modelo P5

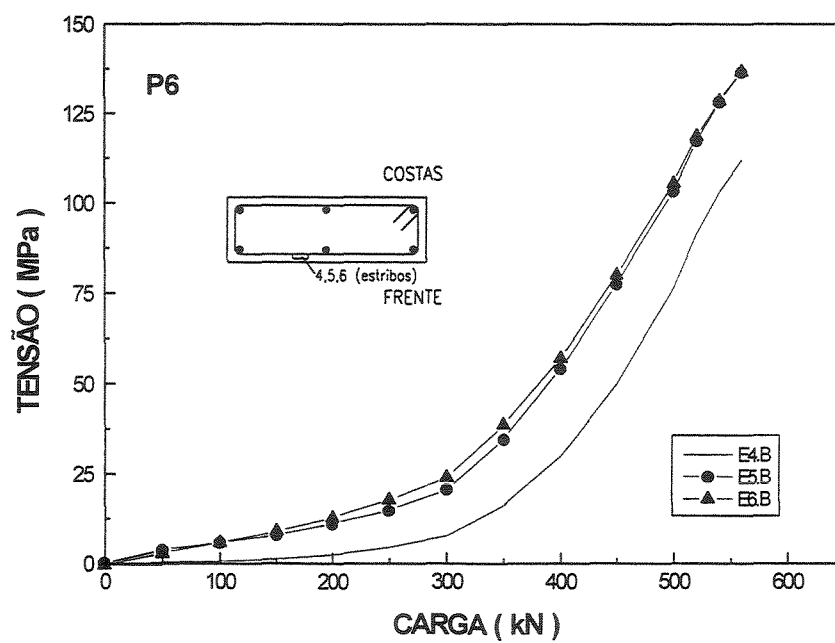


Figura 5.17 – Tensões nos estribos – Modelo P6

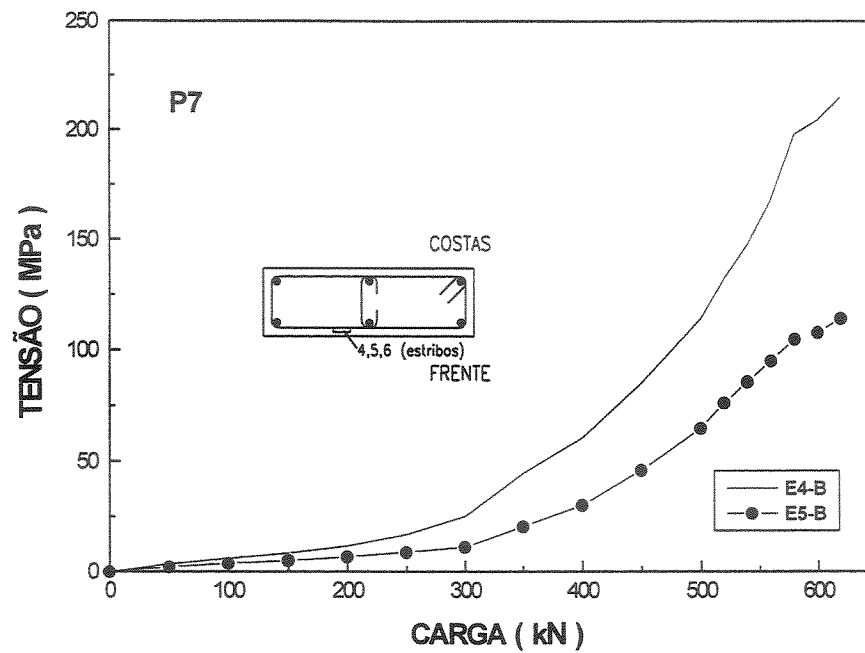


Figura 5.18 – Tensões nos estribos – Modelo P7

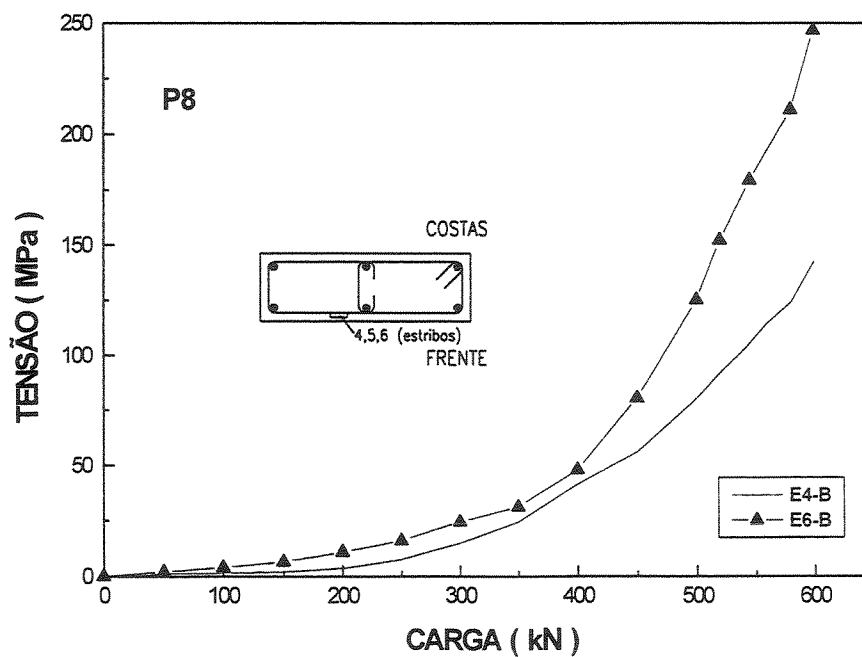


Figura 5.19 – Tensões nos estribos – Modelo P8

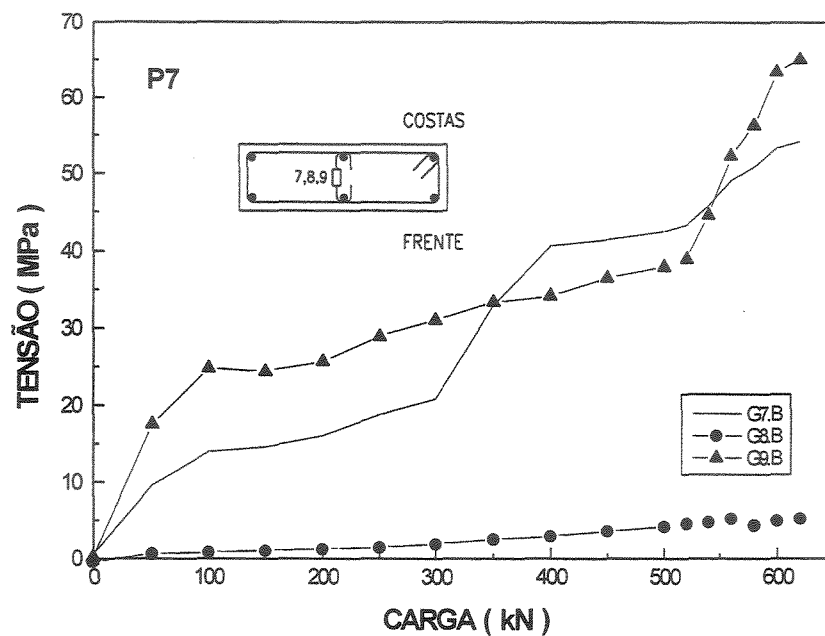


Figura 5.20 – Tensões nos estribos suplementares – Modelo P7

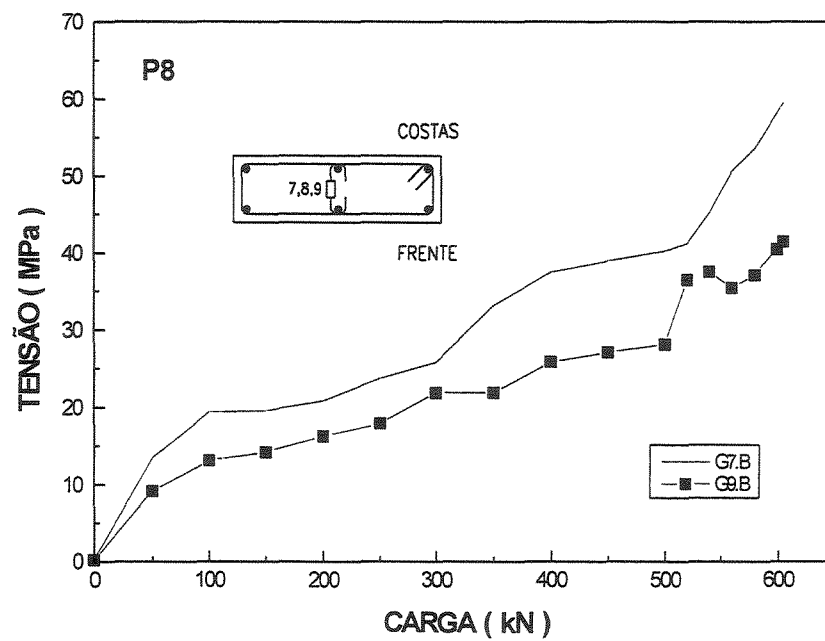


Figura 5.21 – Tensões nos estribos suplementares – Modelo P8

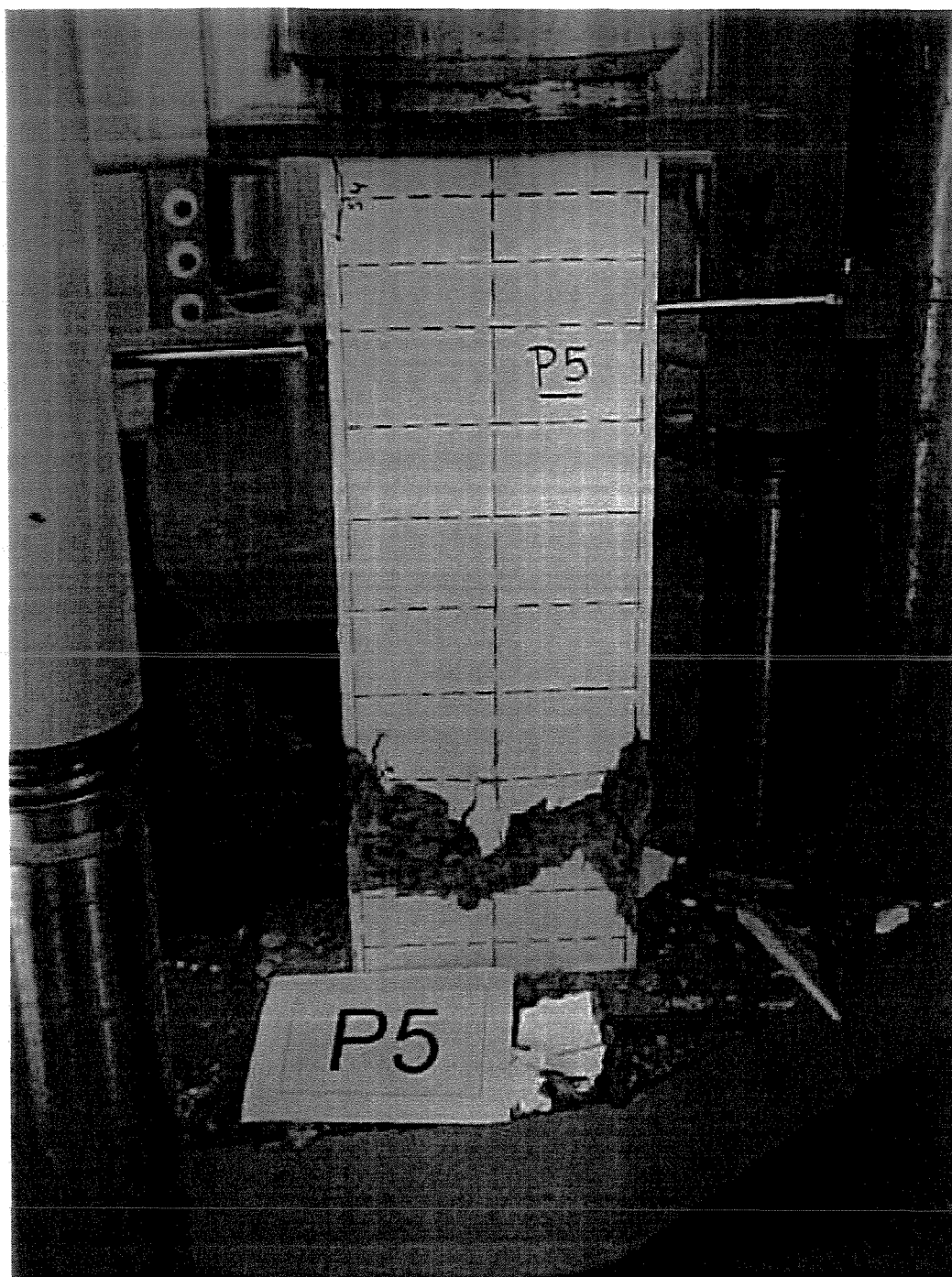


Figura 5.22 – Detalhe da ruptura do Modelo P5 – Frente

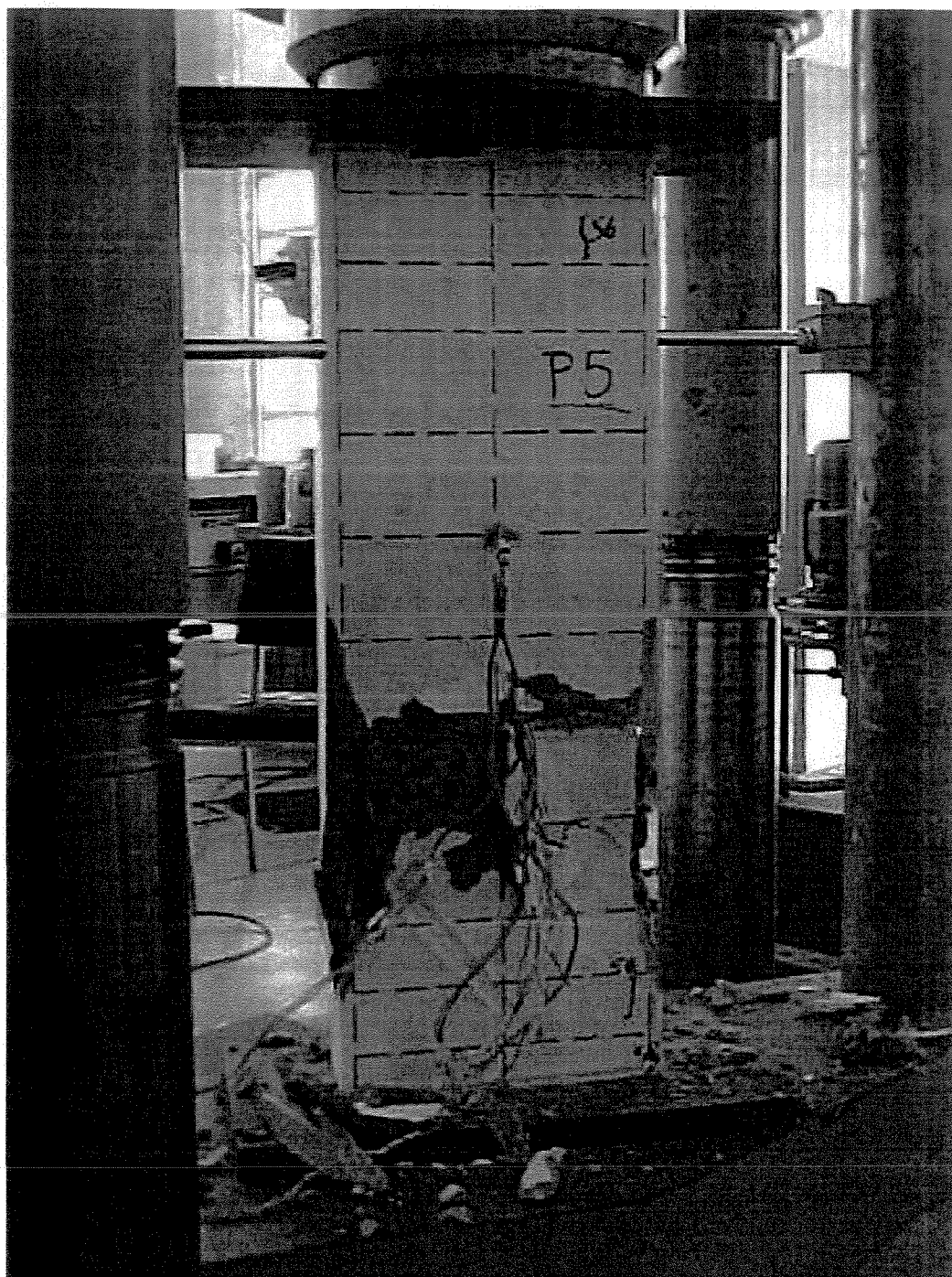


Figura 5.23 – Detalhe da ruptura do Modelo P5 – Costas

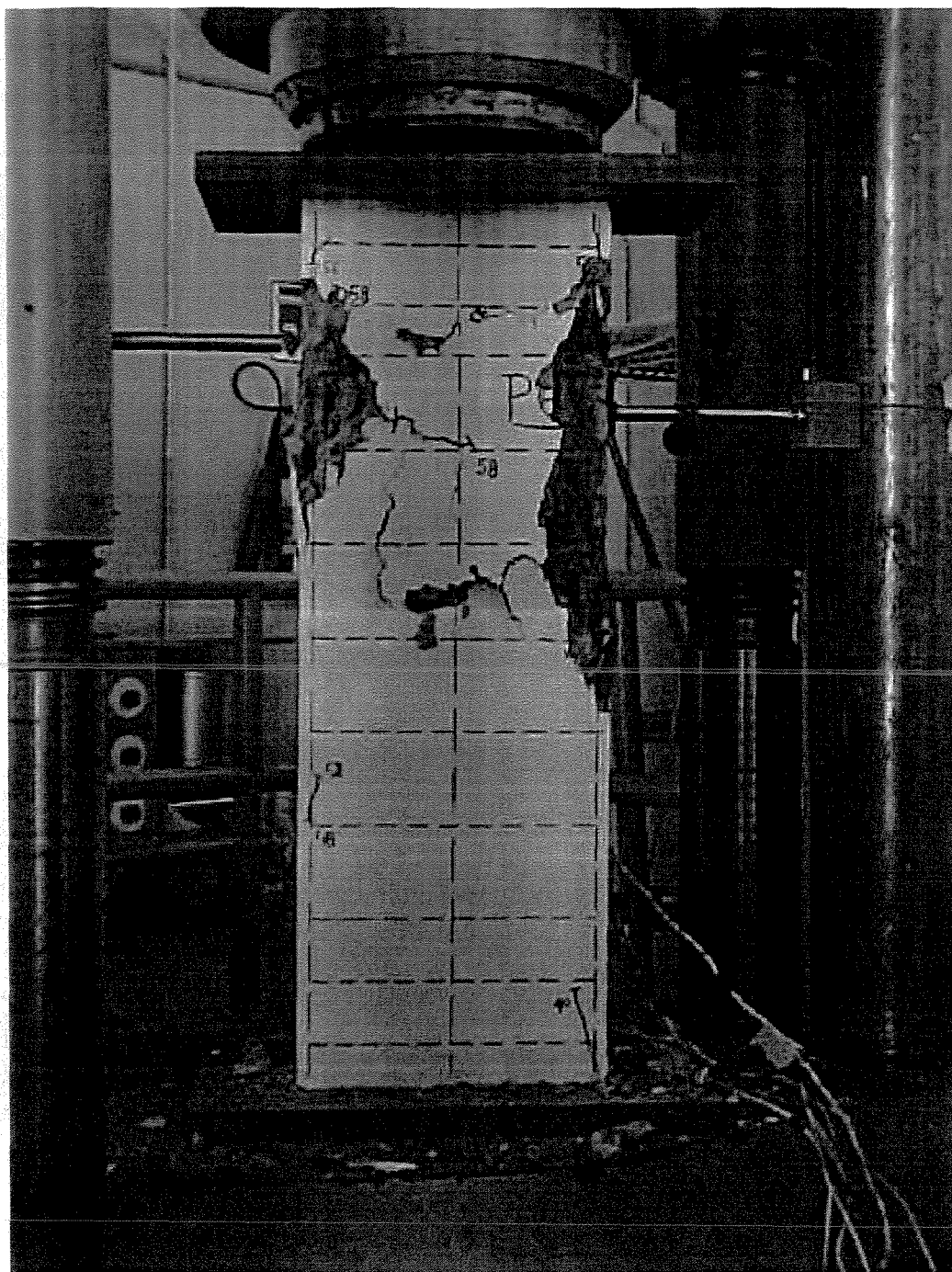


Figura 5.24 – Detalhe da ruptura do Modelo P6 – Frente

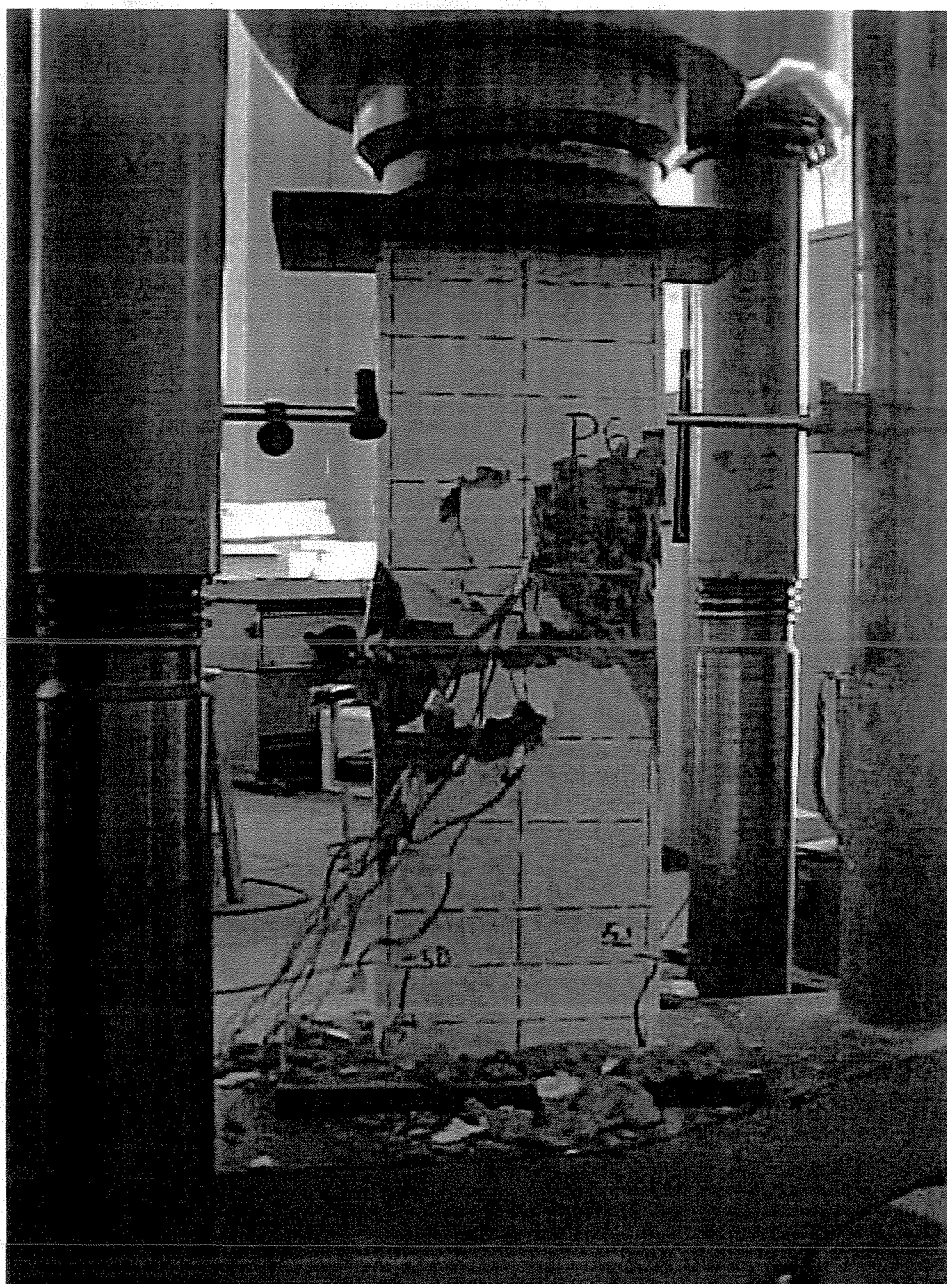


Figura 5.25 – Detalhe da ruptura do Modelo P6 – Costas

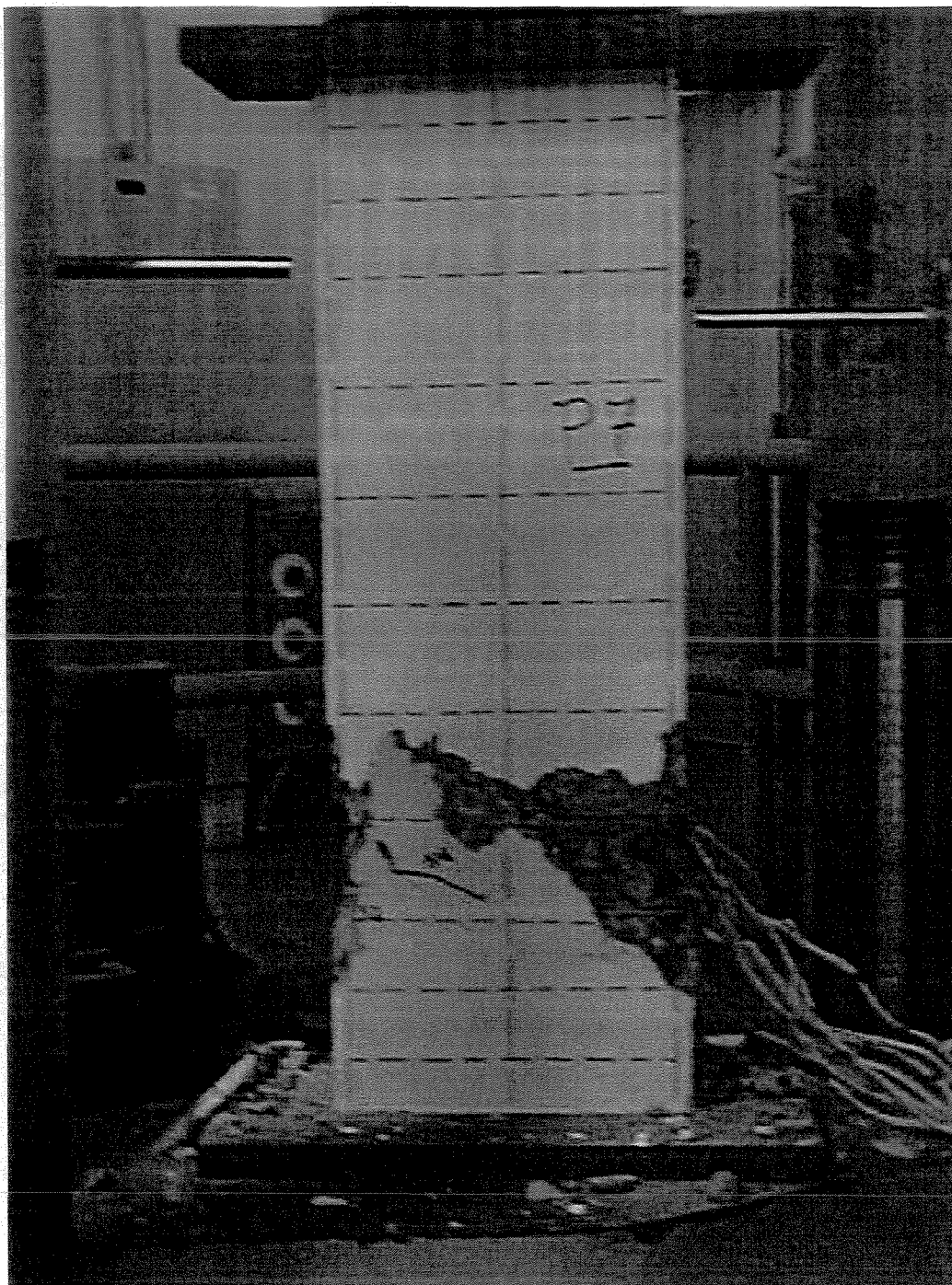


Figura 5.26 – Detalhe da ruptura do Modelo P7 – Frente



