


UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS


**“PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DE ELEVADO  
DESEMPENHO FABRICADO COM DIVERSOS MATERIAIS”**

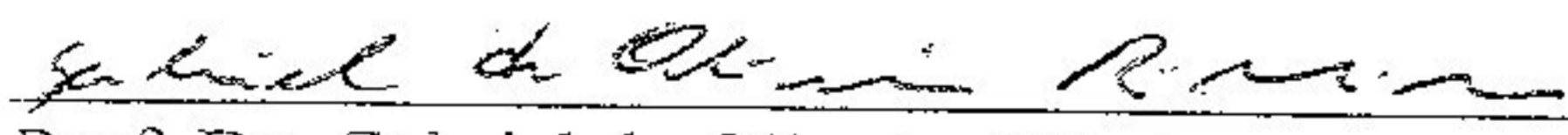
Adriana de Alvarenga Ferrari

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão julgadora:

  
Prof. Dr. José Márcio Fonseca Calixto  
EE-UFMG (Orientador)

  
Prof. Ph.D. Guilherme Sales S.A. Melo  
UNB

  
Prof. Dr. Gabriel de Oliveira Ribeiro  
EE-UFMG

Belo Horizonte, 21 de dezembro de 1995

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais e ao Renato.

## AGRADECIMENTOS

A elaboração desta pesquisa de cunho experimental envolvendo propriedades mecânicas do Concreto de Elevado Desempenho deve-se ao trabalho conjunto de diversas pessoas, como profissionais ou amigos, em todas as etapas desenvolvidas. Desde a concepção inicial da idéia de tal pesquisa, proposta pelo orientador Doutor José Márcio Fonseca Calixto, até sua apresentação final, devo agradecer a todos que direta ou indiretamente colaboraram para que este trabalho constituísse uma realidade.

Dentre vários colaboradores, devo salientar o Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais (EE-UFMG) que me conferiu a oportunidade de desenvolver qualificação nos campos de pesquisa. Em particular, foi de grande valia o empréstimo de equipamentos, bem como de mão-de-obra do Laboratório de Análise Experimental da Escola de Engenharia da UFMG no decorrer da pesquisa, além da orientação do Doutor José Márcio Fonseca Calixto. Agradecimentos devem-se, também, à REAX Indústria e Comércio, à Cimento Mauá, à Cimento Montes Claros e à Cimento Ciminas pela doação dos materiais utilizados na pesquisa. Gostaria, ainda, em especial salientar a grande colaboração da concreteira Central Beton, tanto na doação direta e indireta dos materiais utilizados durante toda a pesquisa, quanto no empréstimo de equipamentos, instalações e pessoal para a confecção de amostras e seus respectivos ensaios experimentais, sem os quais o estudo jamais poderia ter sido realizado. Nesse ínterim, os engenheiros Esdras Poty de França e Domingos Sávio Lara, membros da Central Beton, merecem um particular agradecimento frente ao acompanhamento e orientação concedidos na fase preliminar da pesquisa, os quais constituíram pontos fundamentais em sua realização como um todo.

Agradecimentos devem-se também a todos os membros da banca examinadora da presente pesquisa, a saber, Prof. José Márcio Fonseca Calixto, Prof. Gabriel de Oliveira Ribeiro e Prof. Guilherme Sales S. A. Melo, tanto pela atenção conferida ao conhecimento de todo o trabalho, bem como por eventuais discussões, interrogações e análise que muito

## ABSTRACT

The results of an experimental investigation of the mechanical properties of high-strength concretes, produced using three different cements, two different coarse aggregates and condensed silica fume are presented. Tests were performed on different concrete mixes, having a 28-day compressive strength of 50, 60 and 70 MPa, and ages ranging from 3 to 180 days. The relationships between the uniaxial compressive strength, the secant modulus of elasticity and the flexural strength were investigated. Analysis of the results show that the mechanical properties have different strength developments. Additionally, expressions relating the modulus of elasticity and the flexural strength to the compressive strength were derived. Good correlations were achieved between these relationships and the experimental results found in the literature.

## RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de um estudo experimental das propriedades mecânicas de concretos de elevado desempenho, fabricados com três diferentes cimentos, dois tipos de agregados graúdos e adições de microssílica, em idades variando entre 3 e 180 dias após sua fabricação. Foram estudados concretos com resistência à compressão uniaxial, esperada aos 28 dias, de 50, 60 e 70 MPa. Pesquisou-se a evolução e as correlações entre a resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração determinada através do ensaio de flexão de vigas e o módulo de elasticidade estático secante. Os resultados indicaram que, os valores da resistência à tração e do módulo de elasticidade estático secante não crescem na mesma proporção que os da resistência à compressão. Adicionalmente, expressões correlacionando a resistência à compressão com o módulo de elasticidade e a resistência à tração foram determinadas. Uma análise comparativa entre essas expressões com resultados de diferentes pesquisadores e equações prescritas em diversas normas revelou uma boa correlação.

