

PASCHOAL PERDÃO JÚNIOR

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PILARES CIRCULARES DE CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA COM ARMADURA DE CONFINAMENTO
HELICOIDAL E PILARES CIRCULARES DE SEÇÃO MISTA: TUBO
METÁLICO E NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia
Civil da Universidade Estadual de Campinas, para
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil - Área
de Concentração: Estruturas

*Atento que esta é a cópia
definitiva da dissertação
Luiz Roberto Agostini*

Campinas

1994

PASCHOAL PERDÃO JÚNIOR R/4923

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PILARES CIRCULARES DE CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA COM ARMADURA DE CONFINAMENTO
HELICOIDAL E PILARES CIRCULARES DE SEÇÃO MISTA: TUBO
METÁLICO E NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia
Civil da Universidade Estadual de Campinas, para
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil - Área
de Concentração: Estruturas

Orientador:

R. S.
Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI

Campinas

1994

À
Paschoal, Alice e Eva pelo incentivo e
compreensão

AGRADECIMENTOS

Sobretudo agradeço ao meu Pai Espiritual Santo Antonio pela sua intercessão junto a Nosso Senhor Jesus Cristo para a realização deste trabalho.

Muito tenho a agradecer ao Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini pela sua eficiente e inteligente orientação durante a execução da pesquisa; não esqueço também de sua amizade.

Agradeço à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior pelo auxílio financeiro, sem o qual o cronograma previsto não poderia ser cumprido.

Estendo também meus agradecimentos aos técnicos do laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil e a todos os professores, particularmente ao Prof. Dr. Aloísio Ernesto Assan e ao Prof. Dr. José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, por toda colaboração.

Agradeço à REAX - Indústria Comércio e Serviços Ltda, à Camargo Corrêa Industrial S. A. e à CBI - LIX - Construções Ltda. pelo fornecimento do superplastificante REAX-625, do cimento Portland Eldorado CPE-32-II e da microssílica não densificada, e dos tubos metálicos, respectivamente.

Agradeço também aos Srs. Antonio Milton Casteletto e José Luis Leone da oficina mecânica Antonio Leone Filho e Cia. Ltda. e ao projetista Sr. José Angelo Vitiello pela colaboração dada no corte e preparação dos tubos metálicos e do molde para as hélices.

RESUMO

Este trabalho procura definir critérios de projetos para estruturas de concreto de alta resistência, relacionados ao comportamento das armaduras laterais de confinamento para pilares de seção circular. Inicialmente foi elaborado um texto descrevendo o atual estágio de desenvolvimento, em termos universais, do concreto de alta resistência. Elaborou-se também uma revisão histórica relatando o emprego de concretos com resistência acima das usuais.

No capítulo seguinte foram descritos os materiais componentes do concreto de alta resistência, suas propriedades características, e apontados os parâmetros para seu controle e produção. No capítulo 3, foi analisado o efeito da armadura de confinamento helicoidal, visando a ductilização do concreto de alta resistência, empregada em corpos de prova cilíndricos.

Através do estudo feito no capítulo 4 foi constatado o aumento da ductilização do concreto de alta resistência, em função do aumento da taxa de armadura de confinamento helicoidal empregada nos pilares circulares. No capítulo 5 foi estudada a ductilização do concreto de alta resistência confinado pelas paredes de um tubo metálico. Foi observada a maior eficiência de confinamento imposta por um cilindro contínuo ao concreto de seu interior, em relação ao confinamento imposto pela armadura helicoidal.

ABSTRACT

This work intends to determine design provisions for high-strength concrete structures, related to the behavior of lateral confinement reinforcement in columns with circular cross section. Initially, it was elaborated a text describing the state-of-the-art of the high-strength concrete. It was also prepared a historical review concerning the use of concrete with strength superior to the usual.

In the following chapter, it was described the high-strength concrete component materials, its characteristic properties, and were indicated the parameters to its control and production. In chapter 3, it was analyzed the spiral confinement reinforcement effect to the ductility of high-strength concrete used in cylindrical specimens.

By means of the study presented in chapter 4, it was observed an increase of the high-strength concrete ductility, in terms of the spiral confinement reinforcement rate increase, used in the circular columns. In the chapter 5, it was studied the ductility of high-strength concrete confined through walls of steel pipe. It was observed the greatest confinement efficiency by a continuous cylinder on the concrete of its interior, in regarding confinement with the spiral reinforcement.

ZUSAMMENFASSUNG

Diese Arbeit versucht Merkmale von Plänen über hochfeste Betonstrukturen zu erklären, die sich auf das Verhalten der seitlichen Begrenzungsbewehrungen für Pfeilern mit rundem Querschnitt beziehen. Im Kapitel 1 wird eine Zusammenfassung ausgearbeitet, welche die gegenwertige universelle Entwicklungsstufe des hochfesten Betons beschreibt. Es wurde weiterhin eine historische Überprüfung ausgearbeitet, die sich auf die Verwendung des Betons mit übernormalen Festigkeitswerten bezieht.

Im folgenden Kapitel wurden die Materialien für den Beton mit hoher Widerstandskraft beschrieben, ihre charakteristischen Eigenschaften und die Maßstäbe für die Kontrolle und für die Herstellung des hochfesten Betons. Im Kapitel 3 wurde die Wirkung der spiralen Begrenzungsbewehrung aufgezeichnet, in Bezug auf die Duktilität des hochfesten Betons, die in dem Zylinderprüfungskörper verwendet wurde.

Nach dem Studium, das im Kapitel 4 durchgeführt wurde, konnte eine Erhöhung der Duktilität des hochfesten Betons festgestellt werden im Verhältnis zur Erhöhung der Taxe der spiralen Begrenzungsbewehrung, die in Pfeilern mit rundem Querschnitt benutzt wurde. Im Kapitel 5 wird die Duktilität des hochfesten Betons analysiert, die durch die Wände eines Metallrohres begrenzt wurde. Dabei wurde eine größere Wirkung der Begrenzung festgestellt durch den Gebrauch eines fortlaufenden Zylinders für den Beton im Inneren des Rohres, im Vergleich zur Begrenzung durch die spiralen Bewehrung.

NOTAÇÃO

A	= área da seção transversal do tubo
A_t	= área fictícia de cintamento, área de armadura transversal
A_{ci}	= área do núcleo da hélice
A_{st}	= área da seção transversal da barra da hélice
$A_{Slongitudinal}$	= área de armadura longitudinal
E_c	= módulo de deformação longitudinal do concreto
E_t	= módulo tangente de deformação
I	= momento de inércia em redor do eixo perpendicular à direção de flambagem
K	= fator de confinamento
L	= comprimento desvinculado ou real da coluna
P	= carga axial
P_e	= carga de Euler
P_{crit}	= carga crítica
P_{ult}	= carga última
a	= raio interno do tubo
d_i	= diâmetro do núcleo formado pela projeção horizontal da hélice
f_c	= resistência à compressão do concreto
f_{ck}	= resistência característica do concreto à compressão
f_{tk}	= resistência característica do concreto à tração
f_2	= pressão de confinamento lateral ideal
h_t	= altura total da hélice
k	= coeficiente de restrição ou coeficiente de comprimento efetivo
$k.L$	= comprimento efetivo da coluna
l_r	= comprimento real do tubo
l_t	= limite superior para tubo de comprimento moderado

r	= raio de giração
t	= altura igual ao passo da hélice, espessura da parede do tubo
$\Delta\sigma_1$	= aumento na maior tensão principal
ε	= deformação específica
ε_c	= deformação específica do concreto à compressão
ε_{co}	= deformação específica correspondente a f_c
\varnothing_t	= diâmetro da seção transversal da barra da hélice
ρ_t	= taxa de armadura helicoidal
σ	= tensão axial
σ_c	= tensão de compressão no concreto
σ_e	= tensão no intervalo elástico
σ_p	= tensão limite de proporcionalidade
σ_y	= tensão teórica máxima = $2 \times \sigma_p$
σ_{rc}	= tensão de compressão residual máxima
σ_{crit}	= tensão crítica
σ_1	= maior tensão principal
σ_2	= tensão principal intermediária
σ_3	= menor tensão principal

CONTEÚDO

LISTA DE FIGURAS

INTRODUÇÃO.....	I.1
1. ESTADO DA ARTE DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES.....	1.1
2. MATERIAIS, PROPRIEDADES, CONTROLE E PRODUÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	2.1
2.1 GENERALIDADES	2.1
2.2 MATERIAIS.....	2.2
2.2.1 CIMENTO	2.2
2.2.2 ESCÓRIA E CINZA VOLANTE.....	2.3
2.2.3 MICROSSÍLICA	2.4
2.2.4 ADITIVOS REDUTORES DE ÁGUA.....	2.6
2.2.5 AGREGADOS	2.8
2.2.5.1 GENERALIDADES	2.8
2.2.5.2 AGREGADOS DE DENSIDADE NORMAL	2.9
2.2.5.3 AGREGADOS DE PESO LEVE	2.10
2.2.6 RELAÇÃO ÁGUA/MATERIAL CIMENTANTE	2.10
2.2.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO DA COMPOSIÇÃO	2.11
2.2.8 ENFOQUE A NÍVEL MICROESTRUTURAL	2.12
2.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO E ENDURECIDO	2.14
2.3.1 TRABALHABILIDADE	2.14
2.3.2 TEMPERATURA E DESENVOLVIMENTO DE RESISTÊNCIA ..	2.15
2.4 LANÇAMENTO E CURA	2.17
2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	2.18
2.5.1 COMPORTAMENTO NA COMPRESSÃO	2.18

2.5.1.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	2.18
2.5.1.2	RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO	2.19
2.5.2	COMPORTAMENTO NA TRAÇÃO.....	2.21
2.5.3	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL E COEFICIENTE DE POISSON	2.22
2.5.4	GRAU DE RETRAÇÃO.....	2.24
2.5.5	DEFORMAÇÃO LENTA.....	2.24
2.5.6	EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO	2.26
2.5.7	COMPORTAMENTO SOB CARREGAMENTO MULTIAXIAL...2.26	
2.5.8	PROPRIEDADES DA ADERÊNCIA CONCRETO-AÇO	2.28
2.5.9	EFEITO DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA	2.28
2.6	FADIGA DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	2.29
2.7	DURABILIDADE.....	2.30
2.7.1	POROSIDADE E PERMEABILIDADE	2.30
2.7.2	DETERIORAÇÃO QUÍMICA	2.30
2.7.3	RESISTÊNCIA AO FRIO INTENSO.....	2.31
2.7.4	CORROSÃO DA ARMADURA	2.31
2.7.5	ABRASÃO-RESISTÊNCIA À EROSÃO	2.32
2.7.6	EFEITOS TÉRMICOS.....	2.32
2.7.7	RESISTÊNCIA AO FOGO	2.33
2.8	GARANTIA DE QUALIDADE E CONTROLE DE QUALIDADE.....	2.33
3.	ESTUDO DO EFEITO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO EM CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS DE 100 mm X 200 mm.....	3.1
3.1	DESCRIÇÃO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO	3.1
3.1.1	O CONCEITO DE ARMADURA DE CINTAMENTO E DE CONFINAMENTO (visando a ductilização da ruptura).....	3.1
3.1.2	A ARMADURA DE CONFINAMENTO PARA CORPOS	

DE PROVA DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	3.3
3.1.2.1 A ARMADURA DE CONFINAMENTO COM DIÂMETRO DE 3,4 mm	3.3
3.1.2.2 A ARMADURA DE CONFINAMENTO COM DIÂMETRO DE 4,2 mm	3.5
3.2 CORPOS DE PROVA COM HÉLICE DE 3,4 mm	3.6
3.2.1 DEFINIÇÃO DO TRAÇO A SER EMPREGADO	3.6
3.2.2 COLOCAÇÃO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO NOS MOLDES.....	3.12
3.2.3 PREPARAÇÃO, DETERMINAÇÃO DAS QUANTIDADES E COLOCAÇÃO DOS MATERIAIS NA BETONEIRA. CURA DO CONCRETO.....	3.12
3.2.4 RESULTADOS OBTIDOS.....	3.15
3.3 CORPOS DE PROVA COM HÉLICE DE 4,2 mm	3.19
3.3.1 RESULTADOS OBTIDOS.....	3.20
4. PILARES CIRCULARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL.....	4.1
4.1 GENERALIDADES	4.1
4.2 PILARES SEM ARMADURA.....	4.3
4.2.1 PILARES DE CONCRETO USUAL.....	4.3
4.2.2 PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	4.8
4.2.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS OBTIDOS COM PILARES CIRCULARES SEM ARMADURA DE CONCRETO USUAL E DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	4.12
4.3 PILARES COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL DE 3,4 mm.....	4.13

4.3.1	PILARES DE CONCRETO USUAL.....	4.13
4.3.2	PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	4.16
4.4	PILARES COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL DE 4,2 mm.....	4.18
4.5	PILARES COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL DE 5 mm.....	4.20
4.6	ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS.....	4.22
5.	PILARES CIRCULARES MISTOS: TUBO METÁLICO + NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.....	5.1
5.1	ANÁLISE DOS TUBOS CIRCULARES CILÍNDRICOS	5.1
5.1.1	JUSTIFICATIVA PARA O ESTUDO DE TUBOS METÁLICOS CONFINANDO O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	5.1
5.1.2	ESCOLHA DO DIÂMETRO E DA ESPESSURA DO TUBO METÁLICO.....	5.2
5.1.3	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TUBOS METÁLICOS SOLICITADOS À COMPRESSÃO AXIAL.....	5.4
5.1.3.1	TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 48,30 mm.....	5.4
5.1.3.2	TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 60,30 mm.....	5.6
5.2	ANÁLISE DOS PILARES MISTOS COMPOSTOS POR TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 48,30 mm	5.9
5.3	ANÁLISE DOS PILARES MISTOS COMPOSTOS POR TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 60,30 mm	5.14
5.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS PILARES CIRCULARES: TUBO METÁLICO + NÚCLEO DE CONCRETO DE	

ALTA RESISTÊNCIA	5.18
CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	CF.1
BIBLIOGRAFIA.....	B.1

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

- Fig. 2.1 : Calor de hidratação para cimento Portland comum com 15% de microssilica.
Fator A/C+S variando de 0,60 à 0,22
- Fig. 2.2 : Calor da reação para cimento Portland comum sem e com 15% de microssilica
- Fig. 2.3 : Curva tensão x deformação para pasta de cimento, agregado e concreto na compressão. Significante diferença entre a rigidez da pasta de cimento e do agregado
- Fig. 2.4 : Curva tensão x deformação para pasta de cimento, agregado e concreto na compressão. Menor diferença entre a rigidez da pasta de cimento e do agregado
- Fig. 2.5 : Resistência à compressão axial x tensão lateral
- A : concreto com agregado de densidade normal - $f_c = 25$ MPa
- B : concreto com agregado de densidade normal - $f_c = 80$ MPa
- C : concreto com agregado de peso leve - $f_c = 60$ MPa
- (corpos de prova selados)

CAPÍTULO 3

- Fig. 3.1 : Curva granulométrica do agregado graúdo utilizado
- Fig. 3.2 : Curva granulométrica do agregado miúdo utilizado
- Fig. 3.3 : Carga x deformação (média dos 2 extensômetros) na hélice do primeiro corpo de prova
- Fig. 3.4 : Carga x deformação (média dos 2 extensômetros) na hélice do segundo corpo de prova
- Fig. 3.5 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do primeiro corpo de prova

- Fig. 3.6 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do segundo corpo de prova
- Fig. 3.7 : Corpos de prova de concreto de alta resistência com hélice de 3,4 mm
- Fig. 3.8 : Carga x deformação (média dos 2 extensômetros) na hélice do primeiro corpo de prova
- Fig. 3.9 : Carga x deformação (média dos 2 extensômetros) na hélice do segundo corpo de prova
- Fig. 3.10 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do primeiro corpo de prova
- Fig. 3.11 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do segundo corpo de prova
- Fig. 3.12 : Corpos de prova de concreto de alta resistência com hélice de 4,2 mm

CAPÍTULO 4

- Fig. 4.1 : Efeito da taxa de armadura de confinamento e geometria da seção transversal na ductilização de colunas circulares de concreto de alta resistência com agregado de densidade normal - $f_c = 95$ MPa
- Fig. 4.2 : Efeito da taxa de armadura de confinamento e geometria da seção transversal na ductilização de colunas quadradas de concreto de alta resistência com agregado de densidade normal - $f_c = 95$ MPa
- Fig. 4.3 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do primeiro pilar
- Fig. 4.4 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do segundo pilar
- Fig. 4.5 : Pilares de concreto usual sem hélice
- Fig. 4.6 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do primeiro pilar

- Fig. 4.7 : Carga x deformação (média dos 2 defletômetros diametrais) no concreto do segundo pilar
- Fig. 4.8 : Pilares de concreto de alta resistência sem hélice
- Fig. 4.9 : Carga x deformação (média dos 2 pilares)
- Fig. 4.10 : Carga x deformação (média dos 2 pilares) na hélice do pilar de concreto usual
- Fig. 4.11 : Corpos de prova (para controle da resistência) e pilares (com hélice de 3,4 mm + 6 Φ 6,3 mm) de concreto usual
- Fig. 4.12 : Carga x deformação (média dos 2 pilares) na hélice do pilar de concreto de alta resistência
- Fig. 4.13 : Pilares (com hélice de 3,4 mm + 6 Φ 6,3 mm) de concreto de alta resistência
- Fig. 4.14 : Carga x deformação (média dos 2 pilares) na hélice do pilar de concreto de alta resistência
- Fig. 4.15 : Pilares (com hélice de 4,2 mm + 6 Φ 6,3 mm) de concreto de alta resistência
- Fig. 4.16 : Carga x deformação (média dos 2 pilares) na hélice do pilar de concreto de alta resistência
- Fig. 4.17 : Pilares (com hélice de 5 mm + 6 Φ 6,3 mm) de concreto de alta resistência
- Fig. 4.18 : Carga x deformação (média dos 2 pilares) no concreto do pilar
- Fig. 4.19 : Trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela prensa
- Fig. 4.20 : Carga / carga crítica x deformação (média dos 2 pilares) no concreto do pilar
- Fig. 4.21 : Trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela prensa

CAPÍTULO 5

- Fig. 5.1 : Carga x deformação axial média (medida com 4 defletômetros diametrais 2 a 2) de 2 tubos metálicos
- Fig. 5.2 : Carga x deformação angular (média diametral) em 3 posições do tubo metálico
- Fig. 5.3 : Tubo metálico com diâmetro externo de 48,30 mm

- Fig. 5.4 : Carga x deformação axial média (medida com 4 defletômetros diametrais 2 a 2) de 2 tubos metálicos
- Fig. 5.5 : Carga x deformação angular (média diametral) em 3 posições do tubo metálico
- Fig. 5.6 : Tubo metálico com diâmetro externo de 60,30 mm
- Fig. 5.7 : Carga x deformação axial média (medida com 4 defletômetros diametrais 2 a 2) de 3 tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência
- Fig. 5.8 : Carga x deformação angular (média diametral) média de 2 tubos metálicos (em 3 posições) preenchidos com concreto de alta resistência
- Fig. 5.9 : Tubo metálico com diâmetro externo de 48,30 mm preenchido com concreto de alta resistência
- Fig. 5.10 : Tubos metálicos com diâmetro externo de 48,30 mm: (esquerda) preenchido com concreto de alta resistência; (direita) vazio
- Fig. 5.11 : Carga x deformação axial média (medida com 4 defletômetros diametrais 2 a 2) de 3 tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência
- Fig. 5.12 : Carga x deformação angular (média diametral) média de 2 tubos metálicos (em 3 posições) preenchidos com concreto de alta resistência
- Fig. 5.13 : Trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela prensa
- Fig. 5.14 : Tubo metálico com diâmetro externo de 60,30 mm preenchido com concreto de alta resistência
- Fig. 5.15 : Tubos metálicos com diâmetro externo de 60,30 mm: (esquerda) preenchido com concreto de alta resistência; (direita) vazio

CONSIDERAÇÕES FINAIS

- Fig. CF.1 : Tensão x deformação axial média (medida com 4 defletômetros diametrais 2 a 2) de 2 tubos metálicos

OBSERVAÇÃO:

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1: Fator de conversão entre corpos de prova cúbicos e cilíndricos

INTRODUÇÃO

A possibilidade do crescimento do emprego do concreto de alta resistência com microssilica tornou necessária uma revisão dos atuais critérios de projetos, hipóteses e limitações dos elementos estruturais. Muitas das equações e parâmetros relacionados às propriedades do concreto e ao projeto estrutural foram baseados em estudos e ensaios de concretos com resistências usuais.

Deste modo, os métodos de ensaios dos materiais e as normas de projeto e execução de estruturas de concreto armado devem ser reavaliados, sob a ótica da segurança, para posterior aplicação aos concretos com resistências de até o dobro das consideradas nos regulamentos em vigor.

A falta de conhecimento sobre o comportamento das estruturas de concreto de alta resistência com microssilica, em relação aos estados limites últimos, implica na necessidade de pesquisas experimentais com elementos estruturais, inclusive com pilares. Com o objetivo de encontrar respostas aos problemas de dimensionamento e uso dos pilares de concreto de alta resistência, especificamente os pilares circulares, foi desenvolvida esta pesquisa.

O trabalho foi dirigido para o estudo de estruturas de concreto de alta resistência, submetidas à compressão simples, para definição de parâmetros que garantam segurança contra possíveis estados limites últimos.

Os motivos que orientaram a pesquisa estão ligados à falta de definição nos critérios de projetos de estruturas com concreto de alta resistência, principalmente nos que estão referidos ao comportamento das armaduras laterais de confinamento para pilares de seção circular.

Portanto, nesta pesquisa foram ensaiados pilares circulares de concreto de alta resistência, solicitados à compressão simples, com diferentes armaduras de confinamento em hélice, com taxas compatíveis com as adotadas em trabalhos já

realizados usando seções quadradas. Também foram ensaiados tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência, cuja área transversal das paredes é compatível com as armaduras (hélice + longitudinal) dos pilares circulares de concreto de alta resistência ensaiados.

O principal problema de levar à ruptura uma estrutura de concreto de alta resistência é a forma extremamente frágil através da qual ocorre essa ruptura. Foram buscadas soluções, por meio de armadura de confinamento, para neutralizar essa característica em pilares circulares solicitados axialmente, contribuindo para parâmetros de projeto envolvendo esse novo material.

Em função de conclusões obtidas para pilares de concreto de alta resistência, de seção transversal quadrada, sabe-se que uma alta taxa de armadura transversal em forma de estribos é necessária para a ductilização do material.

Atualmente, em decorrência das pesquisas desenvolvidas no laboratório de estruturas da UNICAMP, foram obtidas algumas orientações e conclusões sobre o comportamento dos pilares de concreto de alta resistência. Uma dessas conclusões, também confirmada por outros pesquisadores, é que nos pilares de concreto de alta resistência devido à alta taxa de armadura transversal de confinamento, a seção resistente de concreto corresponde ao núcleo de concreto envolvido pelas armaduras; a camada de concreto de revestimento dessas armaduras funciona apenas como camada protetora, sem função resistente quando o pilar é comprimido axialmente.

Além da dificuldade de execução da armadura de confinamento em forma de hélice, confirmou-se a necessidade de altas taxas de armadura helicoidal para confinar o concreto de alta resistência, e ductilizar sua ruptura, empregado na moldagem de pilares circulares.

A dificuldade de execução e a necessidade de altas taxas de armadura de confinamento induziram um estudo visando a substituição da hélice + armadura longitudinal, empregadas no pilar circular, por um tubo metálico preenchido com concreto

de alta resistência. Os resultados obtidos foram comparados, de tal forma que se concluiu a possibilidade de substituição dos pilares circulares de concreto armado, sob solicitação de grandes cargas, por pilares constituídos de seção mista: tubo metálico com núcleo de concreto de alta resistência.

Além do tubo metálico conferir uma possibilidade de ductilização muito mais intensa ao concreto de alta resistência de seu interior, a utilização dessa estrutura facilitou e viabilizou economicamente a execução do pilar solicitado axialmente.

Para execução da pesquisa, os recursos utilizados foram: as instalações de serviços da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, o acervo bibliográfico de sua Biblioteca, os sistemas de computadores da Unidade, e as instalações do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da Faculdade, que possui duas máquinas universais para ensaios estáticos e dinâmicos, para cargas de 400 kN e 1000 kN.

A pesquisa teve início com a organização dos métodos através dos quais ela foi norteada. Procurou-se estabelecer os passos e procedimentos de uma determinada etapa baseados naquilo que já se realizou e se obteve em etapas anteriores. O trabalho foi baseado em realizações experimentais, e como os ensaios envolvendo o concreto necessitaram ser agendados para diversas idades pós-moldagem dos corpos de prova e pilares, o cronograma elaborado teve que ser seguido com rigor.

O desenvolvimento da pesquisa se deu dentro da seguinte subdivisão em etapas:

1. Levantamento bibliográfico sobre pilares de concreto de alta resistência, onde foi abordada toda a evolução da utilização do concreto de alta resistência ao longo dos anos (Capítulo 1). Foram estudadas as características e propriedades dos constituintes do concreto de alta resistência, os procedimentos de dosagens, as propriedades mecânicas, o controle e a produção do material (Capítulo 2).

2. Estudo do efeito da armadura de confinamento em corpos de prova cilíndricos de 100 mm X 200 mm (Capítulo 3). Foram definidos conceitos como

confinamento (diferente de cintamento) e ductilização da ruptura do concreto de alta resistência. Estudou-se o confinamento proporcionado por duas diferentes taxas de armadura helicoidal ao concreto de alta resistência de corpos de prova cilíndricos.

3. Estudo dos pilares circulares de concreto de alta resistência com diferentes taxas de armadura de confinamento helicoidal + armadura longitudinal (Capítulo 4). Foi feita uma rápida abordagem teórica do pilar circular, com armadura de confinamento, como elemento estrutural. O estudo iniciou-se através de pilares de concreto usual e de concreto de alta resistência sem armadura. O efeito da armadura de confinamento helicoidal de 3,4 mm foi observado em pilares de concreto usual e de concreto de alta resistência, como também foram confirmados os efeitos de confinamento proporcionados aos pilares circulares de concreto de alta resistência pelas hélices de 4,2 mm e de 5 mm. Finalizando este estudo foi feita uma comparação geral dos resultados.

4. Estudo dos pilares circulares mistos: tubo metálico + núcleo de concreto de alta resistência (Capítulo 5). Foram analisados tubos metálicos circulares cilíndricos de diâmetro externo 48,30 mm e de 60,30 mm, solicitados à compressão axial. Os tubos metálicos, com 48,30 mm e 60,30 mm, foram preenchidos com concreto de alta resistência e analisados quanto à ductilização imposta ao concreto de seu interior. A ductilização no instante da ruptura foi muito mais eficiente tendo-se por base a ductilização imposta pelas hélices.

5. Encerrando, foi feita uma análise conjunta dos resultados obtidos com pilares circulares de concreto de alta resistência com armadura de confinamento helicoidal (diferentes taxas), e pilares circulares mistos: tubo metálico + núcleo de concreto de alta resistência.

1. ESTADO DA ARTE DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E SUAS APLICAÇÕES

O desenvolvimento do concreto de alta resistência e o aumento de sua aplicação vem sendo retratado, a nível mundial, nos últimos dez ou vinte anos com uma crescente utilização do material.

Tecnicamente, os objetivos da utilização desse novo material firmam-se em pesquisas afim de atingir-se, sobretudo, valores significativamente mais altos para a propriedade mais importante do material como elemento estrutural: uma mais alta resistência à compressão. Toda essa pesquisa muito vem a se enquadrar dentro das viabilidades econômicas presentes.

Hoje, resistências à compressão acima de 100 MPa (1000 kgf/cm²) são alcançadas sem dificuldade pelo concreto de alta resistência; tal nível certamente está fora dos padrões de projeto nacionais e internacionais, induzindo que o desenvolvimento desse material seja planejado através do total conhecimento de suas propriedades.

A necessidade do domínio das características do material tem aguçado o espírito dos pesquisadores, fazendo com que nos últimos anos a aceleração das pesquisas se torne vertiginosa e irreversível.

Além das estruturas usuais de edifícios que serão tratadas a seguir, destaca-se o emprego do concreto de alta resistência, associado ou não à protensão, em vários outros elementos estruturais.

Em pontes tem-se a possibilidade do alcance de vãos cada vez maiores e redução das flechas, em função de uma maior capacidade portante do material; uma redução no peso próprio da superestrutura também é possível face à uma concretagem menos volumosa.

Como exemplo pode-se citar a ponte Pasco-Kennewick em Washington, construída em 1.978 com um vão máximo de 299 m, onde se utilizou um concreto de 42 MPa (420 kgf/cm²).

No México destaca-se a construção da ponte de Coatzacoalcos com um vão máximo de 280 m, e mais recentemente a ponte de Tampico com um vão máximo de 360 m, ambas nas quais se empregou concreto com resistência da ordem de 40 MPa (400 kgf/cm²).

Na ponte de Akkagawa, construída em 1.976 no Japão com um vão máximo de 46 m, utilizou-se concreto com resistência da ordem de 80 MPa (800 kgf/cm²). [1]

Na execução de pisos industriais e pavimentos de aeroportos, geralmente submetidos a cargas elevadas, a utilização do concreto de alta resistência é indicada em função de sua alta resistência à compressão, a qual relaciona-se intimamente com a resistência à tração na flexão, que é um importante parâmetro no dimensionamento de pisos e pavimentos.

O concreto de alta resistência atinge níveis elevados de resistência com pouca idade, qualificando-o plenamente junto ao emprego de pré-moldados (elementos que são executados fora do local de utilização definitiva da estrutura), e de pré-fabricados (elementos pré-moldados que são executados industrialmente).

Como pré-moldado ou pré-fabricado, o concreto de alta resistência diminui as temperaturas de cura térmica encurtando o tempo desta (podendo chegar mesmo a dispensar o uso da cura térmica), levando a uma vantajosa diminuição do custo de produção. [2]

Praticamente não há limites para as aplicações do concreto de alta resistência, porém onde mais se evidencia o emprego do material é na construção de edifícios altos, objetivando-se a diminuição da seção transversal dos pilares em função da mais alta resistência que o material proporciona.

Uma redução da seção transversal dos pilares inferiores de edifícios altos, onde se concentram grandes cargas, implica em um ganho importante de área útil para pavimentos que geralmente são destinados ao abrigo de veículos (onde está implícita a necessidade de manobras). Esse ganho de área útil por andar é perfeitamente extensível a pavimentos superiores, quando da utilização de um concreto com alto desempenho.

Reduzir-se a seção transversal de um elemento estrutural, que seria necessária com concreto usual, através do aumento da resistência do concreto com a manutenção de baixas taxas de aço, reside em vantagem econômica face ao aumento da seção transversal da armadura quando se tem altas cargas verticais.

Não se deve perder de vista que, apesar da nítida definição do estado elástico apresentado pelos pilares de concreto de alta resistência, dentro do regime plástico estes apresentam ruptura extremamente frágil, quando são obedecidas as taxas usuais de armadura transversal.

Uma ruptura menos frágil (ductilização do material) implica no uso de armadura de confinamento, que aumentará o consumo de armadura transversal de forma significativa num pilar de concreto de alta resistência; tal necessidade interfere decisivamente na definição de novos parâmetros de projeto para o material.

A diminuição da seção transversal de um elemento estrutural justificada pelo emprego de um material, cuja resistência à compressão é alta quando comparada à do concreto usual, pode ser estendida também às lajes e vigas de um edifício, permitindo dessa forma diminuição do volume de concreto necessário e do peso próprio da estrutura como um todo.

Um outro benefício que o emprego do concreto de alta resistência vem proporcionar às estruturas dos edifícios altos é maior rigidez ao conjunto, onde está implícito o fato de conferir muito mais estabilidade global à estrutura elevada.

Historicamente, o uso do concreto data no mínimo em 9.000 anos atrás; pisos dessa idade achados em Yiftah El (Israel), têm uma resistência à compressão de 40 MPa (400 kgf/cm²).

O concreto com o qual uma barcaça foi construída na década de 20 na Grã-Bretanha, apresentou recentemente, após ensaios, resistências entre 75 e 120 MPa (750 e 1.200 kgf/cm²).

As propriedades do cimento têm melhorado durante os anos, especialmente em se tratando do desenvolvimento da resistência inicial, fazendo com que as exigências de qualidade constantes nos Códigos e Normas sejam reavaliadas e remanejadas a níveis mais altos.

Justificando-se essa consideração, menciona-se que a resistência aos 3 dias de idade da argamassa de cimento, requerida pelo Código Britânico, foi aumentada de 15 MPa (150 kgf/cm²) em 1.971, para 23 MPa (230 kgf/cm²) em 1.978 e para 25 MPa (250 kgf/cm²) em 1.989.

Basta observar-se as recomendações do FIP/CEB no tocante à resistência máxima de projeto do concreto armado, para notar-se a evolução gradual imposta periodicamente, ao limite superior dessa característica do material em função dos avanços tecnológicos conquistados.

Durante os anos 70, através da adição de pó de sílica e superplastificantes aos materiais constituintes do concreto, níveis altíssimos de resistência à compressão passaram a ser atingidos pelo material. Esses novos componentes fizeram com que a pasta de cimento não fosse mais o fator limitante da resistência, mas sim as propriedades dos agregados.

Retrocedendo-se ao longo dos anos, observa-se com nitidez a mudança que o conceito de "Concreto de Alta Resistência" tem sofrido; em 1.950 uma resistência à compressão de 34 MPa (340 kgf/cm²) era considerada alta para o concreto nos Estados Unidos. Nos anos 60, comercialmente lidava-se com uma resistência para o concreto

compreendida entre 41 e 52 MPa (410 e 520 kgf/cm²); em meados dos anos 70, estendeu-se a resistência para 62 MPa (620 kgf/cm²); atualmente, resistências de projeto de 76 a 97 MPa (760 a 970 kgf/cm²) aplicam-se para a construção de edifícios nos Estados Unidos.

Lake Point Tower em Chicago (construído em 1.968), tem colunas com uma resistência de projeto para o concreto de 52 MPa (520 kgf/cm²); as colunas inferiores do Water Tower Place, também em Chicago (construído em 1.973 ~ 1.975), tiveram uma resistência de projeto para o concreto de 62 MPa (620 kgf/cm²). A resistência de projeto do concreto para todas as colunas do Interfirst Plaza em Dallas (construído em 1.983), foi de 69 MPa (690 kgf/cm²); em 1.989, os 44 andares do Pacific First Center em Seattle, foram construídos com colunas que apresentam resistência à compressão de 115 MPa (1.150 kgf/cm²).

O concreto de alta resistência tem sempre atraído pesquisas. Por exemplo em 1.973, pasta de cimento com resistência à compressão de 650 MPa (6.500 kgf/cm²) era alcançada em laboratório. Mais recentemente em 1.981, concreto moldado com resistência à compressão em torno de 250 MPa (2.500 kgf/cm²) foi produzido com agregados especiais. [3]

2. MATERIAIS, PROPRIEDADES, CONTROLE E PRODUÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

2.1 GENERALIDADES

Sob bases tradicionais, pode-se considerar o concreto como sendo um material composto, o qual apresenta uma constituição formada por agregados envolvidos pelo aglomerante de pasta de cimento, onde incluem-se possíveis pozolanas.

Não obstante a realidade dessas duas porções, afirma-se que as propriedades mecânicas do todo provém e são ditadas pelas propriedades desses dois materiais, pelas proporções vigentes entre eles, pela interface física e pela união química geradas pelo processo de mistura através do qual inicia-se uma suposta, porém muito objetivada, homogeneidade do material.

Tida como o aglomerante contínuo da mistura, a pasta de cimento contribui para as propriedades do concreto em função do progresso do processo de hidratação, da natureza dos produtos hidratados, e do arranjo microestrutural desses produtos.