Figura 5.27 – Detalhe da ruptura do Modelo P7 – Costas

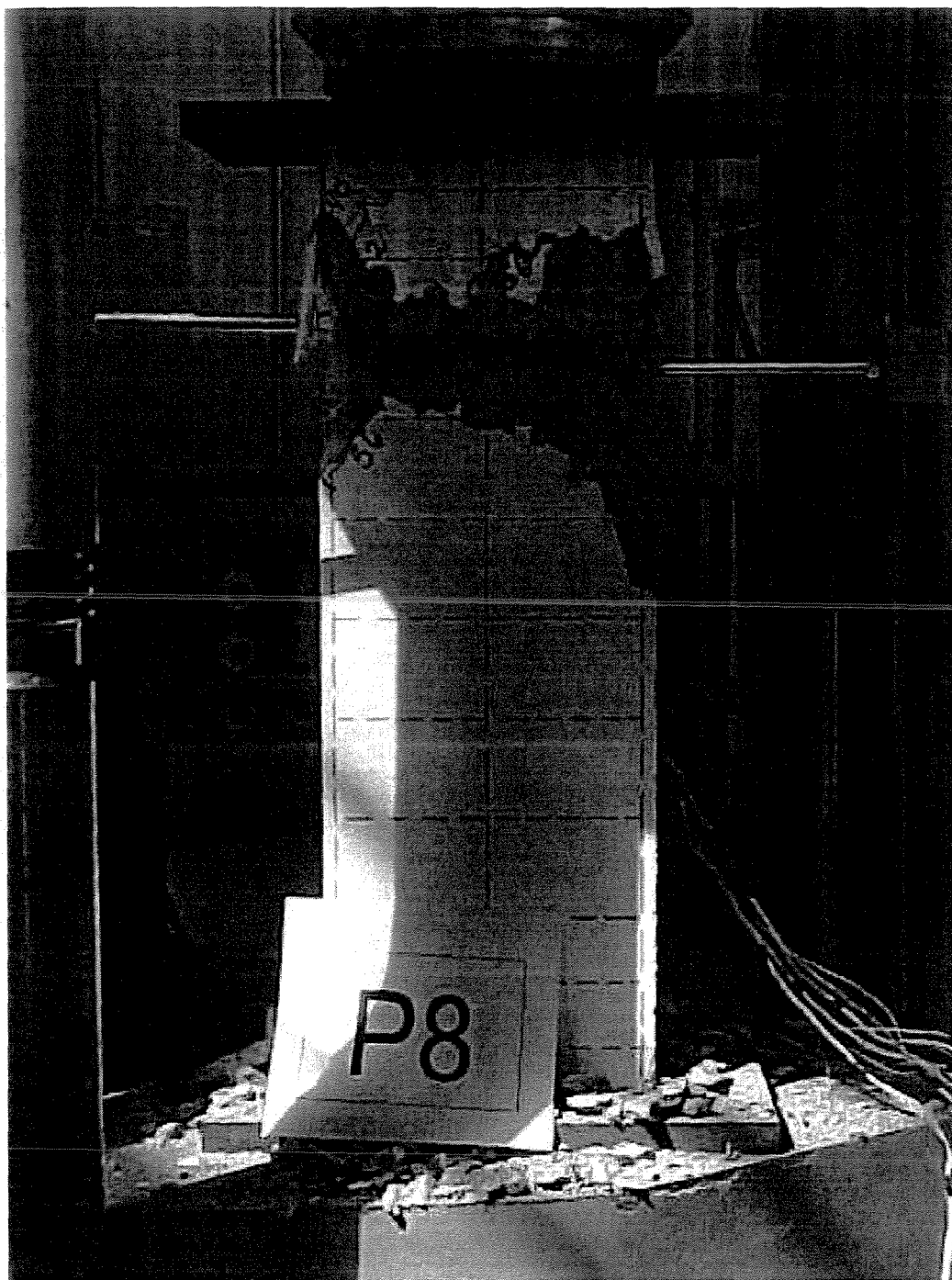


Figura 5.28 – Detalhe da ruptura do Modelo P8 – Frente

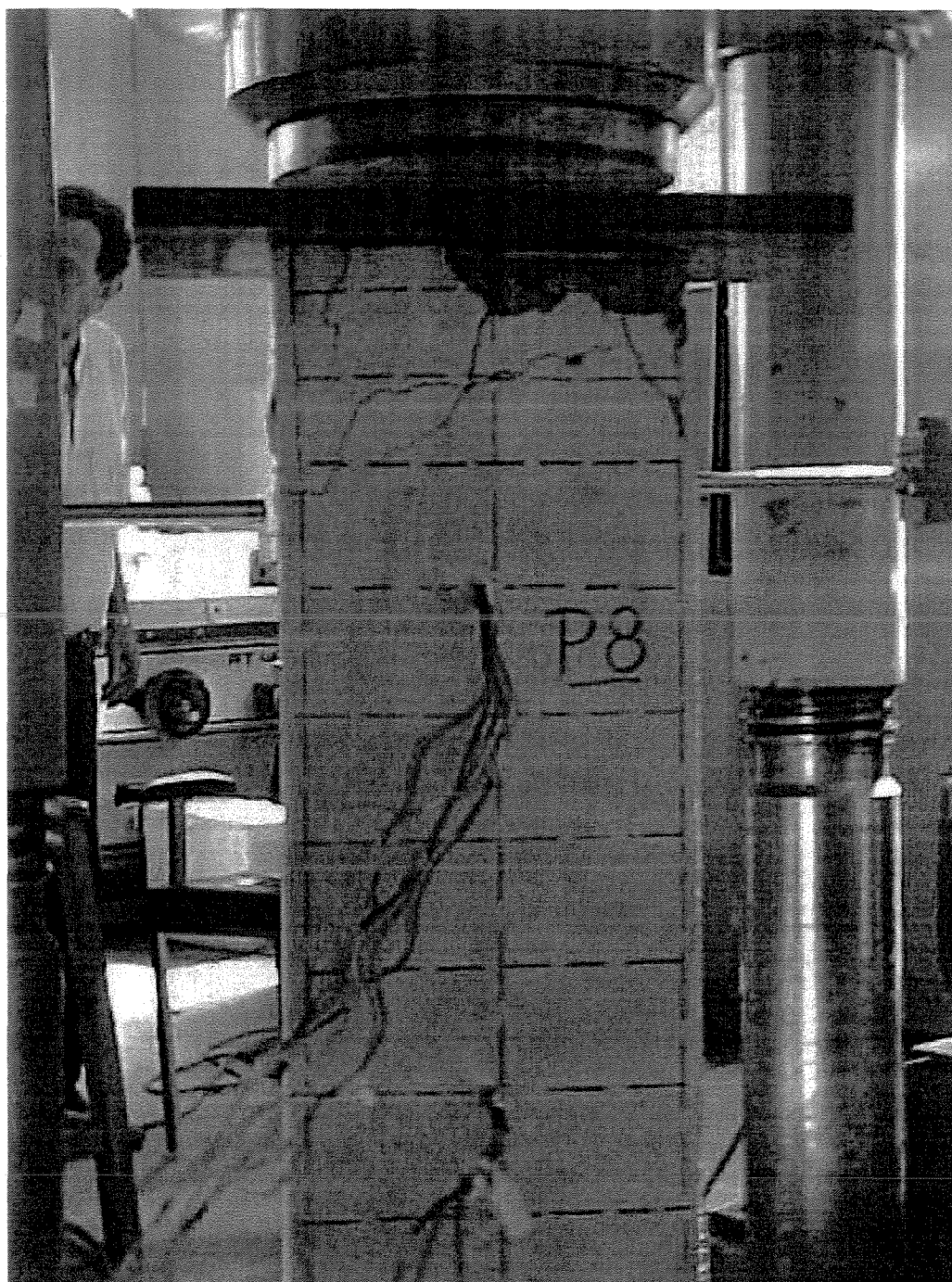


Figura 5.29 – Detalhe da ruptura do Modelo P8 – Costas



Figura 5.30– Detalhe da ruptura dos Modelos P5 e P6

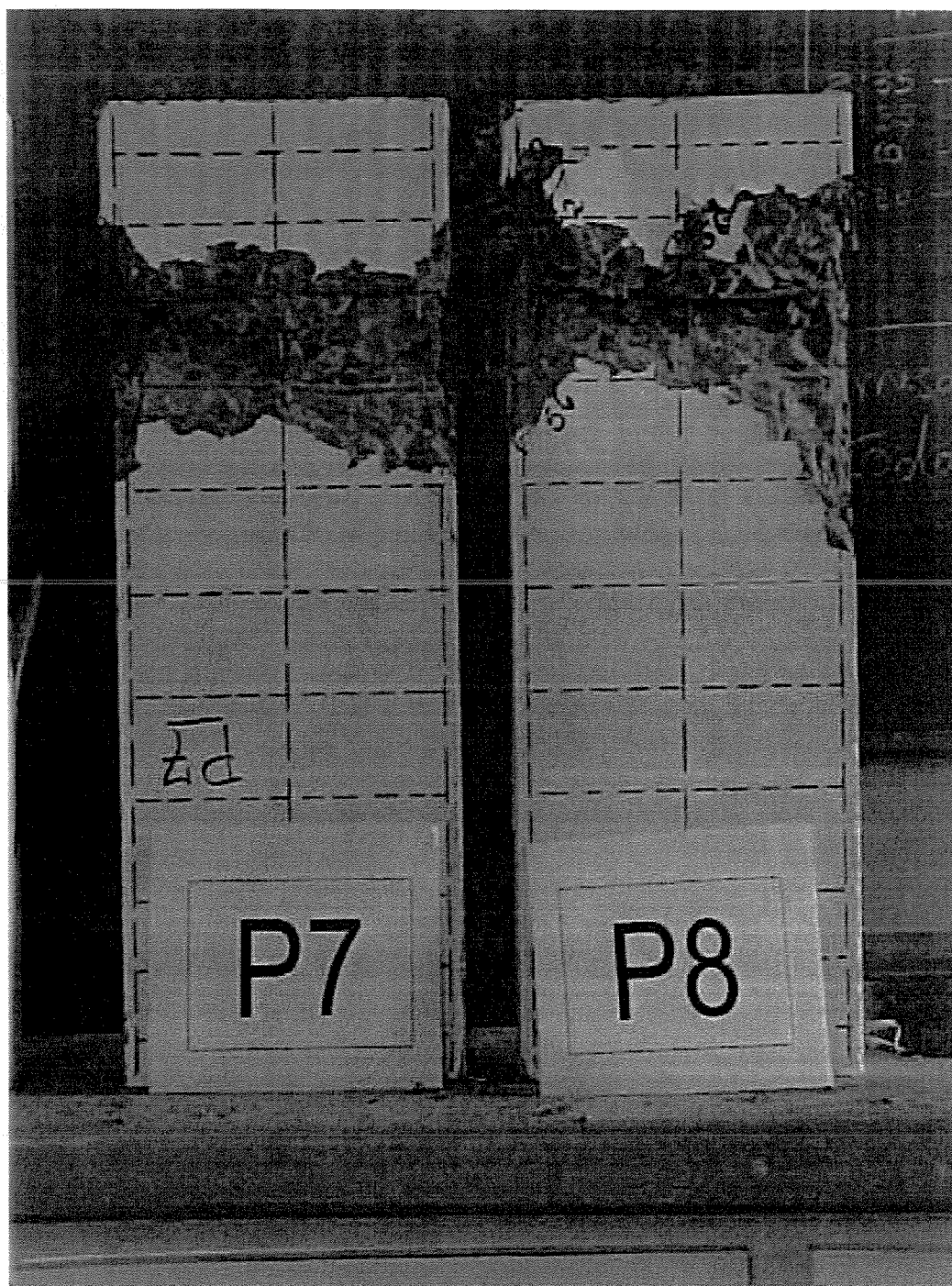


Figura 5.31 – Detalhe da ruptura dos Modelos P7 e P8

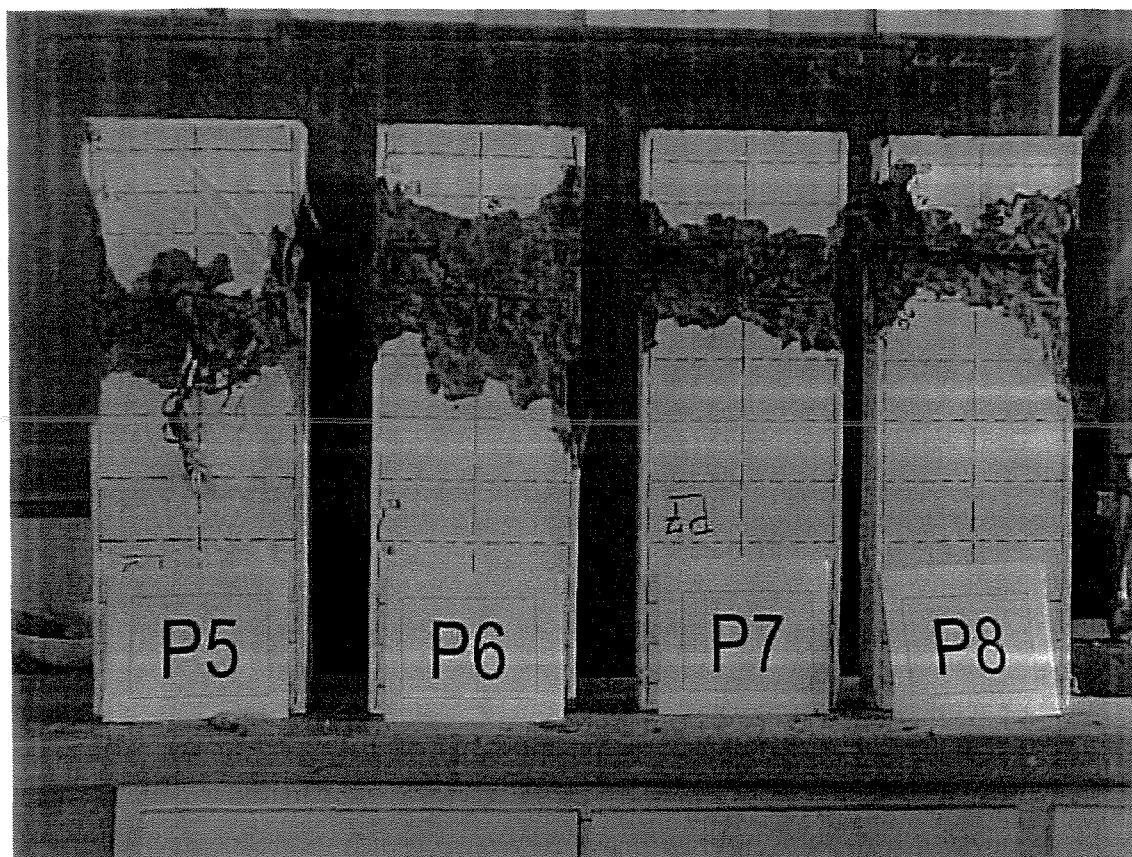


Figura 5.32 – Detalhe da ruptura dos Modelos P5 a P8

6 PILARES DE ALTA RESISTÊNCIA ARMADOS EM TODA EXTENSÃO

Como na ruptura dos pilares P7 e P8, que foram desenvolvidos obedecendo-se uma estribagem equivalente a um pilar usual, segundo a Norma [NBR 6118]¹, os estribos suplementares só sofreram deformações significativas após a ruptura do concreto, optou-se por ensaiar os pilares, nesta última etapa da pesquisa, obedecendo-se as mesmas dimensões e taxas de armaduras dos pilares da etapa anterior, porém utilizando-se concreto de alta resistência.