## ÍNDICE

	PÁGINA
Capítulo 1: INTRODUÇÃO-----	1
Capítulo 2: REVISÃO DE LITERATURA-----	9
Capítulo 3: MATERIAIS E METODOLOGIA DE ENSAIO-----	37
Capítulo 4: APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS -----	70
Capítulo 5: ANÁLISE DOS RESULTADOS-----	76
Capítulo 6: CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES-----	141
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS-----	154
APÊNDICE A: MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO SECANTE - RESULTADOS DOS ENSAIOS ---	160

## LISTA DE FIGURAS

	página
Figura 2. 1 - Detalhe do Ensaio de Flexão de Vigas-----	23
Figura 2. 2 - Distribuição das Tensões na Viga-----	24
Figura 3. 1 - Dispositivo de Ensaio para Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial-----	60
Figura 3. 2 - Ensaio de Flexão de Viga -----	62
Figura 3. 3 - Instrumentação do Corpo-de-Prova para Determinação do Módulo de Elasticidade Estático Secante-----	67
Figura 3. 4 - Calibração dos Transdutores-----	67
Figura 4. 1 - Ruptura por Compressão Uniaxial-----	75
Figura 5. 1 - Resultados da Resistência à Compressão-----	81
Figura 5. 2 - Resistência à Compressão ( % 28 dias ) x Idade-----	82
Figura 5. 3 - Resultados do Módulo de Ruptura-----	84
Figura 5. 4 - Módulo de Ruptura ( % 28 dias ) x Idade-----	85
Figura 5. 5 - Resultados do Módulo de Elasticidade Estático Secante--	86
Figura 5. 6 - Módulo de Elasticidade Estático Secante ( % 28 dias ) x Idade-----	87

Figura 5. 20 - Resistência à Compressão ( % 28 dias ) x Idade - Cimento CP III 32-----	101
Figura 5. 21 - Resultados do Módulo de Ruptura - Cimento CP III 32-----	102
Figura 5. 22 - Módulo de Ruptura ( % 28 dias ) x Idade - Cimento CP III 32-----	103
Figura 5. 23 - Resultados do Módulo de Elasticidade Estático Secante - Cimento CP III 32-----	104
Figura 5. 24 - Módulo de Elasticidade Estático Secante ( % 28 dias ) x Idade - Cimento CP III 32-----	105
Figura 5. 25 - Propriedades Mecânicas do Traço CP III - 50 ( % 28 dias ) x Idade-----	106
Figura 5. 26 - Evolução da Resistência à Compressão ( % 28 dias ) x Idade-----	108
Figura 5. 27 - Evolução do Módulo de Ruptura - % ( $f_r$ ) <sub>28</sub> -----	110
Figura 5. 28 - Evolução do Módulo de Elasticidade Secante - % ( $E_c$ ) <sub>28</sub> -----	112
Figura 5. 29 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP ARI - 50-----	116
Figura 5. 30 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP ARI - 60-----	116



	página
Figura 5. 31 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP ARI - 70*-----	117
Figura 5. 32 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP II - 50-----	117
Figura 5. 33 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP II - 60-----	118
Figura 5. 34 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP II - 70*-----	118
Figura 5. 35 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - Traço CP III - 50-----	119
Figura 5. 36 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - todos os traços-----	120
Figura 5. 37 - Intervalos de confiança de $s$ -----	121
Figura 5. 38 - Intervalos de confiança de $k$ -----	122
Figura 5. 39 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão - todos os traços-----	123
Figura 5. 40 - Equação 5. 7 x Resultados Experimentais - Cimento CP II E 40-----	126
Figura 5. 41 - Equação 5. 7 x Resultados Experimentais Cimento CP V ARI PLUS-----	127
Figura 5. 42 - Equação 5. 7 x Resultados Experimentais Cimento CP III 32-----	127
Figura 5. 43 - Equação 5. 7 x Resultados Experimentais-----	128

Figura 5. 44 - Equação 5. 7 x Resultados de Outros Pesquisadores--	130
Figura 5. 45 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP ARI - 50-----	132
Figura 5. 46 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP ARI - 60-----	133
Figura 5. 47 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP ARI - 70*-----	133
Figura 5. 48 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP II - 50-----	134
Figura 5. 49 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP II - 60-----	134
Figura 5. 50 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP II - 70*-----	135
Figura 5. 51 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão -Traço CP III - 50-----	135
Figura 5. 52 - Intervalos de confiança de k-----	137
Figura 5. 53 - Intervalos de confiança de s-----	137
Figura 5. 54 - Equação 5. 10 x Resultados Experimentais deste Estudo-----	139
Figura 5. 55 - Equação 5. 10 x Resultados de outros pesquisadores-	139

## LISTA DE TABELAS

	página
Tabela 3. 1 - Ensaio-Cimento CP III - 32-----	40
Tabela 3. 2 - Ensaio-Cimento CP II - E 40-----	41
Tabela 3. 3 - Ensaio- Cimento CP V - ARI PLUS-----	42
Tabela 3. 4 - Granulometria da Areia Natural-----	44
Tabela 3. 5 - Características da Areia Natural-----	44
Tabela 3. 6 - Granulometria do Pedrisco-----	45
Tabela 3. 7 - Características do Pedrisco-----	46
Tabela 3. 8 - Granulometria da Brita Calcária-----	47
Tabela 3. 9 - Características da Brita de Calcário-----	48
Tabela 3. 10 - Granulometria da Brita Gnáissica-----	48
Tabela 3. 11 - Características da Brita de Gnaisse-----	49
Tabela 3. 12 - Proporções Finais entre os Materiais - Cimento CP II E 40-----	56
Tabela 3. 13 - Proporções Finais entre os Materiais - Cimento CP V ARI PLUS-----	56