Essas características, através das quais deriva a contribuição da pasta de cimento, vinculam-se intrinsecamente à composição do cimento, à relação água/cimento, às propriedades e composição das pozolanas quando acrescentadas, e às condições de cura.

Classificada como um material poroso e não homogêneo, a pasta de cimento endurecida tem no seu grau de porosidade e heterogeneidade, um decisivo fator para o controle de suas propriedades.

Conforme Mindess [4] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], deixa-se claro que a resistência da pasta de cimento depende da porosidade total; da distribuição do tamanho dos poros; e da natureza da fase sólida.

Atribuindo-se a esses parâmetros a qualidade de controladores da resistência da pasta de cimento, apoia-se, para o estudo de dosagem do concreto de alta resistência, na melhoria da porosidade (diminuição da porosidade total, redução do tamanho máximo e médio dos poros, etc.); melhoria essa que se traduz experimentalmente através da mistura e de sua preparação, como:

- relação água/cimento reduzida;
- uso extensivo de plastificantes;
- aplicação de cimento com um alto potencial de resistência; e
- aplicação de pozolanas, em particular de microssilica.

Tomando-se o desenvolvimento das propriedades do concreto endurecido, trata-se os agregados como o componente mais inerte da mistura, tal conceito deriva dos primeiros conhecimentos alcançados dentro da tecnologia envolvendo composição e mistura do concreto.

A fim de obter-se o controle das propriedades do concreto fresco e endurecido, constitui-se em um fator a nível de importância inicial a escolha do agregado e sua granulometria.

2.2 MATERIAIS

2.2.1 CIMENTO

A escolha do cimento em concreto de alta resistência constitui-se em um fator extremamente importante pois, o desenvolvimento da resistência e o potencial resistente apresentar-se-ão em função dessa escolha. A composição e pureza do clinker influenciam diretamente a resistência inicial e final do concreto (influência físico-química).

Os minerais do clinker silicato tricálcio (C_3S), silicato dicálcio (C_2S) e aluminato tricálcio (C_3A), detêm a maior influência no desenvolvimento da resistência na pasta de cimento. O silicato tricálcio (C_3S) contribui tanto para um início rápido do período de desenvolvimento da resistência, quanto para uma alta resistência final.

O silicato dicálcio (C_2S) hidrata-se um pouco mais lentamente, mas pode contribuir significativamente para a resistência final. O aluminato tricálcio (C_3A) tem particular influência na resistência inicial. A hidratação dos minerais do clinker pode ser influenciada pela pureza e/ou finura do cimento.

Uma superfície específica alta leva a uma rápida reação. O desenvolvimento da resistência após os 28 dias de cura, pode ser produzido por um alto grau de moagem.

Com a falta de interesse por uma alta resistência inicial, uma redução no conteúdo do aluminato tricálcio (C_3A) e um mais alto conteúdo de silicato tricálcio (C_3S) e em particular de silicato dicálcio (C_2S), resultará em uma mais alta resistência final; isso também contribuirá para uma redução na percentagem de geração de calor.

Um alto conteúdo de alcalis resultará no aumento da resistência inicial e na redução do potencial de resistência final. [3]

2.2.2 ESCÓRIA E CINZA VOLANTE

A cinza volante costuma ser utilizada em substituição a até 20% do cimento Portland em termos de sua massa, essa substituição é por volta de 8 a 10% no concreto de alta resistência.

Através da combustão do carvão mineral em centrais termoelétricas, obtém-se a cinza volante como subproduto. Sua constituição é caracterizada por partículas muito

finas, as quais possibilitam a geração dos mesmos produtos cimentantes apresentados pelo cimento Portland. [2]

O grau de moagem da cinza volante ou da escória ao ser misturada no cimento, vem a influenciar a resistência e o potencial de resistência deste.

Com a adição de cinza volante durante a produção do concreto, a trabalhabilidade é normalmente melhorada devido ao efeito "lubrificante" das partículas esféricas. [3]

Com o advento da utilização de microssílica, o acréscimo de cinza volante ou de escória empregado em concreto de alta resistência teve seu uso, sensivelmente, diminuído.

2.2.3 MICROSSÍLICA

Durante o processo de redução do quartzo na produção de silício e ligas de ferro-silício, obtém-se um subproduto cujas características principais são seus altos conteúdos (85 a 98%) de sílica amorfa (existindo ainda carbono, potássio, sódio e magnésio em baixas porcentagens), cujas partículas possuem tamanho médio de de 0,1 a 0,2 micron e forma esférica.

Tal subproduto, a microssílica ou sílica volatizada ou vapor de sílica condensado, constituindo-se dessas partículas esféricas extremamente pequenas, possui uma superfície específica muito grande, algo em torno de 20 m²/g.

Em função dessa finura elevada, a microssílica reage rapidamente com o hidróxido de cálcio resultante da hidratação do cimento Portland, produzindo um gel resistente de cálcio hidratado semelhante ao formado na hidratação do cimento.

As reduzidíssimas partículas de microssilica (em comparação com as de cimento são geralmente 50 a 100 vezes menores) atuam como uma pozolana muito reativa além de, ao se alojarem nos interstícios da pasta, possuírem o efeito de microfiller.

Um concreto mais impermeável e mais resistente a ataques químicos pode ser alcançado em função desse filler não inerte reagir com o hidróxido de cálcio, originando silicatos de cálcio hidratado.

Além dessas vantagens, o uso da microssilica confere ao concreto sensíveis e consideráveis ganhos de resistência, que são obtidos com a utilização da microssilica em adição ao cimento.

Em decorrência desse maior ganho de resistência do concreto, após estudos realizados em território norueguês, o emprego da microssilica proporcionou um grande avanço no estudo dos concretos de alta resistência; além de passar de um simples subproduto siderúrgico para um valioso material largamente empregado nas indústrias de plásticos e cimentos.

A etapa inicial a qual a microssilica é submetida, afim de viabilizar-se o seu emprego, pois "in natura" não pode ser utilizada, trata-se de um processo de classificação resultando a microssilica não densificada, possuidora de uma massa unitária aparente de 150 kg/m^3 e uma massa específica de 2.200 kg/m^3 .

Sem perder suas propriedades, essa microssilica pode passar ainda por um processo de densificação, através do qual sua massa unitária passa para 600 kg/m^3 . O emprego desse material não se restringe à forma de sólido, podendo ocorrer sob a forma de solução aquosa, com aproximadamente 50% de conteúdo de sólidos. [2]

O efeito da microssilica aumentando a resistência à compressão do concreto ocorre no período relativo às idades de 2 a 28 dias, e esse efeito é propiciado através da adição do material ao cimento Portland comum geralmente em torno de 15% de sua massa.

A presença da microssilica no concreto interfere no consumo de água aumentando a demanda, fazendo com que a relação água/cimento do concreto comum (que varia de 0,55 a 0,65) passe agora, em concreto de alta resistência, a intitular-se relação água/material cimentante (água/cimento + microssilica) e a situar-se no intervalo compreendido entre 0,25 e 0,35

Essa diminuição de água, aliada à necessidade de assegurar-se uma dispersão apropriada às partículas ultra-finas de microssilica, induz ao emprego de superplastificantes nessas misturas. [2]

2.2.4 ADITIVOS REDUTORES DE ÁGUA

Em decorrência de uma relação água/material cimentante tão reduzida surgem problemas de trabalhabilidade e de compactação do material, pois na ausência de outros recursos, a consistência medida pelo abatimento do cone (Slump-Test) aproxima-se muito de zero. Esses outros recursos podem resumir-se na utilização de superplastificantes, os quais viabilizam a execução do concreto de alta resistência.

Um slump de 20 cm é absolutamente possível mesmo na presença de uma relação água/material cimentante em torno de 0,25 (valor esse que em um concreto com resistência da ordem de 80 MPa, é suficiente apenas para assegurar a hidratação do cimento); essa possibilidade se dá via emprego de aditivos redutores de água.

Esses agentes dispersantes ou plastificantes, podem ser classificados de acordo com sua principal composição e propriedades em três grupos seguintes:

- lignosulfonatos;
- condensados sulfonados de melamina-formaldeído;
- condensados sulfonados de naftaleno-formaldeído.

Os lignosulfonatos têm um efeito retardador significativo no conjunto a nível de hidratação do cimento, especialmente em dosagens altas.

Os condensados sulfonados de melamina-formaldeído e os de naftaleno formaldeído, são freqüentemente chamados "superplastificantes" ou "redutores de água com um alto poder de redução", devido ao seu baixo efeito retardante no conjunto, que permite um aumento na dosagem.

Em concreto de alta resistência, tem-se por uma dosagem normal algo em torno de 5 a 20 litros por m³ (baseado em 40% de solução), sendo que os lignosulfonatos (plastificantes convencionais) são freqüentemente usados em combinação com os superplastificantes.

Com a finalidade de contrabalancear a perda rápida de trabalhabilidade do concreto, quando do uso de plastificante convencional em conjunto com superplastificante, esses aditivos são usualmente adicionados em partes e, remisturados em automisturadores até o local de aplicação. Essa partilha nas operações de mistura objetiva promover uma efetiva compensação da perda de trabalhabilidade durante o transporte. [3]

Um acelerador de pega é um aditivo que acelera a reação de hidratação do cimento. Esse tipo de material misturado ao superplastificante adequadamente, em dosagens de modo a garantir a resistência final do concreto, constitui-se em uma solução para o efeito retardador do endurecimento gerado pela presença do redutor de água.

Também o aumento do tempo de cura aliado ao acréscimo no tempo de retração plástica são parâmetros característicos marcados pela presença do superplastificante, e da baixa relação água/material cimentante na mistura de concreto de alta resistência.

No concreto recém misturado, a presença do superplastificante provoca também perda de consistência inicial do concreto fluido, aproximadamente 40 minutos após o seu emprego.

O comportamento dos superplastificantes é bastante afetado pela temperatura no instante da mistura. Uma significativa perda de abatimento inicial do concreto é provocada pelo aumento de temperatura.

Cita-se que um superplastificante do tipo F, conforme classificação da ASTM-C-494 "Specifications for Chemical Admixtures for Concrete", que empregado sob uma temperatura de 5° C, contribui para um abatimento de 20 cm, e sob uma temperatura de 40° C, tem-se um abatimento de 9 cm.

Uma incorporação de ar ao concreto prejudica sua resistência à compressão e, essa incorporação é consequência da presença de superplastificante em quantidade indevida. Dosagens de superplastificante cuja relação peso dos sólidos do superplastificante/peso do cimento varia de 0,005 a 0,015, tem-se constituído em uma boa referência prática.

O uso inadequado de superplastificante afeta também a cura do concreto, retardando-a, além de prejudicar a resistência final esperada em função do traço utilizado. Esse efeito torna-se mais acentuado, quando da colocação em câmara úmida dos corpos de prova após a desmoldagem. [2]

2.2.5 AGREGADOS

2.2.5.1 GENERALIDADES

A preocupação quanto à escolha dos agregados para concreto de alta resistência, reside na condição de que a resistência destes seja suficiente, de tal forma a não definir a resistência da mistura de concreto como um todo. A classificação dos

agregados naturais em concreto de alta resistência, pode ser subdividida em agregados miúdos ou finos e agregados graúdos.

Dentro dos finos, a areia quartzosa normal com módulo de finura próximo a 3,0 tem contribuído para bons índices de resistência à compressão, ou seja, até 170 MPa; para resistências superiores, recomenda-se a utilização de areia artificial feita com quartzo moído e bauxita calcinada.

Além do pedregulho usa-se para agregado graúdo a pedra britada, proveniente do britamento de rochas estáveis com tamanho máximo entre 10 e 20 mm (ideal seria 12,5 mm), a qual pode ser usada até o limite de sua resistência.

Um agregado graúdo composto por granito, chegou a contribuir na composição de um concreto de alto desempenho, que apresentou resistência à compressão da ordem de 120 MPa. A nível de agregados artificiais, tem-se ainda a possibilidade de utilização da argila expandida.

Dentro de uma mistura, uma relação agregado graúdo/agregado miúdo (em peso) em torno de 1,5 apresenta-se como adequada para obter-se os mais altos índices de resistência à compressão. [2]

2.2.5.2 AGREGADOS DE DENSIDADE NORMAL

As principais propriedades do agregado com respeito ao concreto de alta resistência são: forma geométrica; granulometria; propriedades mecânicas; e interação química com a pasta afetando a união.

A chave para todo estudo de dosagem em concreto de alta resistência, é uma baixa relação água/material cimentante; a fim de obter-se esse requisito com um moderado conteúdo de cimento necessita-se que a exigência de água por parte do agregado, seja tão

reduzida quanto possível. Tal exigência é primeiramente governada pela granulometria, pela forma da partícula dos finos, e pela composição mineralógica.

2.2.5.3 AGREGADOS DE PESO LEVE

Para reduzir a densidade do concreto, o agregado natural pode ser parcial ou inteiramente substituído por um material leve, produzido industrialmente.

Em concreto de alta resistência de peso leve, esse material pode ser principalmente sedimento calcáreo ou silicoso, argila expandida, argila xistosa, cinza volante ou escória esponjosa granulada.

Os mais importantes atributos do agregado de peso leve são sua alta porosidade e sua capacidade ligante com a pasta de cimento; ambos estão inter-relacionados, mas o último tem a mais importante consequência no concreto de alta resistência. [3]

2.2.6 RELAÇÃO ÁGUA/MATERIAL CIMENTANTE

Tida como definidora da trabalhabilidade da massa, e como a que interfere diretamente na resistência global da mistura, a relação água/material cimentante é o principal fator de influência na execução de concretos de alta resistência.

Não obstante, deve-se estar atento para toda e qualquer diminuição da relação água/material cimentante, afim de não comprometer-se a trabalhabilidade da massa. Tome-se por regra que uma diminuição nesta relação, forçosamente exige-se um aumento na quantidade de superplastificante.

A relação água/cimento + microssilica em torno de 0,30 é aquela que contribui para o alcance das maiores resistências por parte do concreto de alta resistência. [2]

2.2.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE O ESTUDO DA COMPOSIÇÃO

Através de tecnologias de misturas convencionais produz-se concreto de alta resistência, preparado com relação água/material cimentante dentro do intervalo de 0,22 a 0,40. Sua resistência à compressão atingida aos 28 dias é por volta de 60 a 130 MPa, quando agregados de densidade normal são utilizados; para uma relação água/material cimentante dessa ordem é imperativo o uso de superplastificantes.

A resistência limitada por esses valores só é alcançada mediante a adição de material pozolânico ao cimento, e a microssilica tem-se demonstrado vantajosa nestas aplicações, transformando-se na mais comum adição para níveis de resistência à compressão excedendo os 80 MPa.

Segundo Helland [5] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], no concreto de alta resistência a capacidade do agregado pode ser o fator limitante. As propriedades do agregado são decisivas para a resistência à compressão e para o módulo de deformação (E_c) dos concretos de alto desempenho.

Um bom procedimento é evitar-se uma angularidade excessiva para o agregado britado, pois essa característica reduz a trabalhabilidade e aumenta a exigência de água, resultando em uma inevitável relação água/material cimentante mais alta, que reduz a resistência à compressão global da mistura.

Dentre os procedimentos laboratoriais deve-se, antes da introdução do agregado graúdo na mistura de concreto de alta resistência, efetuar a lavagem seguida da

respectiva secagem da pedra através de uma operação simples, que dependendo das condições ambiente pode ter curta duração.

O objetivo desta é reduzir ao máximo, ou até mesmo eliminar por completo conforme a eficiência da operação, a concentração de material pulverulento depositado na superfície da pedra. Essa concentração exerce influência negativa a nível de dificultar a união pasta-agregado, afetando sobremaneira a resistência da mistura como um todo.

Antes da introdução do agregado miúdo na mistura é necessário que este apresente um excelente nível de secagem para seus grãos. Normalmente se faz necessário uma secagem prévia da areia, a fim de não aumentar-se a concentração de água no concreto via umidade do agregado miúdo.

Ainda na mistura em si, deve-se viabilizar perfeitamente a utilização da microssilica misturada a seco com o cimento, em uma etapa anterior à mistura do concreto, de modo a buscar-se um material cimentante com alto grau de homogeneidade.

Além de materiais adequados satisfazendo especificações, e de critérios de dosagem apropriados conforme os constantes na literatura e publicações que envolvem o concreto de alta resistência, é necessário que as técnicas de mistura caminhem munidas das preocupações que envolvem o próprio ato de misturar-se.

Deve-se procurar na execução do concreto de alta resistência um critério inicial de dosagem, e um processo de mistura visando buscar características próprias para cada situação.

2.2.8 ENFOQUE A NÍVEL MICROESTRUTURAL

As propriedades mecânicas do concreto podem ser melhoradas pela obtenção de um acondicionamento mais denso dos sólidos.

Conforme Bache [6] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] fica descrito como esse efeito pode ser explicado; nesse sentido lança-se mão do conceito de "concreto DSP" (Sistemas Densificados contendo Partículas ultrafinas homogeneamente arranjadas).

A microssílica em quantidades acima de 10% do peso do cimento é usada para "refinar" a estrutura da pasta de cimento, e desse modo reduzir o volume total e o tamanho médio dos poros, pois as partículas de pó de sílica que são duas ordens de magnitude menores que os grãos de cimento preenchem, em função de seu tamanho e geometria esférica, os vazios entre os grãos de cimento.

A fim de vencer as tensões superficiais, permitindo o acondicionamento das partículas densas, são utilizados agentes dispersantes, uma vez que a demanda de água é baixa, ou seja, as pastas originadas são portadoras de relação água/material cimentante muito baixa.

A adição de microssílica possibilita que, a estrutura gel torne-se mais densa e mais homogênea em função de sua contribuição junto à formação de CSH-gel, gel de produtos amorfos de hidratação, através de reações pozolânicas.

A união pasta-agregado pode também ser melhorada pela presença da microssílica, e esse melhoramento pode ser entendido a nível da interface dessa união. Um denso aglomerante cimentante por si mesmo, não é suficiente para obter-se o concreto de alta resistência, já que a união agregado-aglomerante pode não ser forte.

No concreto de resistência usual a interface se constitui em um elo fraco, em virtude de sua tendência de ser mais porosa e heterogênea que o volume da pasta de aglomerante.

A microestrutura da pasta do concreto de alta resistência, na interface da união agregado-aglomerante, densifica-se como o volume da pasta pela adição de microssílica, que tem a capacidade de acumular-se densamente na superfície do agregado, bem como reduzir a perda de água interna do concreto.

Isto explica porque os agregados em concreto de alta resistência, são ativos e convenientes componentes portantes de carga, e não meros fillers mecânicos inertes como no concreto comum. [3]

2.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO E ENDURECIDO

2.3.1 TRABALHABILIDADE

O uso estrutural do concreto de alta resistência é freqüentemente destinado à seções delgadas, ou ainda em pavimentos e lajes onde o uso de vibradores é bastante intenso. Tais utilizações normalmente vêm acompanhadas da exigência de uma densa armadura, permitindo deduzir que o material deva se caracterizar por uma alta trabalhabilidade.

Dentro do conceito de uma alta trabalhabilidade está implícito uma necessária uniformidade das partículas do agregado, a fim de evitar-se a segregação durante o lançamento. O conhecimento real da trabalhabilidade é imperativo no instante de lançamento.

Associar-se concreto de alta resistência com concreto de baixo slump, já não faz mais parte de especificações modernas de uso corrente: a utilização de plastificantes garante um novo conceito. A trabalhabilidade obtida pelo uso de altas dosagens de plastificantes, não é diretamente comparável com a trabalhabilidade resultante de um alto conteúdo de água.

Segundo Helland [7] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], os plastificantes reduzem a tensão de escorregamento na mistura fresca, sem afetar

seriamente a viscosidade plástica do concreto fresco, gerando um material que tem grande coesão, ou seja, um material muito aderente.

2.3.2 TEMPERATURA E DESENVOLVIMENTO DE RESISTÊNCIA

As propriedades características dos constituintes e as proporções destes na mistura de concreto norteiam o desenvolvimento de resistência e a temperatura em uma estrutura.

Conforme Helland [8] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], os efeitos térmicos da redução da relação água/cimento e o uso da adição de microssilica, objetivando-se a obtenção de resistências à compressão mais altas para o concreto, podem ser mostrados através das seguintes figuras:

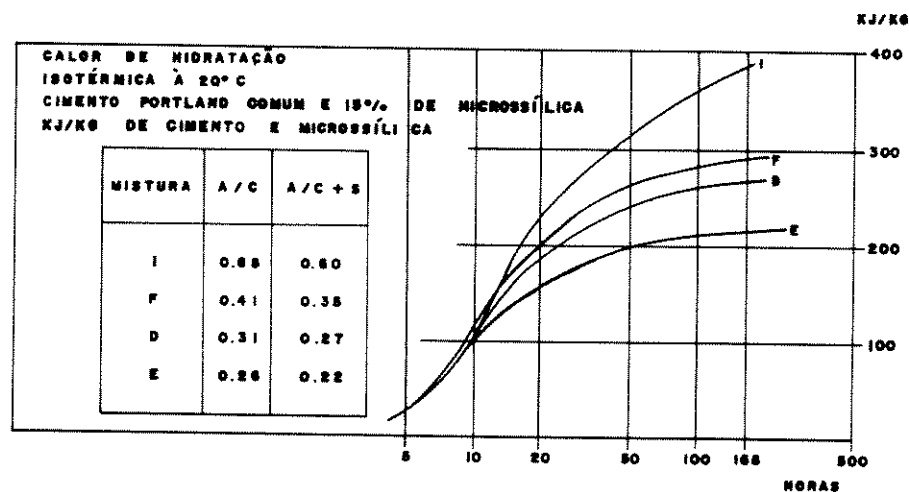


FIG. 2.1: CALOR DE HIDRATAÇÃO PARA CIMENTO PORTLAND COMUM COM 15% DE MICROSSÍLICA. FATOR A/C+S VARIANDO DE 0.60 À 0.22.

CALOR ACUMULADO DA REAÇÃO DEPOIS DE UM PERÍODO EQUIVALENTE A 7 DIAS À 20°C

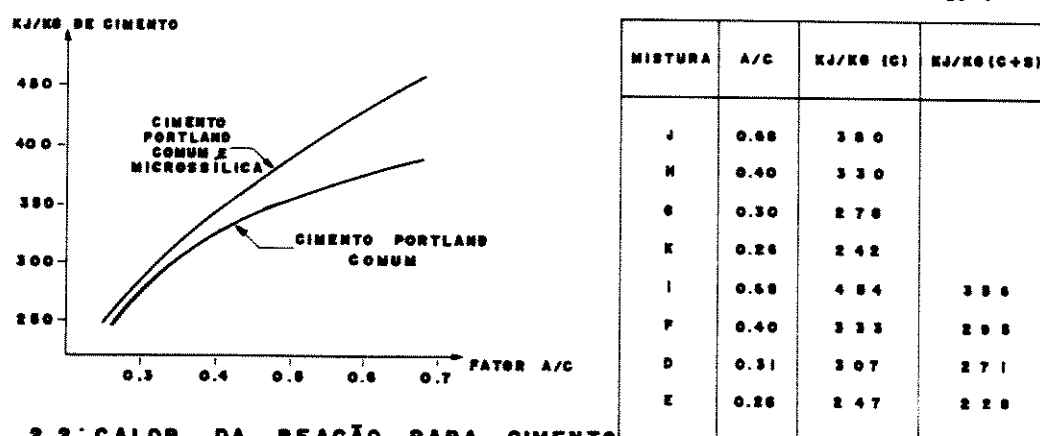


FIG. 2.2: CALOR DA REAÇÃO PARA CIMENTO PORTLAND COMUM SEM E COM 15% DE MICROSSÍLICA.

A figura 2.1 demonstra que o processo de hidratação pára, devido à falta de água no concreto com uma baixa relação água/material cimentante. Conseqüentemente, o calor total de hidratação por kg de cimento é exageradamente reduzido.

A figura 2.2 compara o calor da reação para um concreto baseado no cimento Portland comum, e outro com a adição de 15% de microssilica. Em baixas relações água/material cimentante, a contribuição da pozolana ao calor da reação, sobretudo, aproxima-se de zero.

Quanto mais se reduz o conteúdo de cimento, com substituição de partes deste por filler de calcáreo, ou por cinza volante ou, em particular, por microssilica associada com o uso de plastificantes, mais se reduz o risco de fissuração térmica originada, exatamente, por um alto conteúdo de cimento.

O abaixamento da relação água/material cimentante implica numa aceleração do ganho relativo de resistência. Em parte, isto é um efeito oriundo do fato que a resistência última é reduzida, devido à capacidade dos agregados em tais misturas com relações água/material cimentante mais baixas.

2.4 LANÇAMENTO E CURA

Poder-se-ia pensar que todo equipamento normal de transporte é possível de ser usado em concreto de alta resistência. Contudo, os procedimentos de transporte e lançamento aplicados para concreto de resistência usual têm de ser reexaminados, quando da utilização do concreto de alto desempenho, em função do fator "trabalhabilidade da mistura".

Uma compensação da perda de plasticidade durante o transporte é necessária, quer seja pelo agrupamento do equipamento ou, preferivelmente pelo ajuste, anterior ao descarregamento, da quantidade de superplastificantes na auto-mistura no local.

Uma escolha otimizada do equipamento de vibração, acêrca de sua frequência e amplitude, influencia a natureza das propriedades reológicas da mistura. Um procedimento de cura próprio é importante para viabilizar a qualidade do concreto, particularmente em se tratando do recobrimento da estrutura.

Admite-se que uma secagem exposta ao ar pode reduzir, consideravelmente, a qualidade do recobrimento da armadura. Melhores condições são fornecidas por meio de uma cura com água, mesmo quando comparada com vedação através de lona plástica, ou com a aplicação de uma mescla de procedimentos de cura. [3]

Bentur et al. [9] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], concluem que os efeitos dos procedimentos insuficientes de cura, nas propriedades do recobrimento, são igualmente prejudiciais no concreto com cimento Portland de 62 e 78 MPa e no concreto com microssilica de 108 MPa.

Pfeiffer [10] e Maage et al. [11] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] consideram que altas temperaturas durante o lançamento e o período de endurecimento precoce do concreto, reduzirão a resistência final do material.

2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.5.1 COMPORTAMENTO NA COMPRESSÃO

2.5.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A geometria, o tamanho, a idade e as condições de cura são os principais fatores que influenciam a resistência à compressão uniaxial do concreto, que é o mais comum parâmetro utilizado para caracterizá-lo. No entanto a compactação das camadas inferiores e as condições desfavoráveis de cura reduzem a resistência "in situ" do concreto, principalmente quando comparada com a dos testes laboratoriais em corpos de prova.

Smadi et al. [12] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] apontam uma redução de 15 a 20% na resistência do concreto de alto desempenho, quando determinada por carregamento de curta duração.

O aumento relativo na resistência à compressão inicial de um concreto de alta resistência, após os 28 dias, é menor que para um concreto de resistência usual. Tal característica decorre da falta de água livre disponível para a hidratação posterior, combinada com a possível limitação da capacidade do agregado.

Para concreto de alta resistência com microssilica o ganho relativo de resistência depois dos 28 dias, é geralmente mais baixo que para concreto sem pó de sílica, com a mesma relação água/cimento. Pesquisas relatam não haver qualquer tendência de perda de resistência à compressão em concretos, com ou sem microssilica, curados ao ar ou curados com água, com idades variando de 2 a 10 anos. [3]

2.5.1.2 RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Como diferenças principais relacionadas pela curva tensão-deformação do concreto de resistência usual, e a do concreto de alta resistência, tem-se: uma relação tensão-deformação mais linear para a mais alta porcentagem da tensão máxima; uma deformação ligeiramente mais alta na tensão máxima; uma forma mais íngreme da parte descendente da curva; e uma reduzida deformação última para o concreto de resistência moderadamente alta.

As alterações apresentadas pela curva do concreto de alta resistência decorrem de uma melhorada união agregado-pasta de cimento. Para concretos de maior desempenho, a quantidade reduzida de microfissuras em níveis mais baixos de tensão é refletida por uma relação tensão-deformação mais linear. [3]

Carrasquillo et al. [13], citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], usaram uma técnica de raio X para demonstrar que microfissuras instáveis começam a desenvolver-se na interface entre a pasta e o agregado, em torno de 65% da tensão última para um concreto de 31 MPa.

Como a tensão é aumentada posteriormente, essas fissuras também ramificar-se-ão dentro da pasta. Tensões normais e cisalhantes causarão deslizamento e aumento das fissuras, e assim uma mudança de volume, a qual é refletida no abatimento da relação tensão x deformação.

Para uma mistura de concreto de alta resistência de 76 MPa, tais falhas na união agregado-pasta começam a se propagar inicialmente a 90% da tensão última, resultando maior linearidade da relação tensão-deformação até este nível.

O comportamento tensão-deformação do concreto de alta resistência, já está caracterizado como tendo um trecho linear ascendente na curva tensão-deformação, uma deformação relativamente alta na tensão máxima (deformação última de 4‰), e uma queda repentina após a tensão última ser atingida. [3]

A natureza do concreto usual é essencialmente a de um composto, e isto é absolutamente indicado pela forma do diagrama tensão-deformação, quando o material é exposto à compressão uniaxial.

A figura a seguir mostra o quão frágeis são os componentes do concreto, pasta de cimento e agregado de rocha natural; paradoxalmente, demonstra o quão ductil é o composto

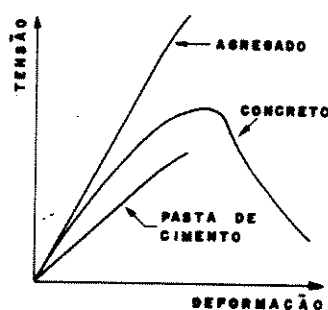


FIG. 2.3: CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA PASTA DE CIMENTO, AGREGADO E CONCRETO NA COMPRESSÃO. SIGNIFICANTE DIFERENÇA ENTRE A RIGIDEZ DA PASTA DE CIMENTO E DO AGREGADO.

Smeplass et al. [14] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] explicam que esta propriedade aparentemente paradoxal, provém da diferença na rigidez que normalmente existe entre pasta de cimento e os agregados, resultando em concentrações de tensões nas zonas de contato. Começa a formar-se uma configuração de microfissuração distribuída, em determinado nível global de tensão.

Mediante aumentos na tensão global, uma parte crescente da energia aplicada será consumida no desenvolvimento da configuração de fissuração, fazendo com que o diagrama tensão-deformação tenda para a forma desviada do curso linear-elástico. Após atingir o nível de tensão última, a configuração de fissuração fornecerá uma redistribuição interna eficiente da tensão, originando uma ruptura ductil.

Comparativamente, a figura a seguir demonstra que o mesmo não ocorre nos concretos de alto desempenho

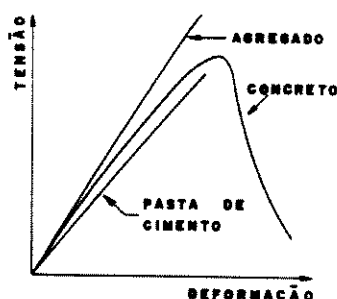


FIG. 2.4: CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA PASTA DE CIMENTO, AGREGADO E CONCRETO NA COMPRESSÃO. MENOR DIFERENÇA ENTRE A RIGIDEZ DA PASTA DE CIMENTO E DO AGREGADO.

É notória a reduzida diferença que existe entre a rigidez da pasta de cimento e a rigidez do agregado, fazendo com que a distribuição de tensão interna seja muito mais homogênea. A curva tensão-deformação é mais linear em função de uma tendência mais reduzida de microfissuração prematura.

Nos concretos de alta resistência, em função de uma reduzida capacidade de redistribuição de tensão, tem-se como resultado uma reduzida configuração de microfissuração desenvolvida, com uma ruptura mais súbita.

Esse enfoque explica toda a ductilidade menor do material, exatamente, em virtude da reduzida diferença na rigidez dos agregados em comparação à da pasta de cimento. O resultado positivo dessa reduzida tendência de microfissuração, anterior ao alcance da tensão última, é o aumento do potencial de resistência.

2.5.2 COMPORTAMENTO NA TRAÇÃO

A previsão de deformações e a durabilidade do concreto relacionam-se intimamente com o desenvolvimento de fissuração. Esta por sua vez, tem como importante característica a resistência à tração que, não raro, é negligenciada na consideração da resistência de estruturas de concreto armado e protendido.

Características outras como a aderência e o comprimento de ancoragem da armadura, que contribuem para a resistência ao cisalhamento e à torção do concreto, relacionam-se com a sua resistência à tração.

Mesmo não sendo diretamente proporcional ao aumento de resistência à compressão, com o aumento desta se tem aumento da resistência à tração. Em concreto de resistência usual atribui-se como resistência à tração algo em torno de 10% da resistência à compressão; para concretos de resistências mais altas, a resistência de ruptura por tração fica em torno de 5% da resistência de compressão. [3]

Na Norma Norueguesa, a resistência à tração direta, assumida em torno de 2/3 da resistência à tração simples, é usada em lugar dessa última como uma base para as propriedades de tração do concreto.

Thorenfeldt [15] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] propõe a seguinte equação aproximada para o cálculo da resistência de tração direta característica:

$$f_{tk} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{0,6} \text{ (MPa)}$$

2.5.3 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL E COEFICIENTE DE POISSON

O valor do módulo de deformação longitudinal está relacionado com as propriedades da pasta de cimento, a rigidez dos agregados selecionados, e o método empregado na sua determinação.

A utilização de um agregado mais rígido resulta em um concreto com um módulo de deformação longitudinal mais alto, e uma deformação menor na tensão última, o que garante uma ruptura mais ductil.

A pozolana e os aditivos químicos que se adicionam ao concreto, uma baixa relação água/material cimentante e agregados selecionados cuidadosamente são características nas quais se baseiam as misturas de concreto de alta resistência.

Tais características influenciam o módulo de deformação longitudinal desse material, fazendo com que as expressões utilizadas na determinação desse módulo para os concretos de resistências usuais sejam reavaliadas para se ajustarem às propriedades do concreto de alto desempenho.

Em MC-90 [16] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] o valor do módulo de deformação longitudinal para concreto com densidade normal pode ser estimado da resistência característica:

$$E_c = 10^4 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Na Norma Norueguesa [17] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] uma expressão, para a relação entre o módulo de elasticidade E e a resistência à compressão, é proposta:

$$E_c = 9500 \cdot (f_c)^{0,3} \text{ (MPa); para } f_c < 85 \text{ MPa}$$

Carrasquillo et al. [18] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] propõem a seguinte relação para concreto de alta resistência:

$$E_c = 3320 (f_c)^{1/2} + 6900 \text{ (MPa) ; para } 21 \text{ MPa} < f_c < 83 \text{ MPa}$$

Quanto ao coeficiente de Poisson, Ahmad et al. [19] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] concluem que, baseado em informações disponíveis para concreto de alta resistência no regime elástico, este coeficiente pode ser enquadrado no intervalo esperado para concreto de resistência usual, ou seja, de 0,18 a 0,24, dependendo do nível de tensão.

No regime inelástico, o aumento relativo nas deformações laterais é mais baixo para concreto de alta resistência devido à redução de microfissuração.

2.5.4 GRAU DE RETRAÇÃO

Resultados de pesquisas indicam que há um grau inicial relativamente alto de retração para o concreto de alta resistência, mas após 110 dias de secagem este é bastante comparável com o do concreto de resistência usual. A retração não varia sistematicamente com a relação água/cimento, mas é aproximadamente proporcional à percentagem de água por volume no concreto.

A baixa relação água/material cimentante, promove uma auto-ressecagem que, aliada a uma microestrutura mais fechada, faz com que o concreto de alta resistência venha a exibir por completo uma auto-retração, a qual mostra-se aumentar com a diminuição da relação água/material cimentante. No entanto, a retração de secagem parece ser reduzida devido à falta de água evaporável.