6.1 Descrição dos Modelos P9, P10, P11 e P12

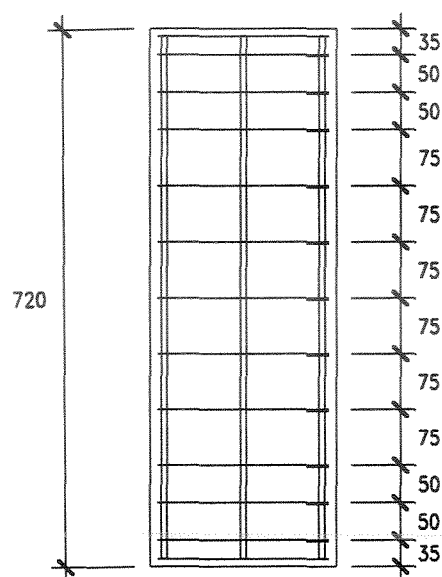
Foram preparados 4 pilares: P9, P10, P11 e P12 e foram mantidas as dimensões, ou seja, os pilares constituíram-se em elementos de seção retangular com 8cm de largura, 25cm de comprimento e altura de 72cm. A armadura longitudinal foi composta por 6 barras de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ protegidas por estribos transversais de diâmetro $\phi=5\text{mm}$, como se apresenta nas figuras 6.1 a 6.3.

Como nos pilares das etapas anteriores, foram colocadas nas extremidades das barras longitudinais placas de aço de 5mm de espessura, que também objetivavam evitar a ruptura localizada pelo efeito de ponta das barras longitudinais.

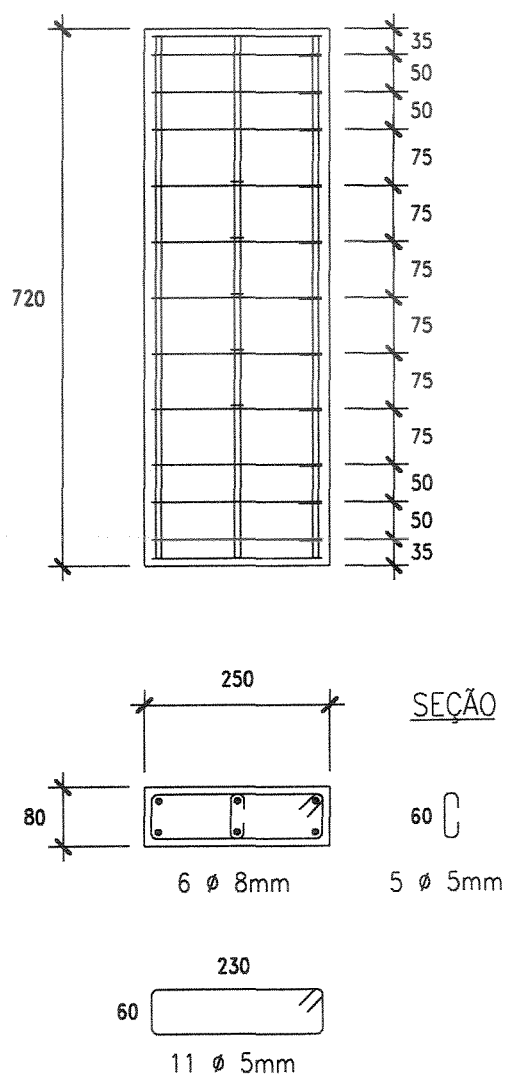
Efetuados os cálculos para determinação das cargas esperadas para que o estado limite último pudesse ser alcançado, concluiu-se que a carga seria de aproximadamente 1800kN, optando-se por ensaiar os pilares no pórtico de reação com capacidade de 5000kN do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção, já que a máquina universal de ensaios, do mesmo laboratório, tem capacidade de 1000kN.

Foram construídos os pilares, P9 e P10, sem estribo suplementar, e outros dois, P11 e P12, contendo cinco estribos suplementares tipo gancho em forma de “C”, com diâmetro $\phi=5\text{mm}$, como já observado na figura 2.3, na mesma posição dos cinco estribos poligonais centrais e preso às barras longitudinais colocadas fora dos cantos.

MODELOS P9 E P10



MODELOS P11 E P12



*medidas em mm

Figura 6.1 – Características geométricas e arranjos das armaduras nos modelos P9 a P12

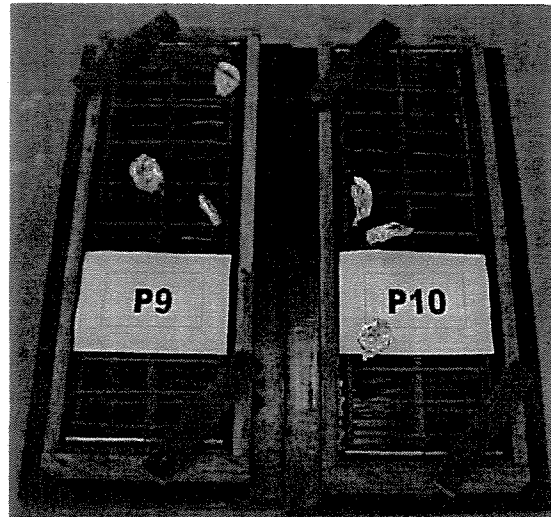


Figura 6.2 – Detalhe das armaduras dos modelos P9 e P10



Figura 6.3 – Detalhe das armaduras dos modelos P11 e P12

6.2 Materiais e suas Propriedades

Os materiais empregados na fabricação dos pilares P9 a P12 apresentaram as propriedades descritas a seguir.

6.2.1 Cimento

O cimento empregado na confecção do concreto foi o cimento tipo CP-V, ARI PLUS, da marca Ciminas.

6.2.2 Sílica Ativa

A sílica ativa utilizada na concretagem dos pilares foi a Silmix da Camargo Correa.

6.2.3 Agregado Miúdo

Utilizou-se areia média com diâmetro máximo $D_{\text{máx}}=2,4\text{mm}$ e módulo de finura $M_F=2,5$. A composição granulométrica e a curva correspondente são apresentadas na tabelas 2.1 e na figura 2.4.

6.2.4 Agregado Graúdo

Empregou-se pedra britada (pedra 1) com diâmetro máximo $D_{\text{máx}}=19\text{mm}$ com composição granulométrica e curva correspondente iguais às apresentadas na tabela 2.2 e na figura 2.5. Para a dosagem do concreto utilizou-se 90% de pedra 1.

Empregou-se ainda pedrisco com diâmetro máximo $D_{\text{máx}}=9.5\text{mm}$ com composição granulométrica e curva correspondente iguais às apresentadas na tabela 6.1 e na figura 6.4. Para a dosagem do concreto utilizou-se 90% de pedra 1 e 10% de pedrisco.

6.2.5 Aditivo

Empregou-se aditivo super-plastificante da marca Reax 3000 A.

Material: Pedrisco (Pedra 0) (27/setembro/2000)

Análise granulométrica de agregados [NBR 7217]²

Peneira	Material Retido	Individuais	Retido Acumulado
Milímetros	Gramas	Porcentagem	Porcentagem
9,5	0	0	0
6,3*	372,1	32	32
4,8	490,6	42	74
2,4	221,6	19	93
1,2	30,6	3	96
0,6	13,3	1	97
0,3	11,7	1	98
0,15	11,4	0	98
Fundo*	21,1	2	100
Totais	1172,4	100	556

Dimensão máxima característica: 9,5 mm

Módulo de finura: 5,56 mm

Tabela 6.1 – Composição granulométrica do agregado graúdo (pedrisco)

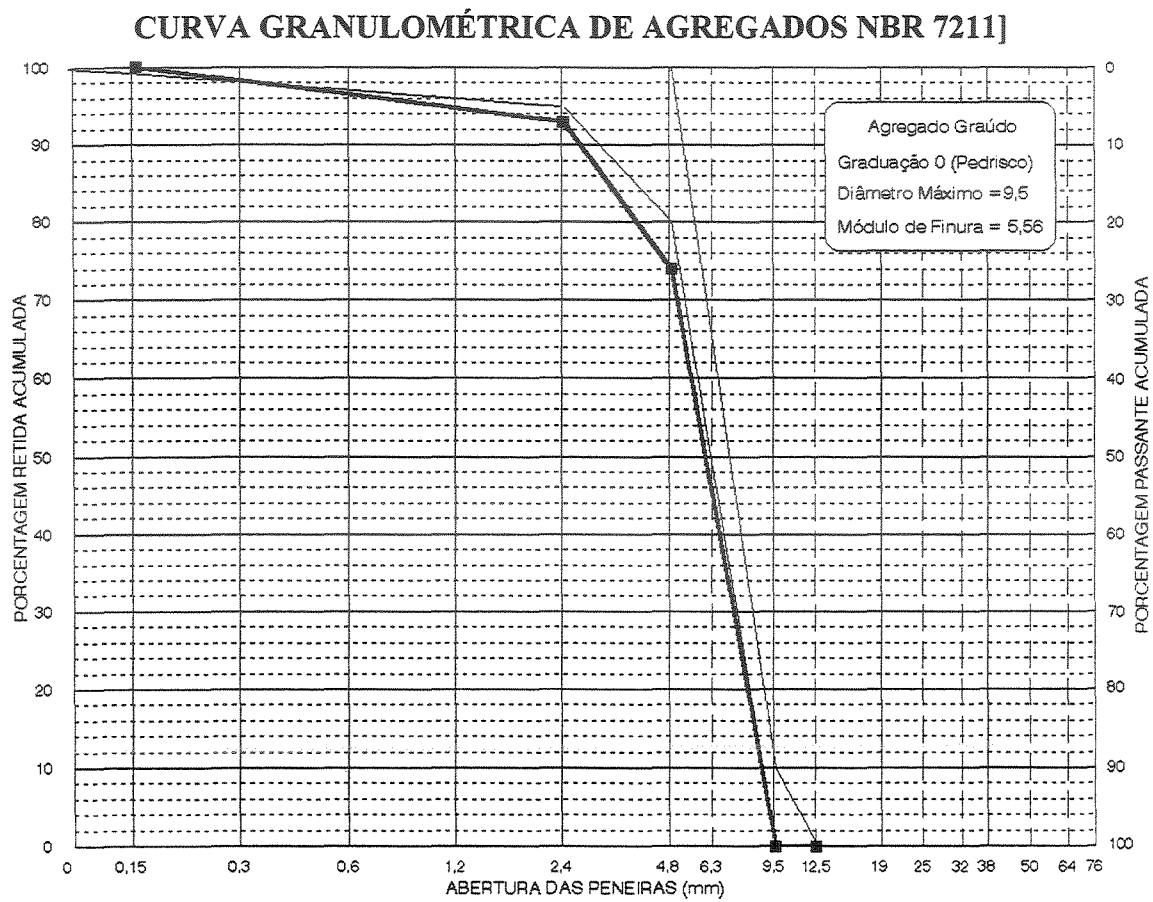


Figura 6.4 – Curva correspondente ao agregado graúdo (pedrisco)

6.2.6 Aço

Na confecção dos pilares P9 a P12 foram utilizadas barras de aço dos mesmos lotes das barras usadas na etapa anterior da pesquisa.

Barras lisas, aço CA-60B, de diâmetro $\phi=5\text{mm}$ e área de seção transversal $A_s=0,20\text{cm}^2$, foram empregadas como estribos. Dados relativos a este aço já foram mostrados nas figuras 2.6 e 2.7. O limite de escoamento é $f_y=708,6\text{MPa}$ e o módulo de elasticidade é $E_s=208400\text{Mpa}$.

Barras de alta aderência, aço CA-50A, de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ e área de seção transversal $A_s=0,50\text{cm}^2$, foram utilizadas como armadura longitudinal nos quatro pilares. A curva da figura 4.5 indica o diagrama tensão-deformação adotado para este aço e obtido em função dos valores médios dos resultados dos ensaios dois corpos-de-prova apresentados na figura 4.4.

6.2.7 Concreto

O concreto utilizado nos pilares foi dosado para se obter uma resistência média $f_{cm}=90\text{MPa}$ aos 28 dias. O traço do concreto foi 1: 1,12: 1,71 em peso (cimento com adição de 10% de sílica ativa, areia, pedra 1 (90%) com pedrisco (10%)), com fator água com adição de aditivo/cimento $x=0,29$. Outros dados: teor de cimento=26,11%, teor de areia=29,24%, teor de pedra=44,65%, referidos à mistura seca; consumo de cimento= $599,4\text{kg/m}^3$ de concreto e abatimento de 8,0cm no tronco de cone determinado durante a concretagem. Peso específico médio = 2532daN/m^3 .

Para a concretagem dos pilares P9 a P12 foram observados os mesmos procedimentos adotados para a concretagem dos pilares P1 a P8. Concretou-se simultaneamente os pilares P9,

P10, P11 e P12 e 8 (oito) corpos-de-prova cilíndricos numerados de CP-21 a CP-28. Foram utilizadas as mesmas fôrmas das etapas anteriores, portanto os pilares foram concretados horizontalmente, já na mesa vibratória. Os corpos-de-prova de concreto foram adensados também na mesa vibratória, em seguida a cada modelo.

Os pilares e os corpos-de-prova permaneceram nas fôrmas durante 5 dias cobertos com lona plástica, sendo desformados no fim do quinto dia e curados juntos, ao ar, no recinto do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção até a data do ensaio.

Os corpos-de-prova CP-21 a CP-28 foram ensaiados à compressão simples com 58 dias de idade, apresentando uma resistência média à compressão $f_{cm}=82,42$ MPa. O valor da resistência média à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto foi reduzido em 10% devido às dimensões dos mesmos: 10cm de diâmetro e 20cm de altura, conforme já citado na primeira etapa da pesquisa. Os resultados obtidos nos ensaios dos corpos-de-prova estão demonstrados na tabela 6.2.

CORPO-DE-PROVA Nº	IDADE (DIAS)	MODELOS	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	
			CARGA (kN)	TENSÃO f_c (MPa)
CP-21	58	P9 a P12	680,00	86,58
CP-22	58	P9 a P12	717,00	91,29
CP-23	58	P9 a P12	756,00	96,26
CP-24	58	P9 a P12	720,00	91,67
CP-25	58	P9 a P12	709,00	90,27
CP-26	58	P9 a P12	732,00	93,20
CP-27	58	P9 a P12	721,00	91,80
CP-28	58	P9 a P12	719,00	91,55
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			647,33**	82,42**

** Reduzido em 10% devido às dimensões dos corpos-de-prova: 10cm de diâmetro por 20cm de altura

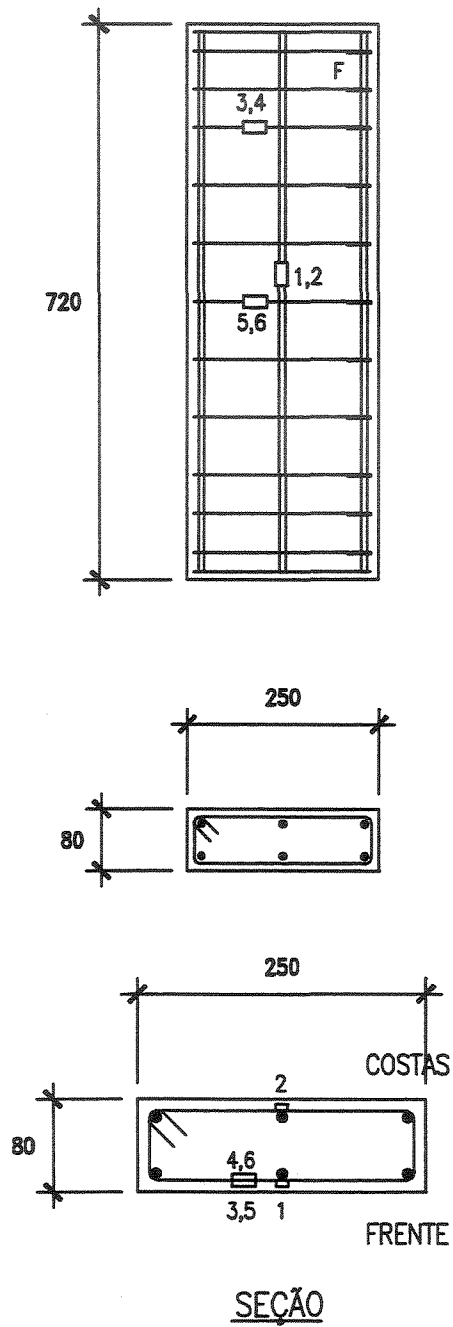
Tabela 6.2 – Resistência do Concreto para os Modelos P9 a P12

6.3 Instrumentação

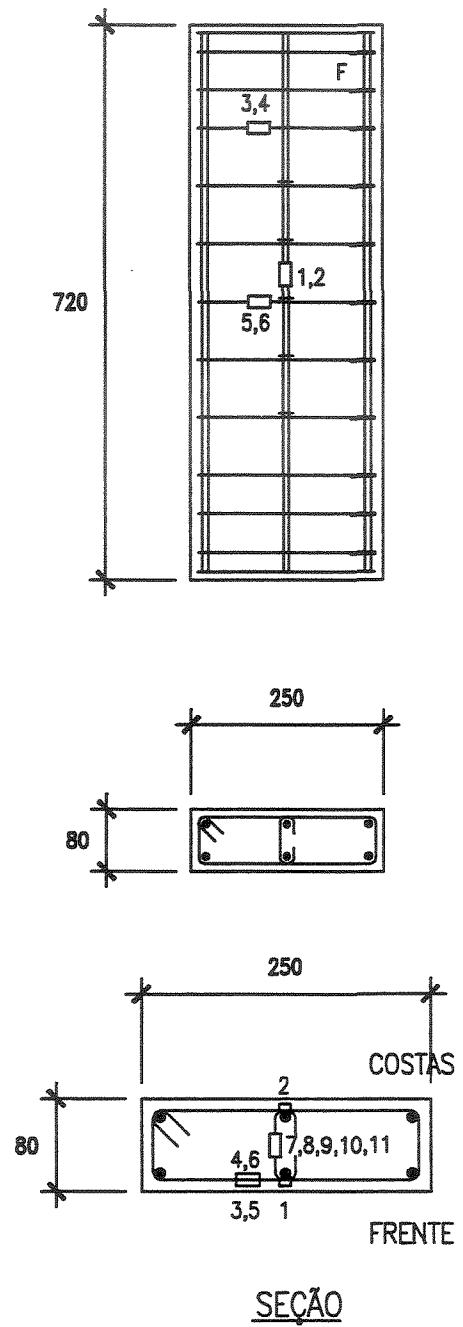
As deformações nas armaduras foram medidas através de extensômetros elétricos KYOWA – Strain Gages, fator 2.12, com base de medida de 5mm, colados na superfície das barras em dois pontos opostos na mesma seção e em duas faces do modelo, ou seja, frente e costas.

Na armadura longitudinal, os extensômetros foram localizados voltados para a face-frente dos pilares, na barra central na seção média entre estribos. No estribo principal os extensômetros foram situados junto à barra central, nas faces interna e externa, no terceiro e no sexto estribo, de cima para baixo, na face-frente dos pilares. Todos os cinco estribos suplementares dos pilares P11 e P12 tiveram extensômetros colados na face externa. A localização dos extensômetros tanto nas barras longitudinais como nos estribos estão definidos detalhadamente na figura 6.5.

MODELOS P9 E P10



MODELOS P11 E P12



*medidas em mm

Figura 6.5 – Posição dos extensômetros nas barras

7 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA TERCEIRA ETAPA

Os pilares P9 a P12 foram ensaiados à compressão com 58 dias de idade. Os corpos-de-prova cilíndricos de concreto correspondentes a cada modelo foram ensaiados à compressão pouco antes dos pilares, apresentando as tensões de ruptura já mencionadas e indicadas na tabela 6.2.