Tabela 3. 14 - Proporções Finais entre os Materiais Cimento CP III 32-----	57
Tabela 3. 15 - Relação entre as Resistências à Compressão Uniaxial de CPs de diferentes dimensões-----	65
Tabela 4. 1 - Resultados dos Ensaios - Traço CP II - 50-----	71
Tabela 4. 2 - Resultados dos Ensaios - Traço CP II - 60-----	72
Tabela 4. 3 - Resultados dos Ensaios - Traço CP II - 70*-----	72
Tabela 4. 4 - Resultados dos Ensaios - Traço CP ARI - 50-----	73
Tabela 4. 5 - Resultados dos Ensaios - Traço CP ARI - 60-----	73
Tabela 4. 6 - Resultados dos Ensaios - Traço CP ARI - 70*-----	74
Tabela 4. 7 - Resultados dos Ensaios - Traço CP III - 50-----	74
Tabela 5. 1 - Módulo de Elasticidade Estático Secante - Cimento CP II E 40-----	79
Tabela 5. 2 - Módulo de Elasticidade Estático Secante - Cimento CP V ARI PLUS-----	79
Tabela 5. 3 - Módulo de Elasticidade Estático Secante - Cimento CP III 32-----	80
Tabela 5. 4 - Evolução da Resistência à Compressão-----	81
Tabela 5. 5 - Comparação da Evolução da Resistência à Compressão Uniaxial - % ( $f_c$ ) <sub>28</sub> -----	83

Tabela 5. 6 - Evolução do Módulo de Ruptura-----	84
Tabela 5. 7 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante--	86
Tabela 5. 8 - Evolução de $E_c$ - Cimento CP V ARI -----	88
Tabela 5. 9 - Evolução da Resistência à Compressão-----	92
Tabela 5. 10 - Evolução do Módulo de Ruptura-----	93
Tabela 5. 11 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante-	95
Tabela 5. 12 - Evolução da Resistência à Compressão - Cimento CP III 32-----	100
Tabela 5. 13 - Evolução do Módulo de Ruptura - Cimento CP III 32-----	102
Tabela 5. 14 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante - Cimento CP III 32-----	104
Tabela 5. 15 - Evolução da Resistência à Compressão - $\% (f_c)_{28}$ ---	107
Tabela 5. 16 - Evolução da Resistência à Compressão Segundo o CEB - FIP-----	109
Tabela 5. 17 - Evolução do Módulo de Ruptura - $\% (f_r)_{28}$ -----	110
Tabela 5. 18 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante - $\% (E_c)_{28}$ -----	111
Tabela 5. 19 - Evolução do Módulo de Elasticidade Segundo o CEB - FIP -----	113
Tabela 5. 20 - Regressão - $f_r$ versus $f_c$ -----	115

	página
Tabela 5. 21 - Intervalos de confiança de k e s -----	121
Tabela 5. 22 - Parâmetros estatísticos do modelo $f_r = k.f_c + s$ para todos os traços-----	122
Tabela 5. 23 - Relação direta entre $f_c$ e $f_r$ para cada traço em cada idade pesquisada-----	124
Tabela 5. 24 - Média das relações entre $f_r$ e $f_c$ para cada traço - modelo $f_r = k.f_c$ -----	125
Tabela 5. 25 - Coeficientes de Correlação entre a equação 5. 7 e os dados desta pesquisa-----	126
Tabela 5. 26 - Análise Comparativa entre os valores do Módulo de Ruptura obtidos experimentalmente e os valores previstos por algumas equações-----	129
Tabela 5. 27 - Regressão - $E_c$ versus $f_c$ -----	131
Tabela 5. 28 - Intervalos de confiança de k e s -----	136
Tabela 5. 29 - Análise Comparativa entre os valores do Módulo de Elasticidade obtidos experimentalmente e os valores previstos por algumas equações-----	138
Tabela I -Memória de Cálculo ( Traço CP II - 50 )-----	164
Tabela II -Memória de Cálculo ( Traço CP II - 60 )-----	165
Tabela III -Memória de Cálculo ( Traço CP II - 70* )-----	166
Tabela IV -Memória de Cálculo ( Traço CP ARI - 50 )-----	167
Tabela V -Memória de Cálculo ( Traço CP ARI - 60 )-----	168

página

Tabela VI -Memória de Cálculo ( Traço CP ARI - 70\* )----- 169

Tabela VII -Memória de Cálculo ( Traço CP III - 50 )----- 170

# 1. INTRODUÇÃO

---

## 1.1 Introdução

O material concreto definido como a composição de agregados, um aglomerante e água já vem sendo usado há cerca de nove mil anos [33]. Mas neste último século tem havido uma maior preocupação quanto a uma das características mecânicas deste material. Esta característica é sua resistência à compressão, a qual é de suma importância no dimensionamento do concreto armado devido ao fato de governar predominantemente o comportamento do mesmo.

Nas últimas décadas tem havido uma tendência internacional na produção de concretos estruturais com resistências à compressão cada vez maiores. Nos países desenvolvidos já se fabricam concretos com resistências de projeto à compressão entre 50 e 100 MPa, graças às tecnologias dos aglomerantes como os cimentos, aos aditivos superplastificantes e redutores de água e ao apuro técnico alcançado nos canteiros de obras. No Brasil, ainda é bastante comum o uso de concretos com resistências de projeto à compressão em torno de 15 MPa, mas já é possível o salto para 30 MPa, apenas com a tecnologia disponível. Certamente no início do século XXI não se projetarão estruturas com concretos de resistências à compressão inferiores a 50 MPa.