Assim, a retração total de uma estrutura de concreto de alta resistência com microsilica pode ser mais baixa ou mais alta que a correspondente em concreto de resistência usual, dependendo do tamanho (raio médio) do elemento e das condições de cura. [3]

2.5.5 DEFORMAÇÃO LENTA

Para um concreto com resistência à compressão de 80 MPa, testes indicam uma redução no coeficiente de deformação lenta em torno de 25%, em relação ao concreto de resistência usual. As cargas mantidas constantes nesses corpos de prova foram em torno de 30 a 35% da carga última. Já em corpos de prova selados de concreto de alta resistência, o coeficiente de deformação lenta aumentou de 75 para 90% em relação ao concreto comum.

Tomando-se um intervalo de 0 até 70% da resistência última no concreto de alto desempenho, obtém-se uma relação tensão-deformação lenta aproximadamente linear; enquanto que tal linearidade é observada num intervalo compreendido entre 30 à 50% da resistência última, para concretos de resistência usual. [3]

Auperin et al. [20] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], mediram o comportamento visco-elástico de um concreto, com microssilica, de resistência à compressão igual a 80 MPa em uma ponte visando computar as deformações de longa duração, das quais a magnitude é altamente dependente da idade do concreto no carregamento.

Os resultados relacionam que, comparada com as deformações elásticas, a deformação lenta é muito mais baixa em relação à do concreto de resistência usual, exceto quando o carregamento ocorre em idade muito prematura.

A teoria da superposição aplicada em concreto de resistência usual é apropriada também para a determinação da deformação lenta do concreto de alta resistência, quando solicitado com carregamentos decrescentes.

De Larrard et al. [21] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] relatam que a característica mais típica diz respeito à deformação lenta de ressecamento, a qual é praticamente evitada no concreto de alta resistência com microssilica.

Esse fato implica que, para concreto de alta resistência com microssilica, a deformação lenta não depende do tamanho da amostra, tomando-se em conta concretos com 5 a 15% de microssilica em relação ao total de material pulverulento.

2.5.6 EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

A influência da velocidade de deformação decresce com o aumento da resistência do concreto, o módulo de deformação é menos afetado, e o coeficiente de Poisson praticamente não se afeta por essa velocidade. As velocidades de deformação mais altas aumentam a resistência, rigidez, deformação última e a energia de fratura.

Ahmad et al. [22] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] relatam a seguinte tendência geral, tendo por base resultados de testes e dados experimentais em concreto de resistência usual:

a) - o módulo de deformação secante aumenta com o aumento da velocidade de deformação;

b) - o ganho de resistência devido às velocidades maiores de deformações é menos freqüente para o concreto de alta resistência quando comparado com o concreto usual.

2.5.7 COMPORTAMENTO SOB CARREGAMENTO MULTIAXIAL

O aumento relativo na resistência à compressão por uma pressão de confinamento lateral é menor para concreto de alta resistência de densidade normal, em comparação com concreto de baixa e média resistência. O efeito confinante é menor, mesmo para concreto com agregado de peso leve.

Jensen et al. [23] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] mostram os resultados de testes triaxiais, usando pressão d'agua como força de confinamento em corpos de prova selados, através da seguinte figura:

2.5.8 PROPRIEDADES DA ADERÊNCIA CONCRETO-AÇO

O comportamento da aderência de uma barra de armadura ao concreto em seu redor tem uma decisiva importância quanto a capacidade portante, e às condições de utilização dos elementos de concreto armado.

Tal conhecimento é uma exigência indispensável para nortear parâmetros de projeto, como ancoragem e comprimentos de traspasse das barras da armadura, cálculo de deformações levando-se em conta o efeito de rigidez na tração, e controle da amplitude de ruptura estabelecendo-se a quantidade mínima necessária de armadura.

Os parâmetros geométricos como o diâmetro da barra da armadura, a geometria e o espaçamento de suas dobras, e o revestimento de concreto influenciam o comportamento de aderência; mas, acima de tudo, a aderência é regida pelo comportamento local do concreto adjacente às dobras da barra da armadura.

Em estruturas de concreto de alta resistência espera-se uma aderência elástica e rígida muito mais bem comportada, devido à resistência desenvolvida e ao módulo de deformação mais alto. Presume-se que a tensão de aderência média aumenta em uma razão igual a que a porosidade pode ser reduzida devido à adição de microsilica.

[3]

2.5.9 EFEITO DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA

O módulo de deformação dos corpos de prova de concreto não é alterado, face ao desenvolvimento da pressão nos poros no interior das amostras. Testes de resistência estática têm demonstrado que a resistência à compressão axial do concreto não é reduzida quando este é exposto a uma pressão de água externa.

Contudo, o aumento da resistência à compressão do concreto, normalmente associado com a solicitação por compressão lateral, não pode ser esperado devido ao desenvolvimento da pressão dos poros sobre o interior do concreto, fazendo com que haja uma neutralização do efeito de pré-tensionamento da pressão externa.

A diferença fundamental, sob pressão hidrostática, no comportamento do concreto de alta resistência, em relação ao concreto de resistência usual é o tempo para o desenvolvimento da pressão nos poros.

Para um concreto de alta resistência com baixa permeabilidade, a perda de confinamento será retardada em função da presença de microssilica e de uma baixa relação água/material cimentante. Esse retardamento é sempre tomado em comparação a um concreto de resistência usual e alta permeabilidade, o qual é muito mais suscetível ao desenvolvimento da pressão nos poros. [3]

2.6 FADIGA DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Testes de fadiga em concreto de alta resistência, com resistência em cilindros dentro do intervalo de 50 à 90 MPa revelaram não existir significativas diferenças entre as propriedades de fadiga desse material, quando comparadas com as do concreto de resistência usual, desde que os níveis de carga sejam expressos em relação à resistência estática.

A resistência à fadiga do concreto na compressão recebe importante influência da condição de mistura dos corpos de prova de teste. Tem-se como melhor condição de mistura para estudos de parâmetros de fadiga, aquela envolvendo corpos de prova selados na superfície, contendo somente sua quantidade natural de água.

Uma relação quase linear entre nível mínimo de tensão e o logaritmo do número de ciclos para ruptura foi observada através dos resultados de testes em concreto de alta resistência, sob compressão selada.

Testes de fadiga no carregamento biaxial, e testes com pressão de confinamento revelaram a impossibilidade de utilizar-se o aumento observado na resistência estática com a mesma amplitude na fadiga. [3]

2.7 DURABILIDADE

2.7.1 POROSIDADE E PERMEABILIDADE

Permeabilidade envolve diferentes mecanismos de transporte através dos poros, principalmente nos poros capilares abertos e nas fissuras do concreto. A quantidade de poros capilares é principalmente um resultado da relação água/cimento da mistura.

Portanto, a porosidade determina a resistência e a permeabilidade de um concreto; sendo assim, o concreto de alta resistência, é também um concreto de alta qualidade quanto à durabilidade, desde que mantidas as condições adequadas de cura.

2.7.2 DETERIORAÇÃO QUÍMICA

Em relação ao concreto normal, a resistência à deterioração química é bem melhor por parte do concreto de alta resistência. Nessas misturas, a modificação química introduzida pela presença de adições pozolânicas é importante porque aumenta a

durabilidade em soluções com sulfatos, ambientes ácidos e em casos onde o ataque de agregados alcalinos pode ocorrer.

Mehta [24] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] relata os efeitos benéficos oriundos da adição de microssilica, em particular, em favor do aumento de resistência à várias soluções ácidas.

2.7.3 RESISTÊNCIA AO FRIO INTENSO

É bastante conflitante a questão sobre a necessidade ou não de que o concreto de alta resistência tenha um sistema próprio de poros com ar introduzido para ser resistente ao frio intenso. Existe divergência também em relação aos procedimentos de teste para se avaliar essa resistência ao fenômeno das geadas.

A necessidade presente principal em relação à resistência desse concreto ao frio intenso é correlacionar o desempenho de campo segundo resultados de testes de laboratório.

2.7.4 CORROSÃO DA ARMADURA

A alcalinidade do concreto de alta resistência protege o aço contra corrosão, pois apresenta valores de pH maior até que 12,5.

Pela existência desse alto valor de pH forma-se na superfície do aço uma camada microscópica de óxido, o assim chamado "filme passivo", que impede a dissolução do ferro. Esta camada de óxido pode deixar de existir em função de uma redução no valor do pH abaixo de 9, ou se o conteúdo de cloreto exceder uma concentração crítica.

Na presença de um forte ataque de cloreto recomenda-se uma relação água/material cimentante menor que 0,4. A adição de microssilica reduz o coeficiente de difusão de cloretos.

Permeabilidade baixa associada a um alto conteúdo de cimento são parâmetros para indicar que o concreto de alta resistência detém uma melhor proteção contra a carbonatação, que reduz a alcalinidade do concreto. Essa melhor proteção contra a carbonatação apresentada pelo concreto de alta resistência é em comparação com a apresentada pelo concreto de resistência usual.

A adição de microssilica aumenta a resistividade elétrica consideravelmente, e assim diminui a velocidade do processo de corrosão da armadura, iniciado através de uma possível destruição do filme de óxido. [3]

2.7.5 ABRASÃO-RESISTÊNCIA À EROSÃO

Esta propriedade do concreto de alta resistência tem sido estudada, a nível de aplicações práticas, em pavimentos de rodovias e junto a canais navegáveis.

Gjørv e Baerland [25] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] demonstram que um concreto com agregados selecionados, e resistência à compressão de 100 MPa, tem a resistência à abrasão próxima à oferecida pelo granito bruto.

2.7.6 EFEITOS TÉRMICOS

Sob temperaturas variando de 100 à 350° C, o concreto de alta resistência demonstra maior perda de resistência que o concreto de resistência usual.

A temperatura originada pela destruição da pasta de cimento exerce maior influência nos concretos de alta resistência que nos concretos de resistência usual: o aglomerante da pasta de cimento do concreto de maior desempenho transmite cargas mais altas que o aglomerante do concreto de resistência usual.

Essa maior incumbência advém de uma distribuição de tensão mais homogênea entre o agregado e a pasta de cimento, existente nas misturas envolvendo concreto de alta resistência.

2.7.7 RESISTÊNCIA AO FOGO

Em virtude de uma permeabilidade mais baixa, e em função do exposto no item anterior, o risco de dano por fogo é mais alto em concretos de alta resistência. Rachaduras ocorridas no concreto em função de sua exposição ao fogo, podem expor o aço da armadura.

Concreto aquecido acima de 380°C pode ter como resultado mudanças químicas no seu interior, conduzindo à rachaduras no material até alguns dias depois do fogo. Em função de alguns agregados serem mais apropriados que outros, a escolha do agregado para o concreto, representa considerável influência na sua resistência ao fogo.[3]

2.8 GARANTIA DE QUALIDADE E CONTROLE DE QUALIDADE

Um alto grau de precisão é exigido em termos da aparelhagem de mistura, da colocação (lançamento), e das condições de cura, a fim de obter-se o nível necessário para o controle da produção de concreto de alta resistência.

Devido ao nível de utilização exigido, sob o qual o material é submetido, as conseqüências das imperfeições de produção são também muito mais sérias, do ponto de vista da segurança e financeiro, quando comparadas com as conseqüências oriundas de possíveis imperfeições de produção do concreto de resistência usual.

Moksnes [26] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Informação N° 197 [3] aponta que, mesmo pequenas mudanças na relação água/material cimentante, sendo que o conteúdo de água é particularmente importante, pode resultar em uma grande variação do potencial de resistência.

A granulometria dos agregados, os quais devem ser produzidos na jazida com qualidade uniforme, é de particular importância, assim como a quantidade de finos, e o conteúdo de minerais, de modo a não se constituírem prejuízo para a durabilidade ou exigência de água da mistura.

O tamanho e forma dos corpos de prova para testes em concreto de alta resistência no laboratório difere de país para país. Held [27] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], em estudo recente a respeito do fator de conversão da resistência obtida em corpos de prova diferentes, compôs a seguinte tabela:

corpos de prova	cubo			cilindro
	100 mm	150 mm	200 mm	150/300 mm
cubo 100 mm	1	0,99	0,95	0,82
cubo 150 mm	-	1	0,96	0,83
cubo 200 mm	-	-	1	0,87

TABELA 2.1 : FATOR DE CONVERSÃO ENTRE CORPOS DE PROVA CÚBICOS E CILÍNDRICOS

O concreto de alta resistência no teste de compressão é mais suscetível às imperfeições geométricas nas extremidades dos corpos de prova que o concreto de resistência mais baixa.

Quaisquer concentrações de tensões advindas do contato parcial entre as placas da prensa e o corpo de prova são mais difíceis de serem redistribuídas em função do comportamento extremamente frágil desse material.

A superfície das extremidades podem ser polidas, porém o equipamento para esse fim encarece a operação. Tais superfícies podem ser capeadas afim de buscar-se uma regularização, porém a resistência à compressão ou o módulo de deformação do material de capeamento não deve ser inferior ao do corpo de prova, pois as cargas aplicadas através do topo destes não serão transmitidas uniformemente.

Bastante cuidado se deve ter com o uso do material de capeamento composto por pasta de enxofre, a qual é mais fraca que o concreto.

Carrasquillo [28] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] propõe dois sistemas de capeamento com introdução de uma camada de poliuretano e com a introdução de uma camada de neoprene.

Boulay [29] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information n° 197 [3] desenvolve um novo método de capeamento alternativo através de uma areia seca misturada com cera.

As características da máquina de teste, assim como o próprio procedimento de teste devem concordar absoluta e rigorosamente com as exigências constantes nas várias normas.

Sigvaldson [30] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], em relação ao concreto de alta resistência, argumenta que a rigidez longitudinal da máquina seria de importância secundária, a respeito da máxima carga alcançada, desde que o eixo da carga permaneça na parte central da amostra até a carga máxima.

3. ESTUDO DO EFEITO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO EM CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS DE 100 mm X 200 mm

3.1 DESCRIÇÃO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO

3.1.1 O CONCEITO DE ARMADURA DE CINTAMENTO E DE CONFINAMENTO (visando a ductilização da ruptura)

Conforme Leonhardt e Mönning [31], a capacidade de carga de elementos comprimidos (pilares) de concreto armado, com seção transversal circular e de esbelteza reduzida, pode ser aumentada através de uma armadura de cintamento. O efeito do cintamento baseia-se no fato de que este impede a dilatação transversal do concreto que surge devido à compressão longitudinal, produzindo-se desse modo um estado triaxial de tensões de compressão ($\sigma_1 ; \sigma_2 = \sigma_3$), que ocasiona um aumento da resistência à compressão do concreto.

Agostini [2] verificou o efeito de cintamento, pela comparação dos resultados obtidos em corpos de prova de 100 X 200 mm com armadura helicoidal de 4,2 mm e sem armadura, para concreto com resistência próxima de 40 MPa. O aumento da resistência à compressão longitudinal foi de 32,4%.

Na mesma série de ensaios, o efeito de cintamento não foi verificado para os corpos de prova, usando-se a mesma comparação entre peças armadas com hélice de 4,2 mm e peças não armadas, moldados com concreto apresentando resistência à compressão próxima de 60 e de 80 MPa. Os aumentos de resistência observados foram de 17,2% e 11,7%, respectivamente.

Ratificando-se o conceito de cintamento firmado a nível de aumento de resistência observado, a nível de como a ruptura propriamente dita veio a ocorrer, foi constatado que nos corpos de prova com resistência próxima de 40 MPa, armados com

hélice de 4,2 mm, apesar do colapso da camada de recobrimento de concreto envolvendo a armadura se dar com uma tensão próxima a 75% da tensão de ruptura, prosseguiu-se com a aplicação de carga no núcleo de concreto envolvido pela armadura helicoidal para que a ruptura total do corpo de prova fosse atingida.

Nos corpos de prova moldados com concreto apresentando resistência à compressão próxima de 60 e de 80 MPa, armados com hélice de 4,2 mm, o desenvolvimento do mecanismo de ruptura foi diferente: logo após a ruptura da camada de recobrimento ocorreu a ruptura total do corpo de prova, descaracterizando o efeito de cintamento.

Apesar da armadura helicoidal não funcionar como armadura de cintamento para os corpos de prova moldados com concreto apresentando resistências próximas a 60 e 80 MPa, por meio dos gráficos apresentados neste mesmo trabalho pode ser verificado o efeito de confinamento produzido por estas hélices: o concreto confinado pela armadura não apresenta uma ruptura brusca. O conceito de ductilização do material pode ser formado a partir desta característica de ruptura, ou seja, a partir dessa ruptura mais branda, apresentada pelo concreto confinado pela armadura, conceitua-se a ruptura do material como menos frágil ou como mais ductil.

Esse conceito de ductilização foi originado de ensaios envolvendo corpos de prova moldados com concreto composto por cimento, areia, pedra, pedrisco, água e superplastificante. O objetivo dessa pesquisa atual é verificar a possibilidade de ductilização da ruptura do concreto de alta resistência empregado na moldagem de pilares circulares, com diferentes taxas de armadura helicoidal de confinamento associada com barras longitudinais. A possibilidade de ductilização do concreto de alta resistência será estudada também através do confinamento imposto ao concreto por um tubo metálico, substituindo as armaduras helicoidal e longitudinal.

Visando o estudo das hélices nos pilares, verificou-se inicialmente o efeito de confinamento produzido por este tipo de armadura em corpos de prova de concreto de alta resistência.

3.1.2 A ARMADURA DE CONFINAMENTO PARA CORPOS DE PROVA DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

3.1.2.1 A ARMADURA DE CONFINAMENTO COM DIÂMETRO DE 3,4 mm

Com o objetivo de neutralizar a elasto-fragilidade apresentada pelo concreto de alta resistência foram executadas duas armaduras helicoidais de aço CA-60B com diâmetro de 3,4 mm. Foram estudados os efeitos da ductilização produzidos por estas hélices ao concreto de alta resistência utilizado em corpos de prova cilíndricos de 100 mm X 200 mm.

Conforme Santos [32], a taxa de armadura helicoidal deve ser calculada, levando-se em conta as notações, da seguinte forma:

ϕ_t = diâmetro da seção transversal da barra da hélice;

A_{st} = área da seção transversal da barra da hélice;

d_i = diâmetro do núcleo formado pela projeção horizontal da hélice;

t = altura igual ao passo da hélice;

A_t = área fictícia de cintamento dada pelo volume de aço da hélice por unidade de comprimento da peça;

$$A_t = \frac{A_{st} \cdot \pi \cdot d_i}{t} = \frac{\pi^2 \cdot \phi_t^2 \cdot d_i}{4 \cdot t} ;$$

como A_{ci} = área do núcleo; ou seja, $A_{ci} = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} ;$

então ρ_t = taxa de armadura helicoidal será dada por

$$\rho_t = \frac{A_t}{A_{c_i}}$$

Definida a taxa, as armaduras helicoidais foram executadas por meio de um gabarito circular de madeira, apresentando em sua superfície ranhuras em forma de rosca, através das quais foi possível dar a configuração helicoidal às armaduras.

As duas hélices foram executadas a partir de duas barras de aço com 3,00 m de comprimento cada. Depois de concluídas, as armaduras helicoidais apresentaram as seguintes dimensões :

$d_i = 70$ mm (diferença entre eixos);

$t = 20$ mm (diferença entre eixos); e

altura total da hélice = $h_i = 180$ mm (ajustando-se no interior do corpo de prova com altura de 200 mm).

Definida a armadura helicoidal pode-se então calcular sua taxa:

$\rho_t = 0,0259$, ou $\rho_t = 2,59\%$.

As duas armaduras helicoidais foram instrumentadas à meia altura com um par de extensômetros elétricos posicionados diametralmente, de modo a permitir as leituras das deformações que ocorreram na armadura durante o ensaio à compressão axial do corpo de prova.

Além das duas peças de aço de 3,00 m cada utilizadas na execução das hélices, foram extraídos da mesma barra de aço duas amostras de 60 cm cada, a fim de se executar o ensaio de tração no aço CA-60B com diâmetro de 3,4 mm. A tensão média de ruptura foi de 994 MPa.

3.1.2.2 A ARMADURA DE CONFINAMENTO COM DIÂMETRO DE 4,2 mm

Prosseguindo-se com o objetivo de confinar o concreto de alta resistência no interior de corpos de prova cilíndricos de 100 mm X 200 mm, tornando ductil a ruptura desse material, foram executadas duas armaduras helicoidais de aço CA-60B com diâmetro de 4,2 mm.

A configuração helicoidal das armaduras de confinamento foi obtida através do mesmo gabarito circular de madeira utilizado na execução das hélices de aço com diâmetro de 3,4 mm. Para a execução de cada armadura helicoidal foram gastos 3,00 m de aço. As dimensões dessas hélices depois de confeccionadas foram as seguintes :

$d_i = 70$ mm (diferença entre eixos);

$t = 20$ mm (diferença entre eixos); e

altura total da hélice = $h_i = 180$ mm (ajustando-se no interior do corpo de prova com altura de 200 mm).

A taxa de armadura helicoidal calculada por esses parâmetros foi:

$\rho_i = 0,0396$ ou $\rho_i = 3,96\%$.

A instrumentação dessas duas armaduras helicoidais também foi à meia altura, através de um par de extensômetros elétricos dispostos diametralmente, por meio dos quais as leituras das deformações da armadura puderam ser feitas durante o ensaio à compressão axial do corpo de prova.

Da mesma barra de aço da qual foram retiradas as duas peças utilizadas na execução das hélices foram retiradas duas amostras, de 60 cm cada, para a execução do ensaio de tração no aço CA-60B com diâmetro de 4,2 mm. A tensão média de ruptura foi de 873 MPa.

3.2 CORPOS DE PROVA COM HÉLICE DE 3,4 mm

3.2.1 DEFINIÇÃO DO TRAÇO A SER EMPREGADO

Para o estudo do efeito da armadura de confinamento em corpos de prova cilíndricos de 100 mm X 200 mm foi necessária a definição do traço a ser empregado na moldagem dos corpos de prova.

Conforme Petrucci [33] pode ser utilizada a seguinte fórmula para a dosagem de concretos usuais :

$$\frac{C}{\gamma_c} + \frac{C.a}{\gamma_a} + \frac{C.p}{\gamma_p} + \frac{C.x}{\gamma_x} = 1000 \text{ dm}^3;$$

onde :

C = consumo, em kg, de cimento por m³ de concreto;

a = agregado miúdo (areia) / cimento;

p = agregado graúdo (brita) / cimento;

x = água por / cimento;

γ_c = massa específica absoluta do cimento = 3,15 kg / dm³;

γ_a = massa específica absoluta do agregado miúdo (areia) = 2,65 kg / dm³;

γ_p = massa específica absoluta do agregado graúdo (brita) = 2,65 kg / dm³;

γ_x = massa específica absoluta da água = 1,00 kg / dm³.

Para concretos de alta resistência é necessária uma adequação desta fórmula aos novos parâmetros e componentes do material.

No capítulo 2, item 2.3.2, Helland [8] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] relaciona, através da Figura 2.1, os efeitos térmicos (redução do risco de fissuração térmica) da redução da relação água / cimento e do uso da adição de microssilica, a fim de atingir-se resistências à compressão mais altas para o concreto. Uma

das misturas testadas mostrada nesta figura, a mistura "D", apresenta uma relação água / cimento de 0,31 e uma relação água / material cimentante de 0,27 com 15% de microssílica, em relação à massa de cimento (os três valores foram adotados na presente pesquisa). Pela curva dessa mistura (calor de hidratação x horas) fica claro que o processo de hidratação pára pela falta de água no concreto com uma relação água / material cimentante baixa, reduzindo bastante o calor total de hidratação por kg de cimento (redução do risco de fissuração térmica), aumentando a resistência do concreto.

A escolha do valor 0,27 para a relação água / material cimentante pode ser justificada ainda pelo intervalo recomendado (0,25 a 0,35) no capítulo 2, item 2.2.3. Neste mesmo item está também a recomendação de 15%, em relação à massa de cimento, para a adição de microssílica.

Conforme o item 2.2.4 do capítulo 2, é recomendada uma dosagem de 5 a 20 litros de superplastificante por m³ de concreto de alta resistência. Adotou-se 15 litros / m³ de concreto para o estudo da dosagem a ser empregada na moldagem dos corpos de prova.

Uma relação agregado graúdo / agregado miúdo de 1,5 e um diâmetro máximo para o agregado graúdo de 19 mm são indicados, conforme item 2.2.5.1 do capítulo 2, visando altos índices de resistência a compressão para o concreto. Ambas as indicações foram adotadas para o estudo de dosagem a ser empregada.

Definidos os parâmetros a serem utilizados pode ser efetuada a adequação da fórmula, empregada para concretos usuais, ao concreto de alta resistência da seguinte forma :

$$\frac{C}{\gamma_c} + \frac{C.micr}{\gamma_{micr}} + \frac{C.a}{\gamma_a} + \frac{C.p}{\gamma_p} + \frac{C.x}{\gamma_x} + \frac{C.sup}{\gamma_x} = 1000 \text{ dm}^3;$$

onde :

micr = microssílica / cimento;

sup = superplastificante / cimento; e

γ_{micr} = massa específica absoluta da microssilica = 2,2 kg / dm³ (conforme capítulo 2, item 2.2.3).

observação : na parcela envolvendo a quantidade de superplastificante está sendo utilizada a massa específica absoluta da água, em função desse valor aproximar-se muito do valor da massa específica absoluta do superplastificante (~ 1,00 kg / dm³).

Da parcela envolvendo o superplastificante pode-se concluir :

$$\frac{C.\text{sup}}{\gamma_x} = \frac{\text{cimento}}{\text{m}^3 \text{ concr}} \cdot \frac{\text{sup}}{\text{cimento}} \cdot \frac{1}{1} = \frac{\text{sup}}{\text{m}^3 \text{ concr}} = 15;$$

ou seja :

quantidade de superplastificante por m³ de concreto = 15 kg / m³ = 15 l / m³.

Então :

$$\frac{C}{\gamma_c} + \frac{C.\text{micr}}{\gamma_{\text{micr}}} + \frac{C.a}{\gamma_a} + \frac{C.p}{\gamma_p} + \frac{C.x}{\gamma_x} + 15 = 1000$$

$$\frac{C}{\gamma_c} + \frac{C.\text{micr}}{\gamma_{\text{micr}}} + \frac{C.a}{\gamma_a} + \frac{C.p}{\gamma_p} + \frac{C.x}{\gamma_x} = 985$$

$$\frac{1}{\gamma_c} + \frac{\text{micr}}{\gamma_{\text{micr}}} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + \frac{x}{\gamma_x} = \frac{985}{C}$$

$$C = \frac{985}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{\text{micr}}{\gamma_{\text{micr}}} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{p}{\gamma_p} + \frac{x}{\gamma_x}} \quad \left\{ \gamma_a = \gamma_p = 2,65 \text{ kg / dm}^3 ; (a + p) = m \right.$$

$$C = \frac{985}{\frac{1}{3,15} + \frac{0,15}{2,2} + \frac{m}{2,65} + \frac{0,31}{1}}$$

Para a relação água/materiais secos (H), Petrucci [] atribui o valor de 8%, referindo-se ao concreto usual preparado com areia natural e agregado graúdo com diâmetro máximo de 19 mm. Então :

$$H = \frac{x}{C+a+p} = \frac{8}{100} \rightarrow \frac{x \cdot 100}{8} = C+a+p \rightarrow a+p = \frac{x \cdot 100}{8} - C.$$

Para a determinação do valor de H, em concreto de alta resistência, pode-se aproveitar a expressão deduzida envolvendo a quantidade de areia e de pedra no concreto usual, e acrescentar a quantidade de microssilica dentro dos "materiais secos" :

$$\begin{aligned} H &= \frac{x}{C + \text{micr} + a + p} = \frac{x}{C + \text{micr} + \frac{x \cdot 100}{8} - C} = \\ &= \frac{x}{\text{micr} + \frac{x \cdot 100}{8}} = \frac{\frac{x}{C}}{\frac{\text{micr}}{C} + \frac{x}{C} \cdot \frac{100}{8}} = \frac{0,31}{0,15 + 0,31 \cdot \frac{100}{8}} \rightarrow H = 0,077 = 7,7\%. \end{aligned}$$

Da condição de constância da relação água/materiais secos pode-se escrever:

$$x = \frac{H}{100} \cdot (1 + \text{micr} + m) \rightarrow 0,31 = \frac{7,70}{100} \cdot (1 + 0,15 + m) \rightarrow m = 2,9\%.$$

Voltando-se a expressão do consumo de cimento por m³ de concreto, tem-se

$$C = \frac{985}{\frac{1}{3,15} + \frac{0,15}{2,2} + \frac{2,9}{2,65} + 0,31} = 550;$$

ou seja :

$$\text{consumo de cimento} = C = 550 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3 \text{ concr}}.$$

Pode-se obter a quantidade de água através da expressão :

$$x = \frac{\frac{x}{m^3 \text{ concr}}}{\frac{C}{m^3 \text{ concr}}} \rightarrow 0,31 = \frac{\frac{x}{m^3 \text{ concr}}}{550} \rightarrow \frac{x}{m^3 \text{ concr}} = 170,5;$$

ou seja :

$$\text{quantidade de água} = 170,5 \frac{l}{m^3 \text{ concr}}$$

Da relação água/material cimentante pode-se obter a quantidade de microssílica :

$$0,27 = \frac{\frac{x}{C + \text{micr}}}{\frac{\frac{x}{m^3 \text{ concr}}}{\frac{C}{m^3 \text{ concr}} + \frac{\text{micr}}{m^3 \text{ concr}}}} \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,27 = \frac{170,5}{550 + \frac{\text{micr}}{m^3 \text{ concr}}} \rightarrow 0,27 \cdot 550 + 0,27 \cdot \frac{\text{micr}}{m^3 \text{ concr}} = 170,5 \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{\text{micr}}{m^3 \text{ concr}} = \frac{170,5 - 0,27 \cdot 550}{0,27} = 81,5;$$

ou seja :

$$\text{quantidade de microssílica} = 81,5 \frac{\text{kg}}{m^3 \text{ concr}}$$

Da relação agregado graúdo/agregado miúdo adotada (1,5) e com o valor de "m" encontrado, obtem-se as quantidades de areia e pedra :

$$m = a + p \quad \left\{ \begin{array}{l} p \\ a \end{array} = 1,5 \right.$$

$$m = a + 1,5 \cdot a \rightarrow m = 2,5 \cdot a \rightarrow m = 2,5 \cdot \frac{a}{C} \rightarrow$$

$$\rightarrow m = 2,5 \cdot \frac{\frac{a}{C}}{m^3 \text{ concr}} \rightarrow 2,9 = 2,5 \cdot \frac{\frac{a}{550}}{m^3 \text{ concr}} \rightarrow \frac{a}{m^3 \text{ concr}} = 638;$$

$$\text{portanto: } p = 1,5 \cdot 638 = 957 \frac{\text{kg}}{m^3 \text{ concr}};$$

ou seja :

$$\text{quantidade de areia} = 638 \frac{\text{kg}}{m^3 \text{ concr}} \text{ e}$$

$$\text{quantidade de pedra} = 957 \frac{\text{kg}}{m^3 \text{ concr}}.$$

Desta análise obteve-se o seguinte traço por metro cúbico de concreto :

- cimento : 550 kg;
- microssílica : 81,5;
- areia : 638 kg;
- pedra 1 : 957 kg;
- água : 170,5 kg = 170,5 l;
- superplastificante : 15 kg = 15 l;
- relação água / cimento = x = 0,31;
- relação água / material cimentante = 0,27;
- porcentagem de microssílica = 15%; e
- relação agregado graúdo / agregado miúdo = 1,5.

3.2.2 COLOCAÇÃO DA ARMADURA DE CONFINAMENTO NOS MOLDES

A armadura helicoidal foi posicionada no interior dos moldes de PVC e amarrada por arame às paredes destes, de modo a garantir uma espessura homogênea de cobrimento, tanto lateral como de topo e de fundo, para todas as superfícies do corpo de prova.

A fiação proveniente da instrumentação das hélices foi passada à meia altura nos moldes dos corpos de prova, prevenindo um possível comprometimento dos extensômetros no lançamento do concreto ou durante a vibração.

3.2.3 PREPARAÇÃO, DETERMINAÇÃO DAS QUANTIDADES E COLOCAÇÃO DOS MATERIAIS NA BETONEIRA. CURA DO CONCRETO

Alguns cuidados preliminares com os materiais constituintes do concreto utilizado na moldagem dos corpos de prova foram tomados visando o aumento da eficiência da operação de mistura.

A escolha do agregado graúdo foi feita com critério, evitando a brita de angularidade excessiva, a qual reduz a trabalhabilidade e aumenta a exigência de água na mistura. A brita selecionada foi lavada, para que o material pulverulento depositado fosse removido de sua superfície, em seguida foi colocada para secar em condições ambiente.

O agregado miúdo também foi deixado secar em condições ambientes, a fim de que a quantidade de água prevista para a mistura não fosse aumentada através da concentração de água presente na areia.

Visando obter um material cimentante mais homogêneo, o cimento e a microsilica foram misturados a seco antes de serem colocados os componentes do concreto na betoneira.

Além dos dois corpos de prova com armadura helicoidal de confinamento, foram moldados dois corpos de prova cilíndricos de 100 mm X 200 mm sem armadura. Para a moldagem dos quatro corpos de prova utilizou-se as seguintes quantidades de materiais em função do traço por m³ de concreto já determinado :

- cimento : 5,00 kg;
- microssílica : 0,75 kg;
- areia : 5,80 kg;
- pedra 1 : 8,7 kg;
- água : 1,55 l; e
- superplastificante : 136 ml.