Frente ao resultado do ensaio dos corpos-de-prova de concreto CP-21 a CP-28, em conjunto com as características geométricas e mecânicas das armaduras empregadas, estimou-se uma carga de ruptura para os pilares da ordem de 1800kN. O procedimento de ensaio foi o mesmo para os quatro pilares.

Os pilares foram instalados no pórtico de reação com capacidade para 5000kN, sendo conferidos o nível da face superior e o prumo das laterais. Os fios dos extensômetros elétricos foram ligados ao aquisitor eletrônico de dados modelo 5100 Scanner[®], e os dados avaliados pelo programa System 5000 do Laboratório de Estruturas. Detalhes do pórtico onde foram ensaiados os pilares P9 a P12 são apresentados na figura 7.1, a seguir.

Antes do carregamento foram feitas as leituras dos registros iniciais dos defletômetros. Após isso os pilares foram carregados até 50kN e descarregados por duas vezes seguidas, sendo conferidas as leituras na carga e na descarga. Observou-se a ocorrência de registros subsequentes com valores iguais ou próximos aos precedentes, utilizando-se quatro defletômetros fixados nas quatro faces dos pilares para verificação de eventual excentricidade na aplicação da carga. Todos os defletômetros foram fixados na máquina universal de ensaios. O defletômetro R1 mediu as deformações totais da lateral direita do modelo visto de frente, o defletômetro R2 mediu as deformações totais da face-

frente , o defletômetro R3 mediu as deformações totais da face esquerda do modelo visto de frente e finalmente o defletômetro R4 mediu as deformações totais das costas dos pilares. Após a segunda retirada do carregamento, foram feitas as leituras dos registros de todos os defletômetros, que foram tomadas como origem e deu-se início ao carregamento.

A carga foi aplicada até a ruptura, procedendo-se à leitura dos registros dos extensômetros a cada 100kN até atingir-se 1000kN, e após esta carga de 50 em 50kN até a ruptura.

Os diagramas das deformações totais ocorridas durante os ensaios dos pilares P9 a P12 são demonstrados na figura 7.2.

Os diagramas carga-deformação são mostrados nas figuras 7.3 a 7.12. Os pontos de medida referem-se aos apresentados na figura 6.5.

Provavelmente por falha de colagem, o extensômetro localizado no ponto 2 do modelo P11 deixou de funcionar. Nos pilares P9, P10 e P12 ocorreu o funcionamento perfeito de todos os extensômetros até o final.

Durante o ensaio dos pilares não foram observadas fissuras visíveis no concreto. Somente no modelo P12 ocorreu um desprendimento de uma pequena placa de concreto no canto inferior direito do modelo visto de frente com aproximadamente 1500kN de carga.

A ruptura de cada um dos pilares sobreveio de maneira brusca, tendo apresentado, para todos, características nítidas de ruína por flambagem das barras longitudinais simultaneamente com o esmagamento do concreto.

O modelo P9 rompeu de forma brusca e violenta com carga $F_u=1788,14\text{kN}$. O P10 rompeu com carga $F_u=1894,67\text{kN}$, o P11 com carga $F_u=1786,32\text{kN}$ e o P12 com $F_u=1781,48\text{kN}$. As figuras 7.23 a 7.34 apresentam alguns detalhes dos pilares após o ensaio.

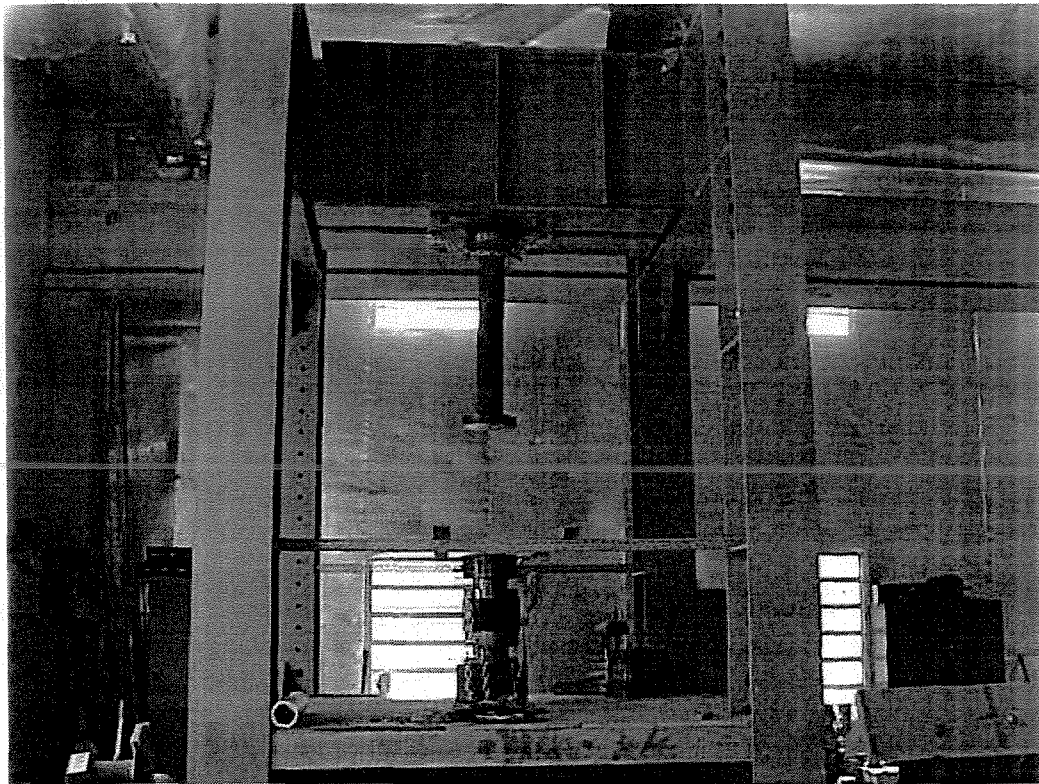


Figura 7.1– Detalhe do pórtico de reação com capacidade para 5000kN

Foto: Tecnólogo Ademir de Almeida – Laboratório de Materiais de
Construção – FEC – UNICAMP – 22 de janeiro de 2001

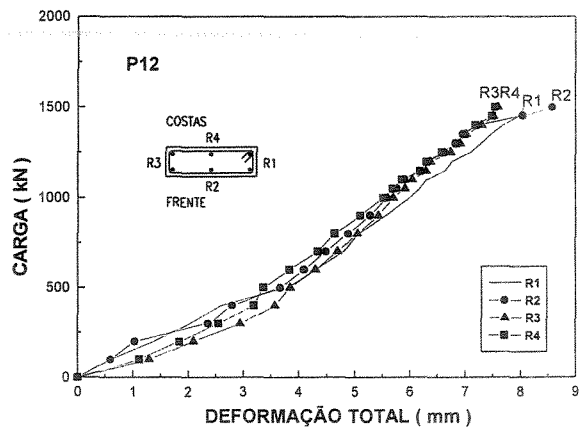
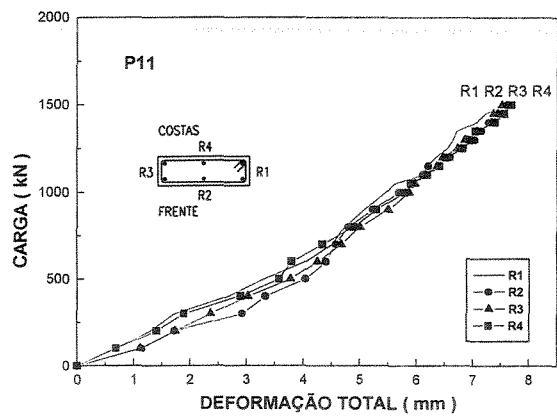
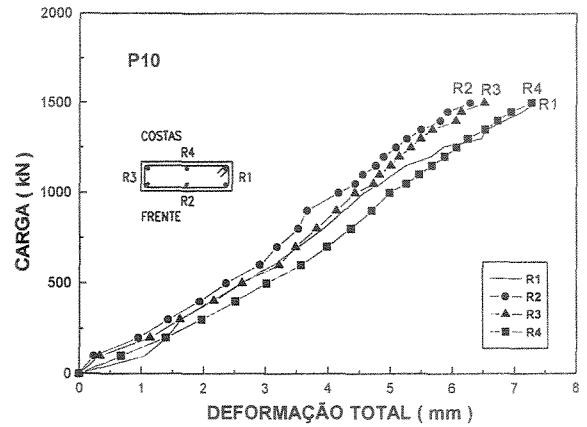
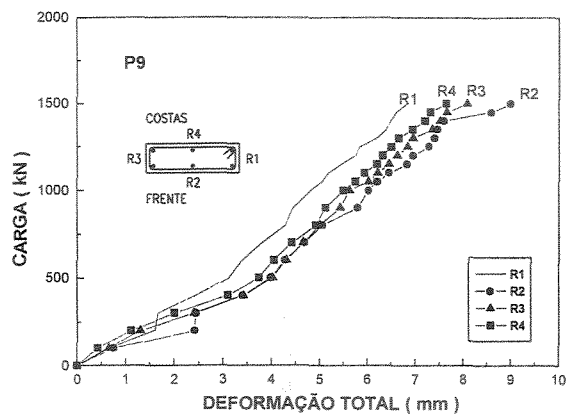


Figura 7.2– Deformações totais ocorridas quando da aplicação das cargas nos pilares P9 a P12

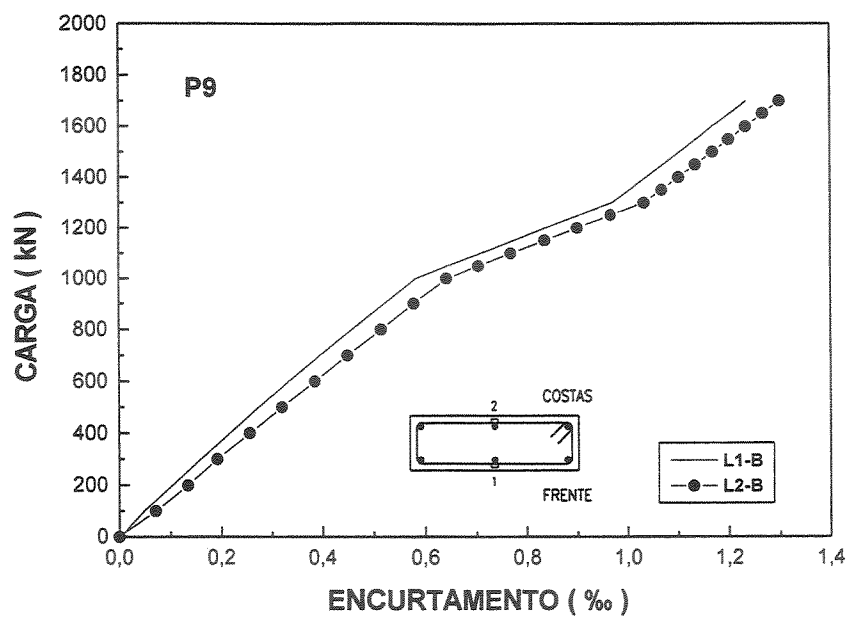


Figura 7.3 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P9 ($F_u=1788,14\text{kN}$)

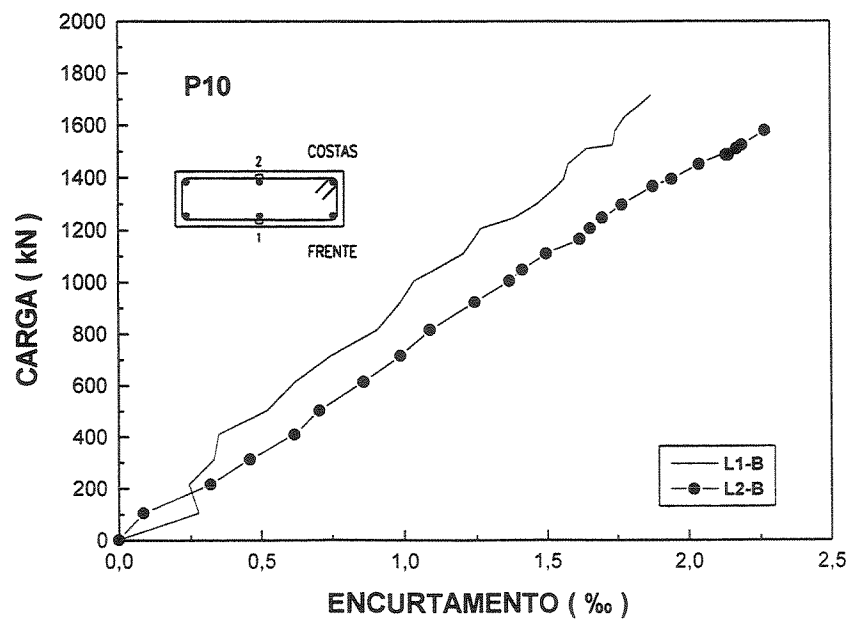


Figura 7.4 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P10 ($F_u=1894,67\text{kN}$)

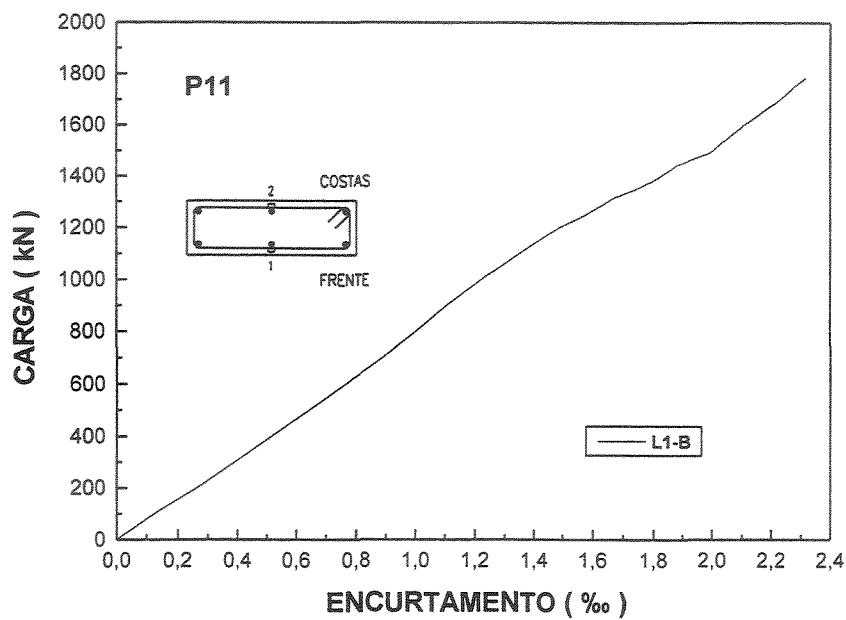


Figura 7.5 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P11 ($F_u=1786,32\text{kN}$)

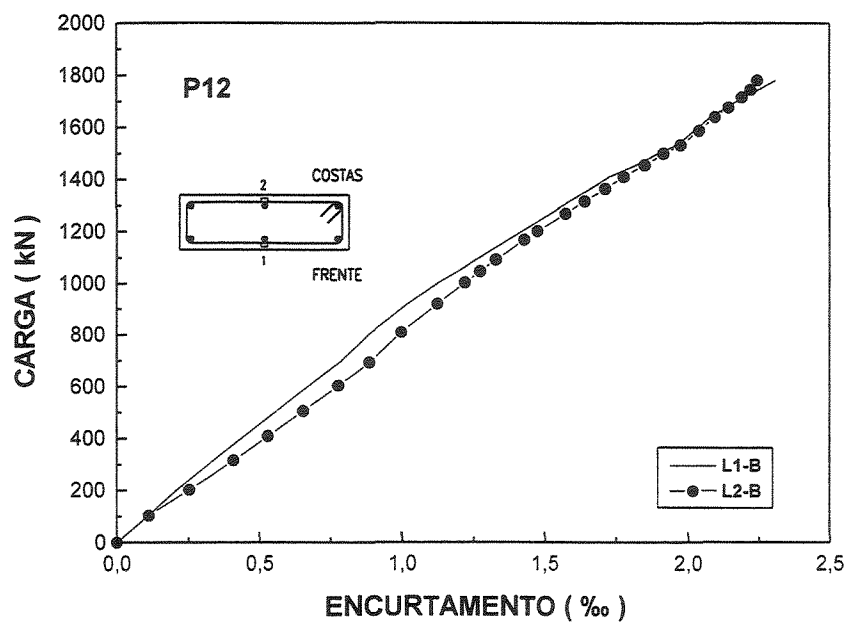


Figura 7.6 – Deformações na barra longitudinal central – Modelo P12 ($F_u=1781,48\text{kN}$)

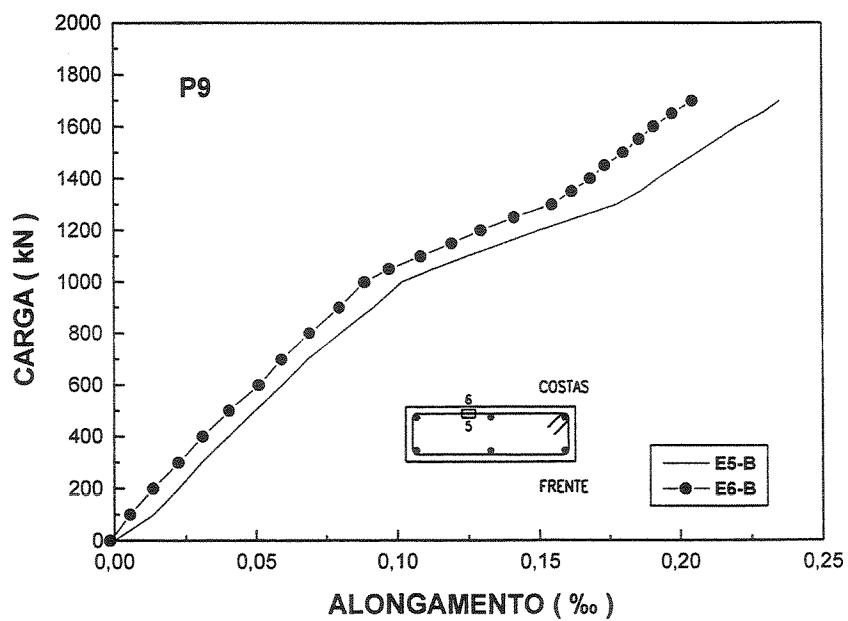
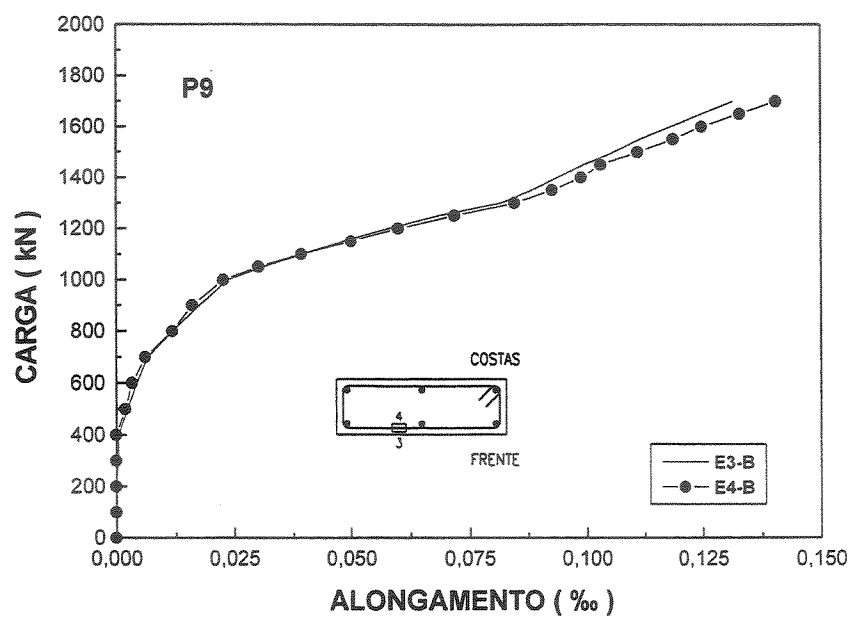


Figura 7.7 – Deformações nos estribos – Modelo P9 ($F_u=1788,14\text{kN}$)