Outras propriedades mecânicas do concreto também são de grande importância na correta proporção das seções projetadas. Uma delas é a sua resistência à tração. As fissuras só ocorrem quando as tensões excedem o limite de resistência à tração. E estas não são desejáveis, tanto por facilitarem a penetração de agentes agressivos que comprometem a durabilidade da estrutura, quanto por reduzirem a área útil da peça trabalhando à flexão. Um grande número de parâmetros de dimensionamento, na prática corrente, são relacionados com a resistência à tração do concreto, como a armadura mínima de flexão, cisalhamento e



torção. Desse modo, a resistência à tração do concreto apesar de pequena não é negligenciável. Outra propriedade mecânica é o módulo de elasticidade, que vem sendo estudado desde 1930. O módulo de elasticidade é um fator básico na computação de perdas de protensão, da torção de pilares esbeltos e no cálculo das deflexões e outros deslocamentos necessários para análise de estruturas de concreto.

Desse modo, o Brasil precisa desenvolver a tecnologia necessária à fabricação de concretos mais resistentes, como também, conhecer suas propriedades mecânicas, tão necessárias quando do dimensionamento das estruturas. Este estudo vem contribuir para cobrir esta lacuna.

## 1. 2 O Concreto de Alta Resistência

Internacionalmente, esta nova categoria de concretos com elevada resistência à compressão está sendo denominada de Concreto de Alta Resistência. A definição destes concretos de alta resistência varia com o tempo e a situação geográfica. Desse modo, em 1950 concretos com resistência à compressão de 34 MPa eram considerados de alta resistência nos Estados Unidos. Em 1960, ainda nos Estados Unidos, concreto de alta resistência era o concreto com resistência à compressão em torno de 60 MPa. Hoje, já estão sendo usados concretos com resistência à compressão de 138 MPa em Chicago, por exemplo. No Brasil, onde concretos estão sendo feitos com resistência máxima à compressão de 40 MPa, concretos com resistência em torno de 60 MPa já são de alta resistência. O ACI “ad Hoc” Committee on High Strength Concrete [32] definiu concreto de alta resistência como o concreto com resistência à compressão entre 41 e 83 MPa.

O concreto de alta resistência apresenta, ainda, além de sua alta resistência à compressão, outras vantagens, como a redução da exsudação e segregação, aumento de rigidez, interessante em casos onde as deflexões ou estabilidade governam o dimensionamento, maiores resistências à tração e ao cisalhamento, maior resistência à abrasão, baixa porosidade e maior

durabilidade quando comparado aos concretos convencionais comumente produzidos. Esta baixa porosidade se traduz em durabilidade para o concreto de alta resistência, uma vez que a penetração de agentes agressivos corrosivos torna-se difícil neste concreto com poucos poros. Mas esta última característica só é alcançada quando as relações entre as quantidades de água e cimento da mistura (fator água-cimento) são inferiores a 0,4, o que, leva sempre a resistências altas.

O concreto de alta resistência pode ser produzido com economia de cimento, graças a adições de outros materiais. Um destes materiais é a microssílica. Obtém-se com um concreto com microssílica a mesma resistência aos 28 dias de um concreto convencional, porém com uma quantidade de cimento menor. A adição de microssílica também proporciona o aumento das resistências à flexão e à abrasão do concreto, ainda garantindo menores deformações de fluência e maior aderência tanto aos agregados, quanto à armadura, e ainda a concretos velhos.

Outra propriedade importante do concreto com microssílica é sua baixa permeabilidade. Esta questão é de particular interesse para o concreto armado que é um dos materiais de construção mais usados no mundo e que em meios contendo cloretos ou sulfatos fica sujeito à corrosão de sua armadura. Esta corrosão gera enorme prejuízo, chegando a atingir 4% do Produto Nacional Bruto (PNB) anualmente no Brasil, segundo Sinelli [29]. Diminuindo a porosidade da pasta, aumentando a compactidade do concreto e interconectando seus poros, a microssílica dificulta a entrada e migração de agentes agressivos, como a umidade ou íons cloreto. Aumentando, ainda, a resistividade elétrica do concreto, abaixando seu pH e diminuindo a velocidade de difusão de oxigênio, a adição de microssílica constitui-se num eficaz inibidor da corrosão das armaduras do concreto.

Pode-se notar que a nomenclatura internacional adotada para estes concretos, ditos de alta resistência, não engloba toda a realidade de ganhos apresentados por esta nova categoria de concretos. Assim, uma nomenclatura mais abrangente seria "Concreto de Elevado Desempenho" - CED. Esta última denominação já vem sendo utilizada por alguns pesquisadores brasileiros e será adotada neste trabalho.

O CED, então, neste estudo, é definido como sendo o concreto que apresenta resistência à compressão aos 28 dias de idade igual ou superior a 50 MPa contendo ou não adições de microssílica.

### 1.3 Aplicações do CED

A elevação da resistência à compressão se traduz em economias consideráveis no custo final da estrutura, tanto no volume de concreto empregado, quanto na redução do volume de aço das armaduras ou das áreas de formas, além da redução de mão-de-obra. Considerando que resistências mais altas são obtidas mais cedo e que as operações de transferência de carga podem ser antecipadas, o tempo da desforma é diminuído e a construção acelerada. Dependendo da tipologia da estrutura, atinge-se uma economia média de cerca de 6% com ganhos de até 10% no volume das armaduras, segundo Souza [31]. Economias maiores podem ser obtidas nas áreas de formas, uma vez que as dimensões dos pilares podem ser constantes por dezenas de andares, garantindo o melhor reaproveitamento das formas ao longo dos mesmos.