A análise granulométrica dos agregados utilizados, grão e miúdo, é demonstrada através dos seguintes gráficos :

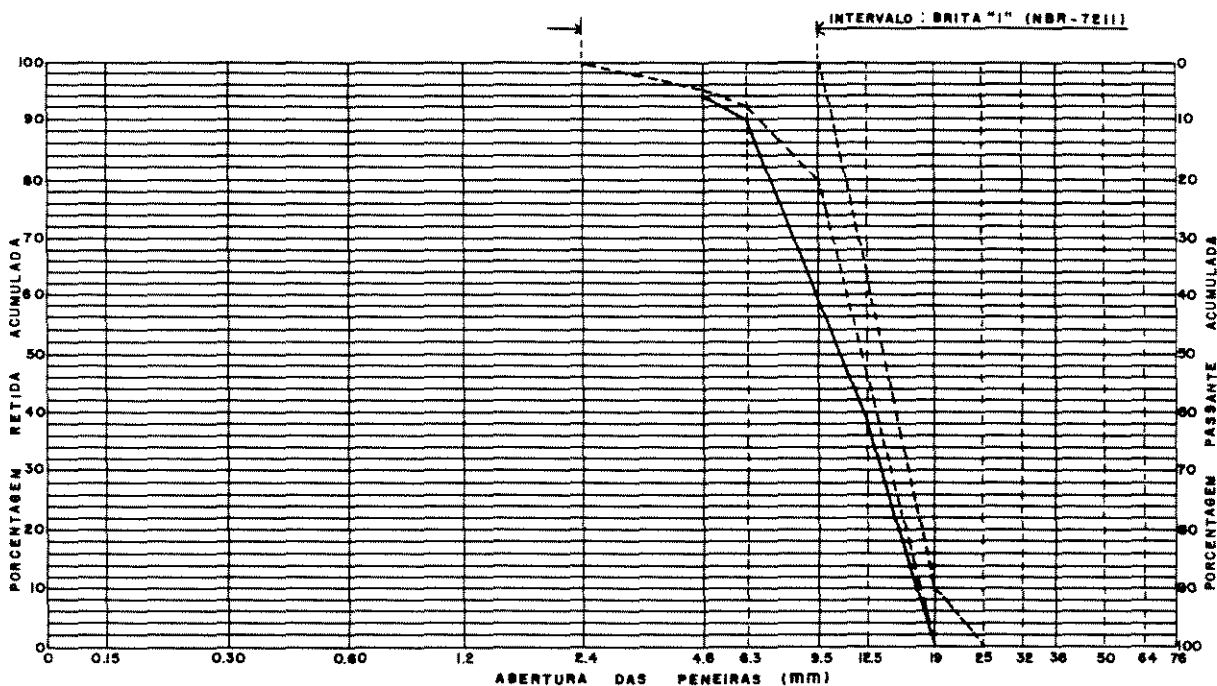


FIG. 3.1 : CURVA GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO GRÃO UTILIZADO

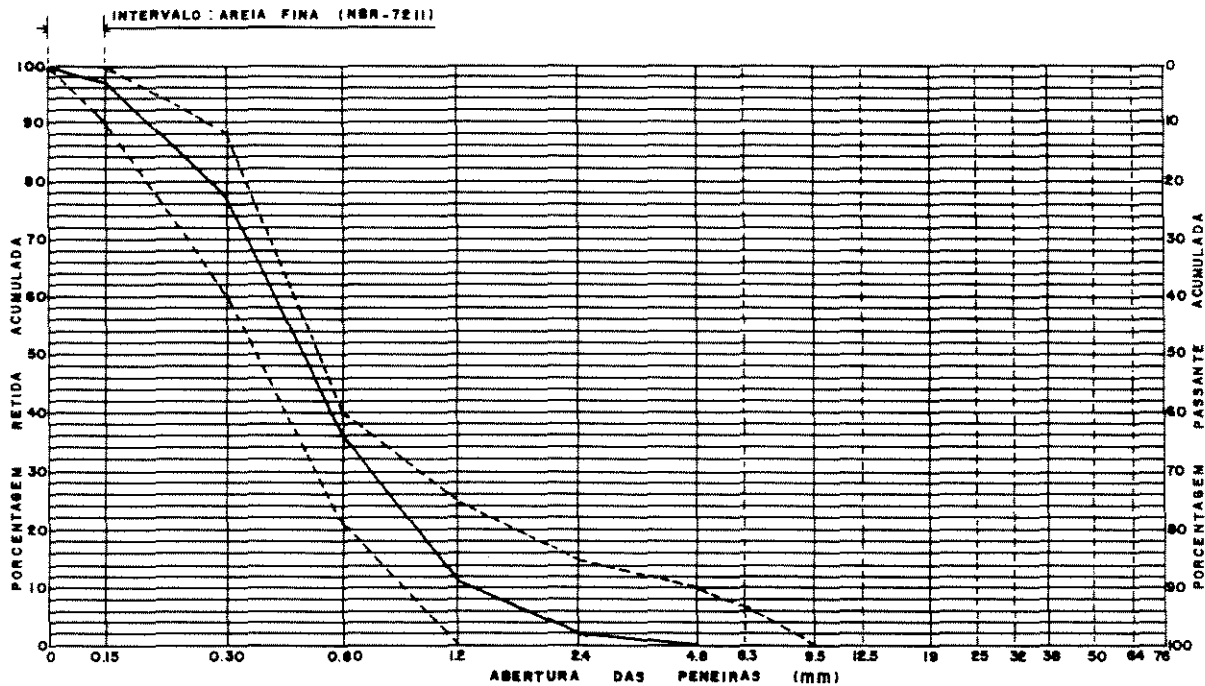


FIG. 3.2 : CURVA GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO MIÚDO UTILIZADO

Os materiais constituintes do concreto foram colocados na betoneira na seguinte ordem : a quantidade total de pedra, 1/3 da quantidade de água, a quantidade total de areia, 1/3 da quantidade de água, as quantidades totais de cimento e microssilica previamente misturadas, 1/3 da quantidade de água + a quantidade total de superplastificante.

Após a retirada do concreto da betoneira executou-se o teste de abatimento do cone, obtendo-se um "Slump" de 14 cm.

Em seguida o concreto foi lançado manualmente nos moldes e vibrados através de uma mesa vibratória. Após a concretagem os corpos de prova foram cobertos com lona plástica e inseridos em câmara úmida. A desmoldagem foi realizada três dias após a concretagem e os corpos de prova foram novamente envolvidos por lona plástica e colocados em câmara úmida, aí permanecendo até a idade de 28 dias.

3.2.4 RESULTADOS OBTIDOS

Aos 28 dias de idade os dois corpos de prova sem armadura foram ensaiados e a resistência à compressão axial média dos dois foi de 69,3 MPa. Na mesma data foram ensaiados os dois corpos de prova com armadura de confinamento helicoidal com diâmetro de 3,4 mm, cujos resultados são apresentados nos gráficos seguintes :

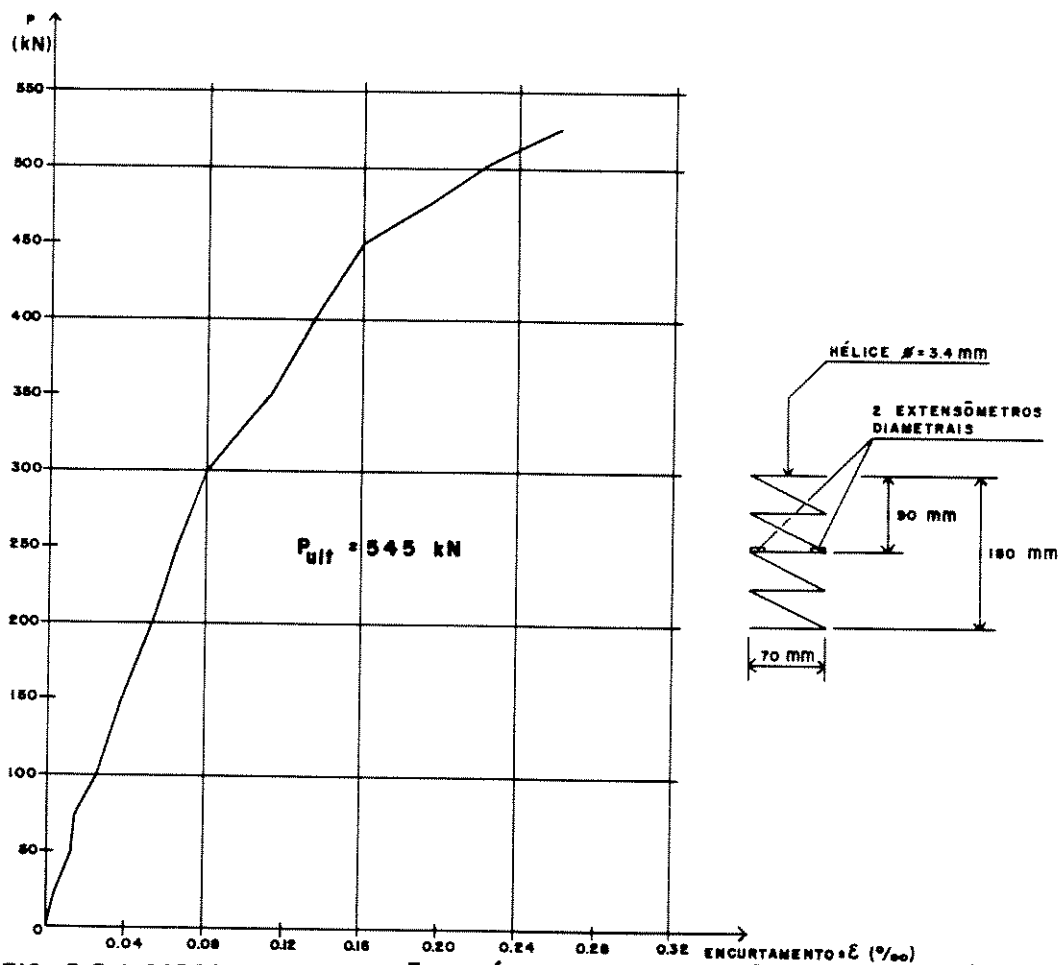


FIG. 3.3 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 EXTENSÔMETROS) NA HÉLICE DO PRIMEIRO CORPO DE PROVA

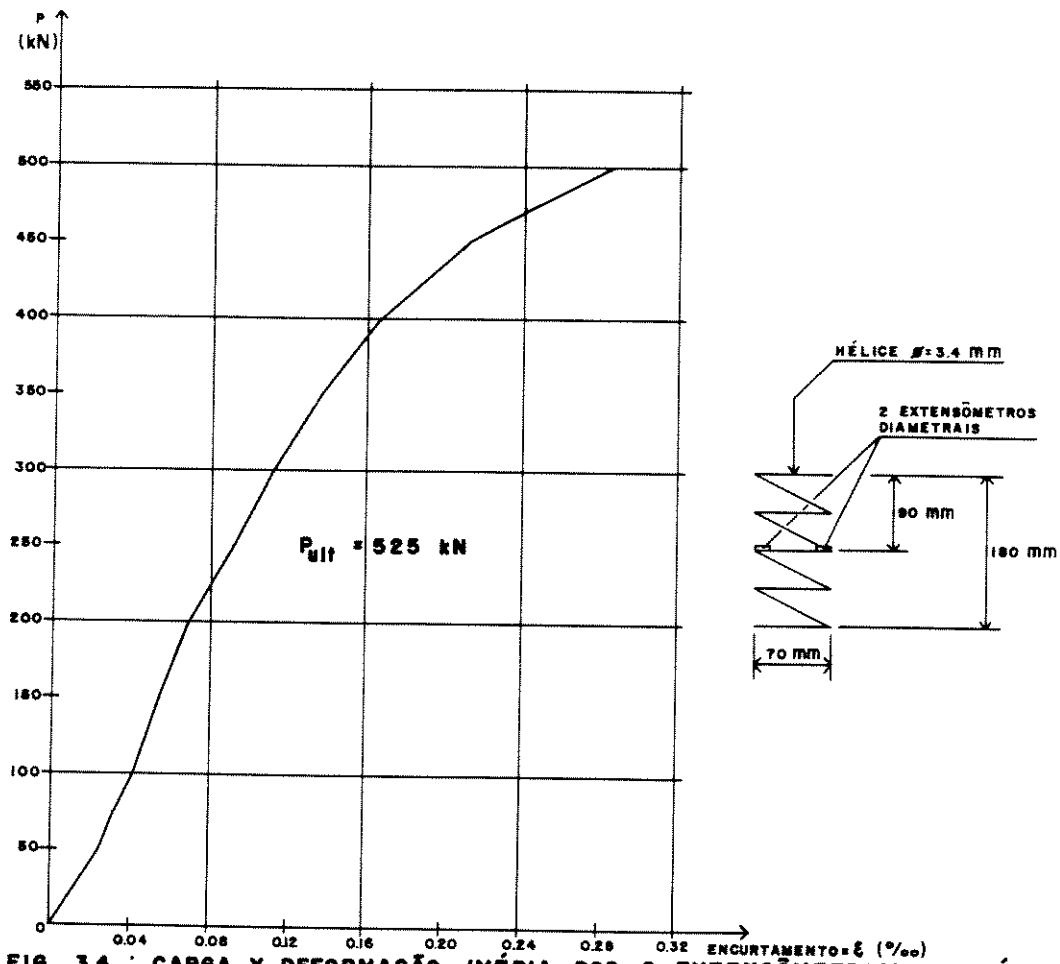


FIG. 3.4 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 EXTENSÔMETROS) NA HÉLICE DO SEGUNDO CORPO DE PROVA

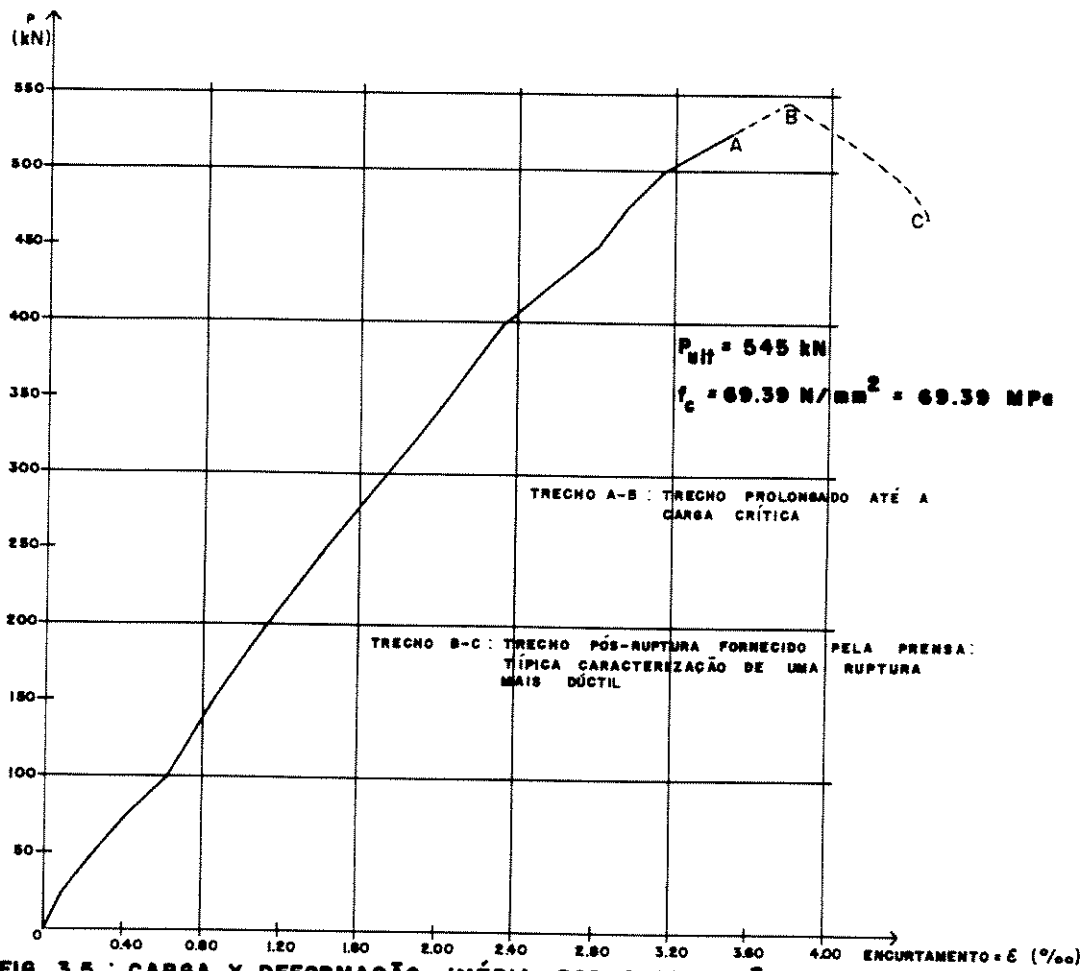


FIG. 3.5 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLÊTÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO PRIMEIRO CORPO DE PROVA

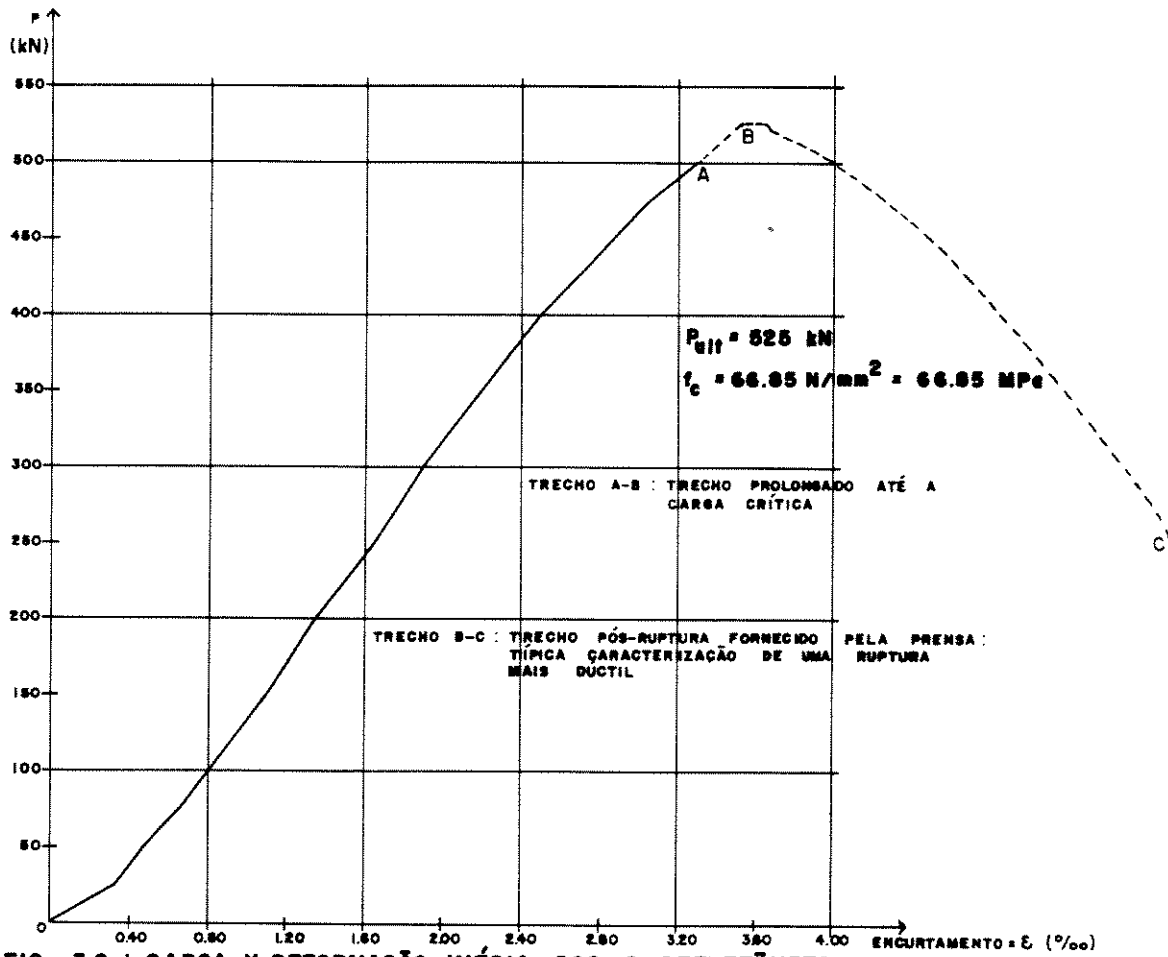


FIG. 3.6 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO SEGUNDO CORPO DE PROVA



3.3 CORPOS DE PROVA COM HÉLICE DE 4,2 mm

Repetindo-se os ensaios anteriores, usando-se agora armadura de confinamento helicoidal de 4,2 mm, foram moldados dois corpos de prova com hélice de diâmetro 4,2 mm e dois corpos de prova sem armadura, com as mesmas dimensões de 100 mm X 200 mm.

O processo de colocação das armaduras no interior dos moldes foi o mesmo seguido para os corpos de prova com hélice de 3,4 mm.

Os cuidados prévios com os componentes do concreto de alta resistência, as quantidades desses para a moldagem dos quatro corpos de prova, assim como a ordem de colocação dos componentes do concreto na betoneira foram os mesmos usados na moldagem dos quatro corpos de prova com armadura de confinamento helicoidal de diâmetro 3,4 mm.

O abatimento do cone obtido foi de 15 cm. Os procedimentos de vibração, desmoldagem e de cura foram também idênticos aos aplicados nos corpos de prova com hélice de 3,4 mm.

3.3.1 RESULTADOS OBTIDOS

Os dois corpos de prova sem armadura foram ensaiados aos 28 dias de idade apresentando uma resistência à compressão axial média de 71,1 MPa. Os dois corpos de prova com hélice de confinamento também foram ensaiados aos 28 dias de idade, apresentando características referentes à fase de carregamento e à de ruptura relatadas pelos gráficos a seguir :

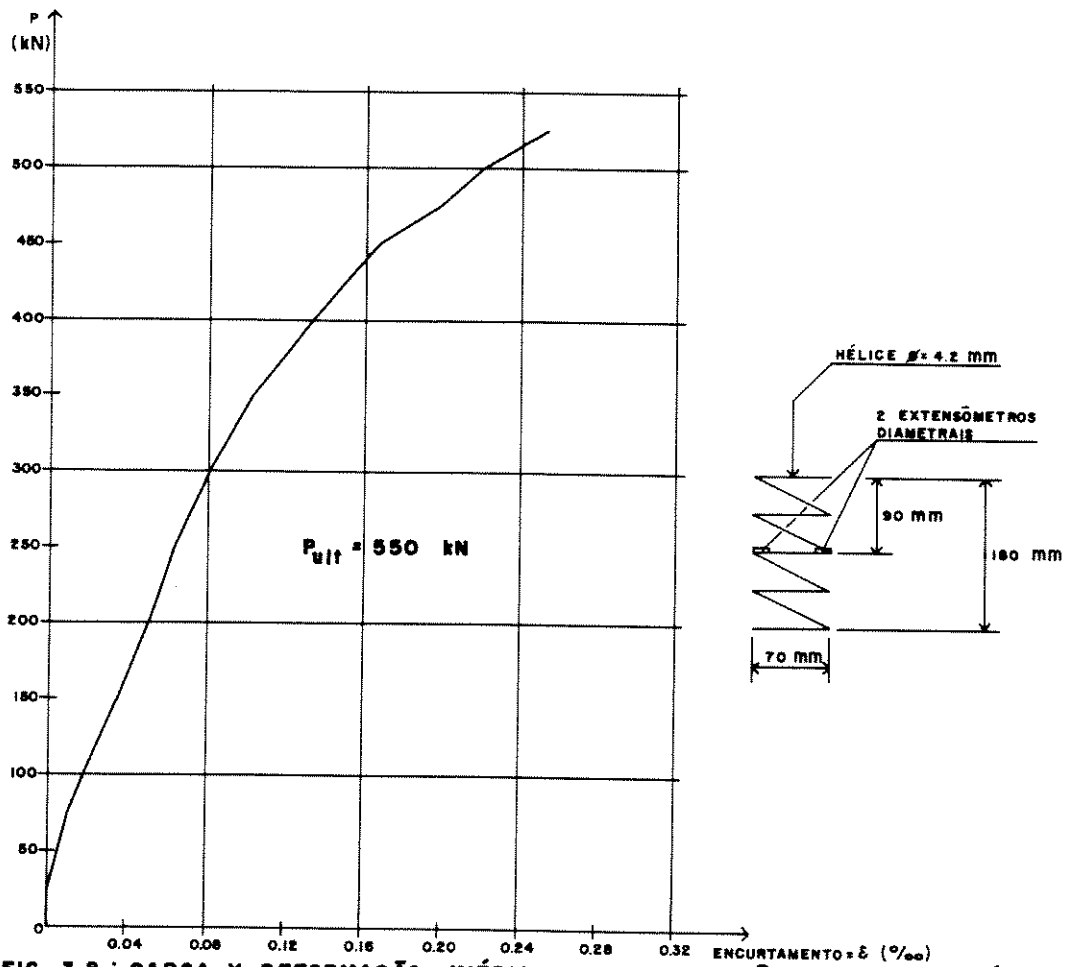


FIG. 3.8 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 EXTENSÔMETROS) NA HÉLICE DO PRIMEIRO CORPO DE PROVA

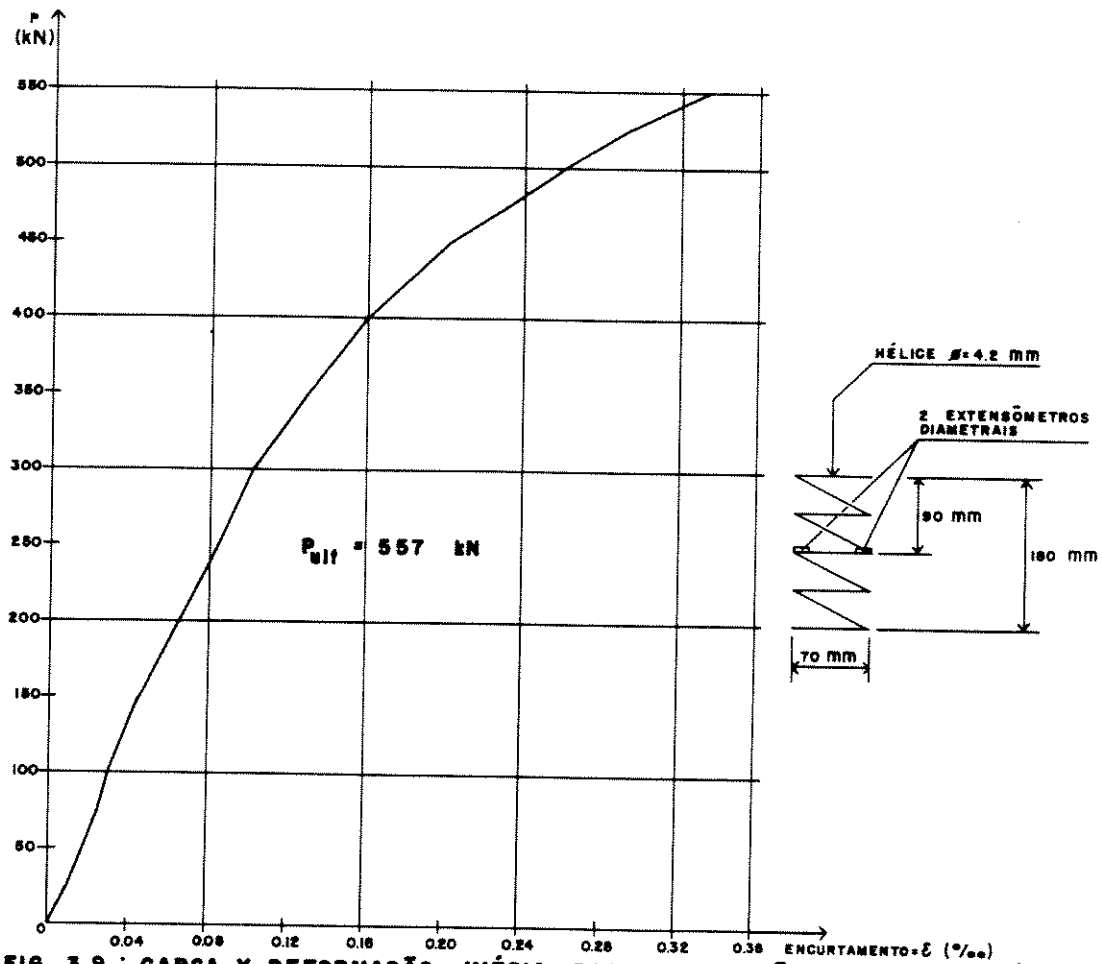


FIG. 3.9 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 EXTENSÔMETROS) NA HÉLICE DO SEGUNDO CORPO DE PROVA

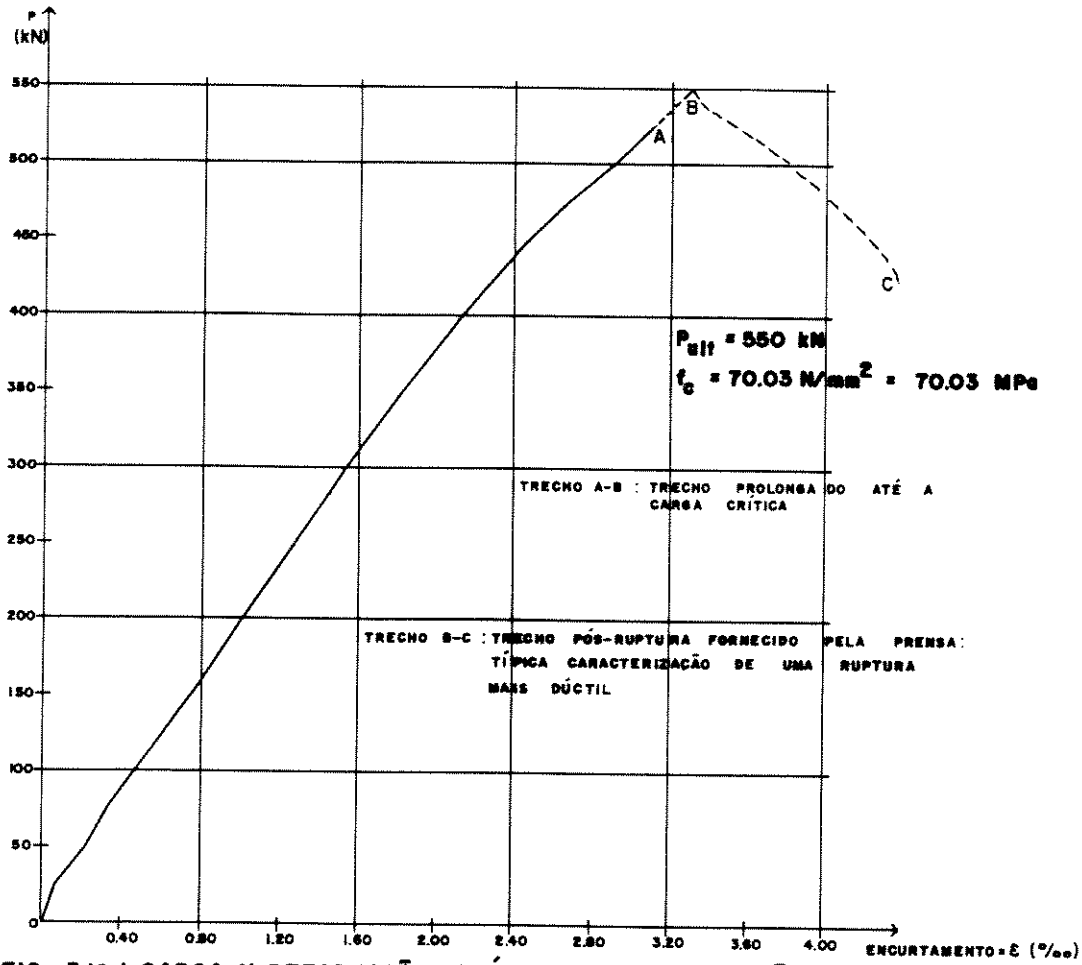


FIG. 3.10 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO PRIMEIRO CORPO DE PROVA

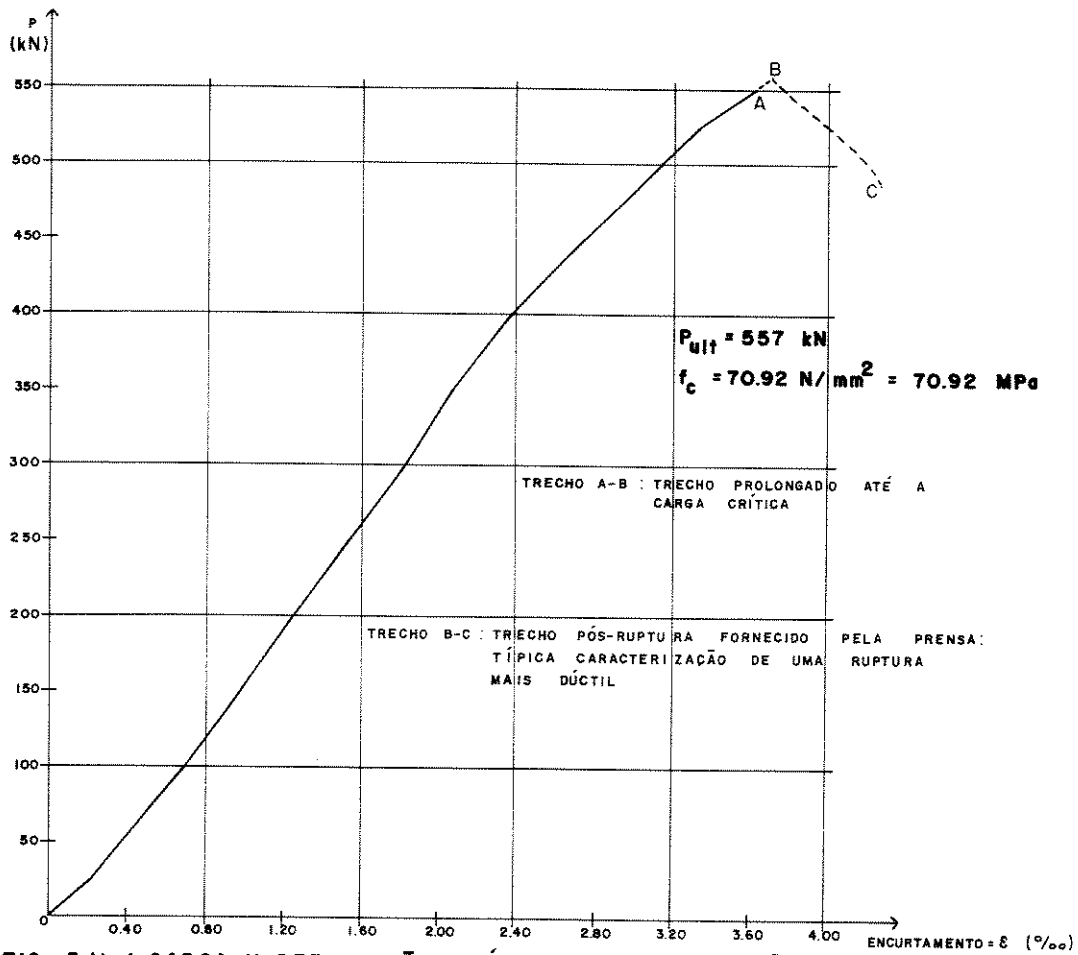


FIG. 3.11 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO SEGUNDO CORPO DE PROVA



4. PILARES CIRCULARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL

4.1 GENERALIDADES

No concreto usual ocorre não linearidade na curva tensão-deformação em torno da deformação de 0,001, e a inclinação dessa curva aproxima-se de zero em uma deformação de 0,002. Na deformação de 0,001, apesar do início de plastificação do concreto, o aço ainda está na fase elástica e é capaz de absorver aumento de carga. O intervalo usual da resistência de escoamento da armadura comum é de 400 a 500 MPa; essa armadura começa a escoar em torno do mesmo nível de deformação no qual o concreto alcança sua resistência máxima.

Em concreto de alta resistência, a curva tensão-deformação se aproxima mais da forma linear e a deformação na tensão máxima é mais alta em relação ao concreto usual. A armadura em colunas de concreto de alta resistência escoar antes que o concreto alcance sua resistência máxima, e continua o escoamento em torno do mesmo nível de tensão até que o concreto alcance seu nível de deformação última. Armadura com deformação de escoamento mais alta que a deformação na tensão máxima do concreto não pode ser utilizada, pois as colunas romperão logo após a deformação na tensão última no concreto ter sido alcançada.

A armadura de confinamento transversal produz dois efeitos positivos para o comportamento global das colunas de concreto; ela aumenta a resistência do núcleo de concreto e aumenta a capacidade de deformação axial do concreto, permitindo uma ruptura mais dúctil e gradual. Espirais contínuas são mais efetivas no confinamento do núcleo que estribos quadrados ou retangulares. [3]

Conforme Martinez et al. [34], Ahmad e Shah [35], Dal Busco [36] e Bjerkei et al. [37] citados pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3], a pressão de

confinamento lateral causada por espiral ou estribos tem menos efeito, em relação ao concreto usual, no aumento da tensão última do concreto e da deformação do núcleo de concreto de alta resistência. ACI Committee 363 [38] citado pelo FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3] propõe a seguinte relação, baseada em dados experimentais, para o aumento na resistência à compressão causado por uma pressão de confinamento lateral ideal :

$$\Delta\sigma_1 = 4,0 \cdot f_2 \quad (MPa);$$

onde : $\Delta\sigma_1$ = aumento na maior tensão principal; e

f_2 = pressão de confinamento lateral ideal.