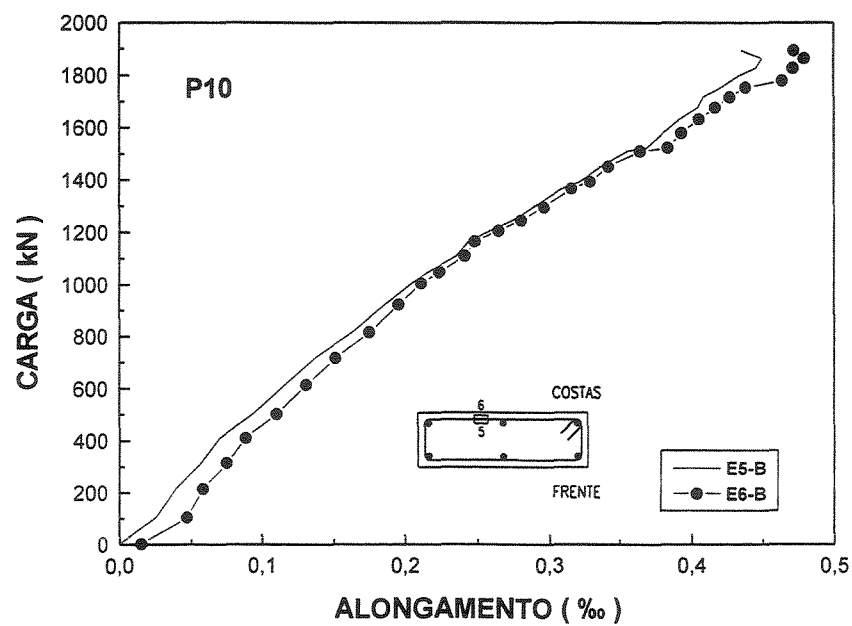
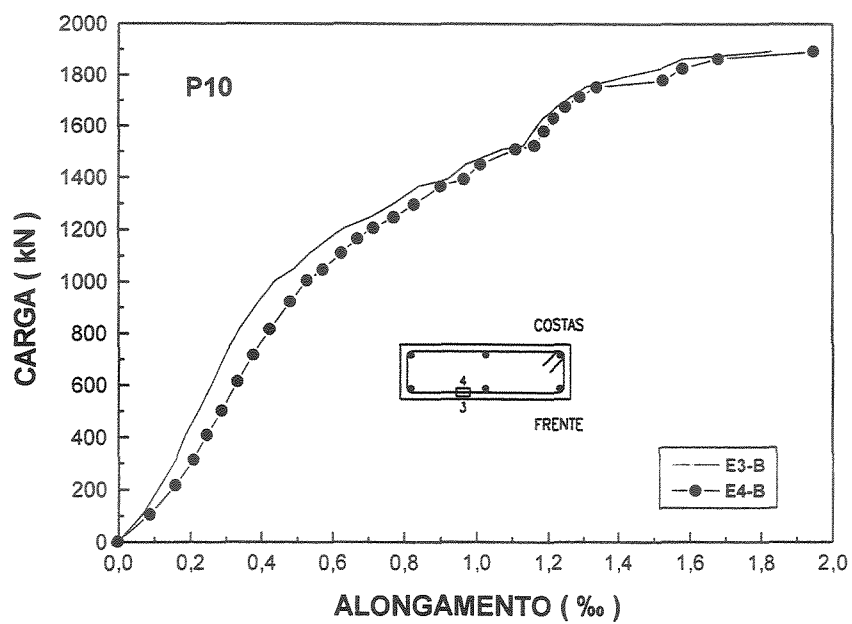


Figura 7.8 – Deformações nos estribos – Modelo P10 ($F_u = 1894,67\text{kN}$)

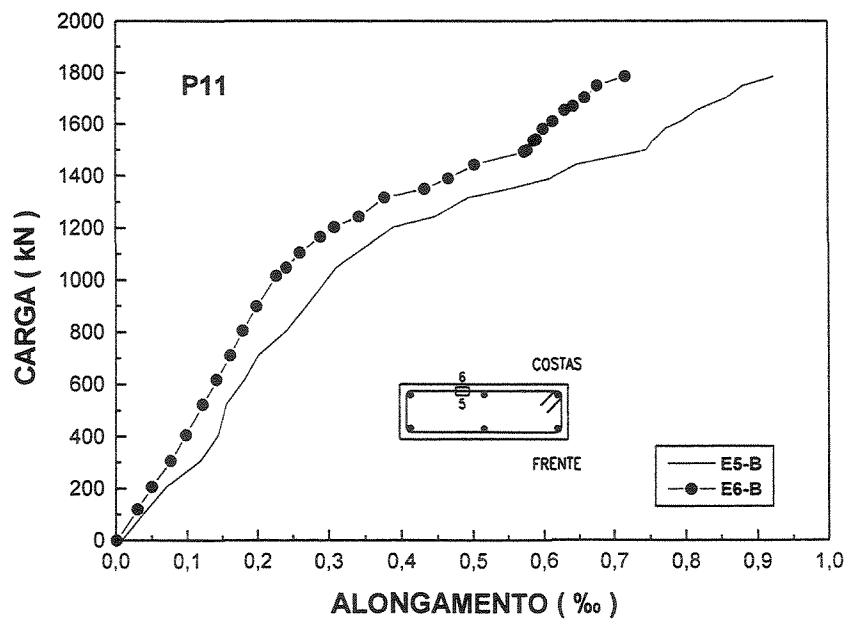
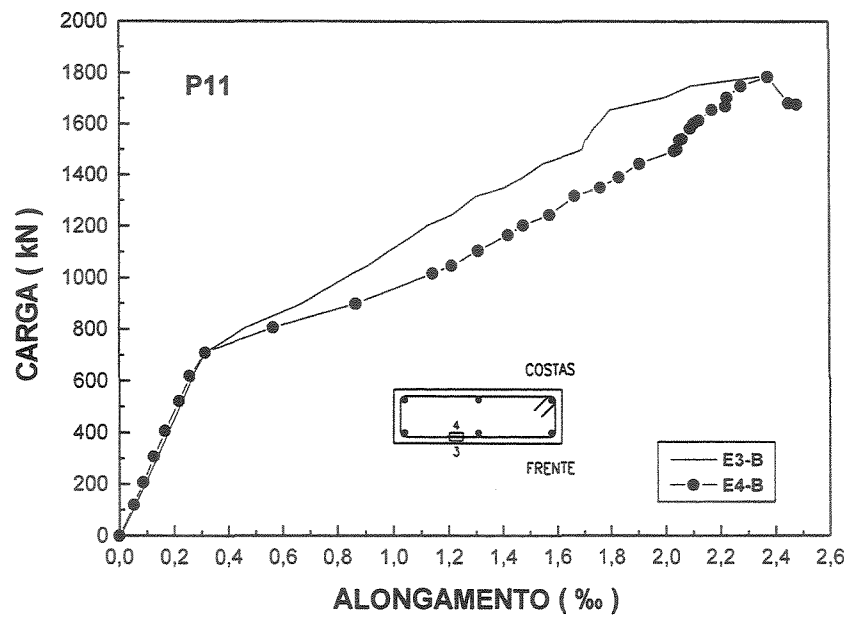


Figura 7.9 – Deformações nos estribos – Modelo P11 ($F_u=1736,32\text{kN}$)

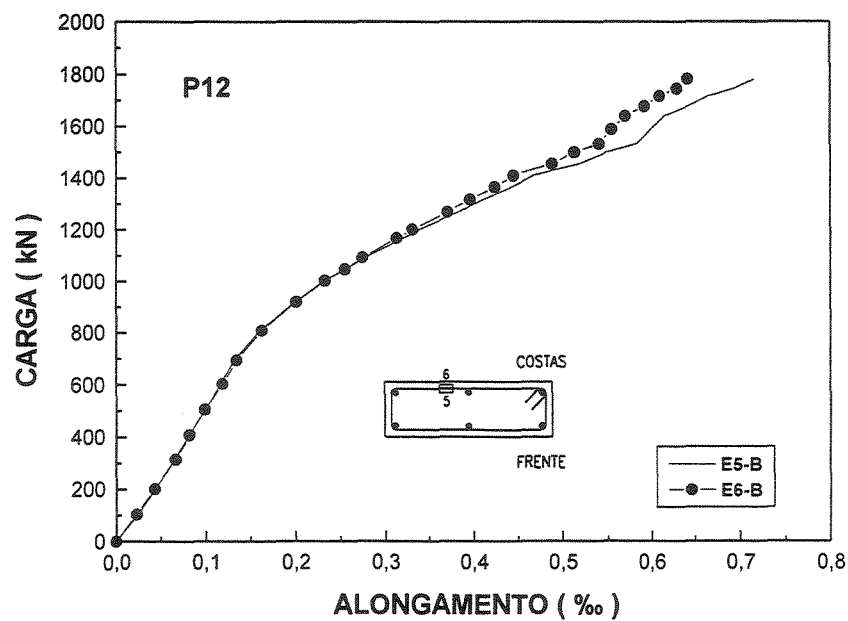
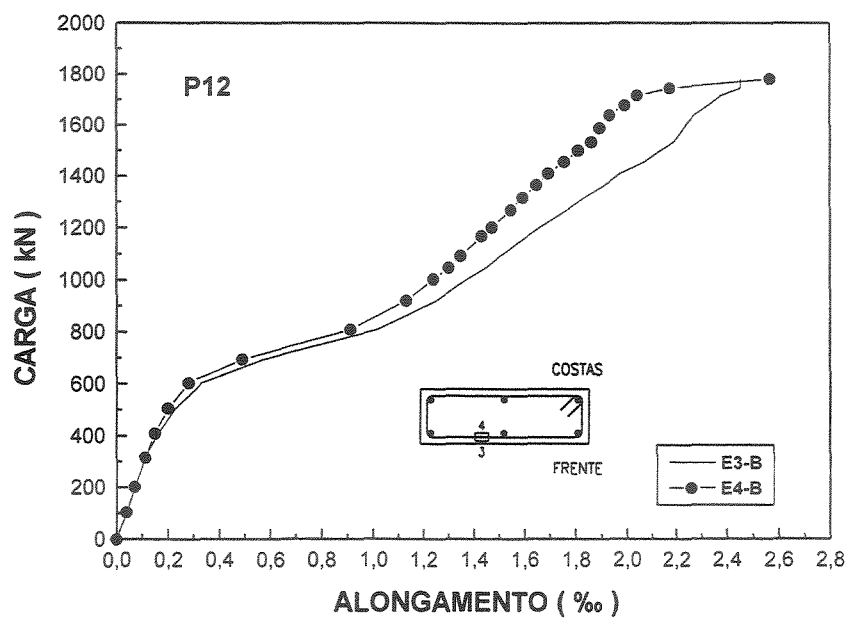


Figura 7.10 – Deformações nos estribos – Modelo P12 ($F_u=1781,48\text{kN}$)

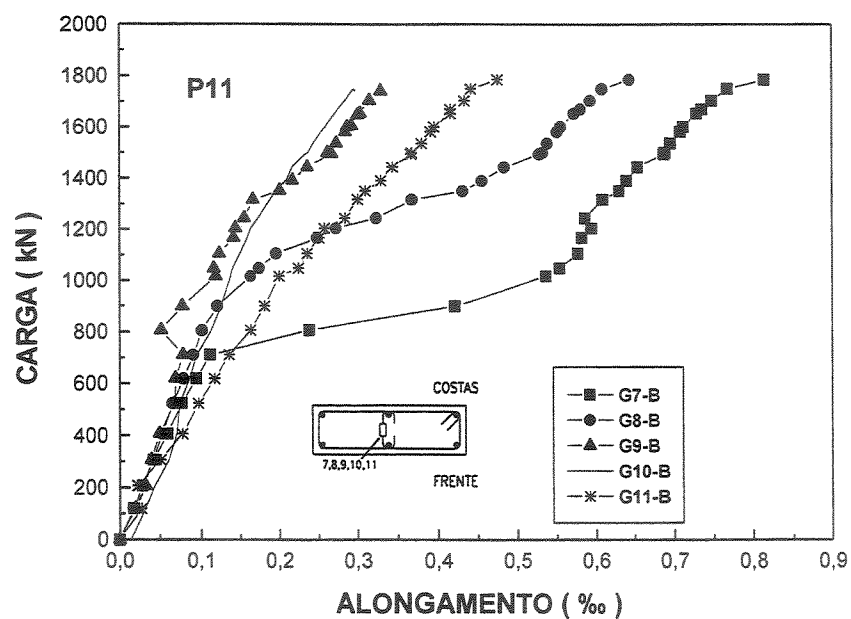


Figura 7.11 – Deformações nos estribos suplementares – Modelo P11 ($F_u=1786,32\text{kN}$)

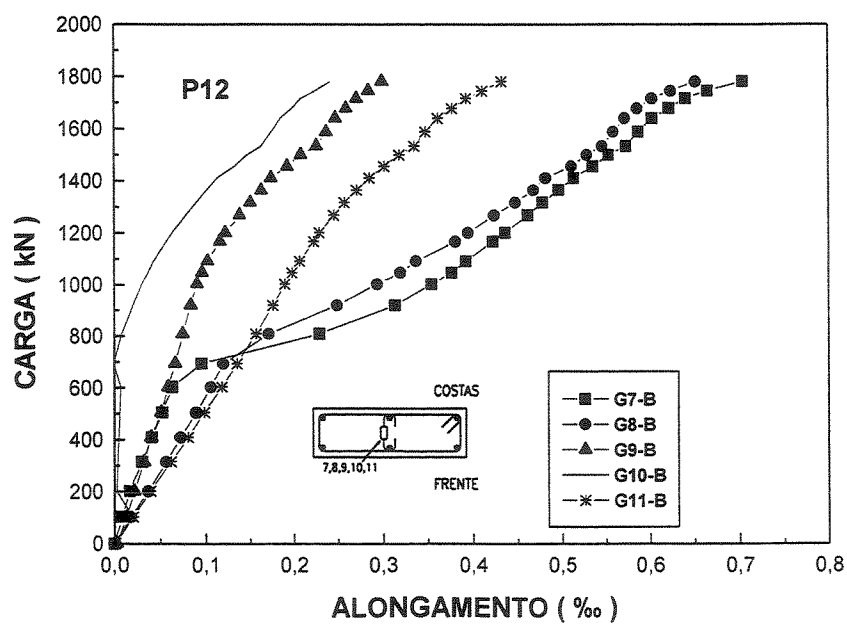


Figura 7.12 – Deformações nos estribos suplementares – Modelo P12 ($F_u=1781,48\text{kN}$)

Com base nas deformações e nos diagramas tensão-deformação dos aços das armaduras, foi possível calcular as tensões que ocorreram nos pontos instrumentados até a proximidade da ruptura.

Os diagramas tensão-carga são mostrados nas figuras seguintes.

As figuras 7.13 a 7.16 apresentam os diagramas tensão-carga para as barras longitudinais centrais.

As figuras 7.17 a 7.20 apresentam os diagramas tensão-carga para os estribos.

As figuras 7.21 e 7.22 mostram o diagrama tensão-carga para os estribos suplementares dos pilares P11 e P12.

As figuras 7.23 a 7.34 demonstram as faces de cada modelo após a ruptura.

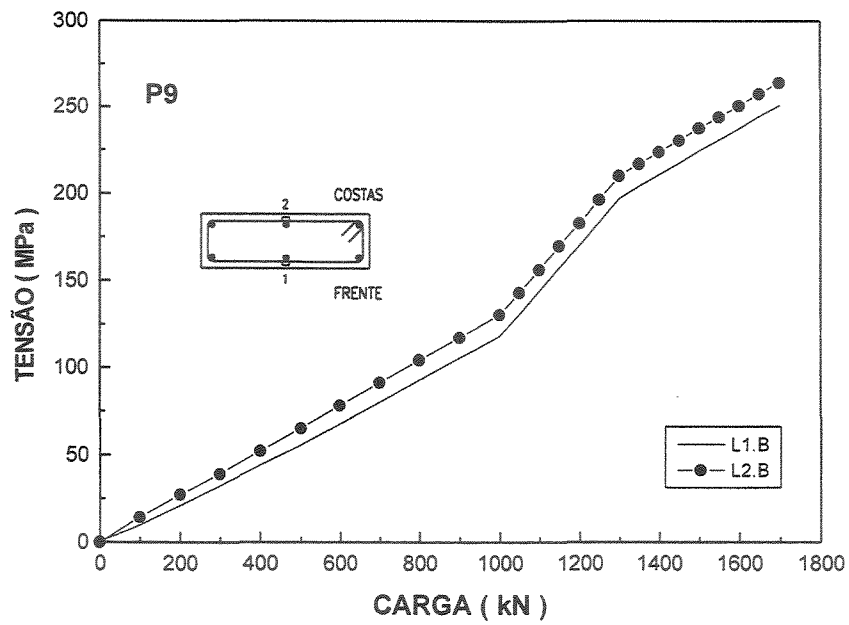


Figura 7.13 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P9 ($F_u=1788,14\text{kN}$)

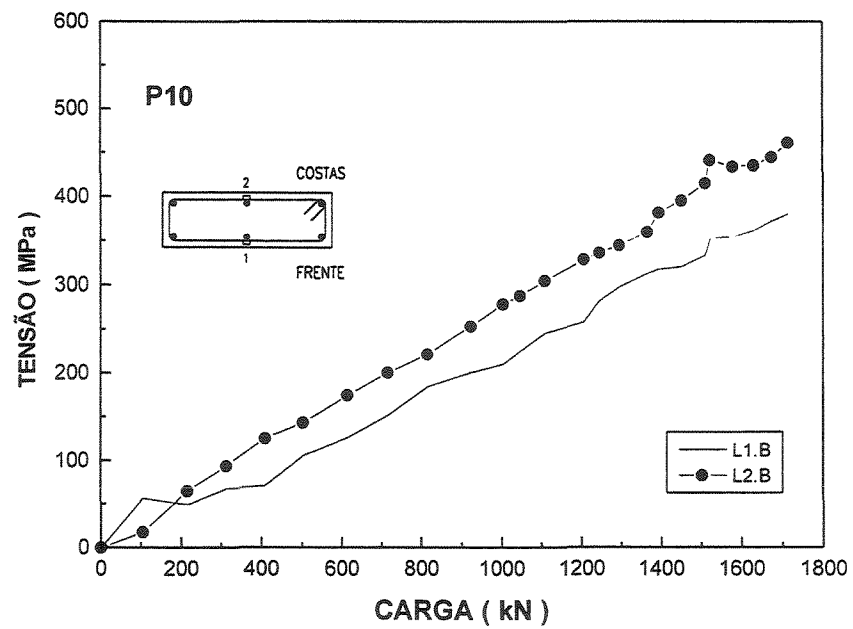


Figura 7.14 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P10 ($F_u=1894,67\text{kN}$)

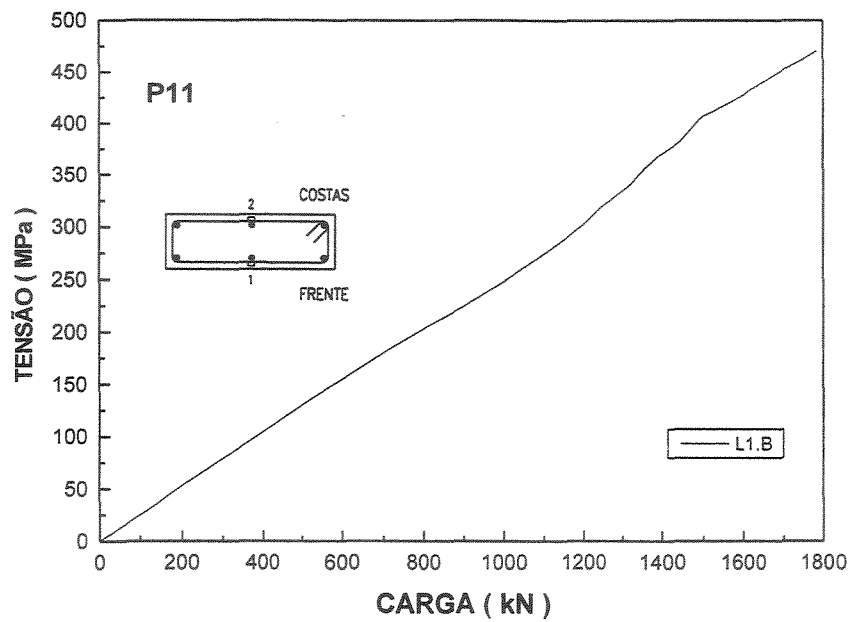


Figura 7.15 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P11 ($F_u=1786,32\text{kN}$)

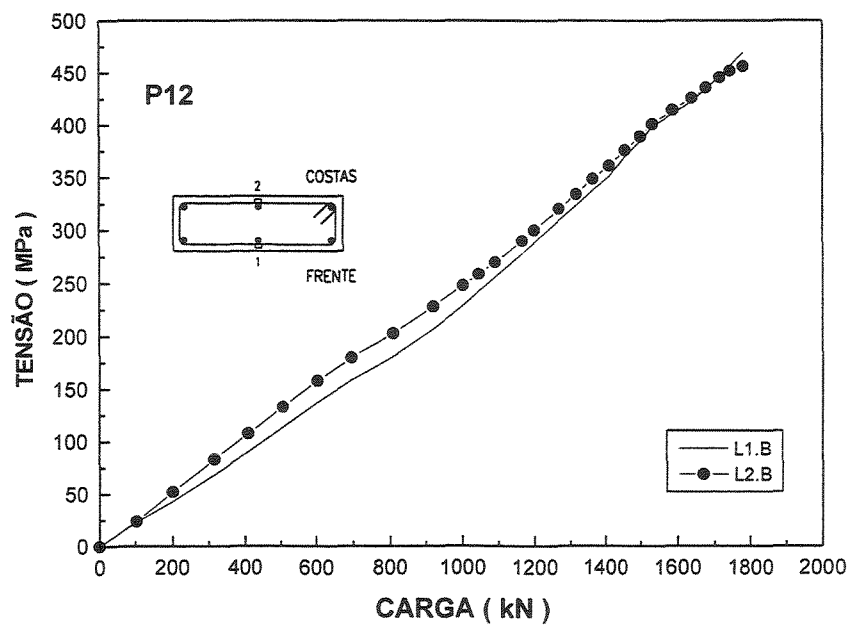


Figura 7.16 – Tensões na barra longitudinal central – Modelo P12 ($F_u=1781,48\text{kN}$)