O CED tem sido especificado onde é importante reduzir-se o peso das estruturas ou onde considerações arquitetônicas requeiram elementos mais esbeltos. Seu uso é vantajoso em peças submetidas a esforços predominantemente de compressão, como os pilares de edifícios altos que podem ter suas dimensões reduzidas principalmente em andares inferiores, contribuindo para o aumento dos espaços úteis em garagens e lojas, por exemplo.

O uso de CED com microssílica baseia-se, principalmente, em sua característica de baixa permeabilidade e conseqüente proteção à corrosão de suas armaduras. Desse modo, ele é muito utilizado em estruturas submetidas ao desgaste por abrasão ou cavitação (como pisos industriais, superfícies hidráulicas), a ataques químicos (como a água do mar no caso de plataformas de petróleo e portos) e ao ataque de sulfatos em obras sanitárias e em silos de armazenamento de materiais (como fertilizantes contendo

nitrate de cálcio). Mas sua utilização abrange, também, pilares, pontes, túneis, barragens, concretos bombeados e projetados utilizados no reparo e reforço de estruturas, peças pré-moldadas e até argamassa armada. Cabe salientar, ainda, que são bastante duráveis as estruturas de concreto com microssílica sujeitas ao processo congelamento-degelo típico de países de clima temperado e frio.

### 1. 3. 1 Alguns Exemplos de Aplicação

#### 1. 3. 1. 1 Edifícios [33]

- Helmsley Palace Hotel (53 pavimentos, 1978), New York  
resistência à compressão aos 28 dias : 55 MPa e
- Pacific First Center Seattle (44 pavimentos , 1989)  
resistência à compressão aos 28 dias : 115 MPa.

#### 1. 3. 1. 2 Pontes [33]

- Willows Bridge (vão máximo = 48 m), Toronto (1967)  
resistência à compressão aos 28 dias : 41 MPa e
- Pont du Pertuiset (vão máximo = 110 m), França (1988)  
resistência à compressão aos 28 dias : 65 MPa.

#### 1. 3. 1. 3 Outras estruturas [33]

- O'Hare Airport Terminal, Chicago  
resistência à compressão aos 28 dias : 55 MPa;
- Plataforma Ekofisk, Mar do Norte, ( 1981 )  
resistência à compressão aos 28 dias : 43 MPa e

- Reparo na barragem de Kinzua usando microssilica, EUA, (1984)  
resistência à compressão aos 28 dias : 94 MPa.

#### 1. 4 Justificativa do Estudo

Se por um lado há uma reconhecida tendência internacional na produção de concretos cada vez mais resistentes e duráveis, por outro, passar hoje, no Brasil, de uma resistência de 20 MPa para pelo menos 45 MPa no início do século XXI não é uma tarefa tão simples como parece. Para tanto é necessária a adaptação de uma série de fatores como a viabilidade econômica de estruturas mais esbeltas, treinamento e especialização de mão-de-obra e uniformidade, controle e garantia da qualidade dos materiais componentes. Outros fatores necessários são a utilização de equipamentos de mistura, transporte e adensamento mais eficientes, desenvolvimento de aditivos, descobertas de adições ativas e refinamento dos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural e nos correspondentes modelos de comportamento dos materiais atualmente adotados.

A redação atual da NBR-6118 [48], "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", só contempla concretos com resistência à compressão de projeto até 40 MPa. Para que o CED esteja à disposição do meio técnico, a existência de uma norma brasileira clara e atual, que contemple concretos com resistência à compressão de projeto acima de 40 MPa é de fundamental importância, conferindo a necessária tranquilidade aos projetistas e construtores.

O estudo experimental das propriedades mecânicas do tão almejado Concreto de Elevado Desempenho fabricado com rigoroso controle de materiais, mistura, lançamento, cura e desforma torna-se, então, uma necessidade, visando a adequação da construção civil brasileira às novas realidades.

## 1. 5 Objetivos

A partir das considerações acima, a presente pesquisa visa estudar as propriedades mecânicas do CED, produzido com diversos componentes, desde a sua fabricação até a idade de 180 dias. As propriedades mecânicas investigadas serão a resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração, determinada através do ensaio de flexão de vigas, e o módulo de elasticidade estático secante de concretos com resistências à compressão esperadas aos 28 dias de 50, 60 e 70 MPa.

É importante salientar que através do ensaio de flexão de vigas determina-se o módulo de ruptura e não a resistência real à tração do concreto. Mas considerando que este ensaio tem sido usado em todo o mundo e que relações entre a resistência à tração real do concreto e seu módulo de ruptura já foram propostas, tal ensaio foi o escolhido frente a outros.

As propriedades serão estudadas aos 3, 7, 28, 90 e 180 dias após a fabricação do concreto. Todos os ensaios serão realizados de acordo com as respectivas normas brasileiras vigentes, mas quando estas se mostrarem omissas, recomendações adicionais serão buscadas em correspondentes normas estrangeiras.