Os mesmos autores apresentam resultados indicando uma redução no fator de confinamento (de 4,0 para 3,0) para concreto com agregado de densidade normal, com resistência à compressão cilíndrica acima de 80 MPa. Esse fator está em torno de 1,5 para concreto com agregado de peso leve.

Colunas de concreto de alta resistência necessitam de uma quantidade maior de armadura de confinamento para atingir o mesmo comportamento dúctil do concreto usual, depois que a tensão última do concreto sem armadura é excedida.

A influência da geometria da seção e de diferentes taxas de armadura de confinamento no comportamento carga-deformação de colunas de concreto de alta resistência (com resistência cúbica aos 28 dias de 95 MPa) é mostrada nas seguintes figuras extraídas do FIP/CEB Bulletin d'Information N° 197 [3]:

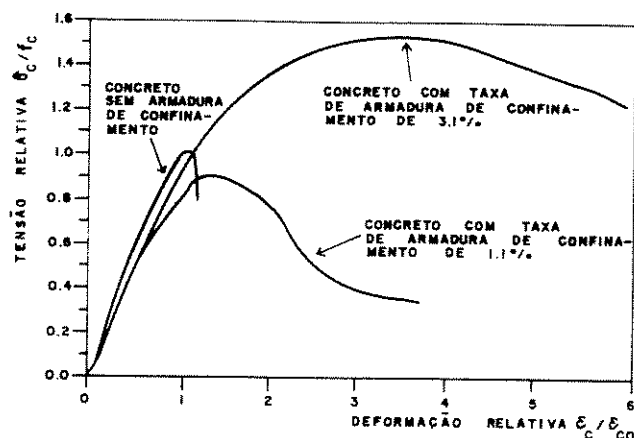


FIG. 4.1 : EFEITO DA TAXA DE ARMADURA DE CONFINAMENTO E GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL NA DUCTILIZAÇÃO DE COLUNAS CIRCULARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA - COM AGREGADO DE DENSIDADE NORMAL - $f_c = 95 \text{ MPa}$

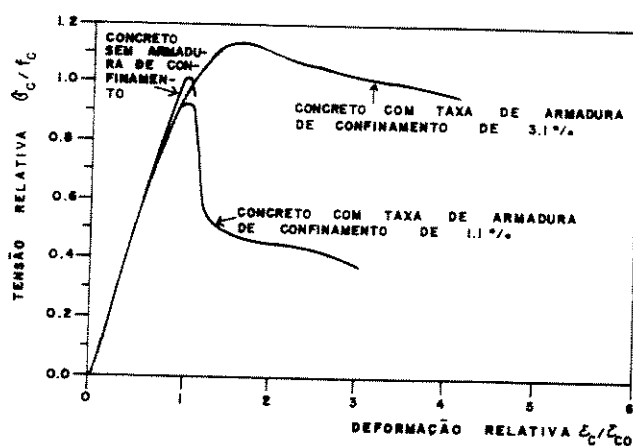


FIG. 4.2 : EFEITO DA TAXA DE ARMADURA DE CONFINAMENTO E GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL NA DUCTILIZAÇÃO DE COLUNAS QUADRADAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA - COM AGREGADO DE DENSIDADE NORMAL - $f_c = 95 \text{ MPa}$

O comportamento tensão-deformação de colunas circulares (Fig. 4.1) e quadradas (Fig. 4.2) com a mesma dimensão de seção transversal (150 mm) e altura (500 mm) são comparadas. As colunas foram moldadas sem revestimento para as armaduras. As tensões e deformações nas colunas com 1,1% e 3,1% de armadura de confinamento por volume são apresentadas em relação às tensões últimas e deformações correspondentes de colunas não armadas.

Analisando as figuras conclui-se que, um aumento na quantidade de armadura de confinamento aumenta as tensões últimas e deformações correspondentes, e reduz a inclinação da parte descendente da curva tensão-deformação. A magnitude desses melhoramentos depende da geometria da seção. Aumento de resistência implica em taxas altas de armadura de confinamento.

4.2 PILARES SEM ARMADURA

4.2.1 PILARES DE CONCRETO USUAL

Para o estudo de pilares com armadura de confinamento helicoidal é importante conhecer-se o comportamento dos pilares sem armadura. Da mesma forma,

para o estudo dos pilares de concreto de alta resistência é importante avaliar-se o desempenho de pilares de concreto usual. Conseqüentemente, o início do estudo tem que ser através da moldagem de pilares circulares de concreto usual sem armadura.

Para a moldagem desses pilares foi necessária a definição de um traço para o concreto usual a ser empregado. Conforme já descrito no Capítulo 3, Petrucci [33] define a seguinte fórmula para "m" e "x" :

$$m = \frac{\frac{1000}{C} - 0,32 - \frac{H}{100}}{0,38 + \frac{H}{100}}; \quad x = \frac{H}{100} \cdot (1 + m)$$

e recomenda : C = 350 kg de cimento / m³ de concreto;

H = 8% (a brita e a areia utilizadas nos ensaios referentes ao Capítulo 3 continuaram sendo utilizadas nesta série de ensaios);

e porcentagem de areia, em peso, no agregado total = 40%.

Assim obteve-se :

$$m = 5,3\%; \quad e \quad x \cong 0,6.$$

Mas $x = \frac{\text{água}}{\text{cimento}}$; então :

quantidade de água = 210 l / m³ concr.

Da porcentagem de areia, em peso, no agregado total, obteve-se:

$$\frac{a}{a + p} = 0,40 \rightarrow a = 0,7 \cdot p.$$

Mas $m = a + p$; então :

$$5,3 = 0,7 \cdot p + p \rightarrow p = 3,1; \quad \text{ou seja :}$$

quantidade de pedra = 1085 kg / m³ concr.

A quantidade de areia foi então obtida :

$a = 2,2$; ou seja :

quantidade de areia = $770 \text{ kg} / \text{m}^3 \text{ concr.}$

Deste estudo obteve-se o seguinte traço por metro cúbico de concreto :

- cimento : 350 kg;
- areia : 770 kg;
- pedra 1: 1085 kg; e
- água : 210 l.

Com base no traço por metro cúbico definido, foi possível a determinação das quantidades dos materiais necessários para a moldagem de 2 pilares circulares de concreto usual (100 mm X 600 mm) e 2 corpos de prova cilíndricos (100 mm X 200 mm) para controle de resistência :

- cimento : 6,00 kg;
- areia : 12,58 kg;
- pedra 1: 17,72 kg; e
- água : 3,43 l.

Todos os cuidados preliminares, visando o aumento da eficiência da operação de mistura, foram tomados conforme descrito no Capítulo 3 (escolha do agregado graúdo e remoção do material pulverulento de sua superfície; secagem da brita e da areia).

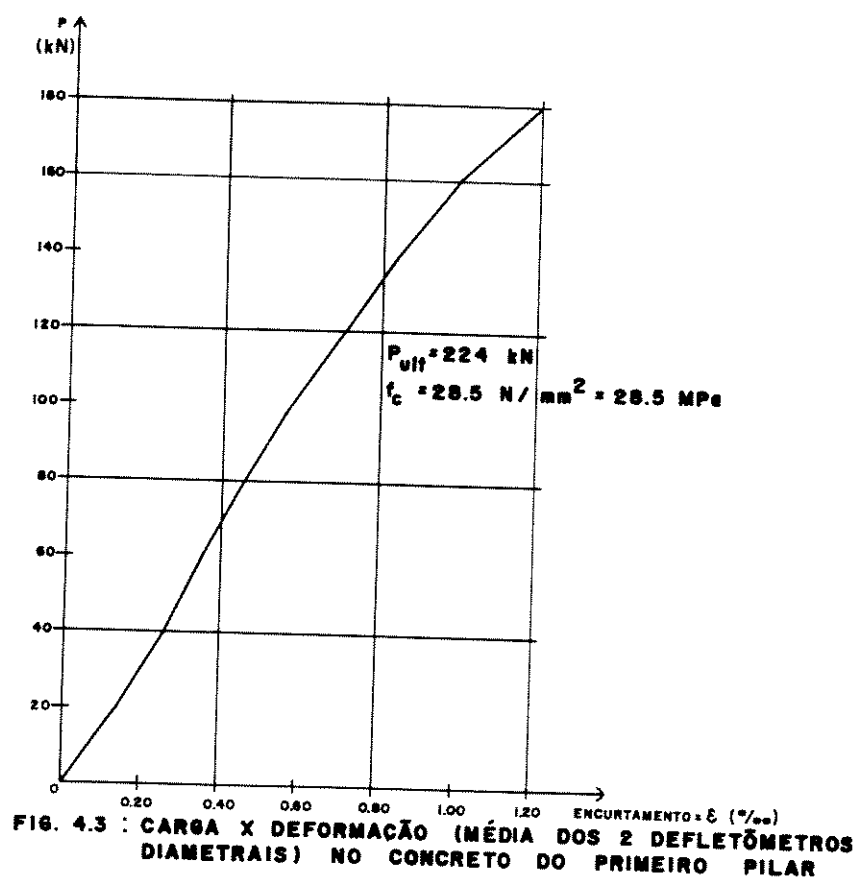
Os agregados utilizados, graúdo e miúdo, apresentaram a mesma distribuição granulométrica exposta no capítulo anterior.

Após a pesagem dos materiais, eles foram colocados na betoneira na seguinte ordem : a quantidade total de pedra 1, 1/3 da quantidade de água, a quantidade total de areia, 1/3 da quantidade de água, a quantidade total de cimento, 1/3 da quantidade de água.

Completada a mistura na betoneira, foi executado o teste de abatimento do cone que apresentou um "Slump" de 7,5 cm.

A quantidade de concreto utilizada no teste de abatimento do cone foi novamente incorporada à mistura total para o lançamento nos moldes. O concreto foi vibrado através de uma mesa vibratória. Após a concretagem, os pilares e os corpos de prova foram cobertos com lona plástica e inseridos em câmara úmida. Três dias após a concretagem, as peças foram desmoldadas, envolvidas novamente por lona plástica, e recolocadas em câmara úmida onde permaneceram até a idade de 28 dias.

A resistência média dos dois corpos de prova sem armadura moldados para controle da resistência, ensaiados à compressão axial aos 28 dias de idade, foi de 25,8 MPa. Com a mesma idade foram ensaiados à compressão axial os dois pilares circulares de concreto usual sem armadura; os resultados obtidos são apresentados a seguir :



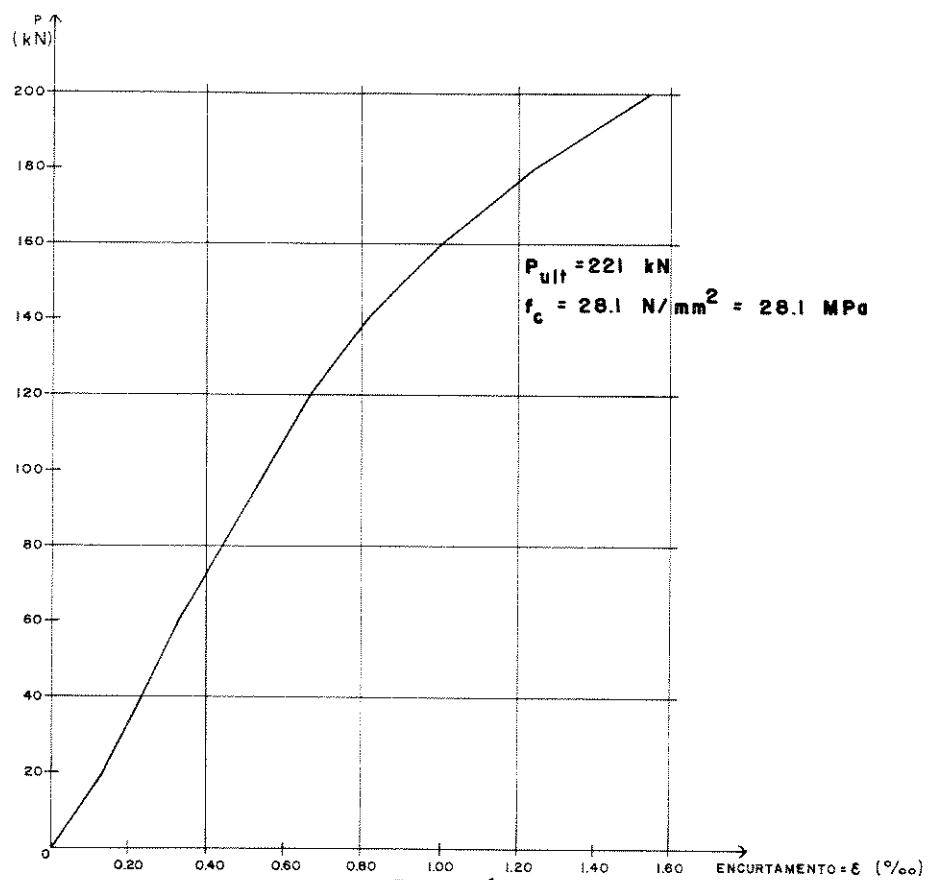
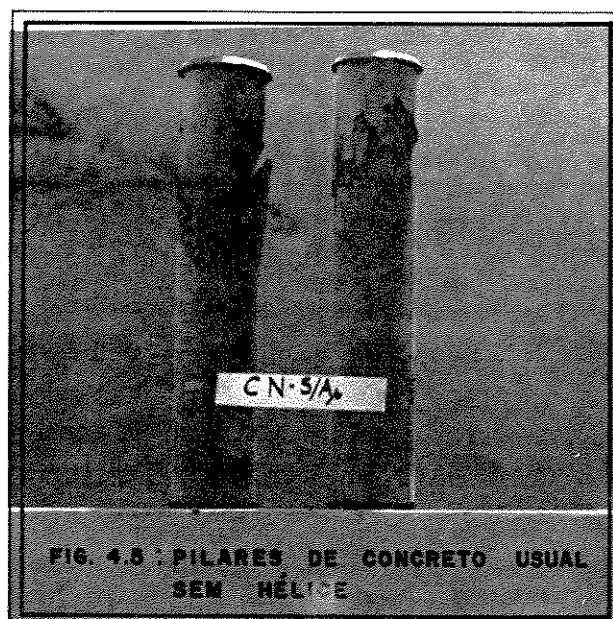


FIG. 4.4 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO SEGUNDO PILAR



4.2.2 PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Dando prosseguimento ao estudo dos pilares sem armadura, foi analisado o comportamento dos pilares circulares de concreto de alta resistência.

Para a moldagem de 2 pilares circulares (100 mm X 600 mm) e de dois corpos de prova cilíndricos (100 mm X 200 mm), para controle da resistência do concreto, foram necessárias as seguintes quantidades de materiais com base no estudo do traço por metro cúbico de concreto feito no Capítulo 3 :

- cimento : 8,30 kg;
- microssílica : 1,23 kg;
- areia : 9,62 kg;
- pedra 1: 14,43 kg;
- água : 2,57 l; e
- superplastificante : 226 ml.

Antes da pesagem dos materiais, o agregado graúdo foi escolhido evitando-se a angularidade excessiva para os grãos. A brita foi lavada (remoção do material pulverulento de sua superfície) e deixada secar em condições ambiente. A areia também foi secada ao ar.

Efetuada a pesagem dos materiais, o cimento e a microssílica foram misturados a seco antes da colocação dos componentes do concreto na betoneira.

Os agregados graúdo e miúdo utilizados enquadraram-se na distribuição granulométrica já estudada no capítulo anterior.

Após as precauções garantindo maior eficiência à operação de mistura do concreto e depois da pesagem dos materiais, estes foram colocados na betoneira na seguinte ordem : a quantidade total de pedra 1, 1/3 da quantidade de água, a quantidade total de areia, 1/3 da quantidade de água, as quantidades totais de cimento e microssílica misturadas, 1/3 da quantidade de água + a quantidade total de superplastificante.

Concluída a mistura, parte foi utilizada na execução do teste de abatimento do cone, onde obteve-se um "Slump" de 22 cm.

A quantidade de concreto do teste de abatimento do cone foi incorporada ao restante da mistura, e todo o concreto, após o lançamento manual nos moldes dos pilares e dos corpos de prova, foi vibrado por uma mesa vibratória. Após a concretagem, os pilares e os corpos de prova foram cobertos com lona plástica e inseridos em câmara úmida. Decorridos três dias da concretagem, os pilares e os corpos de prova de concreto de alta resistência foram desmoldados e novamente envolvidos por lona plástica, e recolocados na câmara úmida onde permaneceram até a idade de 28 dias.

A resistência média dos dois corpos de prova ensaiados à compressão axial aos 28 dias de idade foi de 70,0 MPa. Os pilares de concreto de alta resistência também foram ensaiados à compressão axial com a mesma idade; os resultados obtidos são apresentados nas seguintes figuras:

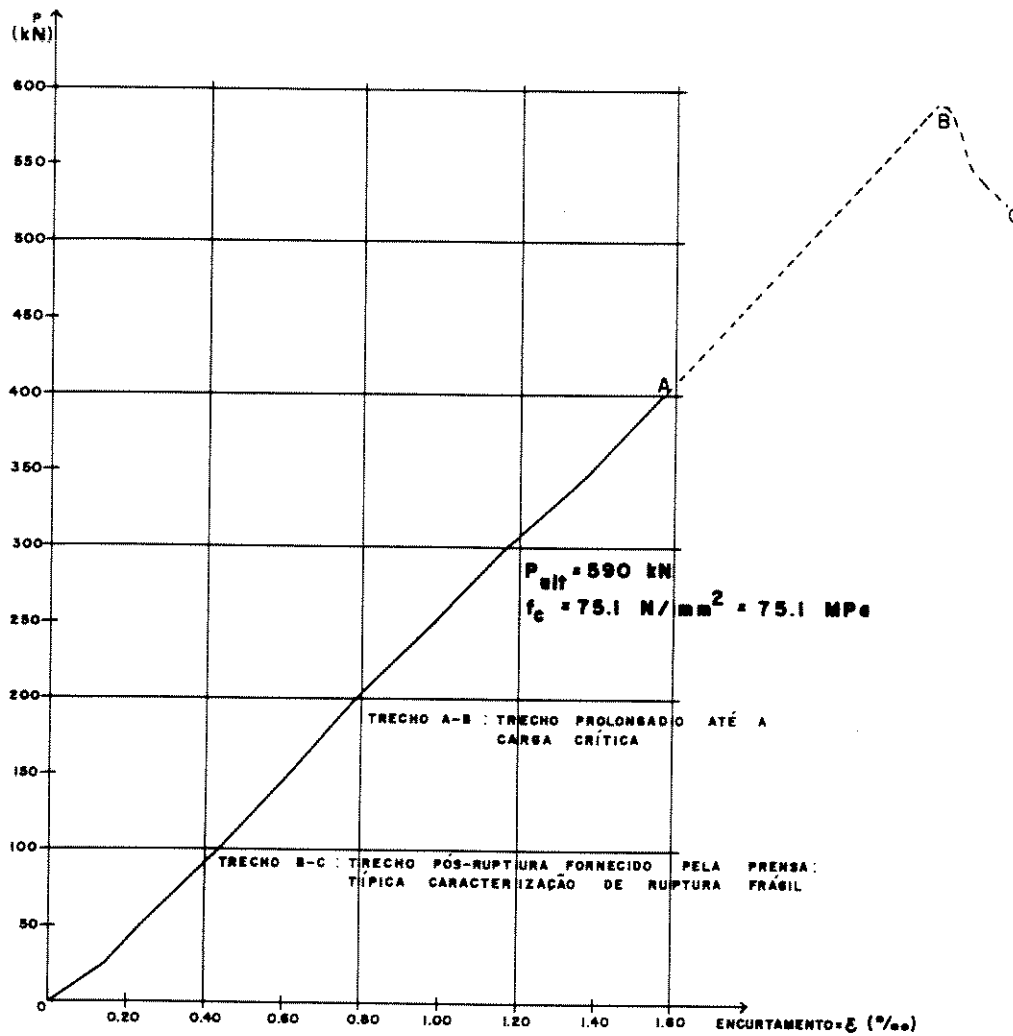


FIG. 4.6 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO PRIMEIRO PILAR

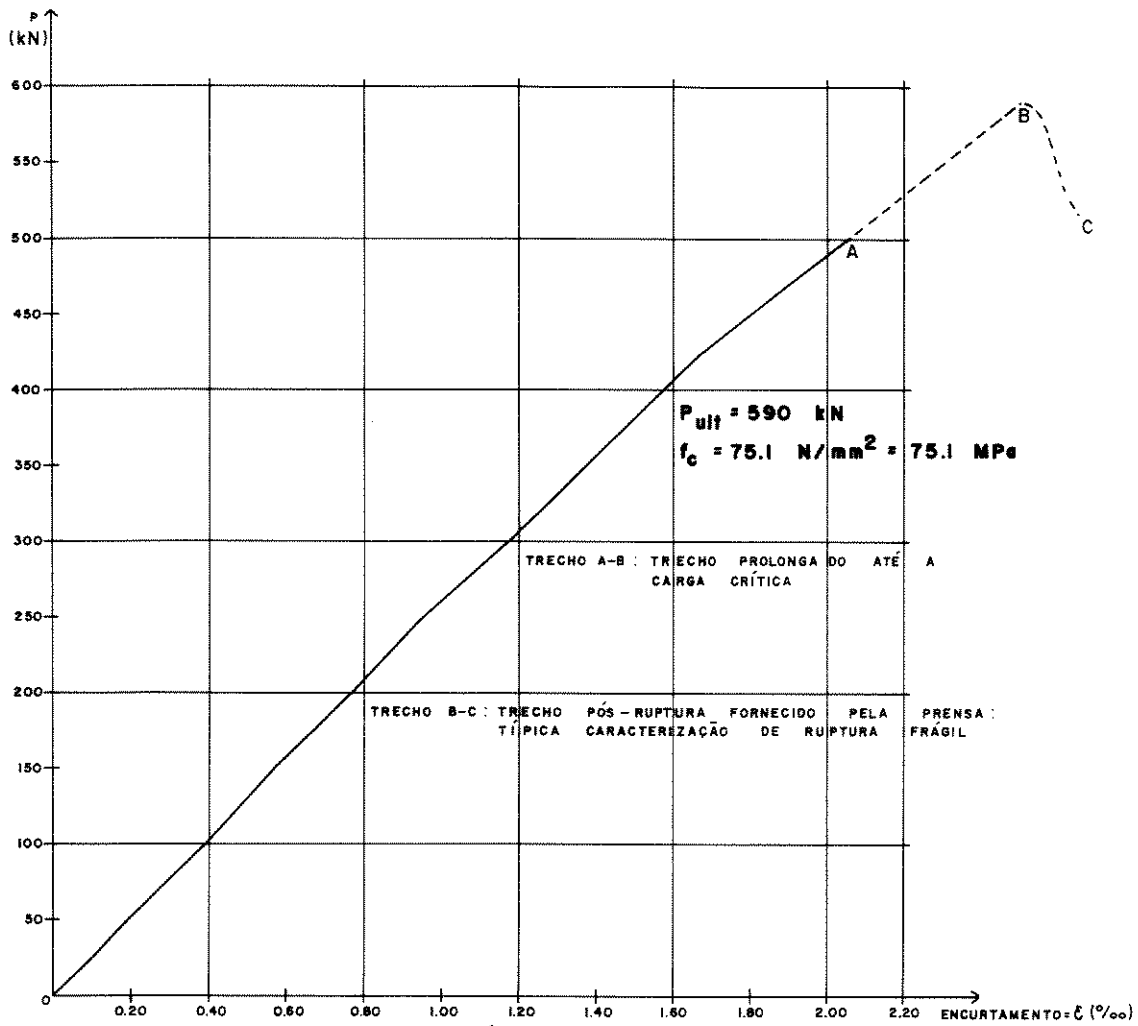


FIG. 4.7 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS) NO CONCRETO DO SEGUNDO PILAR



4.2.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS OBTIDOS COM PILARES CIRCULARES SEM ARMADURA DE CONCRETO USUAL E DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

A comparação dos resultados obtidos dos ensaios à compressão axial envolvendo pilares circulares sem armadura moldados com concreto usual e moldados com concreto de alta resistência pode ser feita através da análise do seguinte gráfico :

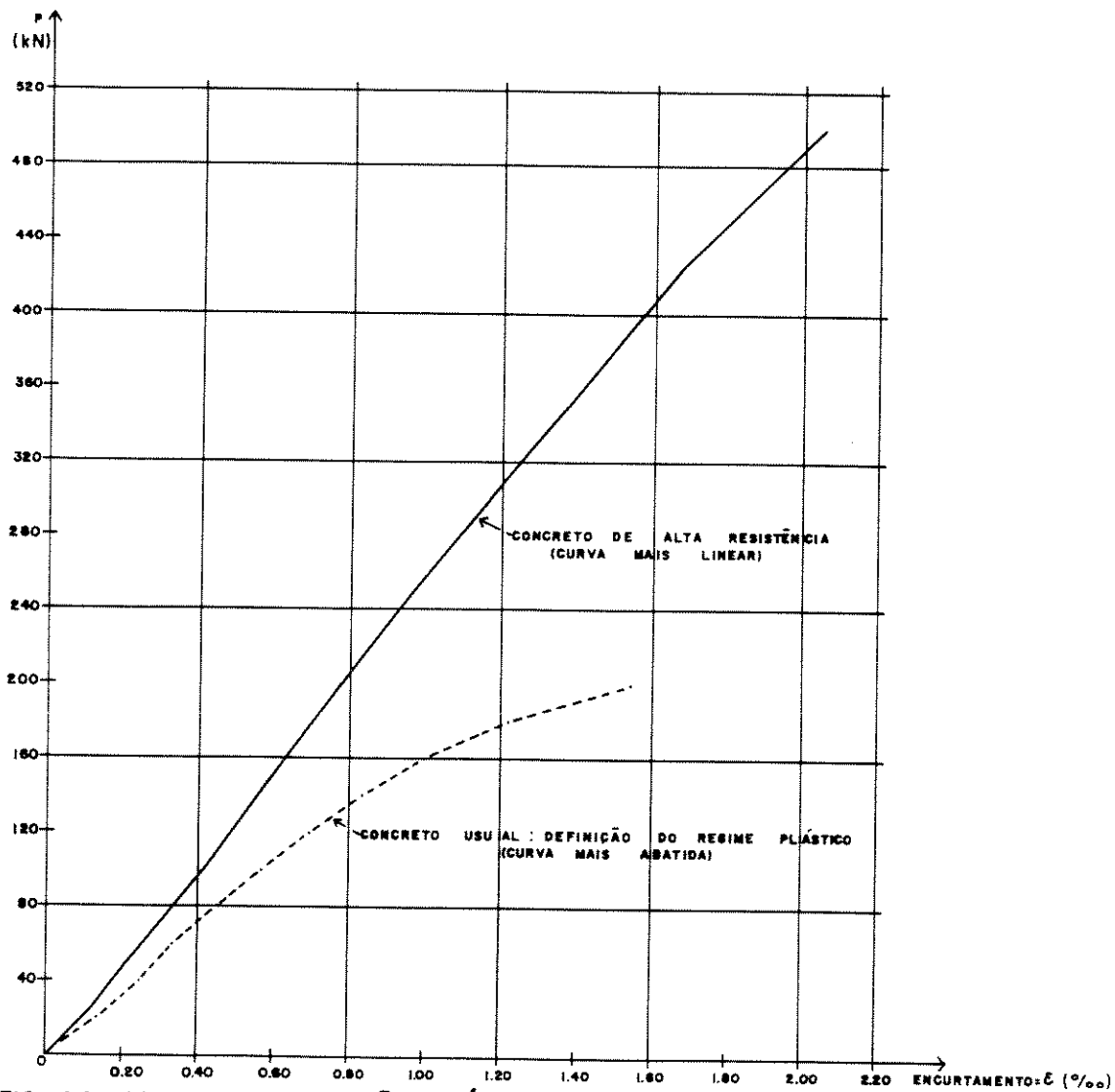


FIG. 4.9 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES)

4.3 PILARES COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL DE 3,4 mm

4.3.1 PILARES DE CONCRETO USUAL

A fim de se constituir a armadura de confinamento foram executadas duas hélices de aço CA-60B com diâmetro de 3,4 mm para dois pilares circulares (100 mm X 600 mm) de concreto usual. Nesta execução foram gastos 8,00 m de aço para cada hélice, e a configuração helicoidal foi obtida através de um gabarito circular de madeira, com ranhuras em forma de rosca em sua superfície, maior do que o utilizado na execução das hélices dos corpos de prova.

Após a execução as hélices apresentaram, a menos de sua altura total (580 mm), as mesmas dimensões das armaduras helicoidais executadas para os corpos de prova do Capítulo 3, ou seja : $d_i = 70$ mm (diferença entre eixos); e passo $t = 20$ mm (diferença entre eixos). A taxa de armadura helicoidal, para cada pilar, foi de 2,59%.

A instrumentação de cada hélice obedeceu o seguinte critério: extensômetros elétricos posicionados diametralmente dois a dois, para as leituras das deformações da armadura durante o ensaio à compressão axial do pilar, nos pontos : a $[(1/6).h_i]$ do topo da hélice, a $[(1/6).h_i]$ da base da hélice, e a meia altura da hélice.

Do ensaio de tração no aço CA-60B com diâmetro de 3,4 mm obteve-se a tensão média de ruptura das duas amostras de 1019 MPa.

Além da armadura helicoidal de confinamento, cada pilar circular foi armado longitudinalmente com 6 barras de aço CA-50B, com 580 mm cada, de diâmetro 6,3 mm.

Após a montagem das armaduras, as barras longitudinais receberam, abrangendo suas 6 pontas, em ambas as extremidades uma chapa de aço sextavada para evitar o efeito de ponta nas extremidades do pilar .

A tensão média de ruptura, obtida do resultado dos ensaios à tração em duas amostras de aço CA-50B com diâmetro de 6,3 mm, foi de 792 MPa.

Concluída a montagem da armadura helicoidal de confinamento + armadura longitudinal + chapas sextavadas, o conjunto de armaduras foi posicionado no interior dos moldes de PVC e amarrado às paredes destes de forma a garantir uma camada uniforme de concreto de revestimento.

A fiação proveniente dos três pontos de instrumentação das hélices foi passada nestes mesmos três pontos ao longo da altura dos moldes, evitando possíveis danos aos extensômetros e à sua fiação durante o lançamento e a vibração do concreto.

Do estudo do traço por metro cúbico de concreto usual feito no item 4.2.1 obteve-se as seguintes quantidades de materiais necessárias para a moldagem de dois pilares circulares (100 mm X 600 mm) e de dois corpos de prova cilíndricos (100 mm X 200 mm) para controle de resistência:

- cimento : 6,00 kg;
- areia : 12,58 kg;
- pedra 1: 17,72 kg; e
- água : 3,43 l.

Todos os cuidados preliminares que vinham sendo tomados para aumentar a eficiência da operação de mistura do concreto usual foram repetidos. A distribuição granulométrica apresentada pelos agregados selecionados segue a apresentada no capítulo anterior.

A ordem de colocação dos materiais na betoneira e os procedimentos de concretagem e de pós-concretagem foram os mesmos descritos no item 4.2.1. Do teste de abatimento do cone obteve-se um "Slump" de 8 cm.

A tensão média de ruptura dos dois corpos de prova ensaiados à compressão axial com 28 dias de idade foi de 20,5 MPa. O rompimento dos dois pilares ensaiados à compressão axial na mesma idade dos corpos de prova apresentou os seguintes resultados:

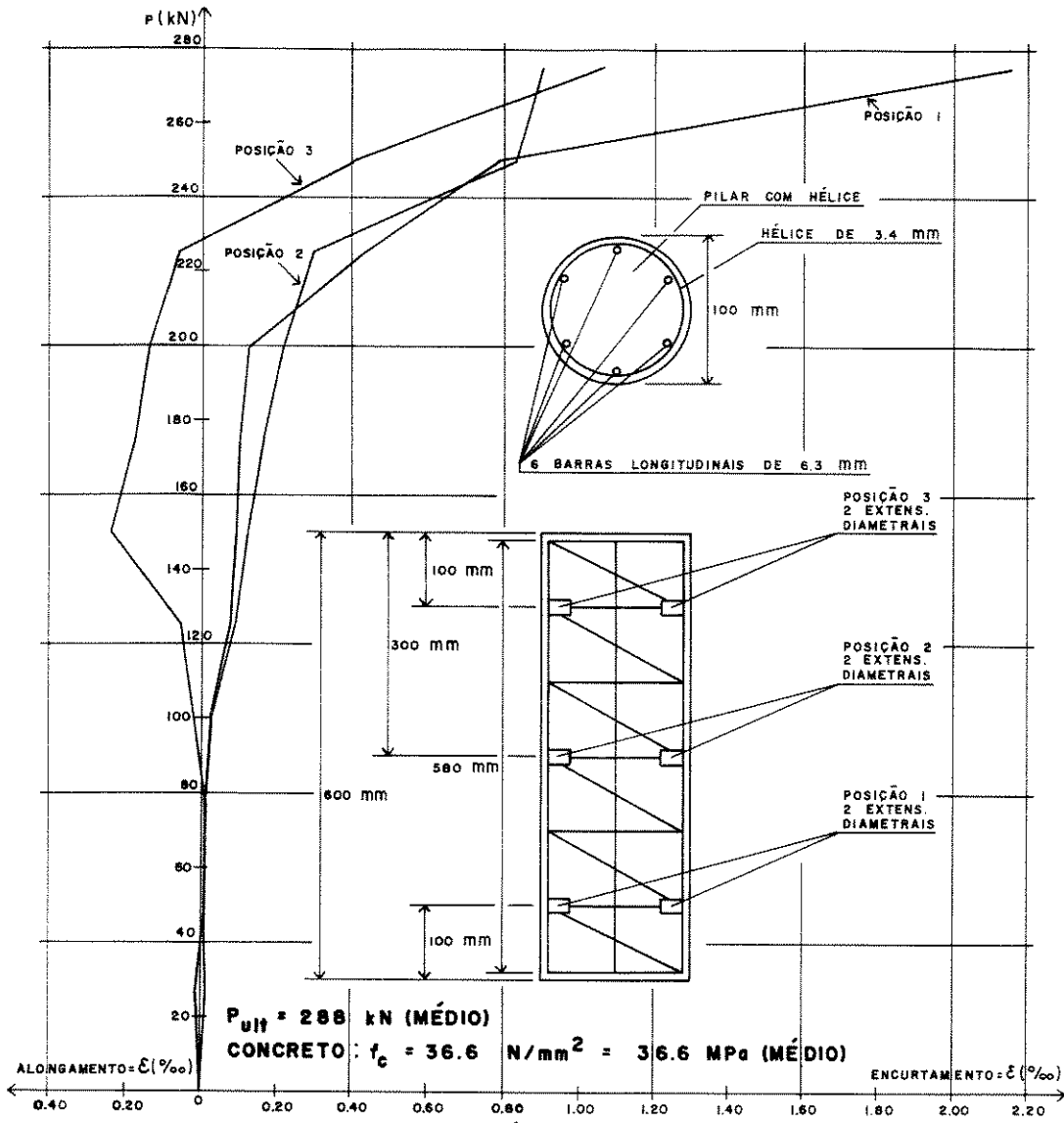


FIG. 4.10 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES) NA HÉLICE DO PILAR DE CONCRETO USUAL

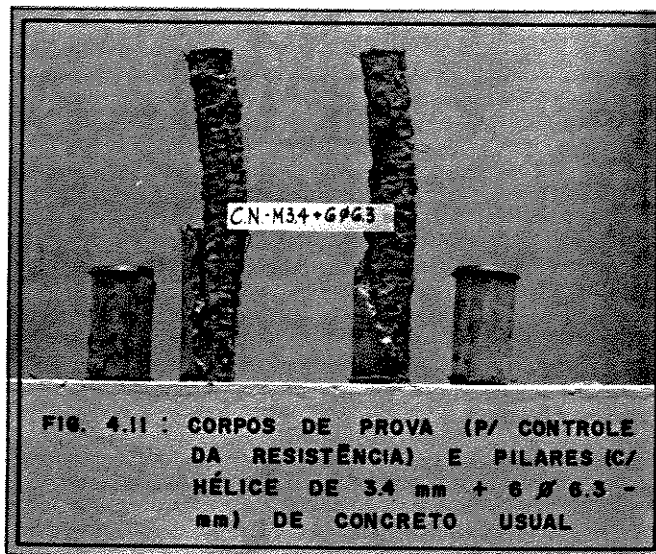


FIG. 4.11 : CORPOS DE PROVA (P/ CONTROLE DA RESISTÊNCIA) E PILARES (C/ HÉLICE DE 3.4 mm + 6 Ø 6.3 - mm) DE CONCRETO USUAL

4.3.2 PILARES DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Foram executadas duas hélices idênticas às executadas para compor a armadura de confinamento dos pilares descritos no item 4.3.1. As armaduras longitudinais e as chapas sextavadas também foram repetidas. Esse conjunto constituiu as armaduras de dois pilares circulares (100 mm X 600 mm) de concreto de alta resistência. Todos os procedimentos de execução e colocação do conjunto de armaduras descritos no item 4.3.1 foram repetidos para esses dois novos pilares.