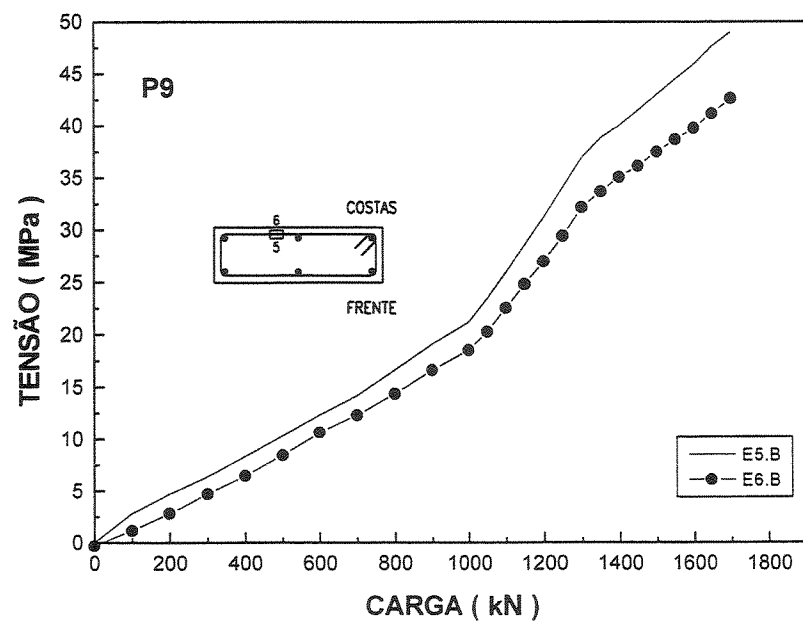
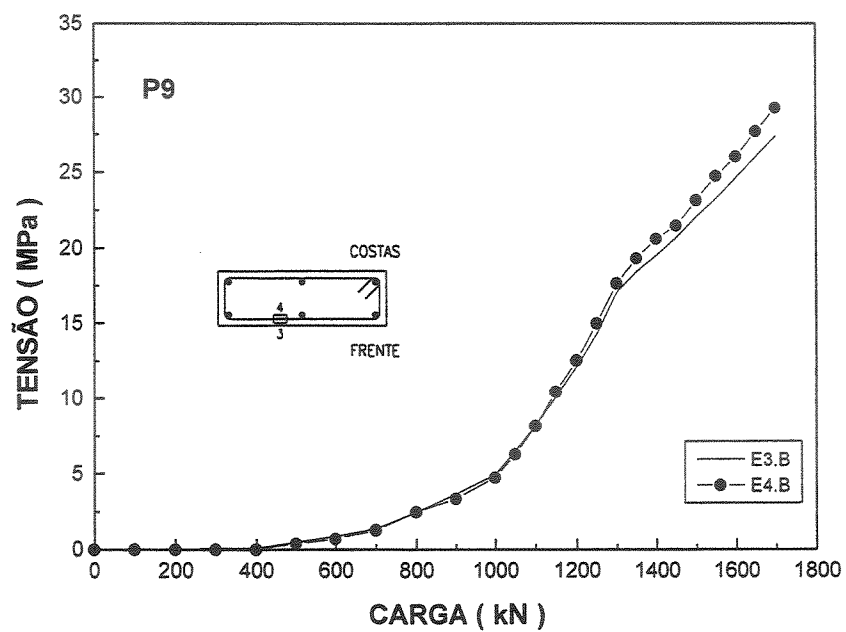


Figura 7.17 – Tensões nos estribos – Modelo P9 ($F_u=1788,14\text{kN}$)

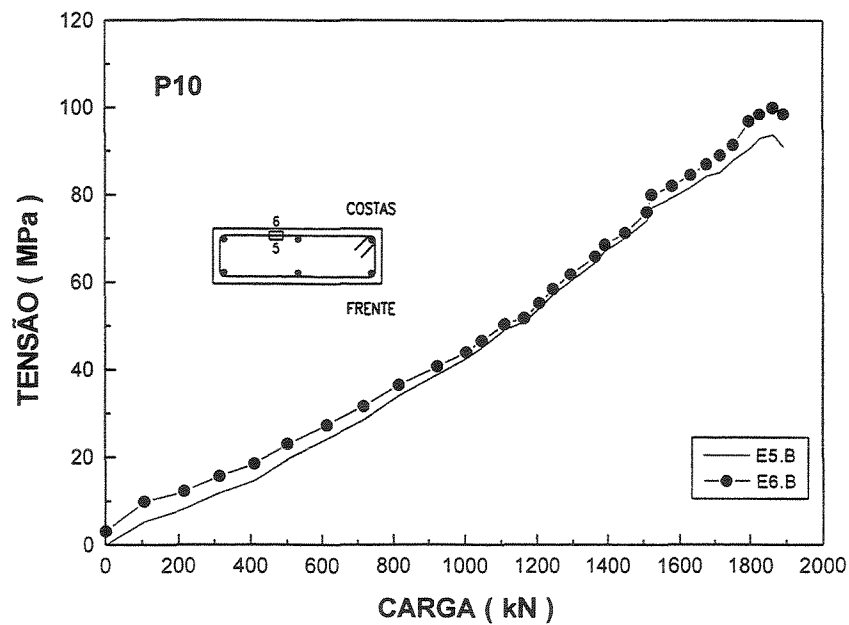
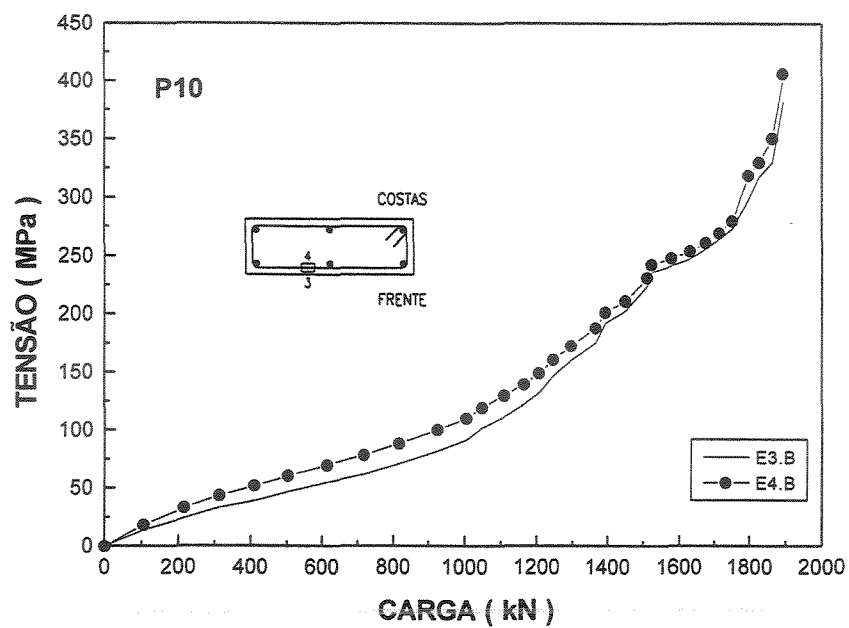


Figura 7.18 – Tensões nos estribos – Modelo P10 ($F_u = 1894,67\text{kN}$)

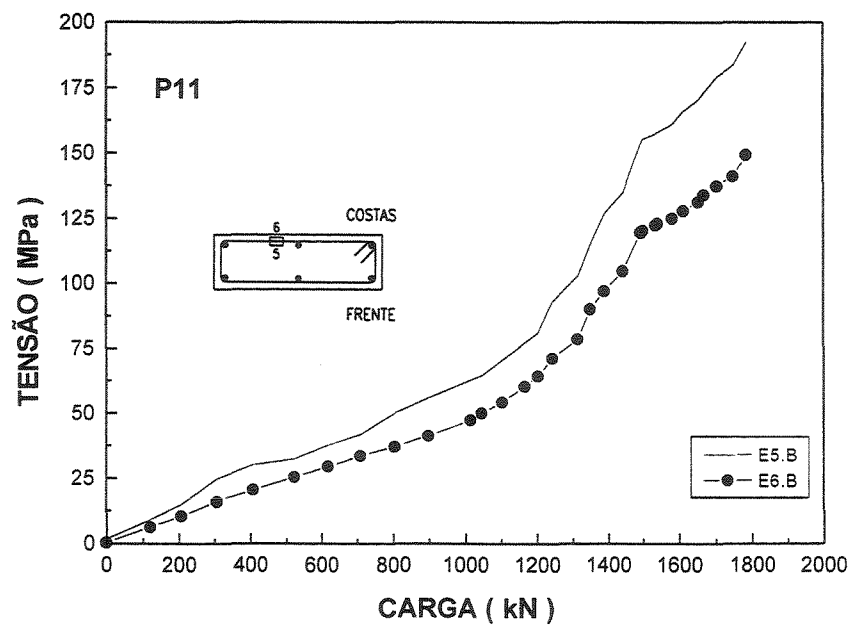
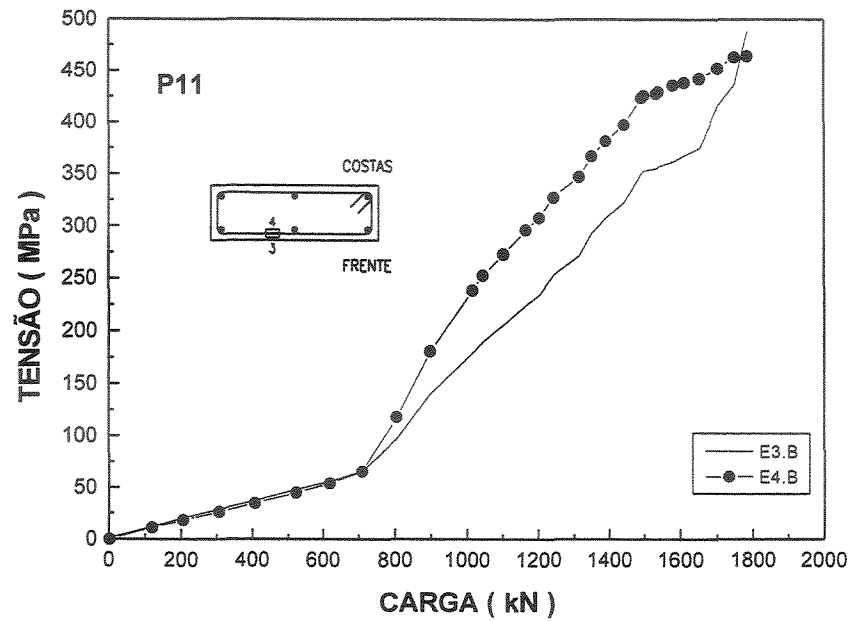


Figura 7.19 – Tensões nos estribos – Modelo P11 ($F_u=1786,32\text{kN}$)

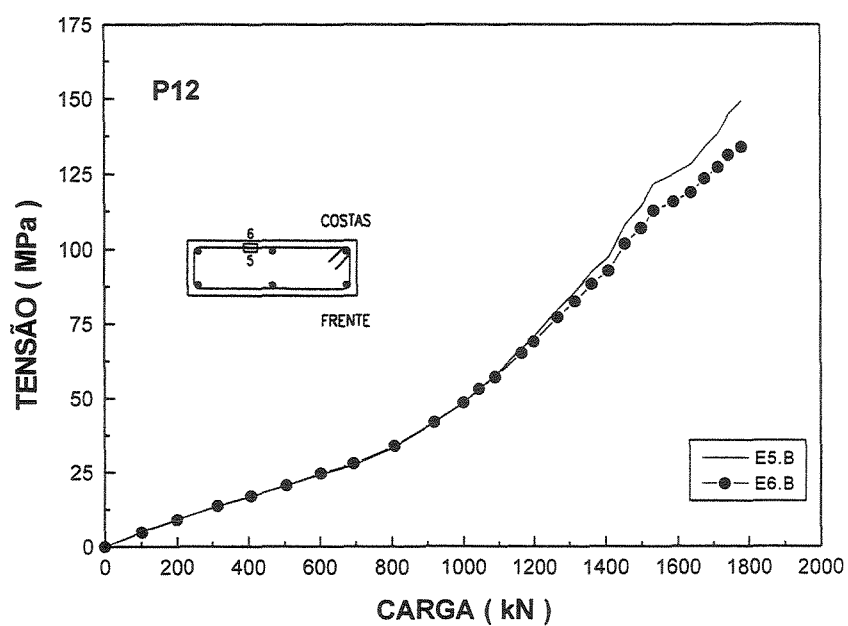
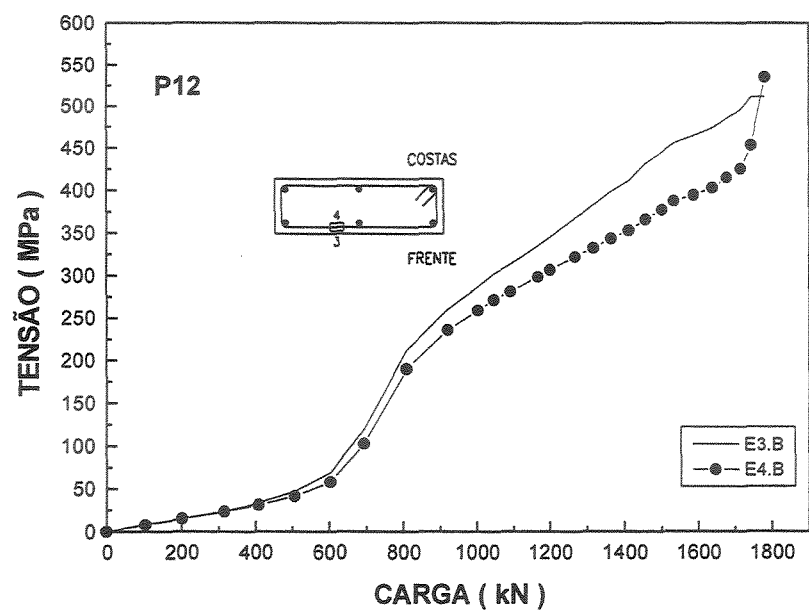


Figura 7.20 – Tensões nos estribos – Modelo P12 ($F_u=1781,48\text{kN}$)

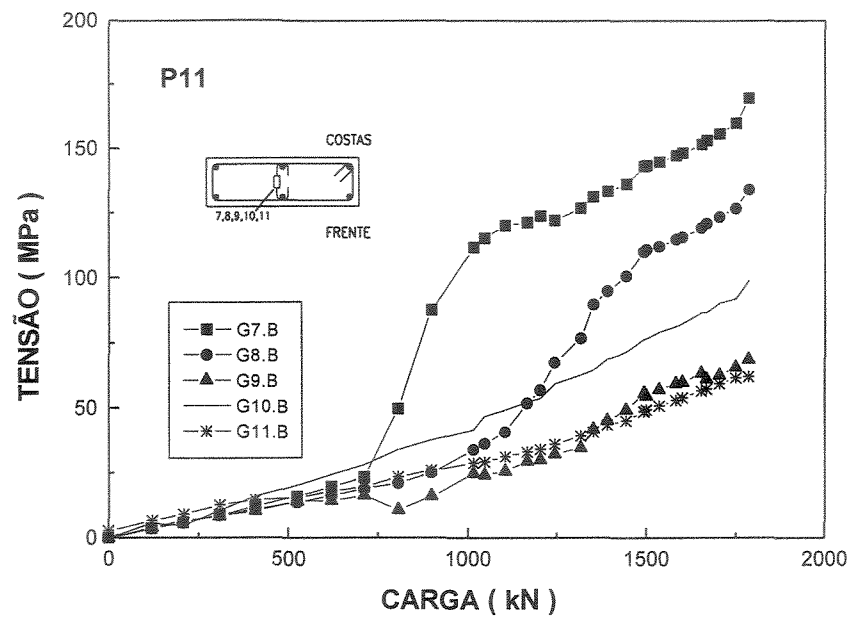


Figura 7.21 – Tensões nos estribos suplementares – Modelo P11 ($F_u=1786,32\text{kN}$)

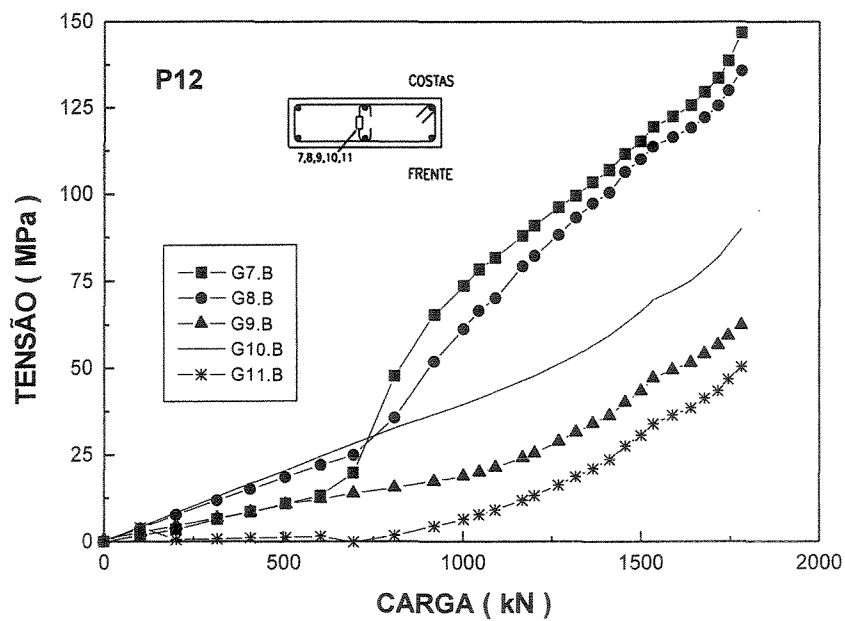


Figura 7.22 – Tensões nos estribos suplementares – Modelo P12 ($F_u=1781,48\text{kN}$)