## 1. 6 Escopo do Trabalho

Nos capítulos seguintes será apresentada, num primeiro momento, uma revisão de literatura. Em seguida, será apresentada a metodologia dos ensaios, incluindo descrição e características de todos os materiais utilizados. A fabricação dos corpos-de-prova, lançamento, adensamento, desforma e cura, complementam a metodologia. Os resultados obtidos dos ensaios realizados são então apresentados. Tendo em mão tais resultados,

estes serão analisados e comparados com dados de outros pesquisadores. Inclusive serão propostas equações que relacionem a resistência à tração e o módulo de elasticidade estático secante com a resistência à compressão do concreto, de acordo com os resultados obtidos. As conclusões do presente estudo bem como recomendações para futuras pesquisas fecham esta dissertação.

### 1.7 Notação

Quando não for especificado, a seguinte notação será empregada nos diversos capítulos deste trabalho:

$E_c$ ----Módulo de Elasticidade Estático Secante;

$f_c$ ----Resistência à Compressão Uniaxial;

$f_{c,j}$ ---Resistência à Compressão Uniaxial a "j" dias;

$f_r$ ----Módulo de Ruptura;

$f_t$ ---- Resistência à Tração;

$W$ -----Peso Próprio do Concreto em  $\text{kgf/m}^3$ .

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

---

### 2.1 Introdução

Neste capítulo será apresentada a revisão de literatura realizada em torno do tema "O Concreto de Elevado Desempenho (CED) e suas Propriedades Mecânicas". Assim o capítulo refere-se, num primeiro momento, aos diversos materiais componentes do CED e suas proporções na mistura, à trabalhabilidade da mistura de concreto e aos processos de cura do mesmo. Em seguida, as propriedades mecânicas do CED, que constituem o objeto desta pesquisa, serão abordadas. A ruptura do CED também será comentada, bem como a questão de possíveis influências das dimensões dos corpos-de-prova nos resultados de ensaios realizados num CED.

Todas as informações selecionadas visam um posterior estudo comparativo com os resultados obtidos na presente pesquisa.

### 2.2 Materiais Componentes do CED e suas Proporções na Mistura

É consenso na literatura técnica que um CED só é alcançado para baixas quantidades de água em relação à quantidade de cimento, ou melhor, para um fator água-cimento inferior a 0,4. Isto se deve a uma inversa proporcionalidade entre o fator água-cimento e a resistência do concreto e à grande influência do fator água-cimento na porosidade e durabilidade do concreto. Baixas relações água-cimento garantem baixa porosidade que, por um lado, traduzem-se em durabilidade, uma vez que, a penetração de agentes agressivos torna-se mais difícil devido à menor quantidade de vazios na pasta, e por outro, maior resistência, pois o CED torna-se praticamente um "meio contínuo".



A resistência do concreto é, ainda, função da granulometria dos agregados, da quantidade de cimento na mistura e das condições plásticas do concreto. Tanto a resistência à compressão como a resistência a impacto do concreto são aumentadas com a diminuição do tamanho dos agregados graúdos, enquanto que sua permeabilidade é reduzida. A explicação disto está no fato de haver alta fissuração na zona de transição agregado-pasta com o aumento do tamanho do agregado. Desde que microfissuras originadas na zona de transição tendem a se propagar em largura e comprimento devido ao estado de tensões que a estrutura de concreto está sujeita em serviço, elas tornam-se o principal fator no aumento da permeabilidade e na redução da resistência do concreto. De acordo com o ACI Committee 363 [32], concretos fabricados com agregados graúdos de diâmetro máximo entre 9,5 milímetros e 19 milímetros têm sua resistência maximizada.

Já quanto à curva tensão-deformação do concreto ( $\sigma \times \epsilon$ ), segundo Hansen [13], a influência do agregado graúdo é manifestada pela similaridade entre as curvas dos concretos e as de suas rochas.

Os agregados são a parte inerte da mistura, mas têm grande importância no traço, já que ocupam a maior parte do volume do concreto. Os finos são mais importantes na mistura, pois têm uma área superficial proporcionalmente muito maior, permitindo maior coesão às partículas da pasta de cimento. Assim a resistência à compressão do concreto depende da quantidade e das características do agregado miúdo. Quando a quantidade de agregados miúdos diminui, também diminui a resistência à compressão do concreto, o mesmo acontecendo quando ocorre a redução do valor do módulo de finura do agregado miúdo. Isto é explicado pela existência de um limite para a quantidade de cimento até o qual o agregado miúdo pode assegurar uma condição homogênea. Se uma quantidade de pasta de cimento acima desta é usada, o cimento e a água tendem a se separar antes de começar o endurecimento, o que resulta em perda de resistência. Os próprios agregados graúdos têm sua quantidade e tamanho ótimos dependentes das características do agregado miúdo.

A resistência à abrasão do concreto, segundo Aitcin e Mehta [3], também, é influenciada pelo tipo do agregado, sua fragilidade, sua sensibilidade à umidade e pela qualidade da areia. Quando se substitui uma areia natural por um material triturado, aumenta-se a resistência à abrasão apesar da resistência à compressão diminuir.

Embora os agregados constituam 70% do volume do concreto, a pasta de cimento é a responsável pelas boas e más qualidades do concreto. Sua quantidade ideal é descoberta frente uma bateria de moldagens, mas o teor ideal de cimento está comumente entre 392 e 557 quilogramas por metro cúbico de concreto, segundo o ACI Committee 363 [32]. Quantidades de cimento mais elevadas como acima de 600 quilogramas por metro cúbico de concreto conduzem a um considerável aumento da temperatura do concreto quando de sua hidratação gerando o aparecimento de microfissuração interna da pasta e conseqüentemente o aumento da permeabilidade e redução da durabilidade.