Conforme o estudo de dosagem feito no capítulo anterior para definir-se o traço por metro cúbico de concreto de alta resistência, as quantidades necessárias de materiais utilizadas na moldagem de 2 pilares circulares e de 2 corpos de prova cilíndricos foram :

- cimento : 10 kg;
- microssílica : 1,50 kg;
- areia : 11,60 kg;
- pedra 1: 17,40 kg;
- água : 3,10 l; e
- superplastificante : 272 ml.

Os cuidados com os componentes do concreto de alta resistência, antes da colocação destes na betoneira, foram os mesmos já descritos. A brita e a areia utilizada se enquadram na distribuição granulométrica apresentada no estudo de dosagem.

Foram adotados também os mesmos procedimentos, como ordem de colocação dos materiais na betoneira, teste de abatimento do cone ("Slump" foi de 23 cm), concretagem e pós-concretagem das peças.

O rompimento dos dois corpos de prova por compressão axial, aos 28 dias de idade, apresentou uma resistência média de 54,1 MPa. O ensaio à compressão axial dos pilares com 28 dias de idade teve os seguintes resultados :

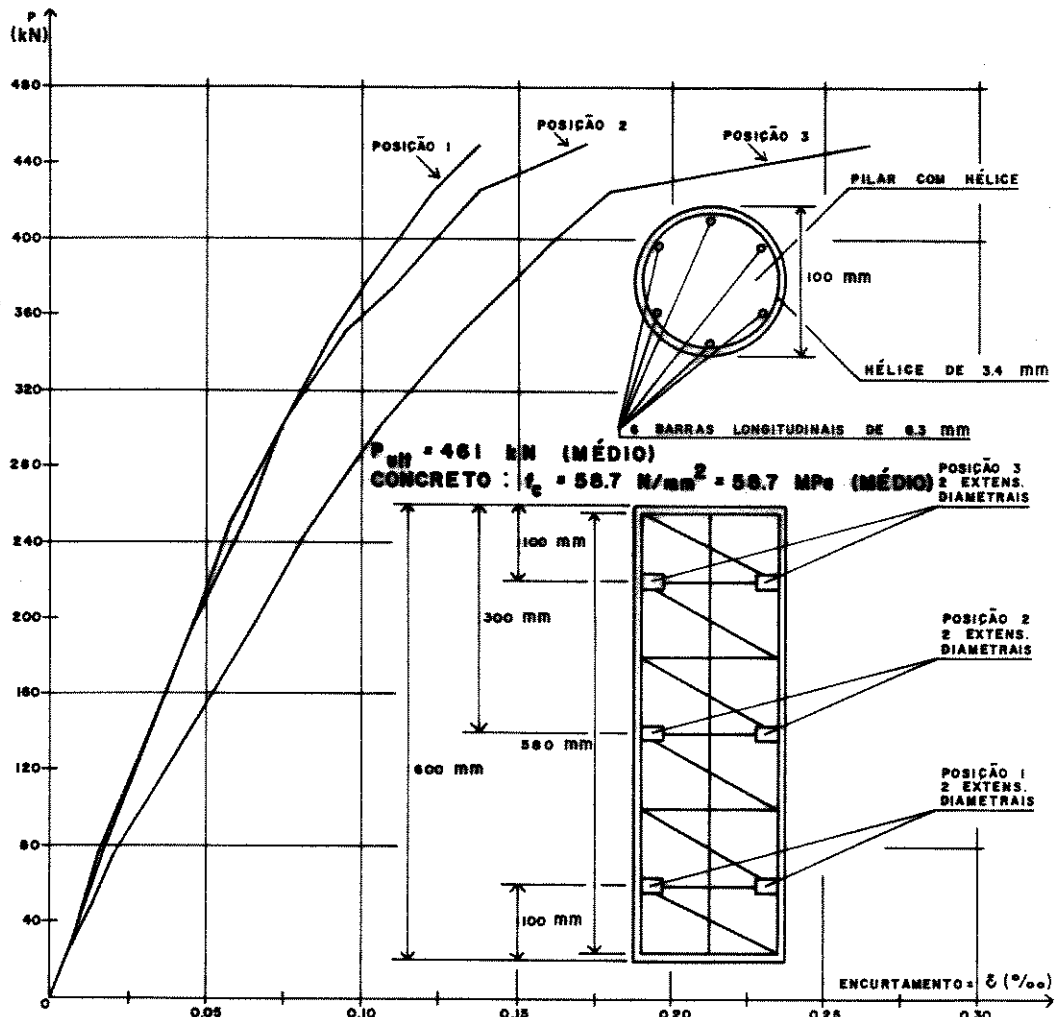


FIG. 4.12 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES) NA HÉLICE DO PILAR DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA



FIG. 4.13 : PILARES (C/ HÉLICE DE 3.4 mm + 6 \varnothing 6.3 mm) - DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

4.4 PILARES COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL DE 4,2 mm

Dando-se seqüência ao estudo de ductilização da ruptura do concreto de alta resistência empregado na moldagem de pilares circulares, foram executadas duas armaduras helicoidais de aço CA-60B com diâmetro de 4,2 mm para confinar o concreto de dois pilares circulares (100 mm X 600 mm). A taxa de armadura de confinamento para cada pilar foi de 3,96%.

O processo de execução, dimensões e instrumentação das hélices, assim como o conjunto de armaduras foram idênticos ao item 4.3.2. O aço CA-60B com diâmetro de 4,2 mm apresentou uma tensão média de ruptura por tração em duas amostras ensaiadas de 866 MPa.

As quantidades de materiais utilizadas na composição do concreto empregado na moldagem de dois pilares circulares com hélice de 4,2 mm e de dois corpos de prova cilíndricos (100 mm X 200 mm) para controle de resistência foram as mesmas do item 4.3.2. Os procedimentos que antecederam e sucederam a concretagem, assim como a concretagem em si, foram idênticos aos descritos anteriormente (ressaltando que do teste de abatimento do cone foi obtido um "Slump" de 10 cm).

Os dois corpos de prova apresentaram uma resistência média de ruptura por compressão axial, aos 28 dias de idade, de 85,5 MPa. Os resultados do ensaio à compressão axial dos dois pilares, realizado na mesma data, foram os seguintes :

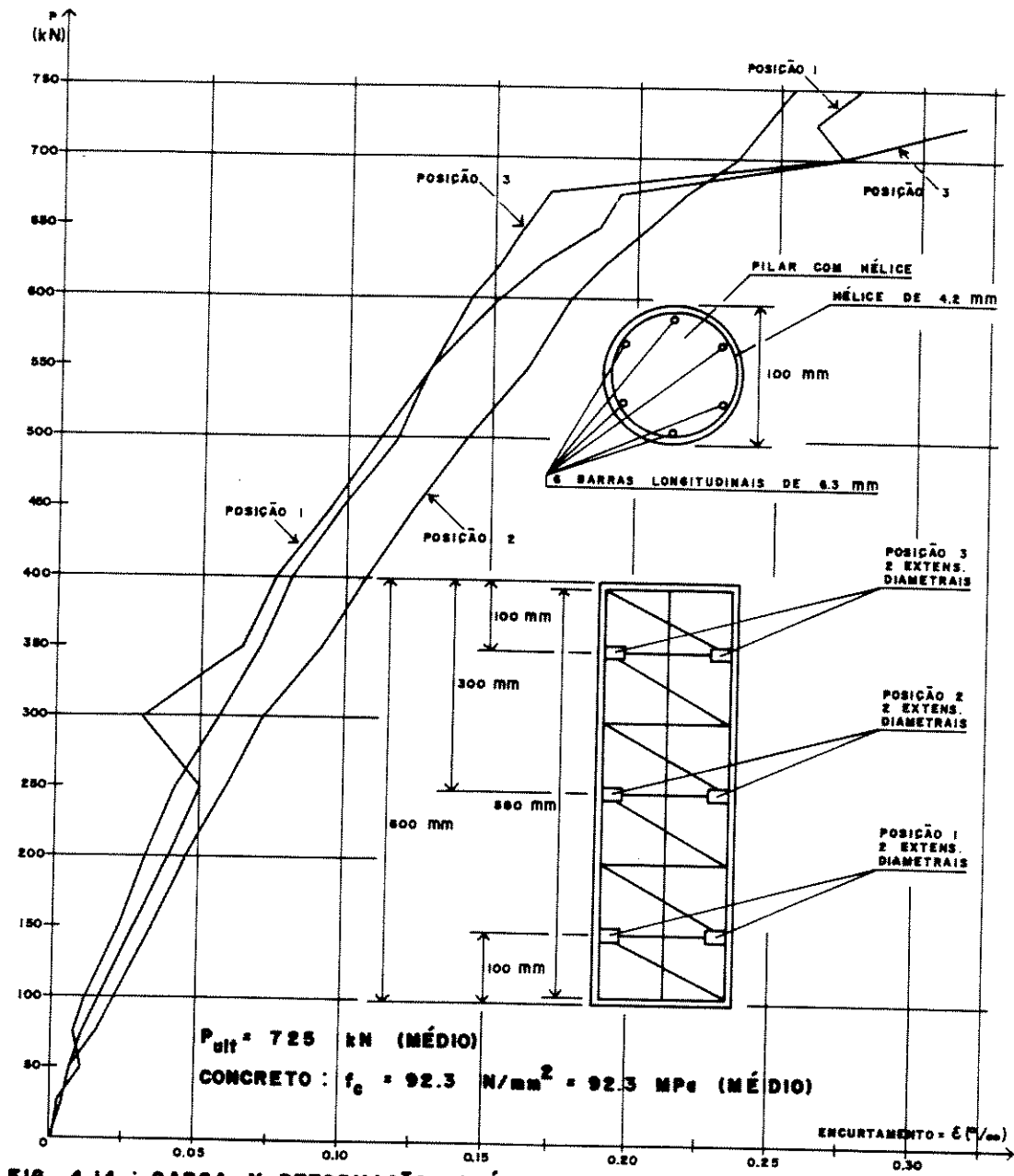


FIG. 4.14 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES) NA HÉLICE DO PILAR DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA



**FIG. 4.15 : PILARES (C/ HÉLICE DE
4.2 mm + 6 \varnothing 6.3 mm) -
DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA**

4.5 PILARES COM ARMADURA DE CONFINAMENTO HELICOIDAL DE 5 mm

Os procedimentos, execuções e ensaios descritos no item anterior foram repetidos utilizando-se aço CA-60B com diâmetro de 5 mm para a execução de duas hélices de confinamento para o concreto de dois pilares circulares (100 mm X 600 mm). Para cada pilar teve-se uma taxa de armadura de confinamento de 5,24% (diâmetro do núcleo formado pela projeção horizontal da hélice = $d_i = 75$ mm). A tensão média de duas amostras rompidas por tração do aço utilizado na execução das hélices foi de 893 MPa.

Todos os procedimentos relativos à concretagem dos dois pilares e dos dois corpos de prova para controle da resistência, incluindo-se procedimentos anteriores e posteriores à concretagem, foram os mesmos do item 4.4. O "Slump" obtido do teste de abatimento do cone foi de 24 cm.

A resistência média dos dois corpos de prova de concreto de alta resistência rompidos por compressão axial, aos 28 dias de idade, foi de 54,2 MPa. Os dois pilares circulares de concreto de alta resistência com armadura de confinamento helicoidal de 5

mm, rompidos por compressão axial aos 28 dias de idade, apresentaram os seguintes resultados :

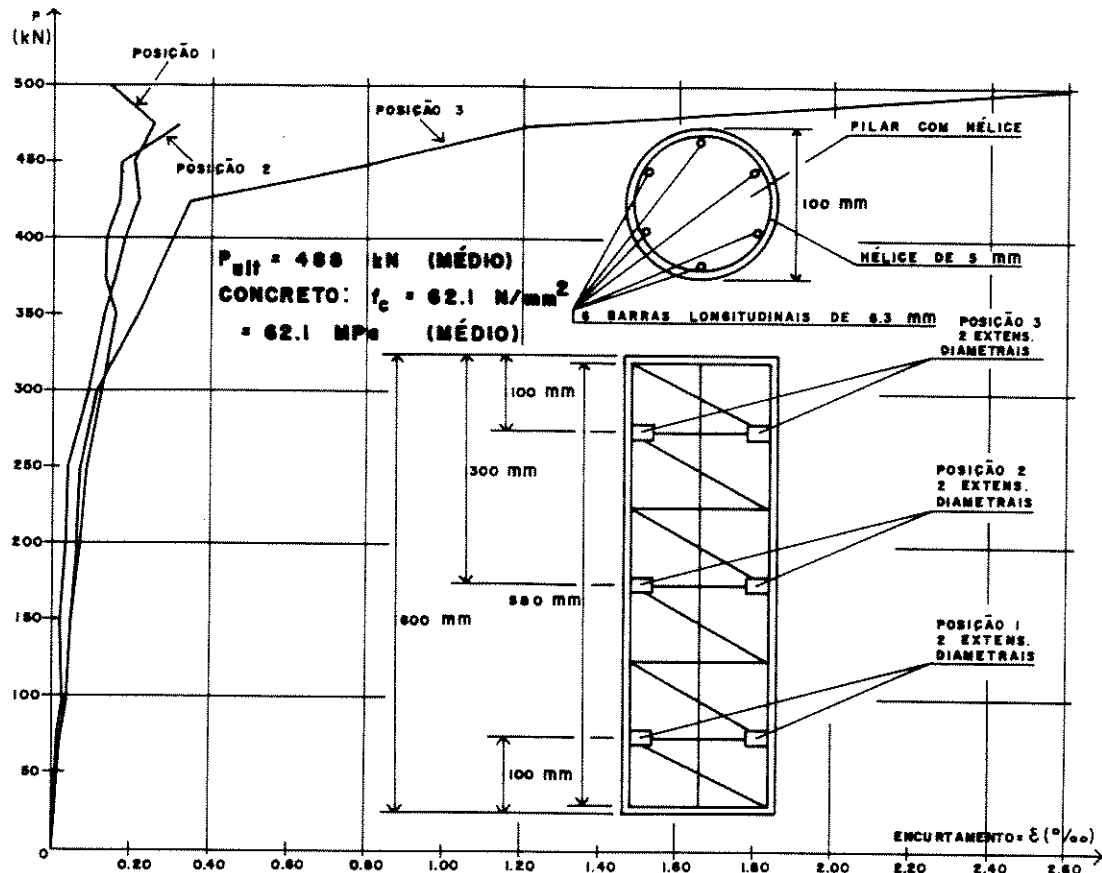
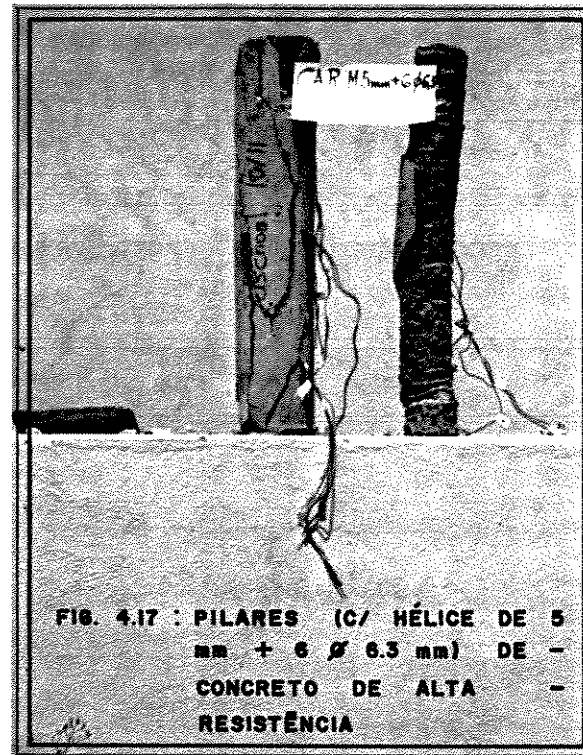


FIG. 4.16 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES) NA HÉLICE DO PILAR DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA



**FIG. 4.17 : PILARES (C/ HÉLICE DE 5
mm + 6 Ø 6.3 mm) DE -
CONCRETO DE ALTA -
RESISTÊNCIA**

4.6 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Com o objetivo de ter-se uma visão global dos resultados obtidos com a ductilização da ruptura, através de diferentes taxas de armadura de confinamento helicoidal, do concreto de alta resistência utilizado na moldagem de pilares circulares, fez-se o seguinte estudo comparativo (iniciando-se com pilares circulares de concreto usual):

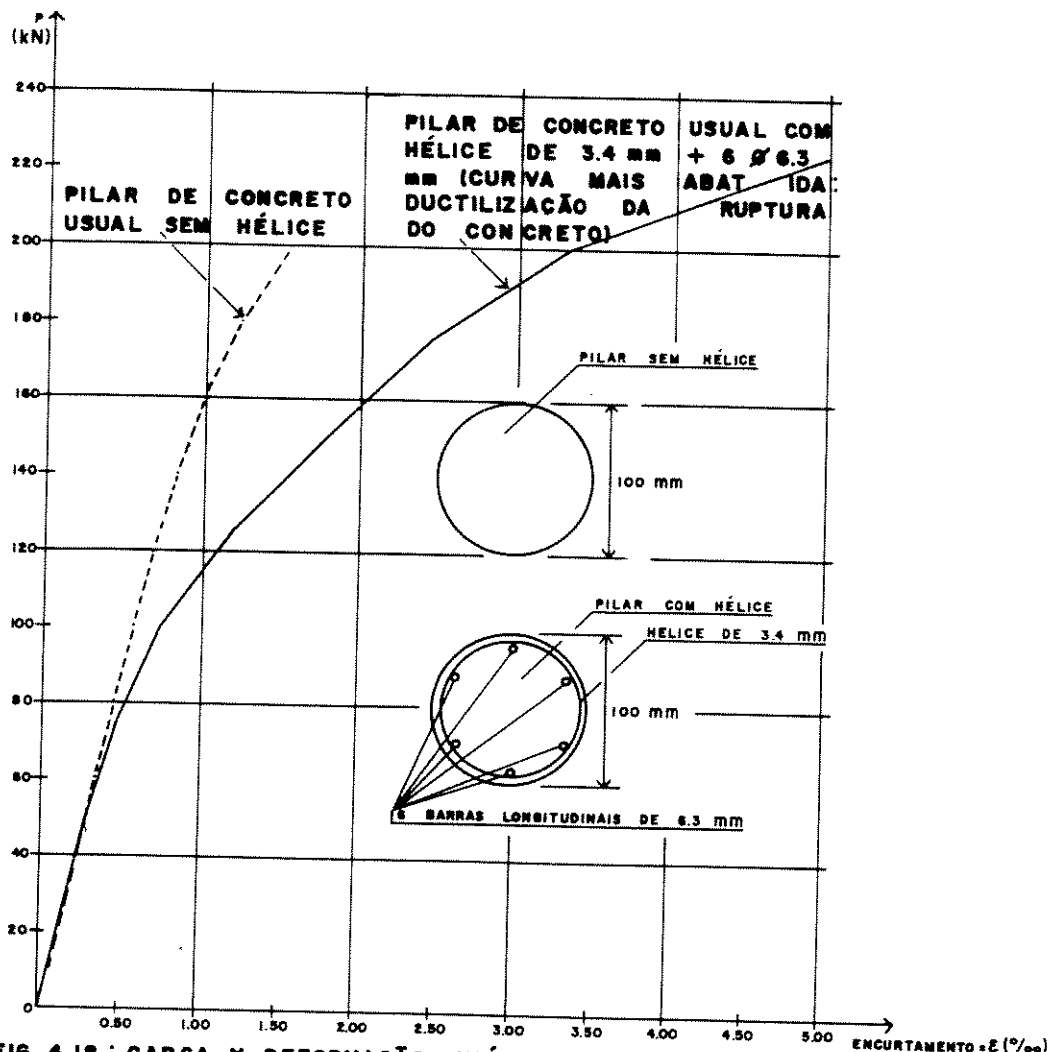


FIG. 4.18 : CARGA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES) NO CONCRETO DO PILAR

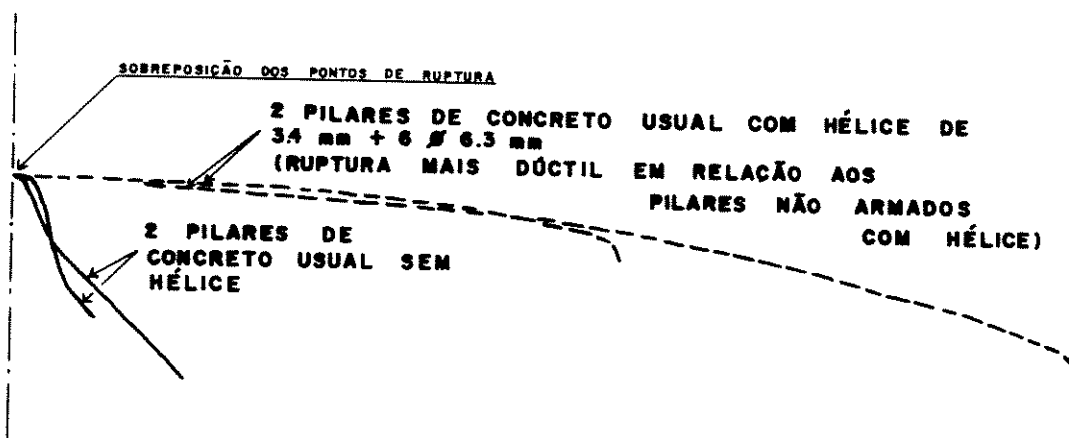


FIG. 4.19 : TRECHO PÓS-RUPTURA DO DIAGRAMA CARGA X DEFORMAÇÃO FORNECIDO PELA PRENSA

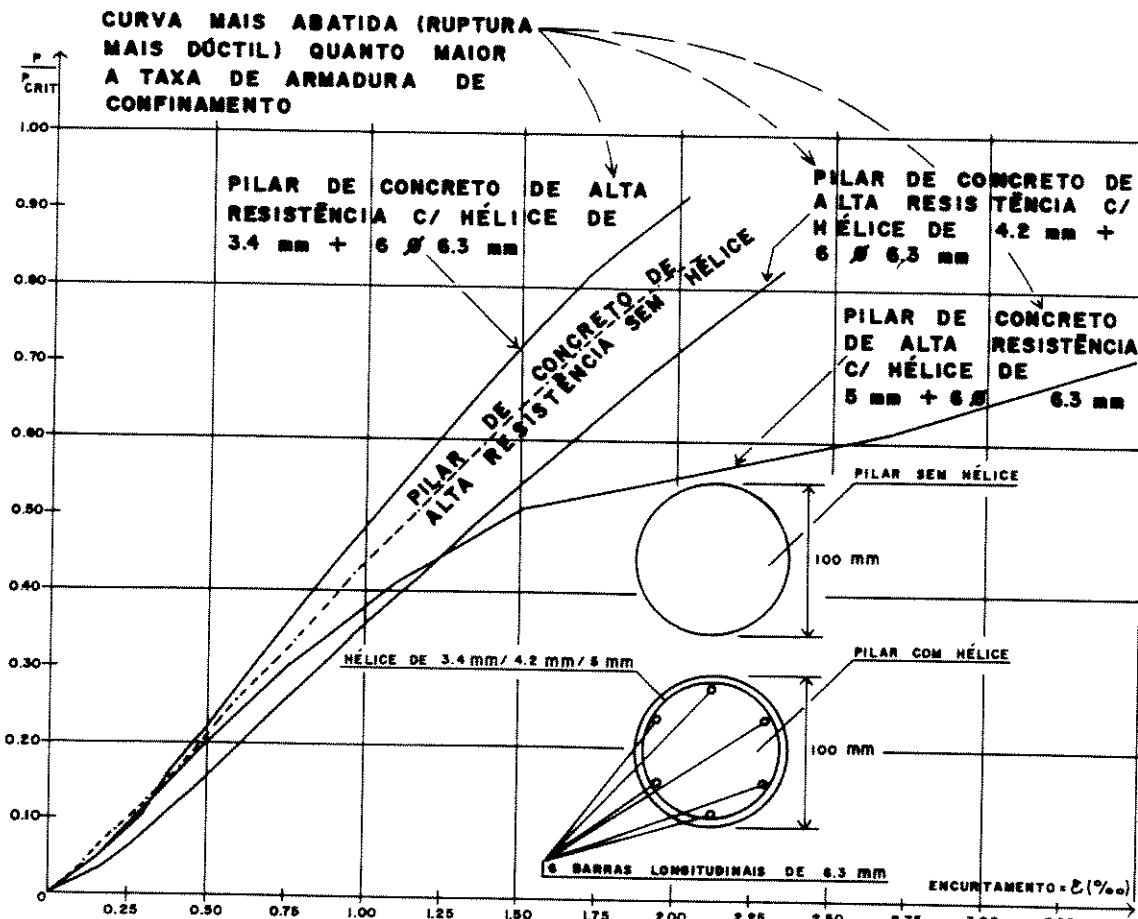


FIG. 4.20 : CARGA/CARGA CRÍTICA X DEFORMAÇÃO (MÉDIA DOS 2 PILARES) NO CONCRETO DO PILAR

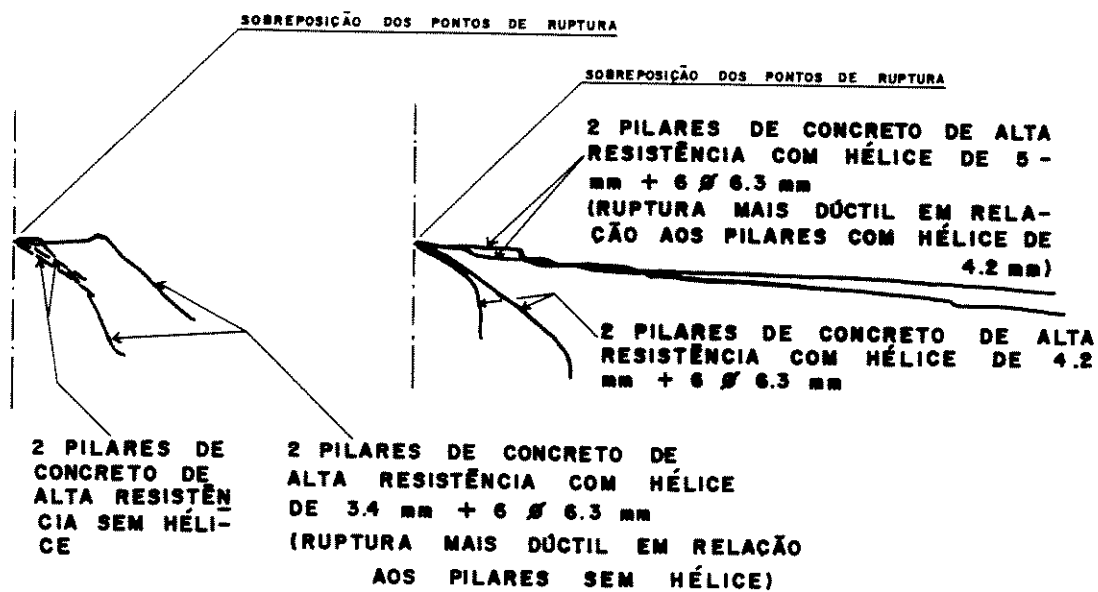


FIG. 4.21 : TRECHO PÓS-RUPTURA DO DIAGRAMA CARGA X DEFORMAÇÃO FORNECIDO PELA PRENSA

No estudo feito no capítulo 3 com armadura de confinamento helicoidal, para ductilizar a ruptura do concreto utilizado na moldagem de corpos de prova, a ductilização ficou evidenciada através do acréscimo ao diagrama carga x deformação (figuras 3.5; 3.6; 3.10; e 3.11) do trecho pós-ruptura fornecido pela prensa. Nesses trechos, a configuração inclinada diferente da linha apresentada nos gráficos do concreto de alta resistência não confinado, obtida após a ruptura dos corpos de prova, caracterizou a ductilização, atingida com duas diferentes armaduras helicoidais de confinamento: hélice de 3,4 mm implicando em taxa de 2,59%; e hélice de 4,2 mm com taxa de 3,96%.

A ductilização obtida no estudo com armadura de confinamento em corpos de prova foi importante para o estudo da ductilização nos pilares circulares de concreto de alta resistência, onde foram utilizadas as mesmas taxas de armadura de confinamento.

A colocação do trecho pós-ruptura, fornecido pela prensa, no diagrama carga x deformação dos pilares de concreto de alta resistência sem armadura, figuras 4.6; e 4.7, mostra a ocorrência de ruptura frágil pela falta de armadura de confinamento. Nestes diagramas observa-se a configuração retilínea do trecho de carregamento, caracterizando o estado elasto-frágil do concreto de alta resistência.

Na comparação dos resultados, o estado elasto-frágil do concreto de alta resistência, tendo-se por base o concreto usual, foi demonstrado pela figura 4.9 (pilares circulares sem armadura de concreto usual e de concreto de alta resistência). O abatimento do diagrama carga x deformação, com definição da região de regime plástico para o material, é mais evidente para o concreto usual do que para o de alta resistência.

O diagrama do concreto de alta resistência utilizado na moldagem de pilares sem armadura solicitados à compressão axial apresentou-se, praticamente, com uma única reta na região de carregamento, configurando pouca região plástica (curto trecho divergente da reta inicial).

Estudou-se comparativamente os diagramas médios, carga x deformação, dos pilares circulares de concreto usual sem armadura de confinamento helicoidal e dos

pilares armados com hélice de 3,4 mm + 6 barras longitudinais de 6,3 mm. Os pilares armados apresentaram o trecho de carregamento do diagrama mais abatido, em relação aos sem armadura (figura 4.18). O trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação dos pilares, fornecido pela prensa, evidencia a ductilização da ruptura (figura 4.19) imposta pela armadura de confinamento ao concreto usual.

O trecho de carregamento do diagrama carga x deformação dos pilares circulares de concreto de alta resistência, com armadura de confinamento helicoidal, apresentou-se mais abatido (figura 4.20), em relação aos sem armadura, quanto maior a taxa de armadura de confinamento. Através dos trechos pós-ruptura dos diagramas carga x deformação fornecidos pela prensa, figura 4.21, ficou evidenciado o aumento da ductilização com o aumento da taxa de armadura de confinamento helicoidal. O trecho pós-ruptura do diagrama dos pilares com hélice de 5 mm, com taxa de armadura transversal de 5,24%, foi o que mais mostrou o efeito da ductilização do concreto de alta resistência pela armadura de confinamento helicoidal.

5. PILARES CIRCULARES MISTOS : TUBO METÁLICO + NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

5.1 ANÁLISE DOS TUBOS CIRCULARES CILÍNDRICOS

5.1.1 JUSTIFICATIVA PARA O ESTUDO DE TUBOS METÁLICOS CONFINANDO O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Até o presente estágio desta pesquisa atingiu-se a ductilização da ruptura do concreto de alta resistência empregado na moldagem de pilares circulares, por meio de altas taxas de armadura de confinamento helicoidal.

A execução da armadura de confinamento helicoidal, com um diâmetro projetado na horizontal de 70 mm e uma altura total de 580 mm foi trabalhosa, sendo necessário o desenvolvimento de equipamentos próprios para a execução das hélices.

Somando-se à necessidade de altas taxas de armadura de confinamento helicoidal, a dificuldade que esta armadura implica mesmo dentro do laboratório, foi interessante substituir a hélice por um tubo metálico, e confinar o concreto em seu interior. A capacidade de confinamento, ao longo da altura de um pilar, que um cilindro contínuo impõe ao concreto é mais abrangente que o confinamento imposto por uma hélice (sob o ponto de vista geométrico), mesmo esta sendo executada com aço de 5 mm de diâmetro e possuindo pequeno passo.

Sob esse enfoque foi desenvolvido um estudo analisando a capacidade de confinamento imposta por um tubo metálico tendo em seu interior concreto de alta resistência.

5.1.2 ESCOLHA DO DIÂMETRO E DA ESPESSURA DO TUBO METÁLICO

Os pilares circulares de concreto de alta resistência foram armados por hélice de confinamento + armadura longitudinal. Conforme já exposto, Santos [32] ao propor o cálculo da taxa de armadura transversal para pilares cintados determina uma área fictícia de cintamento dada pelo volume de aço da hélice por unidade de comprimento da peça. Em termos da área transversal, a contribuição das barras longitudinais utilizadas nos pilares circulares foi determinada pela área da seção transversal da armadura longitudinal total empregada.

Um tubo metálico cuja área da seção transversal de suas paredes seja igual à soma da área fictícia dada pelo volume de aço da hélice, utilizada como armadura de confinamento no pilar circular por unidade de comprimento da peça, mais a área da seção transversal das barras longitudinais, empregadas para completar as armaduras do pilar circular, foi qualificado como um tubo metálico compatível com a soma das duas armaduras que vinham sendo utilizadas.

Definido o conceito de compatibilidade entre tubo metálico e armaduras utilizadas nos pilares circulares, a escolha dos tubos metálicos empregados baseou-se também na disponibilidade do material no mercado.

Após definição dos tubos que seriam adequados conseguiu-se junto à CBI-LIX Industrial Ltda, por doação, os tubos TB CC PR IND Din 2394 PL SAE 1008/12 - 63920018600 48,30 2,25 e TB CC PR IND Din 2394 PL SAE 1008/12 - 63920018600 60,30 2,65, ou seja, tubo preto com costura segundo a norma alemã DIN 2394 - aço carbono 1008/12 com diâmetro externo de 48,30 mm e espessura de parede de 2,25 mm, e tubo preto com costura segundo a norma alemã DIN 2394 - aço carbono 1008/12 com diâmetro externo de 60,30 mm e espessura de parede de 2,65 mm.