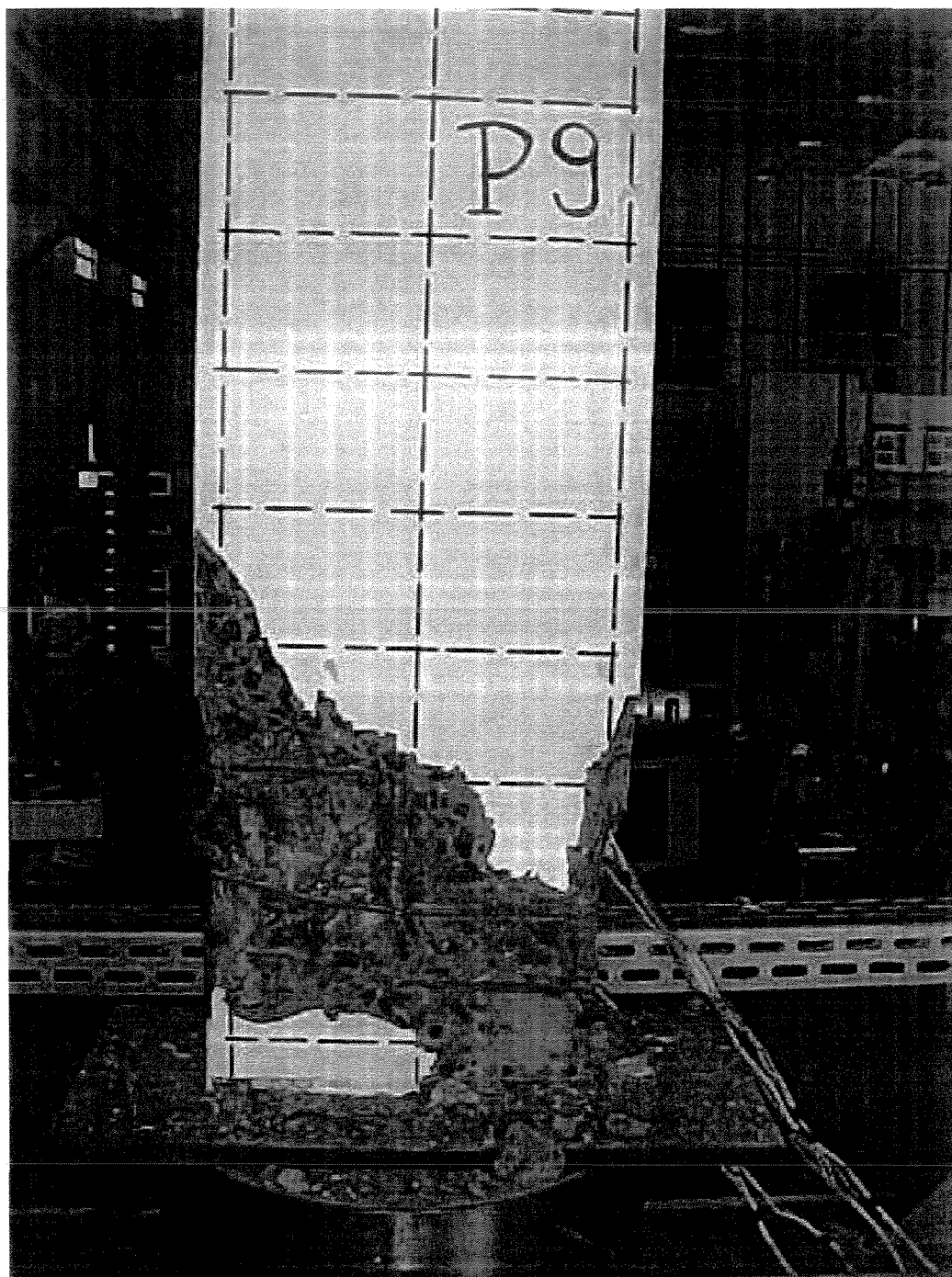


Figura 7.23 – Detalhe da ruptura do Modelo P9 – Frente



Figura 7.24 – Detalhe da ruptura do Modelo P9 – Lateral esquerda

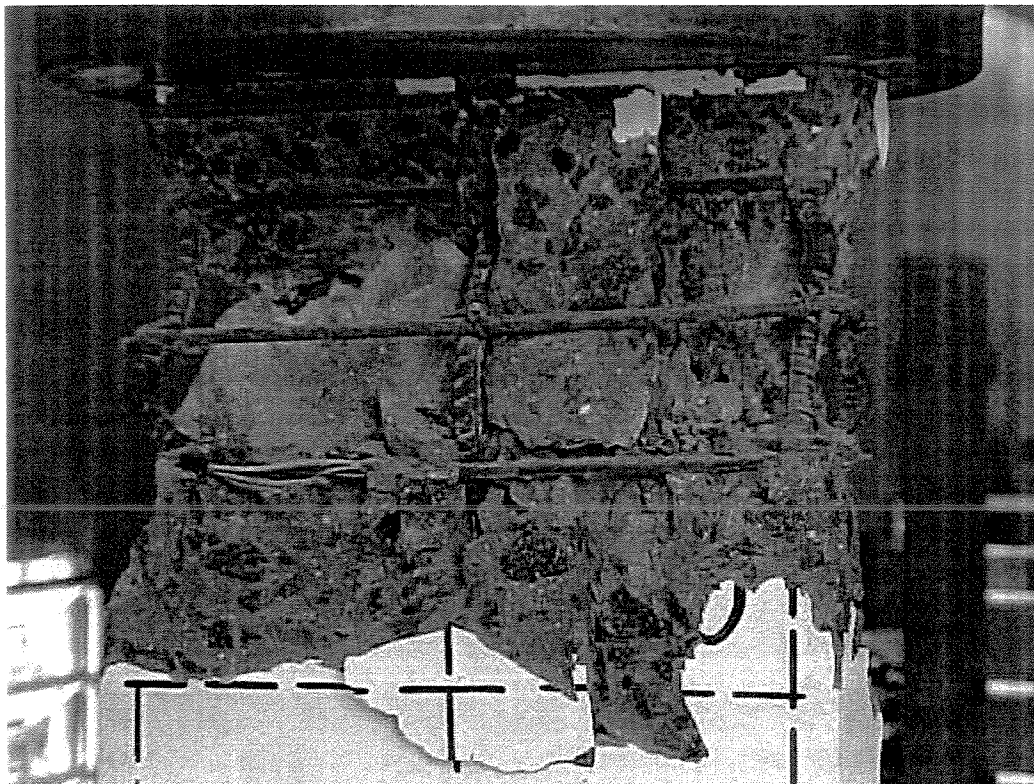


Figura 7.25 – Detalhe da ruptura do Modelo P10 – Frente

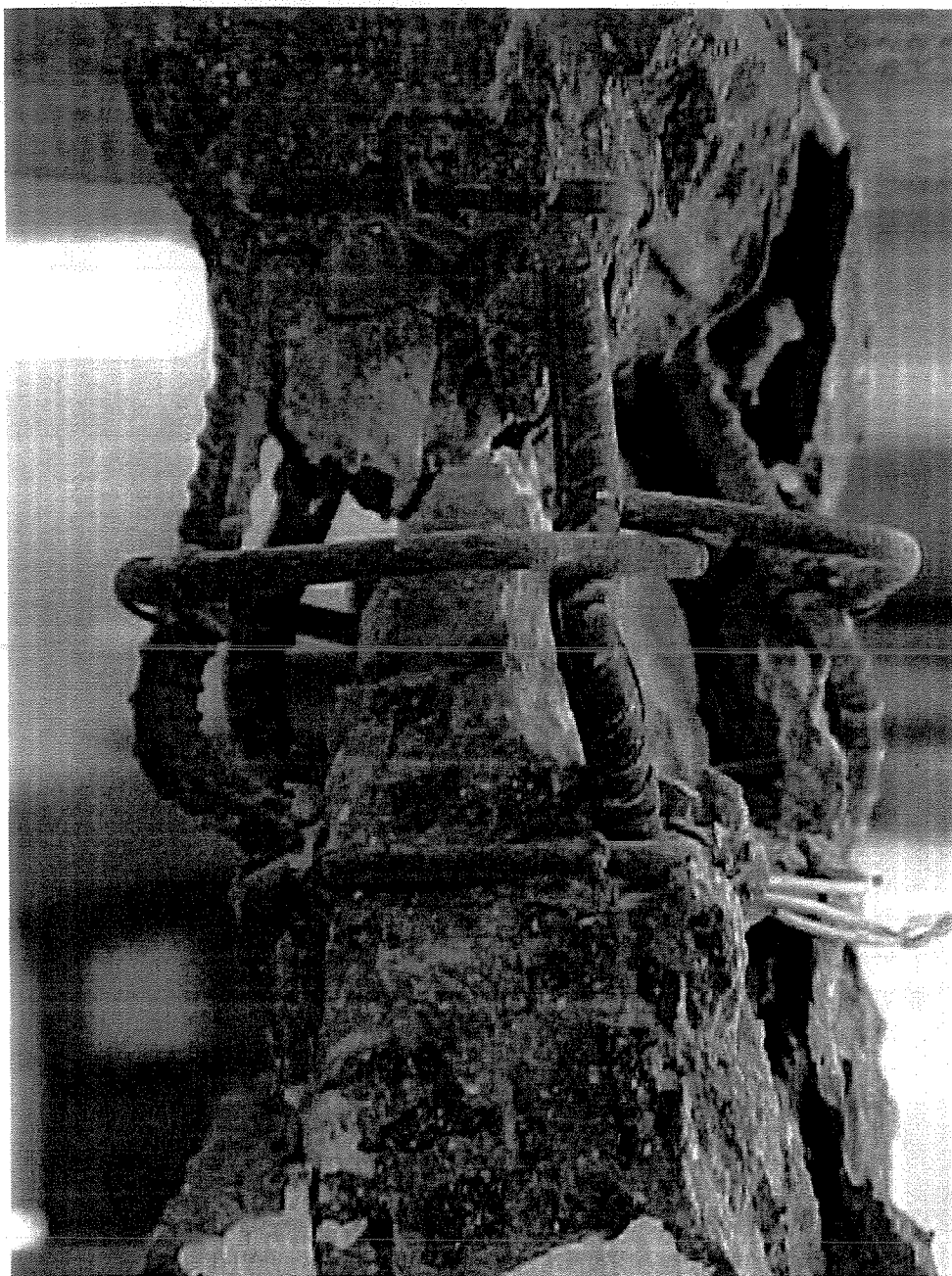


Figura 7.26 – Detalhe da ruptura do Modelo P10 – Lateral esquerda

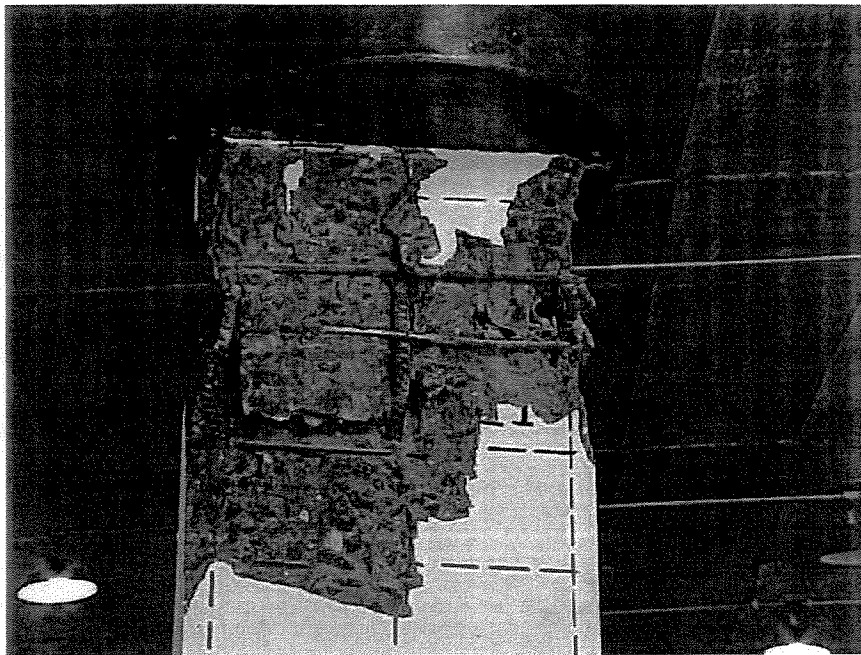


Figura 7.27 – Detalhe da ruptura do Modelo P11 - Frente



Figura 7.28 – Detalhe da ruptura do Modelo P11 – Lateral Esquerda

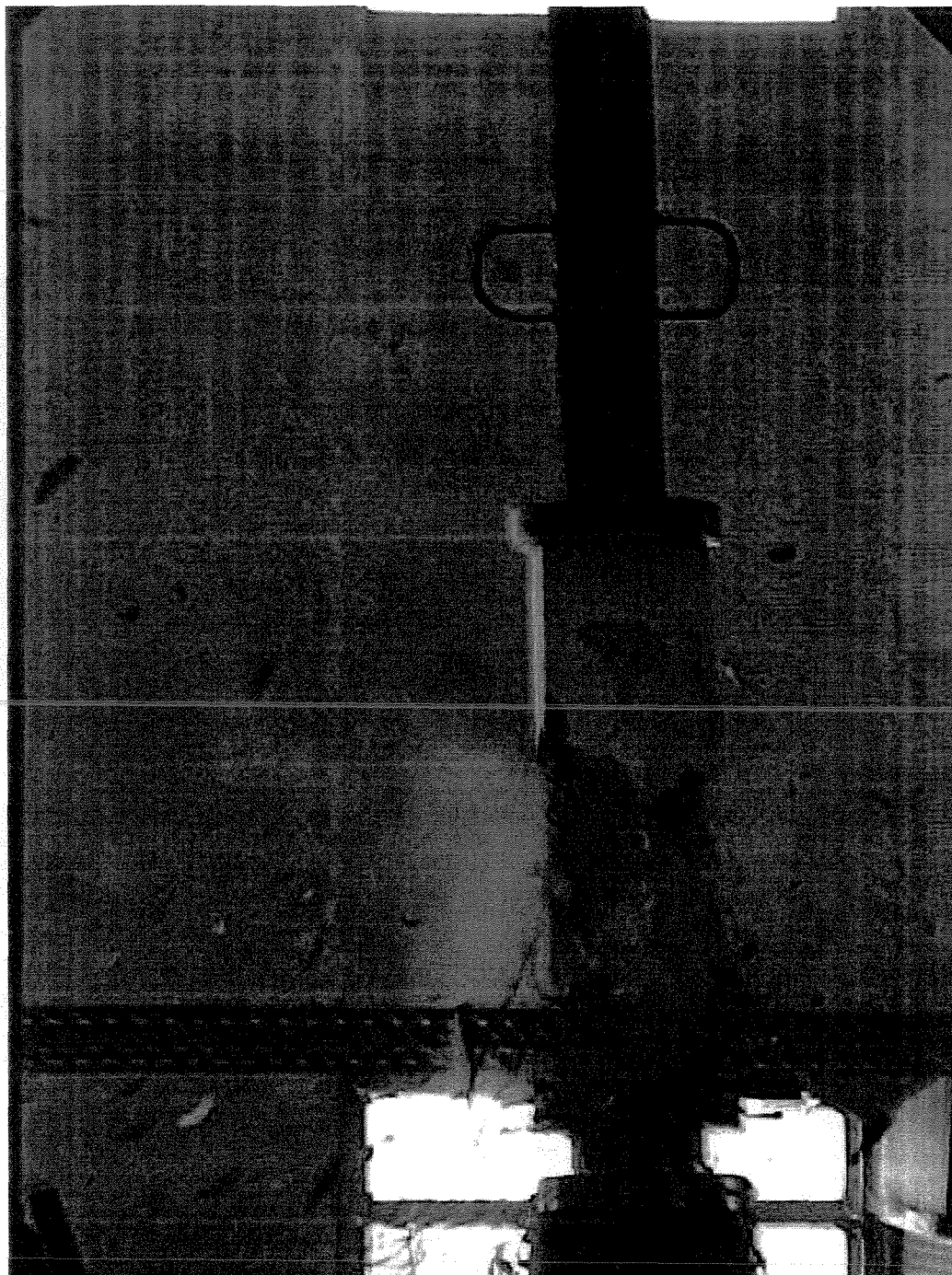


Figura 7.29 – Detalhe do momento da ruptura brusca do Modelo P12 ($F_u = 1781,48\text{kN}$)

Foto: Eng.º Marcelo Francisco Ramos – Laboratório de Materiais de
Construção – FEC – UNICAMP – 22 de dezembro de 2000