### 2. 2. 1 A Microssílica

O recente controle da poluição no mundo fez com que filtros fossem instalados nas usinas de fabricação de ferro-silício e de silício metálico. Estes filtros tinham por fim evitar o lançamento da sílica, oriunda do processo, na atmosfera. O material recolhido pelos filtros, de início, era depositado em aterros até que investimentos em pesquisas mostraram valiosas propriedades da sílica na indústria de plásticos, refratários e na preparação do concreto.

Assim sendo, a microssílica é um subproduto da indústria de ligas ferrosas. Consiste de partículas extremamente pequenas de sílica-amorfa, pura e não cristalina, contendo 85 a 98% de  $\text{SiO}_2$  e apresentando aparência de um pó extremamente fino de cor acinzentada. Os grãos são esféricos com

diâmetro médio de 0,15  $\mu\text{m}$ , equivalendo a aproximadamente um centésimo do diâmetro médio de um grão de cimento. Seu peso específico é da ordem de 0,2 gramas por centímetro cúbico.

No concreto, a microssílica provoca os seguintes efeitos:

- (1) Efeito pozolânico: a microssílica reage com grande rapidez com o  $\text{Ca(OH)}_2$  formado na hidratação do cimento Portland. Esta reação forma um gel resistente de silicato de cálcio hidratado que subdivide os poros capilares em poros gel. Conseqüentemente, o concreto fica mais impermeável e resistente a ataques químicos.
- (2) Efeito micro "filler": as pequenas esferas de microssílica se alojam nos interstícios da pasta levando a um aumento da compacidade do concreto.

A adição de microssílica no concreto influencia muitas de suas propriedades quando de seu estado fresco. A trabalhabilidade, a coesão e as tendências à segregação e à exsudação são muito modificadas. O efeito da microssílica na reologia do concreto fresco pode ser resumido em uma "estabilização", que está ligada às menores tendências de segregação e exsudação, maior coesão interna e viscosidade.

As reações da microssílica na pasta de cimento são exotérmicas ; a evolução do calor específico da microssílica na pasta de cimento é da mesma ordem de grandeza ou pouco maior do que a evolução do calor específico do cimento.

Quanto à substituição de parte do cimento por microssílica numa mistura, deve-se salientar alguns pontos. Um destes pontos refere-se ao fato de que quanto maior a porcentagem de microssílica, maior a demanda de água requerida para manutenção da mesma trabalhabilidade. Outro ponto refere-se à resistência à compressão. A porcentagem ideal de microssílica que garanta melhorias na resistência à compressão do CED ainda não foi determinada precisamente. Controvérsias giram em torno desta questão. Alguns resultados, de acordo com o CEB [34], mostraram que teores

inferiores a 10% da quantidade de cimento substituído por microssilica pouco influenciam tal propriedade, havendo melhora apenas na permeabilidade do concreto. Para sensíveis melhorias de resistência à compressão, as adições de microssilica devem estar entre 10 e 20% do total de cimento. Mas resultados, obtidos por Yogendran *et al* [38], indicam exatamente o contrário. Para estes, teores de microssilica inferiores a 10% da quantidade de cimento da mistura, já conduzem a resistências à compressão sensivelmente maiores que aquelas atingidas por concretos sem microssilica, inclusive salientando que o efeito da microssilica diminui com o aumento da quantidade de cimento. E segundo estes mesmos pesquisadores, misturas com altos teores de microssilica, acima de 10%, tornam-se muito difíceis de compactar provocando, muitas vezes, uma perda de resistência, já que vazios não são removidos mesmo utilizando-se uma mesa vibratória. Desse modo, surge a necessidade de outras pesquisas a respeito dos teores de microssilica que conduzam a aumentos na resistência à compressão do concreto. Mas de modo geral, o uso de microssilica permite melhorias nos níveis de resistência em todas as idades.

Entretanto certos cuidados devem ser tomados quando da cura do CED com microssilica, uma vez que esta pode provocar violenta retração. Essas fissuras desenvolvidas por retração podem comprometer a durabilidade do concreto ao longo da vida útil.

### 2. 2. 2 Aditivos Químicos

Aditivos químicos são usados para modificar as propriedades do concreto para que fique mais trabalhável, ou mais econômico, ou, ainda, para economizar energia quando de sua mistura ou adensamento. Muitas vezes, como no caso do CED, os aditivos são o único meio para se obter o resultado desejado.

Aditivos usados para modificar as propriedades do concreto fresco podem aumentar a trabalhabilidade sem introdução de água, acelerar ou retardar a pega inicial e reduzir a taxa de perda de "slump". Já os aditivos

usados para modificar as propriedades do concreto endurecido podem aumentar a resistência à compressão, à tração ou à flexão, bem como melhorar a sua durabilidade, entre outros.

A performance de alguns aditivos pode ser muito influenciada pelas características do cimento, tipo e granulometria dos agregados, quantidade de água e proporções entre os materiais. Outros fatores incluem a temperatura, a umidade, o volume da mistura, a mudança no instante de lançamento do aditivo quando da mistura, a presença de adições como a microssílica e as condições de cura.

A quantidade de aditivo varia em função de suas propriedades, estando, em geral, entre 1 e 1,5% do peso de cimento na mistura.

A análise econômica de algum aditivo só é conhecida após realização de testes preliminares que comprovem o resultado desejado. O aumento no custo devido ao uso de um ingrediente adicional - o aditivo - deve ser levado em conta, como também a economia causada pelo uso do mesmo em questão de transporte, lançamento do concreto e aumento de sua resistência, entre outros.