A compatibilidade entre tubo metálico e armadura helicoidal + barras longitudinais foi verificada da seguinte forma:

- pilar circular com hélice de 3,4 mm + 6 barras longitudinais de 6,3 mm :

$$\text{armadura total} = A_t + A_{s_{\text{longitudinal}}}$$

$$\text{armadura total} = \frac{\pi^2 \cdot 3,4^2 \cdot 70}{4 \cdot 20} + 6 \cdot \frac{\pi \cdot 6,3^2}{4} = 286,9 \text{ mm}^2.$$

- tubo metálico com diâmetro externo de 48,30 mm e espessura de parede de 2,25 mm :

$$\text{área da seção transversal da parede} = \frac{\pi \cdot 48,30^2}{4} - \frac{\pi \cdot 43,80^2}{4} = 325,5 \text{ mm}^2.$$

- pilar circular com hélice de 4,2 mm + 6 barras longitudinais de 6,3 mm :

$$\text{armadura total} = \frac{\pi^2 \cdot 4,2^2 \cdot 70}{4 \cdot 20} + 6 \cdot \frac{\pi \cdot 6,3^2}{4} = 339,4 \text{ mm}^2.$$

- pilar circular com hélice de 5 mm + 6 barras longitudinais de 6,3 mm :

$$\text{armadura total} = \frac{\pi^2 \cdot 5^2 \cdot 70}{4 \cdot 20} + 6 \cdot \frac{\pi \cdot 6,3^2}{4} = 418,4 \text{ mm}^2.$$

- tubo metálico com diâmetro externo de 60,30 mm e espessura de parede de 2,65 mm :

$$\text{área da seção transversal da parede} = \frac{\pi \cdot 60,30^2}{4} - \frac{\pi \cdot 55^2}{4} = 479,9 \text{ mm}^2.$$

5.1.3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DOS TUBOS METÁLICOS SOLICITADOS À COMPRESSÃO AXIAL

5.1.3.1 TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 48,30 mm

Os tubos metálicos com diâmetro externo de 48,30 mm e espessura de parede de 2,25 mm foram cortados longitudinalmente, por meio de torno mecânico garantindo o paralelismo da duas faces transversais de extremidade, resultando cilindros

com altura de 289,8 mm, ou seja, a mesma relação 1/6 (diâmetro/altura) que vinha sendo empregada nos pilares circulares foi mantida nos tubos metálicos.

Foi realizado ensaio à compressão axial em dois tubos, um deles sendo instrumentado somente com quatro defletômetros diametrais 2 a 2, e o outro além dos 4 defletômetros diametrais dois a dois para determinação da deformação axial, também teve a instrumentação de três pares de extensômetros elétricos diametrais posicionados em três pontos diferentes ao longo de sua altura para determinação da deformação angular (deformação de arco) da seção transversal no ponto onde o extensômetro foi colado.

Os resultados dos ensaios estão apresentados nas seguintes figuras :

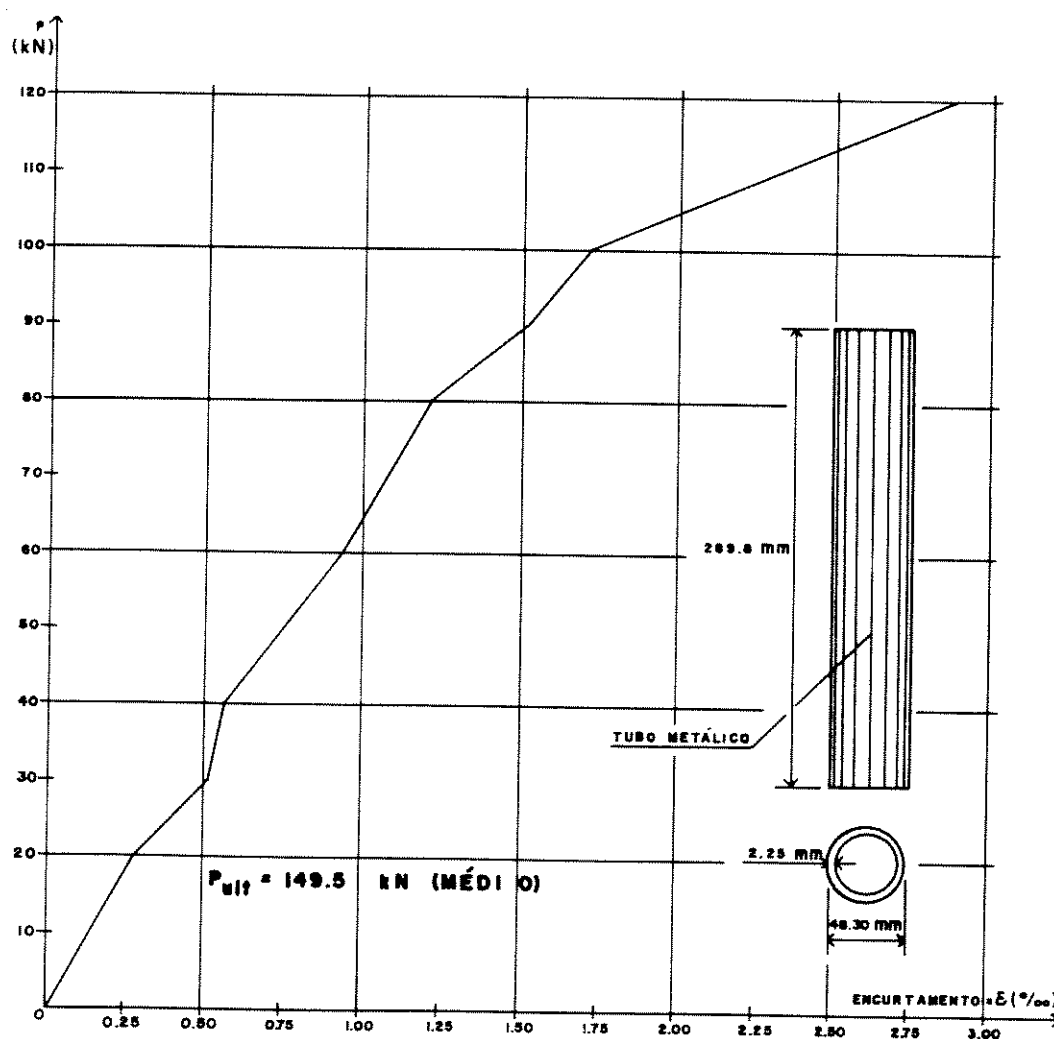
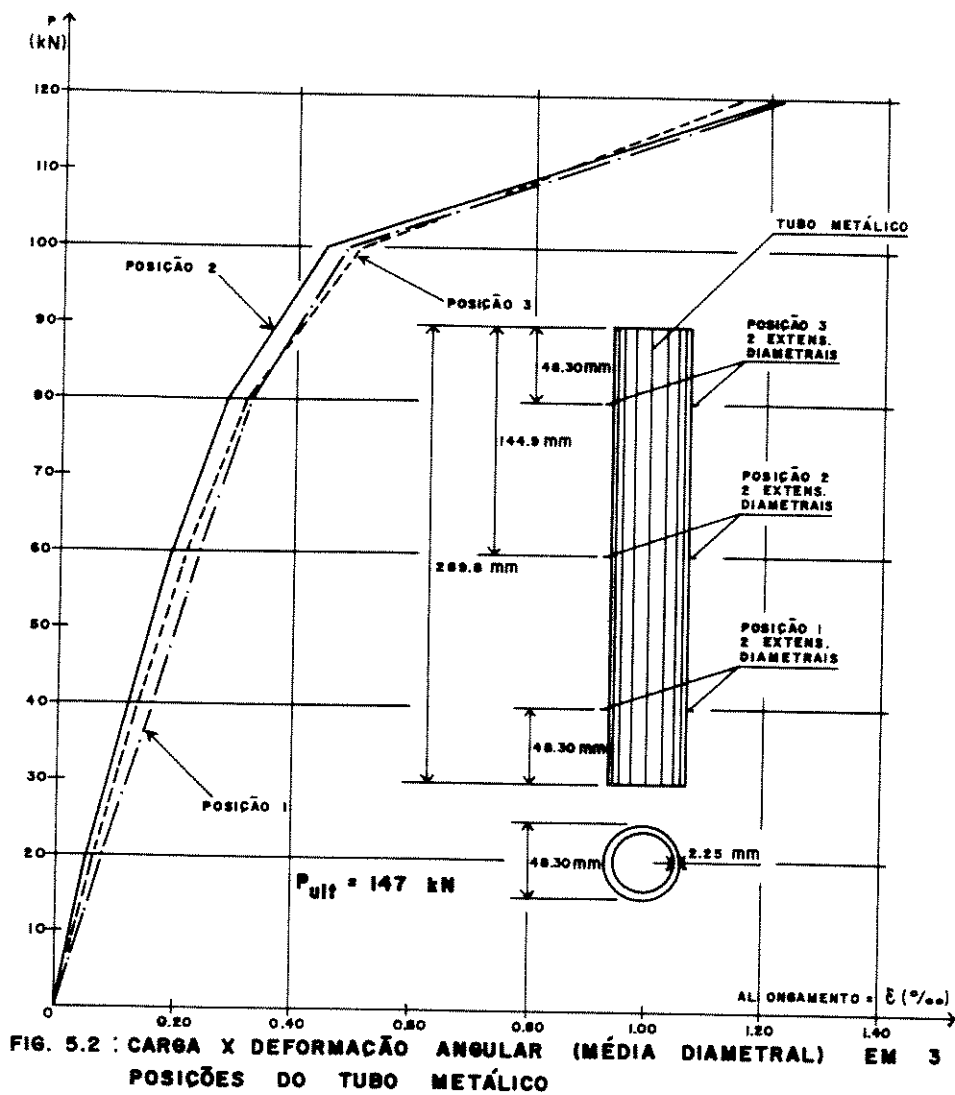


FIG. 5.1 : CARGA X DEFORMAÇÃO AXIAL MÉDIA (MEDIDA COM 4 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS 2 A 2) DE 2 TUBOS METÁLICOS





5.1.3.2 TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 60,30 mm

Os tubos metálicos com diâmetro externo de 60,30 mm e espessura de parede de 2,65 mm foram cortados longitudinalmente garantindo também a relação 1/6, ou seja, resultando cilindros com altura de 361,8 mm.

O ensaio à compressão axial realizado em tubos recebeu a mesma instrumentação descrita no item 5.1.3.1. Os resultados são apresentados a seguir :

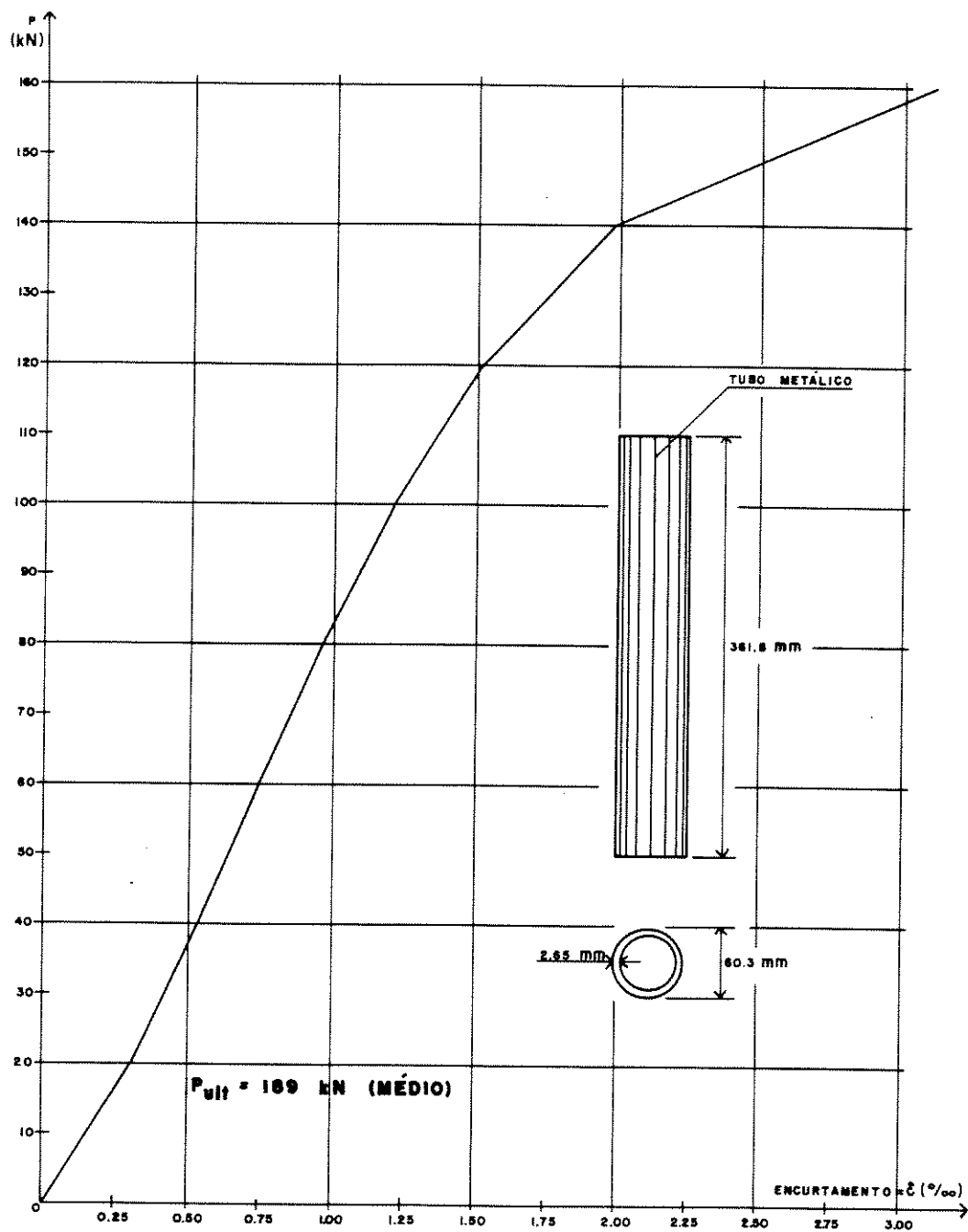


FIG. 5.4 : CARGA X DEFORMAÇÃO AXIAL MÉDIA (MEDIDA COM 4 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS 2 A 2) DE 2 TUBOS METÁLICOS

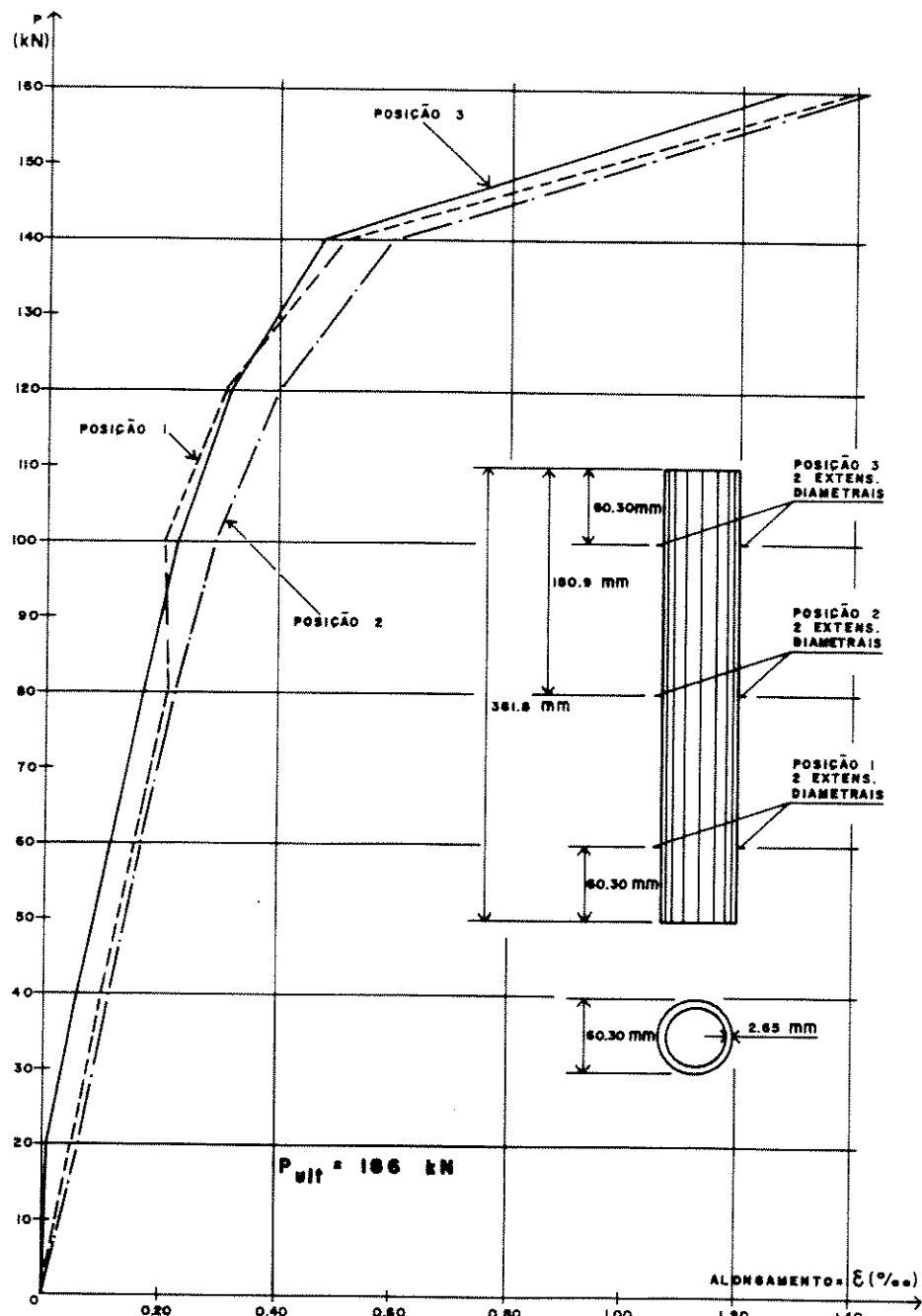


FIG. 5.5 : CARGA X DEFORMAÇÃO ANGULAR (MÉDIA DIAMETRAL) EM 3 POSIÇÕES DO TUBO METÁLICO



5.2 ANÁLISE DOS PILARES MISTOS COMPOSTOS POR TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 48,30 mm

Em função do diâmetro externo do tubo (48,30 mm) foi necessária a diminuição do diâmetro máximo, através de peneiramento, do agregado graúdo utilizado na mistura de concreto de alta resistência confinado por esse tubo. A brita utilizada foi a que passou na peneira 12,5, pois isso representou um agregado com diâmetro em torno de 1/4 (um quarto) do diâmetro nominal do tubo, respeitando as condições idênticas às exigidas na moldagem de corpos de prova cilíndricos de concreto, para garantir que o tamanho do agregado não interfira na resistência final do concreto.

As quantidades de materiais constituintes do concreto a ser introduzido no interior de três tubos metálicos e para a moldagem de quatro corpos de prova, baseado no traço por metro cúbico de concreto de alta resistência definido no capítulo sobre dosagem, foram as seguintes:

- cimento : 5,23 kg;
- microssilica : 0,77 kg;
- areia : 6,10 mkg;
- pedra : 9,10 kg;
- água : 1,62 l; e
- superplastificante : 143 ml.

Todos os cuidados anteriores à concretagem, os relativos à concretagem em si, e os procedimentos pós-concretagem foram idênticos aos que vinham sendo empregados para o concreto de alta resistência. No teste de abatimento do cone, o "Slump" obtido foi de 20 cm.

Dois dos quatro corpos de prova foram ensaiados à compressão axial com sete dias de idade e apresentaram uma resistência média de 53,2 MPa. Os outros dois corpos de prova submetidos ao mesmo tipo de ensaio com 28 dias de idade apresentaram uma resistência média de 67,9 MPa.

Um dos três tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência foi instrumentado com quatro defletômetros diametrais dois a dois. Os outros dois tubos metálicos além dos quatro defletômetros diametrais dois a dois para determinação da deformação axial, foram instrumentados com três pares de extensômetros elétricos colados diametralmente em três posições diferentes ao longo de sua altura, para determinação da deformação angular (deformação de arco) da seção transversal no ponto onde o extensômetro foi colado.

Os três tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência, antes do ensaio à compressão axial, tiveram suas seções transversais de extremidade (a porção

de concreto destas) lixadas para uma maior regularidade entre o aço e o concreto nas suas faces transversais. Os pilares mistos foram ensaiados quando o concreto de seu interior completou a idade de 28 dias. Os resultados estão apresentados a seguir :

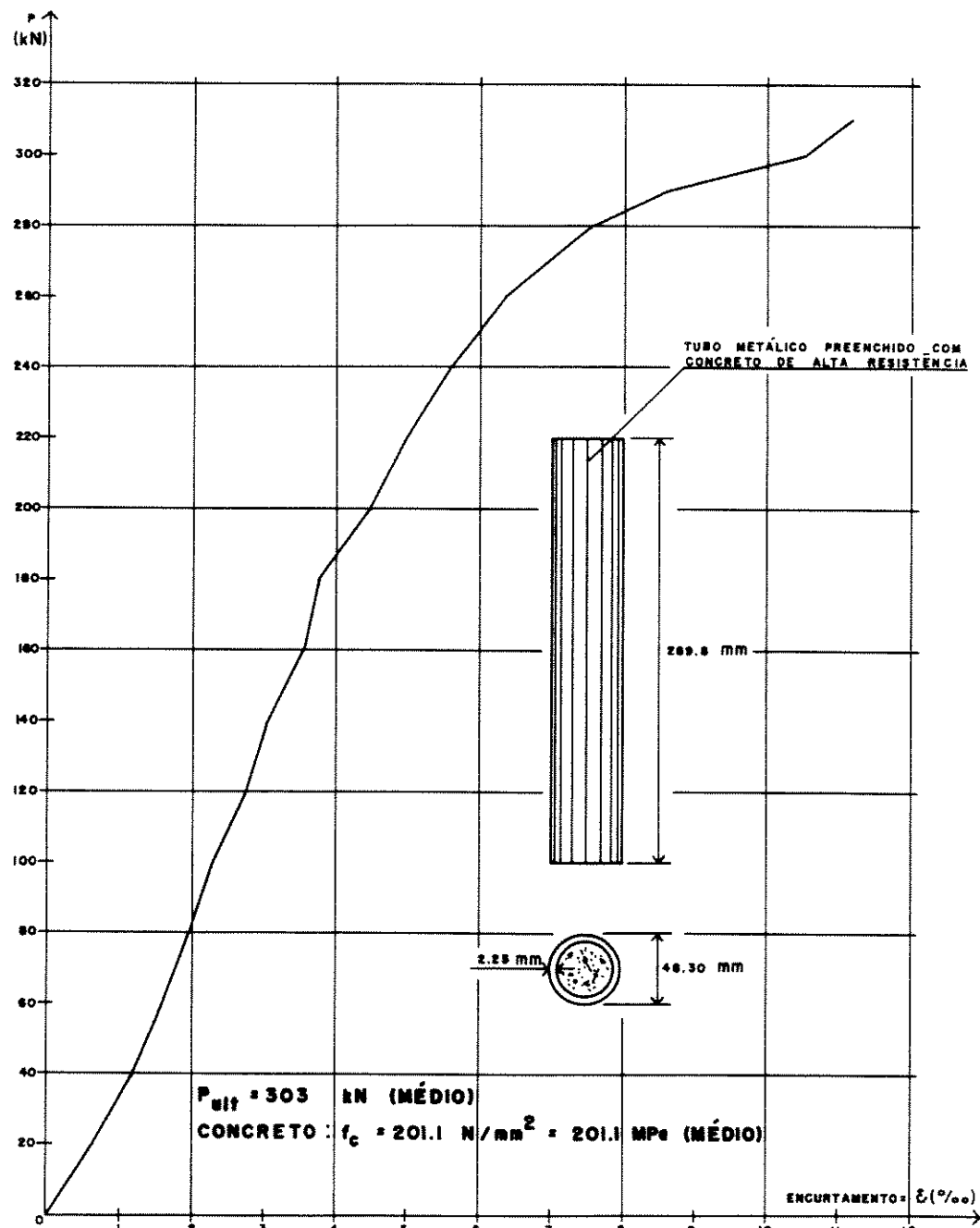


FIG. 5.7 : CARGA X DEFORMAÇÃO AXIAL MÉDIA (MEDIDA COM 4 DEFLETÔ - METROS DIAMETRAIS 2 A 2) DE 3 TUBOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

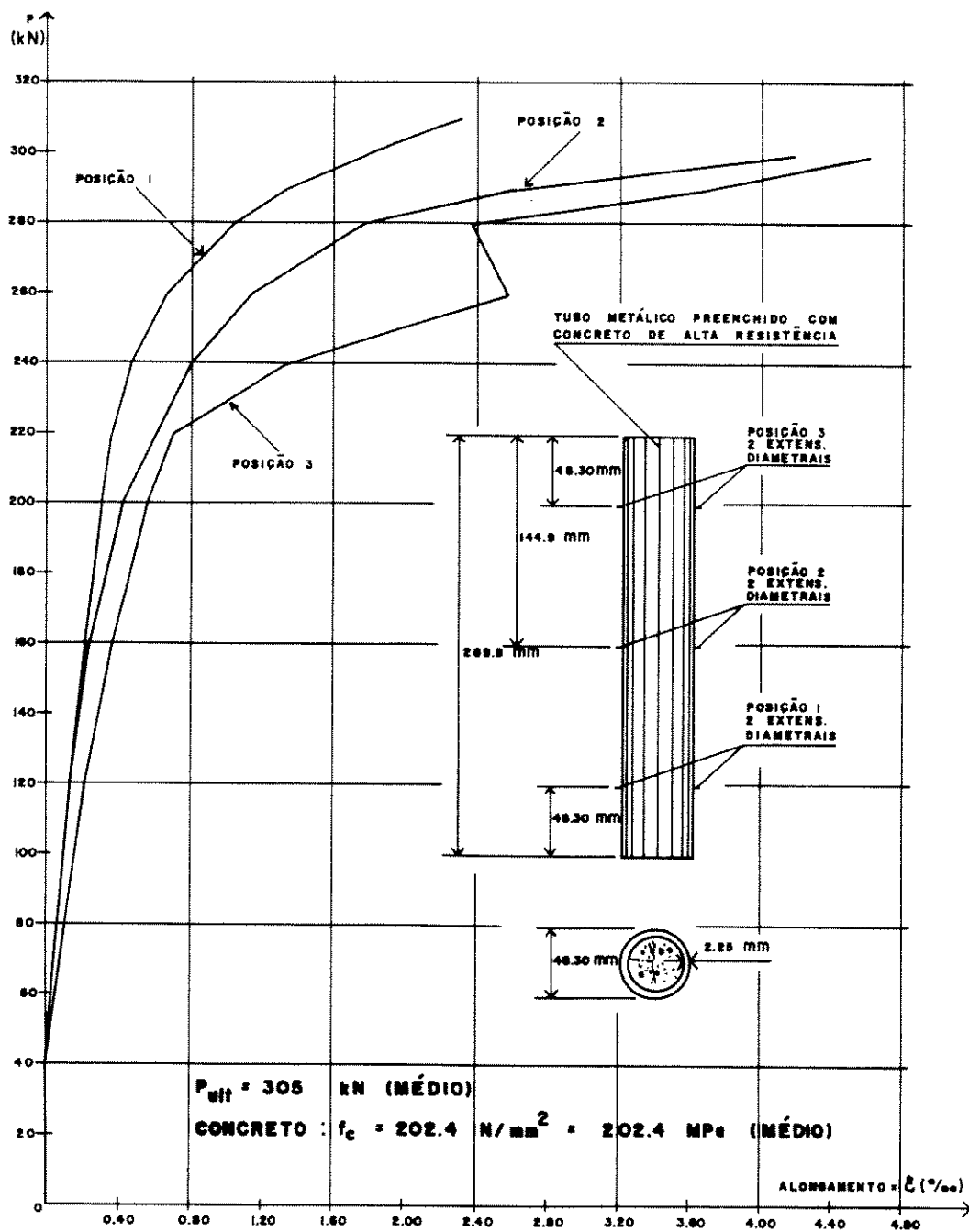
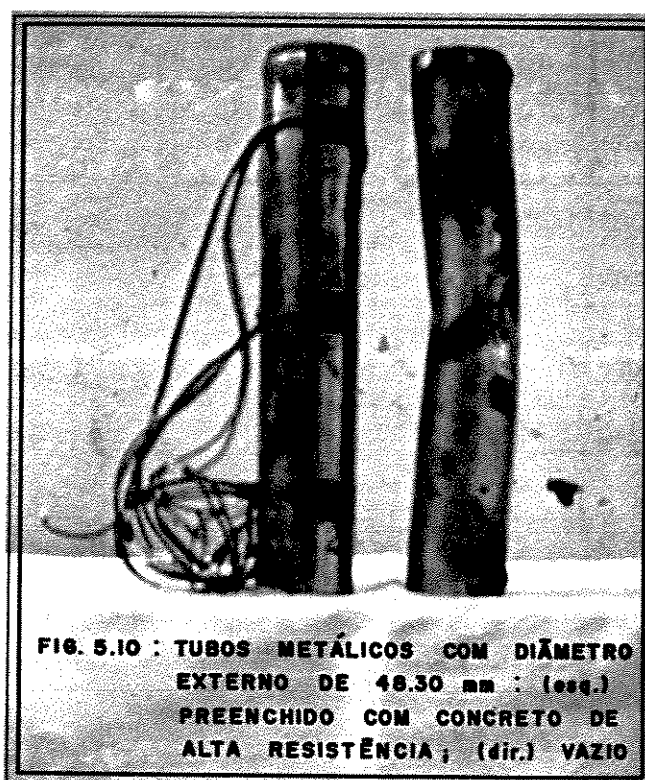


FIG. 5.8 : CARGA X DEFORMAÇÃO ANGULAR (MÉDIA DIAMETRAL) MÉDIA DE 2 TUBOS METÁLICOS (EM 3 POSIÇÕES) PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA



5.3 ANÁLISE DOS PILARES MISTOS COMPOSTOS POR TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 60,30 mm

A redução do diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado na mistura de concreto de alta resistência confinado pelo tubo com diâmetro externo de 60,30 mm foi feita através da peneira 19, pela mesma justificativa dos ensaios anteriores.

Para a moldagem de quatro corpos de prova e para o preenchimento com concreto de alta resistência de três tubos foram necessárias as seguintes quantidades de materiais constituintes do concreto (tendo-se por base o traço por metro cúbico determinado no capítulo sobre dosagem do concreto) :

- cimento : 6,22 kg;
- microssilica : 0,92 kg;
- areia : 7,21 kg;
- pedra : 10,81 kg;
- água : 1,93 l; e
- superplastificante : 170 ml.

Todos os cuidados, procedimentos, execuções, ensaios e instrumentação empregados para o concreto de alta resistência e para os tubos metálicos com diâmetro externo de 48,30 mm preenchidos com concreto foram repetidos utilizando-se três tubos metálicos com diâmetro externo de 60,30 mm.

O concreto no teste de abatimento do cone apresentou um "Slump" de 20,5 cm. A resistência média dos dois corpos de prova ensaiados à compressão inicial com 7 dias de idade foi de 50,0 MPa. Os ensaios à compressão axial dos outros dois corpos de prova com 28 dias de idade apresentaram uma resistência média de 62,0 MPa. Os resultados apresentados pelos pilares mistos, quando o concreto de alta resistência completou 28 dias de idade, foram os seguintes :

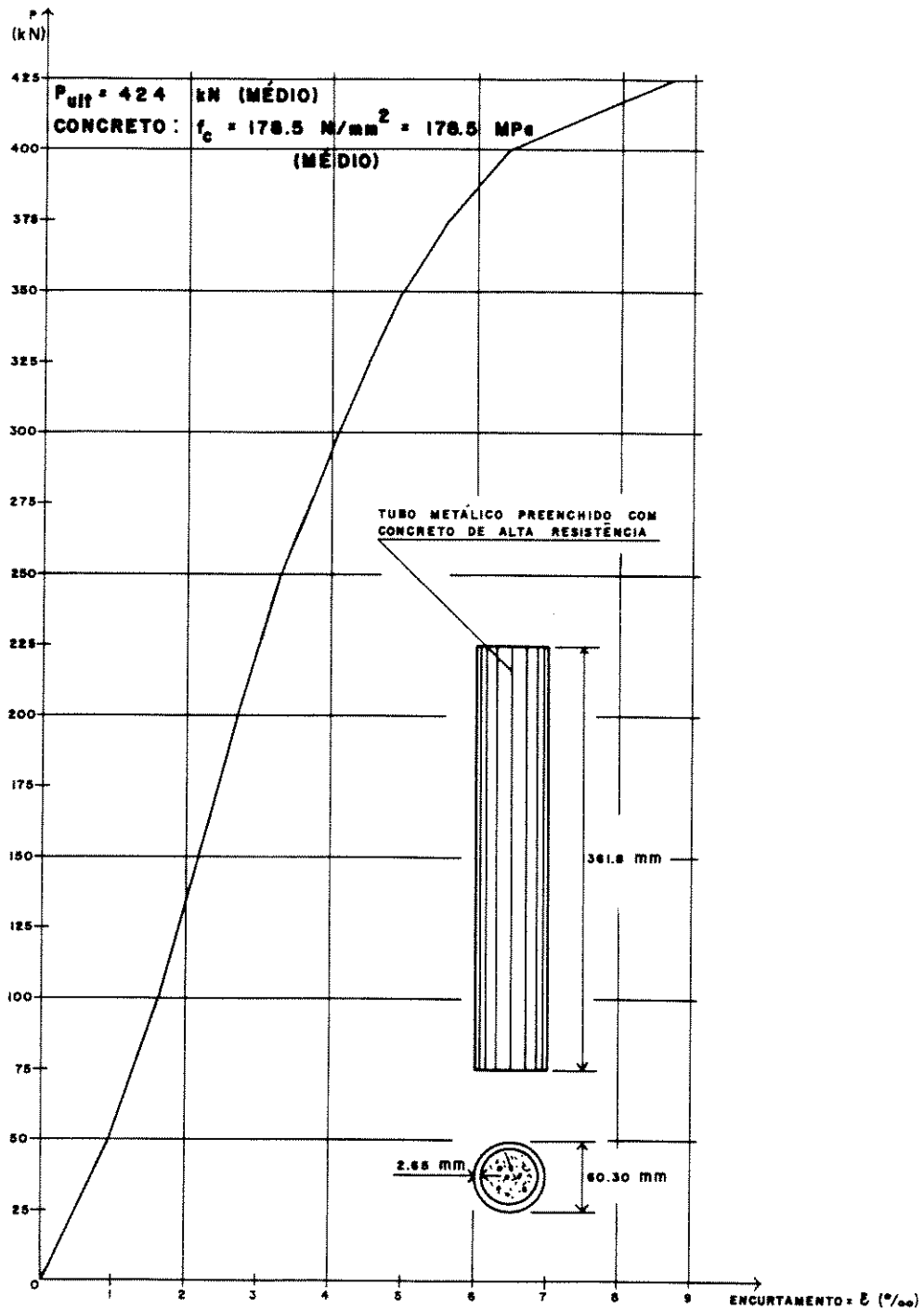


FIG. 5.11: CARGA X DEFORMAÇÃO AXIAL MÉDIA (MEDIDA COM 4 DEFLETÔMETROS DIAMETRAIS 2 A 2) DE 3 TUBOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