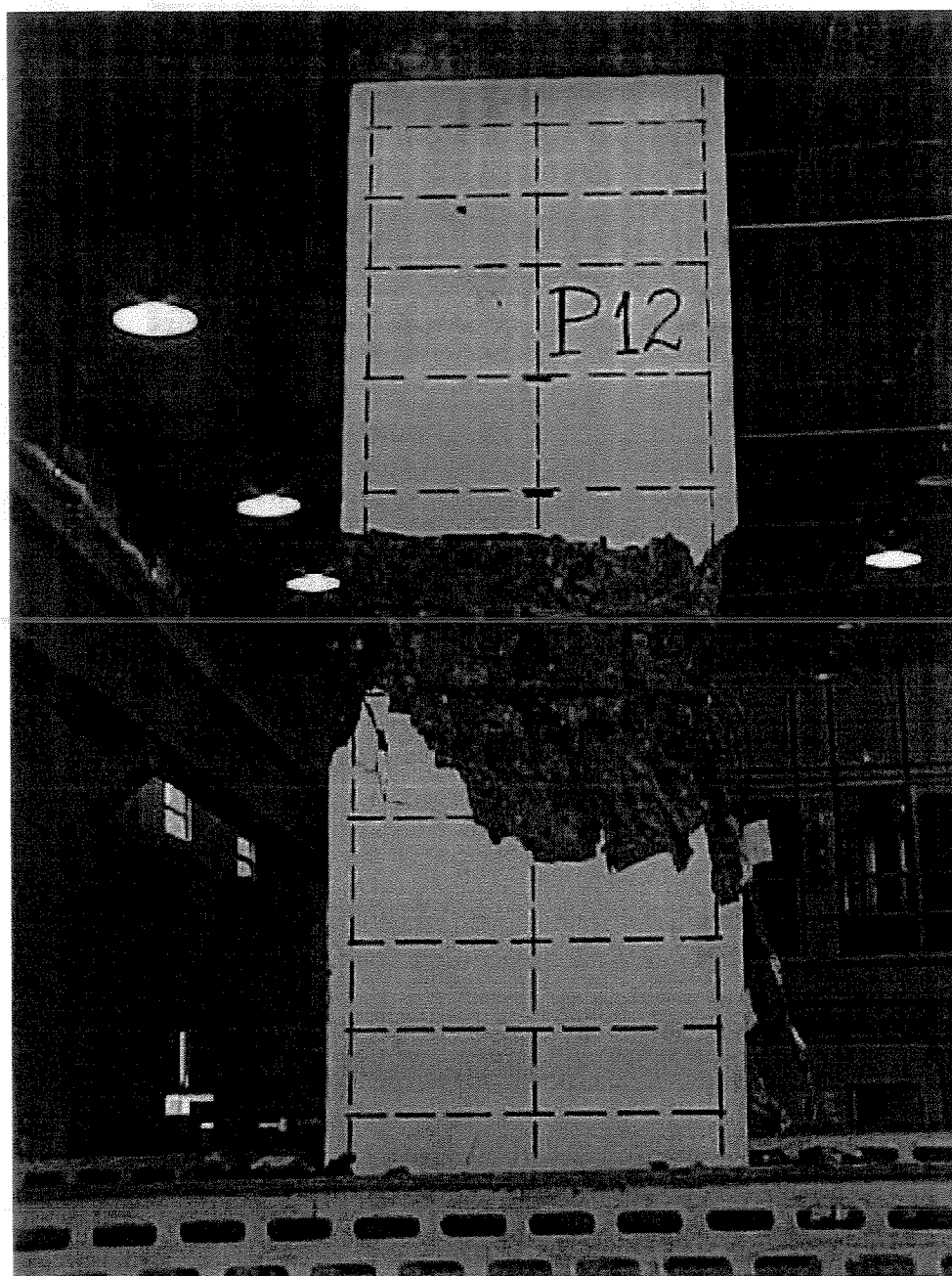


Figura 7.30 – Detalhe da ruptura do Modelo P12 – Frente

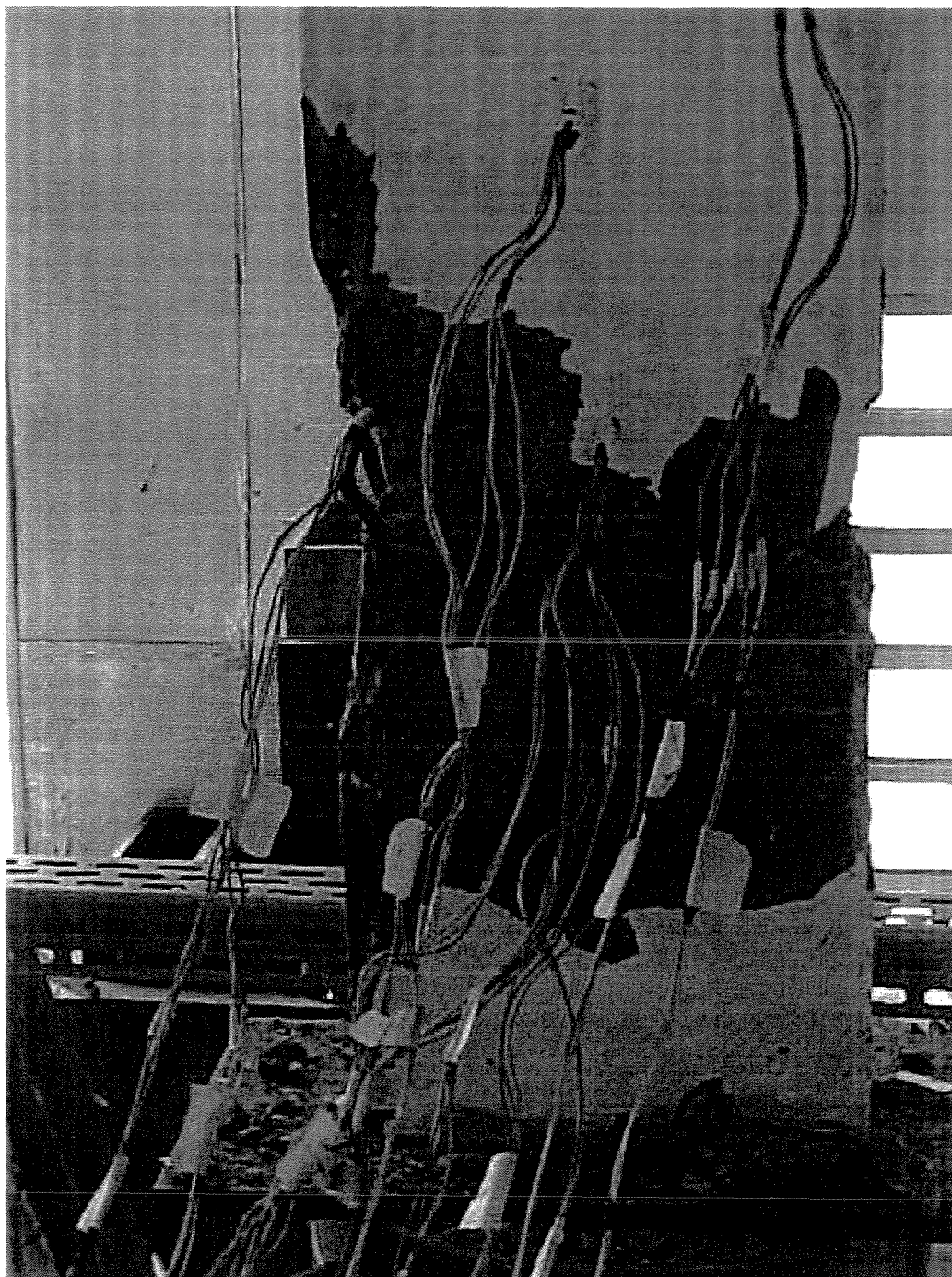


Figura 7.31 – Detalhe da ruptura do Modelo P12 – Costas

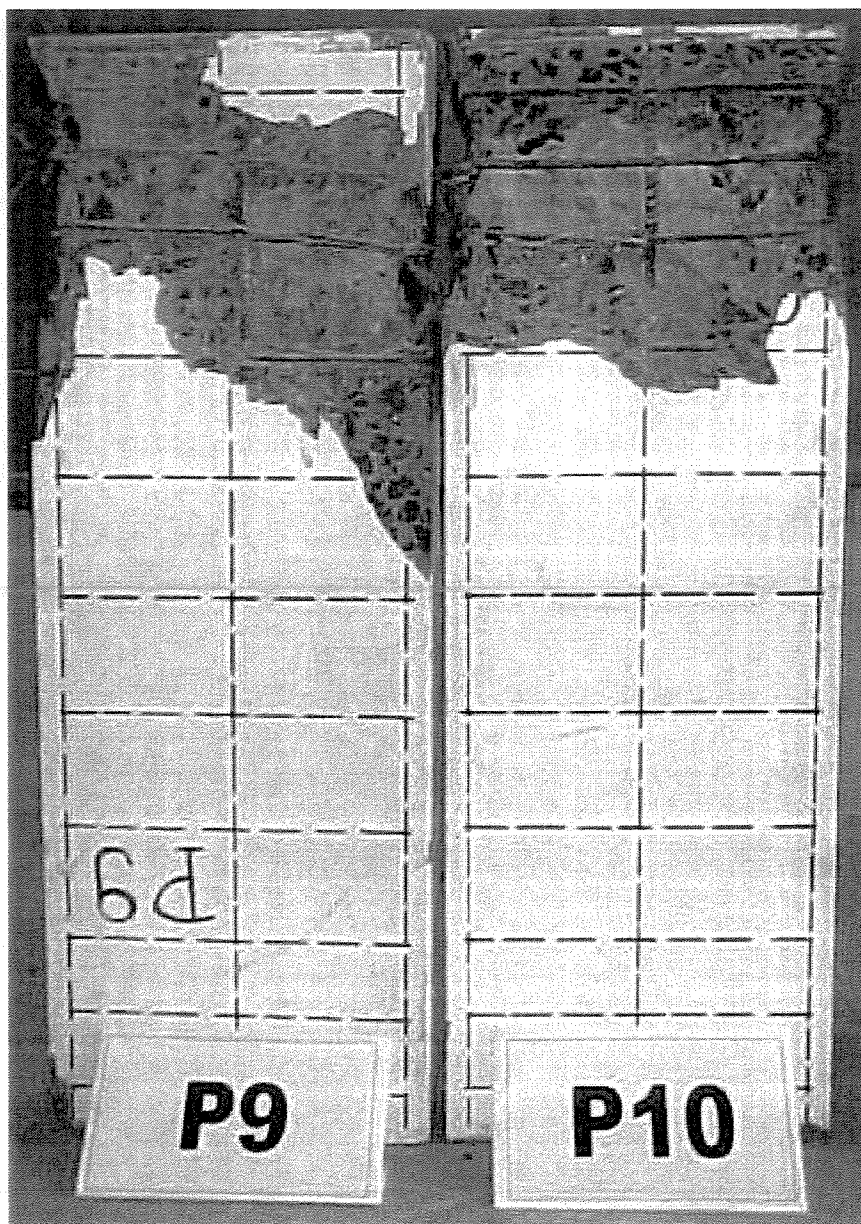


Figura 7.32 – Detalhe da ruptura dos Modelos P9 e P10

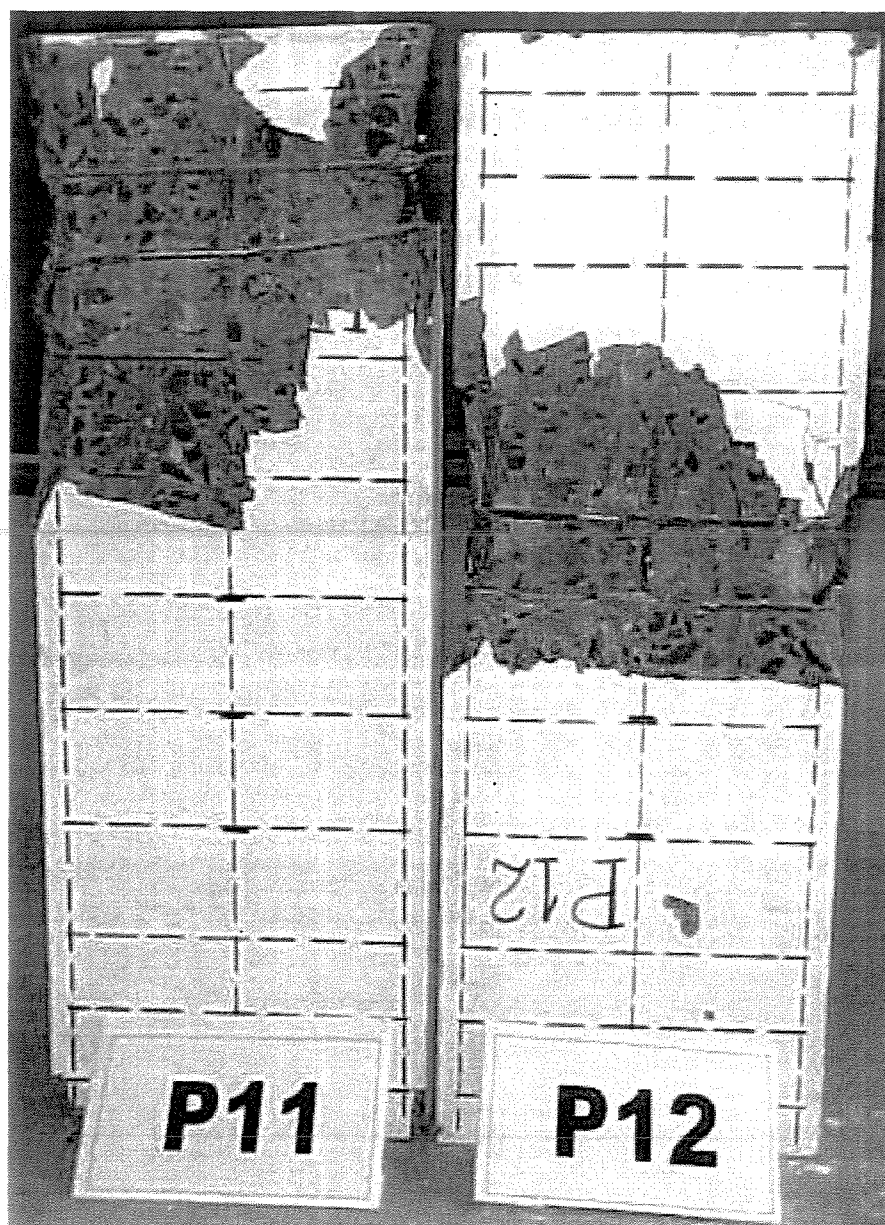


Figura 7.33 – Detalhe da ruptura dos Modelos P11 e P12

Foto: Eng.º Luciano Passos – Laboratório de Materiais
de Construção – FEC – UNICAMP – 18/01/2001

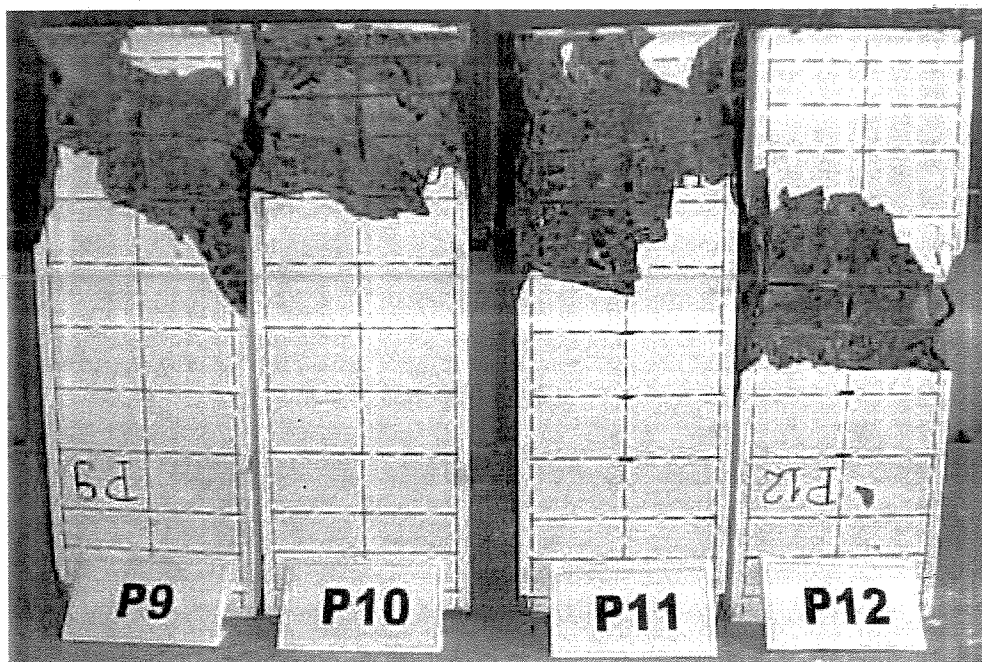


Figura 7.34 – Detalhe da ruptura dos Modelos P9 a P12

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na avaliação dos resultados obtidos para os pilares P1, P2, P3 e P4, que correspondiam a uma reavaliação dos resultados obtidos por [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B.]⁸, pode-se afirmar que tanto para as deformações das barras longitudinais como nas deformações dos estribos principais e suplementares, os resultados são compatíveis, basta analisar os resultados apresentados comparativamente nas figuras 3.2 a 3.11.

Com base nos valores dos diagramas tensão x carga apresentados nas figuras 3.12 a 3.21, pode-se também afirmar que houve compatibilidade de resultados quanto às tensões ocorridas nas barras longitudinais e nos estribos principais e suplementares.

Desta análise pode-se afirmar que tanto as tensões como as deformações nos estribos suplementares são desprezíveis em relação aos seus valores últimos obtidos pelos ensaios de tração das barras, conforme as figuras 2.6 e 2.7.

Com relação às deformações no concreto, conforme figura 3.1, pode-se afirmar que mesmo com os cuidados tomados, na verificação do nível da face superior e o prumo das laterais dos modelos, durante o ensaio constatou-se excentricidades acidentais, provavelmente decorrentes da heterogeneidade do concreto. Somente no pilar P3 as deformações são quase as mesmas nas quatro faces do pilar. Já para os demais pode-se observar a ocorrência de uma flexão oblíqua.

Decorrente dos resultados obtidos para os pilares de P1 a P4, foram executados os pilares de P5 a P8, conforme detalhamento da técnica de armar, e resultados de ensaios expostos nos capítulos 4 e 5.

Na avaliação dos resultados destes ensaios, comparativamente com os resultados obtidos na primeira etapa (P1 a P4), pode-se afirmar que nos pilares de P5 a P8, nos quais a armação obedeceu as prescrições da [NBR 6118]¹, as deformações nas barras longitudinais continuaram compatíveis e ocorreram deformações menores tanto para os estribos principais como para os estribos suplementares.

Consequentemente os estribos suplementares voltaram a ser pouco solicitados.

Da análise conjunta dos resultados obtidos para os pilares de P1 a P8 pode-se afirmar, embora a quantidade de ensaios seja muito pequena e restrito a uma situação padrão de posicionamento do estribo suplementar, que provavelmente não há razão do uso destes estribos suplementares. Em outras palavras, aumentando-se a quantidade de ensaios, é bem provável que poder-se-á dispensar o estribo suplementar, mesmo quando a distância entre as barras longitudinais não respeitar o limite de 20ϕ , desde que o concreto utilizado tenha uma resistência à compressão dentro de valores considerados como usuais, até 30,0MPa.

Na análise das deformações no concreto, conforme figura 5.1, pode-se afirmar que novamente ocorreram excentricidades acidentais, ocorrendo flexão em P5 e flexão oblíqua em P6, P7 e P8.

Devido ao fato de que estão sendo estudados na atualidade pilares de alta resistência, procurou-se, sem alterar a técnica de armar conforme a [NBR 6118]¹, estudar os pilares de P9 a P12, com um concreto de alta resistência à compressão em torno de 80,0MPa.

Mesmo tendo conhecimento do comportamento elasto-frágil do concreto de alta resistência e da necessidade de uma alta taxa de armadura transversal para confinamento do núcleo, objetivando uma ruptura dúctil, optou-se pela mesma armação dos pilares de concreto usual, procurando assim não alterar os parâmetros de comparação.

Esta opção previa como resultado uma ruptura brusca dos pilares, o que realmente aconteceu, provocando portanto uma configuração final de esmagamento do concreto na região da ruptura, deformações excessivas das barras longitudinais e dos estribos principais e suplementares.

Pode-se observar a ruptura dos estribos principais na região do esmagamento do concreto, ver figura 7.27.

É importante comentar que, nos pilares de concreto de alta resistência, que romperam com carregamentos próximos da carga última teórica, as deformações nas armaduras são compatíveis com as cargas aplicadas; no entanto, no instante da ruptura do núcleo de concreto, as deformações são excessivas como as apresentadas nas fotos dos pilares rompidos.

Na avaliação das deformações das armaduras dos estribos suplementares, mesmo com o aumento da resistência do concreto, pode-se afirmar que ainda continuam pequenas, pois eram em torno de 0,3 a 0,5‰ e passaram para valores próximos de 0,7‰, contra valores de ensaio à tração de um alongamento máximo de 7,0‰.

Sabe-se também que em pilares de concreto de alta resistência, tem-se necessidade de uma taxa de armadura transversal em torno de 2,2%, portanto é provável que os estribos suplementares venham a ter ainda uma menor solicitação.

Quanto às deformações nas armaduras longitudinais, os valores mantiveram-se em torno de 2,5‰.

Quanto ao concreto, as deformações mostraram novamente a presença de excentricidades acidentais, no entanto para os pilares P11 e P12 pode-se considerar quase uma solicitação normal.

	PILARES															
$\epsilon(\%)$	P1-A	P1-B	P2-A	P2-B	P3-A	P3-B	P4-A	P4-B	P5-B	P6-B	P7-B	P8-B	P9-B	P10-B	P11-B	P12-B
L1	1,81	2,31	2,05	2,29	1,53	2,43	1,63	2,44	3,55	2,42	2,31	2,43	1,24	1,87	2,32	2,31
L2	1,70	2,42	1,88	2,29	1,48	1,92	1,31	2,36	2,35	2,40	2,41	1,63	1,30	2,27	-	2,25
L3	2,10	2,33	2,28	-	2,52	2,29	1,20	2,30	1,79	2,51	2,52	2,11	-	-	-	-
L4	2,33	2,37	1,99	1,70	2,55	2,16	1,20	1,93	-	-	-	-	-	-	-	-
e3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,13	1,83	2,34	2,45
e4	-	-	-	-	-	-	-	-	1,16	0,54	1,03	0,69	0,14	1,95	2,48	2,57
e5	0,65	0,59	0,90	1,21	0,92	-	0,61	0,44	0,75	0,66	0,55	-	0,24	0,44	0,92	0,72
e6	-	-	-	-	-	-	-	-	0,96	0,66	-	1,18	0,21	0,47	0,72	0,64
e8	1,09	1,26	0,70	1,48	1,45	1,19	0,36	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-
g7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,26	-	-	-	0,81	0,70
g8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	0,28	-	-	0,64	0,65
g9	-	-	-	-	-	0,24	0,15	-	-	-	0,31	0,20	-	-	0,33	0,30
g10	-	-	-	-	0,47	0,13	0,15	0,30	-	-	-	-	-	-	0,48	0,44
g11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,30	0,24
F_u (kN)	650,0	650,0	610,0	610,0	620,0	620,0	620,0	620,0	655,0	635,0	625,0	610,0	1788,14	1894,67	1786,32	1781,48

Tabela - Deformações máximas obtidas nos Pilares P1 a P12.

Obs.: a) P1-A, P2-A, P3-A e P4-A são resultados obtidos dos ensaios dos pilares P1 a P4 do trabalho realizado por [AGOSTINI, L. R. S. e FERNANDES, G. B.]⁸;

b) P1-B, P2-B, P3-B e P4-B demonstram os resultados dos ensaios dos pilares P1 a P4 da primeira etapa desta pesquisa, que consistiu em ensaiar-se quatro pilares com as mesmas características dos pilares ensaiados por [AGOSTINI, L. R. S. e FERNANDES, G. B.]⁸ em seu trabalho, para comparação dos resultados;

c) P5-B a P8-B são resultados obtidos dos ensaios dos pilares P5 a P8, na segunda etapa desta pesquisa, com estribagem conforme orientação da Norma [NBR 6118]¹;

d) P9-B a P12-B são resultados obtidos dos ensaios dos pilares P9 a P12, na terceira e última etapa desta pesquisa, com espaçamento entre estribos equivalente aos dos pilares P5 a P8, com concreto de alta resistência (80MPa).

9 CONCLUSÃO

Da pesquisa realizada, mesmo para os pilares de P1 a P4 que reavaliaram ensaios já estudados, pode-se afirmar que existe uma grande possibilidade de ser eliminado o estribo suplementar, conforme a proposta da [NBR 6118]¹.

Talvez como consideração final, tendo por base a pouca quantidade de modelos ensaiados, da particularidade da situação do uso do estribo suplementar dentro das diferentes possibilidades propostas pela Norma, existe necessidade de serem realizadas novas pesquisas.

Quanto aos pilares de concreto de alta resistência, os resultados obtidos mostraram a necessidade de ensaiar pilares com alta taxa de armadura transversal para o confinamento do núcleo, evitando-se uma ruptura brusca, e assim analisar de forma mais adequada o comportamento do estribo suplementar.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118/78 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado.**
02. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7211/83 – Agregado para Concreto.**
03. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7217/87 – Agregados – Determinação da composição granulométrica.**
04. ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7480/96 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.**
05. ACI – **Structural Journal. Performance of High-Strength Concrete Tied Columns – A Parametric Study/** J. Xie, A. E. Elwi, and James G. MacGragor.
06. ACI – **Influence of Lateral Reinforcement on the Bearing Capacity and the Structural Behavior of High-Strength Concrete Walls/** Felix Seelmann.
07. ACI Committee 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95).** American Concrete Institute, Detroit, 1976, 19 pp.
08. AGOSTINI, L. R. F. e FERNANDES, G. B. **Contribuição do Estudo das Armaduras Transversais de Pilares Usuais,** Unicamp – 1987.
09. DILGER, W. H. and GALI, A. **Double-Head Studs as Ties in Concrete.** Concrete International, V.19, N.6, June, 1977.
10. FUSCO, P. B., 1930. **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto.** São Paulo: Pini, 1995.
11. FUSCO, P.B.. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais, Estados Limites Últimos. Teoria e Aplicações.** Ed. Guanabara Dois S.A., Rio de Janeiro – RJ, 1981.
12. PARK, R.; PRIESTLEY, M. J. N.; and GILL, W. D.. **Ductility of Square-Confined Concrete Columns.** *Proceedings of ASCE.* V. 108, Apr. 1982, pp. 929-950.

13. PINTO JR, N.O. **Flexão de Vigas de Concreto de Alta Resistência**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – 1993.
14. SHEIKH. S.A., and UZUMERI, S. M.. **Strength and Ductility of Tied Concrete Columns**. *ASCE Structural Division*. V.106, No.ST5, May 1980, pp. 1079-1102.
15. SÜSSEKIND, J.C.. **Curso de Concreto**. Rio de Janeiro: Editora Globo – 1987.
16. TANAKA, H.; PARK, R.; and McNAMEE, B.. **Anchorage of Transverse Reinforcement in Rectangular Reinforced Concrete Columns in Seismic Design**, *Bulletin*, New Zealand National Society for Earthquake Engineering. V. 18, No. 2, June 1985, pp. 165-190.
17. MORENO JR., A.L.. **Cálculo de Pilares em Edifícios de Concreto Armado** – Apostila do curso de Concreto Armado II da Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 1989.

11 ABSTRACT

PEREIRA, CARLOS EDUARDO – Concrete Columns: Analysis of Supplementary Stirrups B – Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 2001, 176 pages – Master Dissertation.

The Brazilian Code [NBR 6118]¹: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado where concerning normal strength reinforced concrete columns, which are treated in this investigation, regarding to protection of longitudinal bars against buckling prescribes: *“the polygonal stirrups protects against buckling the longitudinal bars placed at the edges and those placed at a distance not greater than $20\phi_t$ from the edge, if within this $20\phi_t$ length there is no more than two longitudinal bars not included those in the edges; however whereas there are more than two bars in this length or beyond it supplementary stirrups will be needed with diameter and spacing equal to those of the polygonal stirrups”* (clause 6.3.4.3).

Considering what the Code prescribes, an interest was raised about the real need of this supplementary stirrups when using only one longitudinal bar within those in the edges. This is the subject of this research.

The results obtained from the first series of tests was compared with those of an investigation conducted by [AGOSTINI, L.R.S. e FERNANDES, G.B.]⁸ at Faculdade de Engenharia de Limeira – UNICAMP, during 1987; whose test specimens had the same characteristics of those used in this investigation.

In the following series the specimens werw tested with and without supplementary stirrups differing by stirrup spacing and concrete strength, to check the real contribution of this reinforcement regarding to buckling protection of the longitudinal bars.

Key Words: Buckling (Mecanics), Structural Engineering, Concrete Collumns, Structural Engineering.