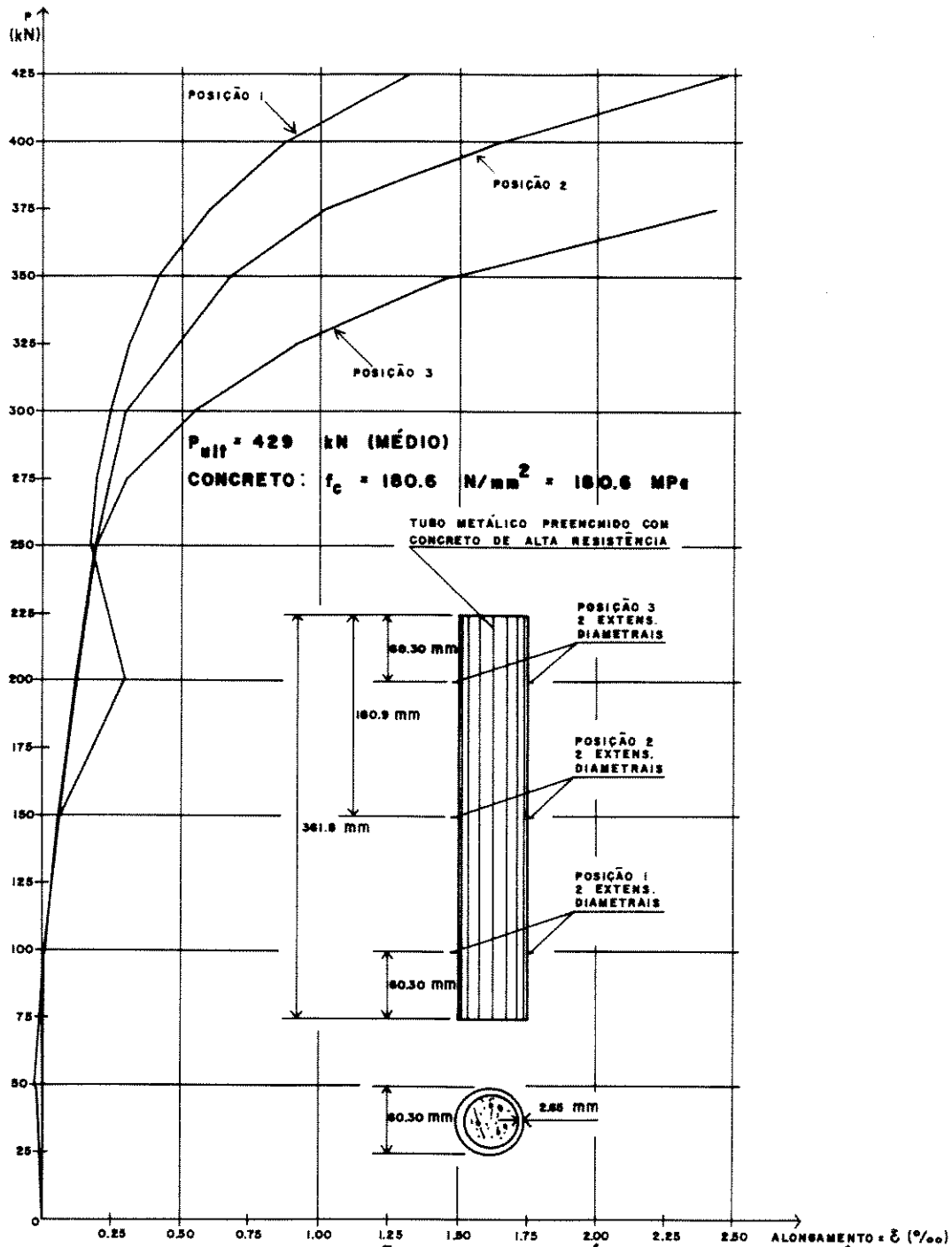


FIG. 5.12 : CARGA X DEFORMAÇÃO ANGULAR (MÉDIA DIAMETRAL) MÉDIA DE 2 TUBOS METÁLICOS (EM 3 POSIÇÕES) PREENCHIDOS COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

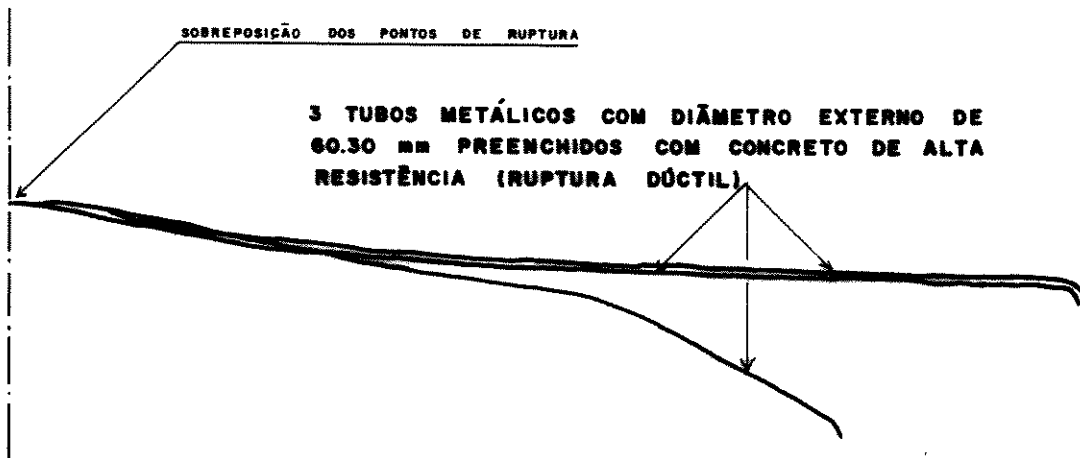


FIG. 5.13 : TRECHO PÓS-RUPTURA DO DIAGRAMA CARGA X DEFORMAÇÃO FORNECIDO PELA PRENSA





FIG. 5.15 : TUBOS METÁLICOS COM DIÂMETRO EXTERNO DE 60,30 mm : (esq.) PREENCHIDO COM CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA, (dir.) VAZIO

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS PILARES CIRCULARES: TUBO METÁLICO + NÚCLEO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Tanto os estudos feitos com tubos metálicos com diâmetro externo de 48,30 mm, como os estudos com os tubos de diâmetro externo de 60,30 mm, sendo que em ambas as situações os tubos metálicos funcionaram como armadura de confinamento do concreto de alta resistência em seu interior, mostraram a ductilização do concreto (salienta-se a maior eficiência de confinamento imposta por um cilindro contínuo ao concreto de seu interior, em relação ao confinamento imposto pela armadura helicoidal). Nas figuras 5.7 e 5.11, os gráficos médios dos tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência mostraram a ocorrência de abatimento do diagrama no trecho de

carregamento, definindo a região de regime plástico, mesmo não sendo possível a determinação das deformações próximas à ruptura.

Durante os ensaios envolvendo os tubos metálicos com diâmetro externo de 48,30 mm, preenchidos com concreto de alta resistência, não foi possível obter o trecho pós-ruptura do diagrama carga x deformação fornecido pela prensa. No entanto, nos ensaios com tubos de diâmetro externo 60,30 mm, o trecho pós-ruptura fornecido pela prensa (figura 5.13) apresentou uma configuração que define a ductilização do concreto de alta resistência confinado pelas paredes do tubo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

No final do capítulo 4, foram apresentadas considerações com base nos resultados dos ensaios com corpos de prova cilíndricos e com pilares circulares de concreto. Os resultados dos ensaios envolvendo pilares circulares mistos, tubo metálico e núcleo de concreto de alta resistência, foram comentados no final do capítulo 5.

O aumento da ductilização do concreto de alta resistência, confinado pela armadura dos pilares, foi obtido através do aumento da taxa de armadura transversal helicoidal.

No estudo envolvendo tubos metálicos preenchidos, cuja área transversal das paredes foi compatível com a área das armaduras transversal (em hélice) e longitudinal empregadas nos pilares, a ductilização do concreto de alta resistência foi obtida pelo abrandamento de sua ruptura, proporcionado pelas paredes do tubo, quando o conjunto tubo + núcleo foi solicitado à compressão axial.

Em ambas as estruturas, pilar circular e pilar misto, a configuração do diagrama carga x deformação definiu um regime plástico durante a fase de carregamento.

Comparativamente, o confinamento imposto pelas paredes dos tubos metálicos demonstrou-se mais eficiente, em relação ao confinamento imposto pelas armaduras helicoidais empregadas nos pilares circulares, em função da continuidade e abrangência conferidas pela geometria da estrutura cilíndrica, responsável pela ductilização da ruptura do concreto de alta resistência de seu interior.

Finalizando a comparação das duas estruturas, salienta-se que a execução do pilar misto, tubo metálico + núcleo de concreto de alta resistência, apresentou-se mais perfeita, simples, rápida e mais viável economicamente em relação à execução dos pilares circulares armados transversalmente com hélices.

Anteriormente ao estudo dos tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência, foi analisado o comportamento do tubo metálico vazio solicitado à

compressão axial. O conhecimento dos resultados desses ensaios foi importante para reunir dados e parâmetros que subsidiaram as interpretações dos ensaios envolvendo os tubos preenchidos.

Segundo McGuire [39], o tubo metálico vazio de parede fina carregado axialmente consiste em um problema de flambagem de cascas. A capacidade última da grande maioria dos elementos metálicos e das estruturas metálicas é limitada por alguma forma de instabilidade.

A maior parte das regiões comprimidas, não somente em colunas mas também em barras, em placas e estruturas em cascas, têm dimensões tais que tornam-se instáveis e entram em colapso quando a tensão média atinge, ou é menor que o ponto de escoamento. Em poucos exemplos, a instabilidade pode ser considerada dentro do intervalo de encruamento, assim as tensões são maiores que o ponto de escoamento.

Uma estrutura em casca pode ser admitida como uma rede de elementos longitudinais e arcos circulares, os quais antes da flambagem são, respectivamente, perfeitamente retos e perfeitamente circulares. Permitindo-se uma tendência à flambagem para os elementos longitudinais comprimidos, o único caminho que cada um pode percorrer, desde que exista simetria axial, é na direção radial.

Para a acomodação dos arcos a esse tipo de movimento seria necessário que cada um se deformasse uniformemente em torno de sua circunferência. Mas a resistência a esse tipo de deformação é alta, conseqüentemente os elementos longitudinais são até certo ponto firmemente suportados.

Admitindo-se pequenas imperfeições ou distúrbios na composição do material da casca, a configuração flambada terá que ser admitida com aumentos progressivos da carga axial. Enquanto os deslocamentos não são grandes em relação à espessura da casca, as tensões de membrana desenvolvem-se nos arcos, suportando um aumento de carga.

Tão logo os movimentos cresçam, os elementos longitudinais perdem seus suportes rígidos, os arcos fletidos estão em uma condição muito menos rígida do que se estivessem em expansão pura ou contração. Os elementos de linha começam desintegrar-se dentro de uma montagem de filamentos quase discretos, tendo pequena resistência à compressão. A flambagem ocorre com a combinação de movimentos radiais e circunferenciais. [39]

Deste modelo simplificado e da descrição do colapso na simetria supõe-se que, depois da flambagem, podem ocorrer deformações laterais e longitudinais progressivas, sob descarregamento; logo a configuração flambada será instável.

A natureza da instabilidade estrutural pode ser estabelecida como segue:

1. Um componente estrutural ideal, quando submetido a uma carga crítica de flambagem P_{crit} , poderia teoricamente permanecer reto, porém pode assumir uma deflexão de qualquer magnitude. Ele está, por isso, em um estado instável.

2. Em um componente estrutural real com alguma deflexão inicial ou excentricidade, esta deflexão ou excentricidade aumenta não linearmente com o aumento de carga; o aumento da deflexão ou excentricidade torna-se rapidamente grande, e resulta em colapso próximo à carga crítica de flambagem P_{crit} .

A mais freqüente causa da instabilidade estrutural, a flambagem, significa o curvamento ou arqueamento da barra ou superfície fora de seu eixo ou plano sob a ação de força longitudinal. Com o objetivo de estudar-se os problemas de flambagem, deve-se incluir alguns fatores:

1. não linearidade ou descontinuidade de inclinação na curva tensão x deformação do elemento, isto é, para aços estruturais, o intervalo elástico, o intervalo da transição inelástica não linear, o patamar de escoamento no intervalo plástico, e, possivelmente, o intervalo de encruamento;

2. desempenho de deflexões laterais torna-se significativo em relação à dimensão transversal do elemento, implicando na necessidade de recorrer-se a uma teoria

não linear (teoria das grandes deflexões), que não faz suposições simplificativas quanto a materiais, tais como a relação momento-curvatura;

3. a maneira precisa na qual cargas são aplicadas e, mais tarde, quaisquer variações nas cargas ou sua direção de aplicação durante o processo de flambagem;

4. a forma do elemento, isto é, se ele é inicialmente reto (ou tem deformações muito pequenas) e prismático, ou de outro modo;

5. a maneira precisa na qual um elemento, ou grupo de elementos, é suportado por outros elementos, e quaisquer variações no suporte durante o processo de flambagem; e

6. a possível união entre modos puros de flambagem, como no caso de torção-flexão-flambagem. [39]

A carga crítica de flambagem de uma coluna carregada concentricamente na extremidade é dada por:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_t \cdot I}{(k \cdot L)^2}$$

I = momento de inércia em redor do eixo perpendicular à direção de flambagem. Para uma coluna livre na vertical, este é o momento de inércia em redor do menor eixo. Quando a coluna não é livre na vertical, tal como quando ela é fixada em uma parede e pode flambar somente perpendicular à parede, ele deve ser tomado em redor do eixo apropriado.

L = comprimento desvinculado da coluna.

k.L = comprimento efetivo da coluna, que é, comprimento de uma coluna com rótula nas extremidades, a qual tem o mesmo P_{crit} como a coluna atual.

E_t = módulo tangente, que é, a inclinação da curva tensão x deformação do material da

coluna na tensão $\sigma_{crit} = \frac{P_{crit}}{A}$.

Se ambos os lados dessa equação são divididos pela área da seção transversal A , e usando-se a definição de raio de giração $r^2 = I / A$, obtém-se uma forma alternativa mais prática para objetivos de projeto, isto é:

$$\sigma_{crit} = \frac{P_{crit}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E_t}{(k \cdot L / r)^2}$$

A carga de flambagem depende da forma da curva tensão x deformação. A inclinação da curva é constante e igual ao módulo de Young E , se σ_{crit} é menor que o limite proporcional σ_p . No caso de carga de flambagem elástica, tem-se:

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2} \text{ (idêntica à carga de Euler para o caso especial de coluna com}$$

rótula nas extremidades - $k \cdot L = L$. Se $\sigma_{crit} > \sigma_p$, a flambagem é inelástica e o valor de E_t é a inclinação da curva tensão x deformação em σ_{crit}).

Diferenças na forma da curva tensão x deformação são devidas às tensões residuais resultantes do processo de fabricação do material da coluna. As tensões residuais variam em um amplo intervalo, tanto em distribuição quanto em magnitude e conservam constante o ponto de escoamento. Conseqüentemente, no intervalo de flambagem inelástica, uma considerável variedade de valores de E_t podem corresponder a uma dada tensão dependendo do ponto de escoamento e das tensões residuais de um componente estrutural particular. [39]

Para o caso geral, propõe-se que a tensão de compressão residual máxima seja $\sigma_{rc} = \sigma_y / 2$ e usa-se para o ponto de escoamento o valor estipulado na especificação particular do aço. O limite proporcional torna-se:

$$\sigma_p = \sigma_y - \sigma_{rc} = \frac{\sigma_y}{2}$$

Seu equivalente em termos de tensão é:

$$\sigma_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(k \cdot L / r)^2} \quad (\text{aplicável somente no intervalo elástico, quando } \sigma_e \leq \sigma_p = \sigma_y / 2).$$

Para valores maiores da tensão crítica, define-se a tensão de flambagem se E_t for conhecido. Face às incertezas do intervalo inelástico, uma expressão parabólica simples criada para ajustar a performance média de colunas de aço neste intervalo conduz ao

$$\sigma_{crit} = \sigma_y - \frac{\sigma_p}{\pi^2 \cdot E} \cdot (\sigma_y - \sigma_p) \cdot (k \cdot L / r)^2.$$

Se nesta equação, o valor de σ_p for substituído por $\sigma_y / 2$, tem-se:

$$\sigma_{crit} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot E} \cdot (k \cdot L / r)^2.$$

A curva desta equação torna-se tangente à curva de Euler da equação de σ_e no limite proporcional assumido $\sigma_p = \sigma_y / 2$. Esta equação é válida para tensões acima do limite, e a equação de σ_e para as tensões abaixo. [39]

A resistência de qualquer coluna depende fortemente de seu comprimento efetivo $k \cdot L$. Este comprimento pode ser muito diferente de seu comprimento real L , dependendo do valor do coeficiente de restrição k (ou coeficiente de comprimento efetivo). Análises de colunas clássicas mostram que colunas com extremidade prismática elástica, carregadas, flambam apresentando formas as quais são porções de curvas senoidais. O comprimento efetivo $k \cdot L$ é a distância entre pontos de inflexão (pontos de momento zero) dessas curvas senoidais. Esses pontos de inflexão podem ocorrer dentro ou fora do comprimento real L da coluna.

Pode-se admitir que para uma carga próxima da ruptura, a situação de vinculação para os tubos metálicos era engaste-engaste, e o coeficiente de comprimento efetivo $k = 0,5$.

Numa situação em que o elemento estrutural estiver sujeito a esforço de compressão, disposto verticalmente, ele tenderá a flambar num plano cuja direção implicará em sua direção de maior fragilidade (por um defeito de fabricação por exemplo). Quando a força de compressão for suficientemente grande, o elemento tenderá a flambar, associado à tendência de flambagem descrita pelo plano de maior fragilidade definido por qualquer imperfeição, na direção onde o movimento é livre, ou seja, na horizontal.

A face oposta estando tracionada tende a permanecer reta. A possibilidade desta face manter a configuração retilínea baseia-se na resistência ao esforço de tração apresentada pelo material constituinte do elemento estrutural.

Para o cálculo da carga crítica de flambagem para os tubos metálicos vazios foi necessário o levantamento dos diagramas tensão x deformação, apresentados a seguir, obtidos dos ensaios de compressão axial:

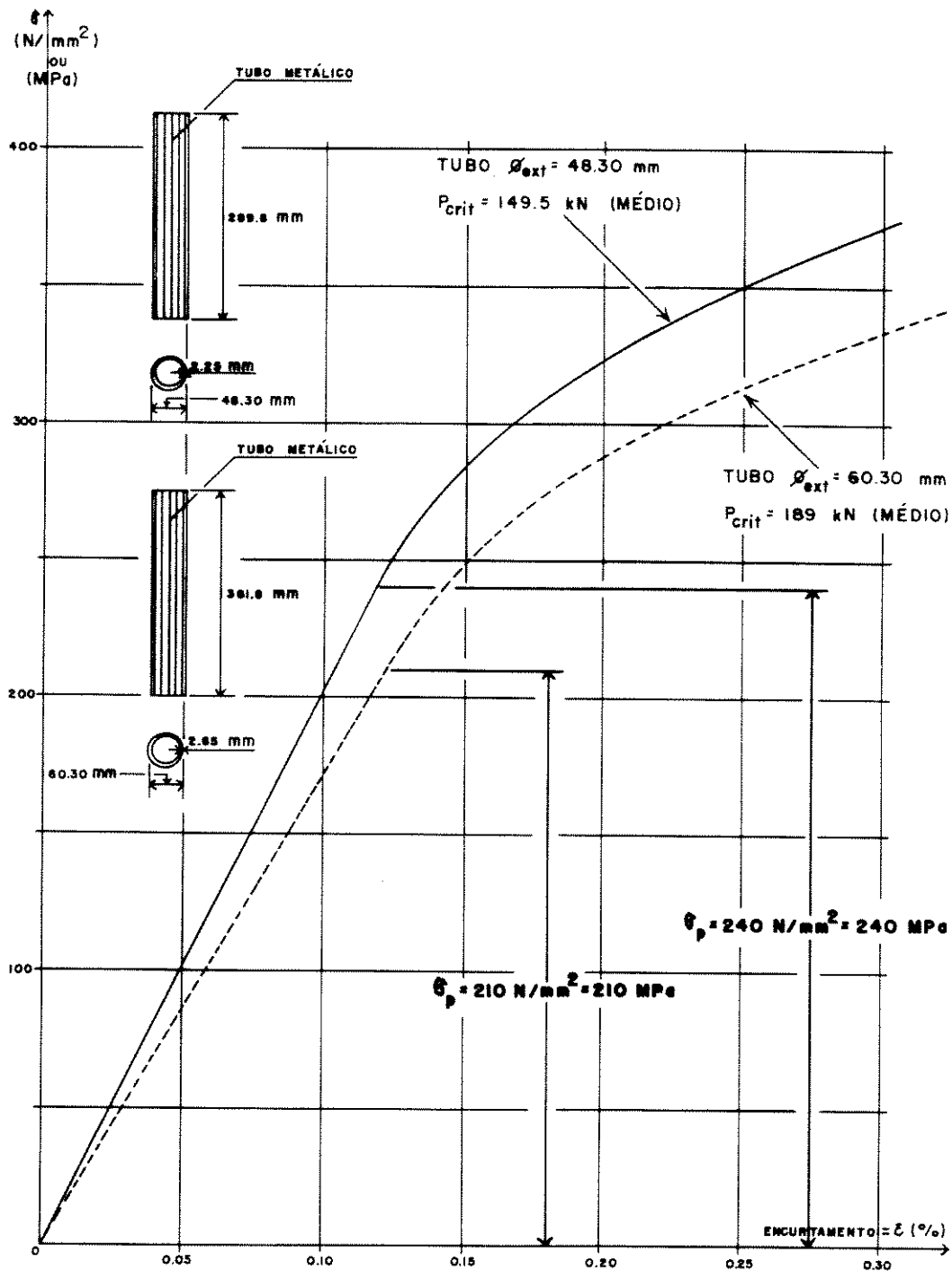


FIG. CF.1 : TENSÃO X DEFORMAÇÃO AXIAL MÉDIA (MEDIDA COM 4 DEFLETÔME TROS DIAMETRAIS 2 A 2) DE 2 TUBOS METÁLICOS

Determinação da carga crítica para os tubos vazios (conforme McGuire

[39]):

TUBO 1:

diâmetro externo = 48,30 mm

raio interno = a = 21,9 mm

espessura de parede = t = 2,25 mm

limite superior para tubo de comprimento moderado = $l_t = 2,85 \cdot \sqrt[3]{\frac{a^3}{t}}$ [polegadas]

$l_t = 7,7$ "

comprimento real do tubo = $l_r = 6 \cdot \frac{48,30}{25,4} = 11,4$ "

como $l_r > l_t$, o tubo é longo

$$\sigma_{crit} = \frac{N_{crit}}{t} = \frac{E}{2} \cdot \left(\frac{\pi \cdot a}{l} \right)^2 = \frac{206842,7367}{2} \cdot \left(\frac{\pi \cdot 21,9}{289,8} \right)^2 = 5829,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = 2 \cdot \sigma_p = 2 \cdot 240 = 480 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{crit} > \sigma_y \rightarrow$ flambagem plástica

$$\sigma_{crit} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot E} \cdot \left(\frac{k \cdot L}{r} \right)^2; \text{ onde } r = \text{raio de giração} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \left(\frac{\frac{\pi \cdot 48,30^4}{64} - \frac{\pi \cdot 43,80^4}{64}}{\frac{\pi \cdot 48,30^2}{4} - \frac{\pi \cdot 43,80^2}{4}} \right)^{\frac{1}{2}} = 16,3$$

$$\sigma_{crit} = 480 - \frac{480^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot 206842,7367} \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 289,8}{16,3} \right)^2 = 477,8 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{crit} = \sigma_{crit} \cdot (2 \cdot \pi \cdot a \cdot t) = 477,8 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 21,9 \cdot 2,25$$

$$P_{crit} = 147919,6 \quad N = 147,9 \quad kN \quad (\text{carga crítica média obtida do ensaio de compressão axial} = 149,5 \text{ kN})$$

TUBO 2:

diâmetro externo = 60,30 mm

$a = 27,5 \text{ mm}$

$t = 2,65 \text{ mm}$

$l_t = 9,94 \text{ ''}$

$l_r = 14,2 \text{ ''}$

como $l_r > l_t$, o tubo é longo

$$\sigma_{crit} = 5897,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{crit} > \sigma_y \rightarrow$ flambagem plástica

$$r = 20,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{crit} = 418,3 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{crit} = 191535,1 \text{ N} = 191,5 \text{ kN} \quad (\text{carga crítica média obtida do ensaio de compressão axial} = 189 \text{ kN})$$

Analisando-se a carga crítica de flambagem dos tubos vazios, nota-se que esta foi aproximadamente metade da carga crítica responsável pelo colapso dos tubos preenchidos. A configuração deformada pela ocorrência de flambagem nos tubos vazios foi bem diferente da configuração deformada apresentada pelo colapso do conjunto tubo + núcleo de concreto de alta resistência. Evidentemente, a tendência de flambagem do tubo foi contida pela presença do concreto em seu interior.

O fato do concreto conter a tendência de flambagem do tubo implicou no aparecimento de esforços adicionais que, somados aos esforços provenientes do confinamento proporcionado pelas paredes do tubo, elevaram a complexidade do estado

multiaxial de tensões que o concreto de alta resistência ficou submetido no interior do tubo.

Existem recomendações, conforme capítulo 2, para quantificar-se as tensões σ_2 e σ_3 surgidas no concreto de alta resistência sob solicitação multiaxial, em função da tensão aplicada σ_1 e de sua resistência à compressão. Uma avaliação do estado de tensões combinadas, ao qual o concreto esteve submetido no interior dos tubos, poderá determinar um critério de ruptura para o material.

Uma avaliação desse estado multiaxial de tensões poderia ser a determinação das respectivas parcelas de carga, relativas às paredes do tubo e relativas ao concreto de alta resistência; portanto o estudo de um critério de ruptura para o concreto de alta resistência terá que abordar a plastificação do material.

A definição de um parâmetro inicial, evidentemente requer um estudo mais apurado, para a avaliação dos esforços surgidos no concreto pela contenção da flambagem do tubo poderá ser extraído das expressões, conforme Flügge [40], determinantes dos esforços cisalhantes de casca:

$$Q_\phi = \frac{K}{a^2} \left[m \cdot (m^2 + \lambda^2 - 1) \cdot w_{mn} + (1 - \nu) \cdot \lambda^2 \cdot v_{mn} \right] \cdot \text{sen}(m\phi) \cdot \text{sen}\left(\frac{\lambda \cdot x}{a}\right); \text{ e}$$

$$Q_x = -\frac{K}{a^2} \left[\lambda \cdot (\lambda^2 + m^2) \cdot w_{mn} + \left(\frac{1 - \nu}{2} \cdot m^2 - \lambda^2\right) \cdot u_{mn} + \frac{1 + \nu}{2} \cdot \lambda \cdot m \cdot v_{mn} \right] \cdot \text{cos}(m\phi) \cdot \text{cos}\left(\frac{\lambda \cdot x}{a}\right).$$

Num estudo dessa natureza seria importante levar-se em conta o efeito da plastificação do material do tubo com concreto em seu interior. Seria interessante avaliar-se o quão importante, ou benéficos, são esses esforços provenientes do impedimento de flambagem do tubo, para a ductilização da ruptura do concreto de alta resistência.

Deste estudo de plasticidade, possivelmente envolvendo teoria não linear para definir os esforços de casca, poderão surgir avaliações dos esforços confinantes responsáveis pela ductilização do concreto de alta resistência no interior dos tubos. Uma das formas de comprovação da ductilização do concreto de alta resistência foi a definição

de um regime plástico, próximo da ruptura do conjunto tubo + núcleo, no diagrama carga x deformação.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DOMINGUES, J. G. Concreto de Resistência Superior. Concreto Al Dia American Concrete Institute: Capítulo Peruano, n. 15, p. 4-11, Junio 1992.
- [2] AGOSTINI, L. R. S. Pilares de Concreto de Alta Resistência São Paulo: 220p. Faculdade de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992.
- [3] FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [4] MINDESS, S. Relationships between strength and microstructure for cement-based materials: an overview. Materials Research Society Symposia Proceedings, Pennsylvania, v. 42, 1984 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London. Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [5] HELLAND, S. Bilag Teknologidagene i Rogaland, 1985 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London. Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [6] BACHE, H. H. Densified cement/ultra-fine particlebased materials. Presented at the Second International Conference on superplasticizers in concrete, Ottawa, 1989 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [7] HELLAND, S. Slipforming of concrete with very low water content. Concrete 1984 (British Concrete Society), v. 18, n.12, p. 19-22, December 1984 apud FIP/CEB

BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.

- [8] HELLAND, S. Temperature and Strength Development in Concrete with w/s ratio less than 0,40. Proc. Utilization of High Strength Concrete, Stavanger, Available TAPIR n-7034, Trondheim-NTH, Norway, 1987 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [9] BENTUR et al. Curing effects, strength and physical properties of high strength silica fume concretes, ASCE J Mater. Civil Eng. 1 (1), p. 46-59, 1989 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [10] PFEIFFER. Energy efficient accelerated curing of concrete. A laboratory study for plant-produced prestressed concrete. Technical Report N° 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, December 1981 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [11] MAAGE et al. Computer -based curing control. Proceedings FIP Congress in Hamburg, June 1990 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [12] SMADI et al. High Medium and Low Strength Concretes Subjected to Sustained Overloads - Strains, Strengths and Failure Mechanisms, ACI - Journal, September - October 1985 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n.

197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [13] CARRASQUILLO et al. Microcracking and behavior of HSC subject to short-term loading, ACI - Journal, May - June 1981 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [14] SMEPLASS et al. Results from the Norwegian research project 'Materialutvikling Høyfast Betong', to be reported. Report available from the Cement and Concrete Research Institute, Trondheim medio 1990 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [15] THORENFELDT. Lett og høyfast betong Arbeidsdiagrammer. Strekkfasthet. Kursdagene ved NTH, 1986 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [16] CEB/FIP Model Code 1990. First predraft 1988. Bulletin d'Information N° 190 a et b, Juillet 1988 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n.197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération internationale de la précontrainte/comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [17] NORWEGIAN STANDARD NS 3473, Concrete Structures, Design Rules , (available in English from N.B.R. KØbenhavngt. 10 - 0566 Oslo 5 - Norway), 1989 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength

- concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [18] CARRASQUILLO et al. Properties of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loading. ACI - Journal, May - June 1981 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [19] AHMAD et al. High Strength Concrete - A Review. First Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger, 1988 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [20] AUPERIN et al. Retrait et fluage de bétons à haute performance - Influence de l'âge du chargement. Annales de l'Institut Technique du bâtiment et des travaux publics, May 1989 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [21] DE LARRARD et al. Fluage des bétons à très hautes performance. IABSE Congress , Helsinki 1988 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [22] AHMAD et al. Behaviour of hoop Confined Concrete under High Strain Rates. Journal of American Concrete Institute, September - October 1985 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.

- [23] JENSEN et al. Effect of water pressure on concrete structures. Water absorption, static strength and strain development tests. SINTEF report STF65 F87037 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [24] MEHTA, P. K. Chemical Attack of Low Water Cement Ratio Concretes Containing Latex or Silica Fume as Admixtures. Proc. ACI/RILEM Symp. on technology of Concrete when Pozzolans, Salgs and Chemical Admixtures are used, Monterey, Mexico, p. 325 - 340, 1985 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [25] GJØRV, O. E., BAERLAND, T. High Strength Concrete for Highway Pavements and Bridge Decks. First Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger 1988 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [26] MOKSNES, J. Normal høyfast konstruksjonsbetong. Teknologidagene i Rogaland 1985 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [27] HELD, M. Research results concerning the properties of high strength concrete. Darmstadt Concrete, v. 5, Technische Hochschule Darmstadt, Alexanderstrasse 5 - Darmstadt, Germany 1990 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.

- [28] CARRASQUILLO. Effect of Using Unbonded Capping systems on the Compressive Cylinders. ACI Materials Journal, May - June 1988 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [29] BOULAY. La boîte à sable, pour bien écraser les bétons à hautes performances, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Nov/Dec 1989 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [30] SIGVALDSON. The influence of the Testing Machine on the compressive Strength of Concrete, Cement and Concrete Association, London, 1966 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [31] LEONHARDT, Fritz, MÖNNIG, Eduard. Construções de concreto. 2. ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda., 1982. v.1. 336p.
- [32] SANTOS, Lauro M. Cálculo de concreto armado. 1. ed. São Paulo: Editora LMS Ltda, 1981. v.2. 458p.
- [33] PETRUCCI, Eladio G. R. Concreto de cimento portland. 9. ed. Porto Alegre: Editora Globo, 1982. 307p.
- [34] MARTINEZ et al. Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns, ACI - Journal, September - October 1984 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.

- [35] AHMAD, SHAH. Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement, ACI - Journal, November - December 1982 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [36] DAL BUSCO, S. Déformabilité et capacité portante des colonnes en béton armé. Thèse N°734 (1988) Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [37] BJERKELI et al. Deformation properties and ductility of high strength concrete. Proposed paper for the second international symposium on applications of high strength concretes, Berkeley 1990 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [38] ACI COMMITTEE 363. High strength concrete: state of art report, ACI-Journal, July-August 1984 apud FIP/CEB BULLETIN D'INFORMATION, n. 197. High strength concrete: state of the art report. London: Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Euro-International du Béton, 1990. 61p.
- [39] McGUIRE, Willian. Steel structures. New York: Prentice-Hall, INC./Englewood Cliffs, N. J., 1968. 1112p.
- [40] FLÜGGE, Wilhelm. Stresses im shells. Berlin: Springer-Verlag, 1960. 499p.
- [41] CHEN, W. F., HAN, D. J. Plasticity for structural engineers. New York: Springer-Verlag, 1988. 606p.
- [42] TIMOSHENKO, S., GERE, J. M. Theory of elastic stability. 2. ed. New York: Mc Graw Hill, 1961. 541p.

- [43] GALAMBOS, Theodore V. Guide to stability design criteria for metal structures. 4. ed. New York: A Wiley-Interscience publication, 1988. 786p.
- [44] VENNARD, John K., STREET, Robert L. Elementos de mecânica dos fluidos. 5. ed. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S. A., 1978. 687p.
- [45] LANGENDONCK, Telemaco van. A resistência do concreto a esforços combinados. Associação Brasileira de Cimento Portland: Separata da revista "Engenharia" n. 95 de julho de 1950. São Paulo, 1950. 4p.
- [46] FLÜGGE, Wilhelm. Statik und dynamik der schalen. 3. ed. Berlin: Springer-Verlag, 1981. 292p.
- [47] GRIGOLYUK, E. J., TOLKACHEV, V. M. Contact problems in the theory of plates and shells. 1. ed. Moscou: Mir, 1987. 423p.
- [48] TIMOSHENKO, S., GOODIER, J. M. Teoria de la elasticidad. 2. ed. Bilbao: Ediciones Urmo, 1975. 549p.
- [49] FEODOSIEV, V. I. Resistência de materiais. 3. ed. Moscou: Mir, 1988. 583p.
- [50] FUNG, Y. C., SECHLER, E. E. Buckling of Thin-Walled Circular Cylinders Under Axial Compression and Internal Pressure. Journal of the Aeronautical Sciences, n. 24, p. 351-356, May 1957.
- [51] AUSTIN, Walter J. Strength and Design of Metal Beam-Columns. Journal of the Structural Division: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, v. 87, n. ST4, p. 1-23, April 1961.
- [52] IYENGAR et al. A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns. Engineering Journal - American Institute of Steel Construction, v. 16, n. 4, p. 101-110, Fourth Quarter, 1979.
- [53] HEGGER, Josef. Hochfester Beton beim Hochhaus Mainzer Landstrasse 16-28 in Frankfurt am Main. Beton und Stahlbetonbau, v. 87, n. 1, p. 9-14, Januar 1992.

- [54] RICHART, F. E., BRANDTZAEG, A., BROWN, R. L. The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression. Bulletin N° 190, Engineering Experiment Station, University of Illinois, p.1-74, April 1929.
- [55] NEVILLE, A. M. A general relation for strength of concrete specimens of different shapes and sizes. Journal of the ACI - Proceedings, v. 63, n. 10, p. 1095-1109, October 1966.
- [56] MALHOTRA, V. M. Superplasticizers: their effect on fresh and hardened concrete. Concrete International - Design and Construction, v. 3, n. 5, p. 66-81, May 1981.
- [57] HELD, Markus, KÖNIG, Gert. Hochfester Beton bis 125 - Ein geeigneter Baustoff für hochbelastete Druckglieder. Beton und Stahlbetonbau, v. 87, n. 2, p. 41-45, Februar 1992.