### 2.3 Trabalhabilidade do CED

Conforme mencionado anteriormente, o CED só é obtido quando baixos fatores água-cimento são empregados. Assim, para garantir a trabalhabilidade da mistura primeiramente tão seca, são necessários aditivos superplastificantes. Sabe-se que devido à presença de superfícies residuais, quando partículas de cimento são misturadas com um líquido polar como a água, uma considerável quantidade de líquido tende a flocular reduzindo a trabalhabilidade. Então, o uso de aditivos que quebrem estes flocos é a alternativa, quando não se pode usar grande quantidade de água.

O CED com altos teores de microssílica requer maior dosagem de superplastificante para manter a mesma trabalhabilidade. Por um lado a eficiência do aditivo neste caso é aumentada, mas por outro, a perda da

trabalhabilidade com o tempo é mais rápida e acentuada, segundo resultados de Yogendran *et al* [38].

Uma observação interessante feita pelo CEB [34] refere-se ao valor do "slump" . Este deve ser 2 a 3 centímetros maior que o determinado em concretos convencionais para obtenção de mesma trabalhabilidade no CED, pois a mistura neste último caso é muito mais coesa.

#### 2. 4 O processo de cura

As propriedades do concreto endurecido dependem do processo de hidratação do cimento. Esta característica é função do fator água-cimento, da composição do cimento, das propriedades e composição de adições e, principalmente, das condições de cura.

A cura ótima é o ato de manter controladas as condições ambientais para concretos moldados recentemente por um período definido de tempo. A cura, portanto, é uma necessidade para garantir um ótimo desenvolvimento das propriedades físicas do concreto, principalmente no caso do CED.

Os processos normais de cura são a cura úmida e ao ar livre.

Na cura úmida, o concreto é mantido continuamente úmido pelo uso de água (processo que supre umidade adicional como também previne perda de umidade) ou cura lacrada (processo que apenas previne perda de umidade). Na cura em água, o suprimento de água no concreto pode ser feito por spray, submersão em tanques ou pelo uso de capa saturada. Já a cura lacrada é feita através de papel "waterproof", folhamento plástico ou membranas, e segundo Oluokun [20] não deve ser usada na cura de concretos com fator água-cimento inferior a 0,5 devido ao pronunciado efeito de retração por secagem.

No método de cura ao ar livre, o concreto é mantido sem nenhum lacre e sem suprimento adicional de umidade, a não ser a umidade do ar não saturado.

Em todas as idades, segundo Oluokun [20] e Gardner e Poon [11], a cura úmida conduz a maiores resistências à compressão que a cura ao ar livre, e após os 28 dias a cura úmida desenvolve, também, maiores resistências à tração. O concreto submetido à cura úmida apresenta um crescimento de sua resistência à compressão inicialmente rápido, mas caindo progressivamente com o passar do tempo. Por outro lado, o desenvolvimento da resistência à compressão com cura ao ar livre atinge seu ponto máximo a baixas idades, não aumentando quando o período de cura ao ar livre aumenta.

A hidratação completa do cimento requer adequada umidade e é um requisito para o desenvolvimento da resistência durante a cura. Segundo Oluokun [20], quando o fator água-cimento é inferior a 0,5, a hidratação necessária não é assegurada sem uma adicional fonte de umidade, já que a metade da água da pasta é consumida durante a hidratação.

No CED, conforme já dito, a exsudação é praticamente inexistente; assim o CED fica, nas primeiras horas após o lançamento, mais vulnerável à fissuração por retração. A formação destas fissuras por retração é devida à evaporação da água de pequenos poros, sendo que, normalmente, concretos endurecidos retraem cerca de 0,05%, segundo Rasheeduzzafar [26]. No CED com microssilica os poros são ainda menores e a velocidade do fluxo interno é, então, reduzida, tornando tais concretos mais susceptíveis à retração plástica. Assim, um cuidado especial deve ser tomado nas primeiras horas para evitar que isto aconteça.

A retração química, também, pode dar origem a tensões internas localizadas durante a hidratação. A retração química relacionada com as reações químicas da microssilica foi estimada por Amaral Filho [9] como sendo a metade do valor da retração química que ocorre durante a hidratação do cimento.

Finalmente, deve-se salientar que não se pode raciocinar com CED somente em relação aos materiais e sua composição. Certas adições somente conferem qualidades extras aos concretos convencionais à medida que também tenham uma cura prolongada e úmida que assegure a continuidade das reações pozolânicas e de hidratação do cimento. Tudo isto implica na necessidade de mudanças de práticas consagradas em nível de obra quanto ao processo de cura nas primeiras idades.

## 2. 5 Propriedades Mecânicas

Dentre as propriedades mecânicas do concreto, a resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração e o módulo de elasticidade são destacados nesta revisão já que constituem o objeto deste estudo.

Com relação à resistência à tração do concreto, vale ressaltar que, em geral, diferentes métodos de ensaio são utilizados para sua determinação, a saber:

- teste de tração direta;
- teste de flexão de viga ou módulo de ruptura; e
- teste de compressão diametral ( teste brasileiro).

Em relação ao teste de tração direta é importante frisar que ele não é muito utilizado devido às dificuldades de se garantir que a carga aplicada seja axial na direção de tração. Algumas excentricidades de carga podem existir falseando os resultados e conduzindo a subestimadas tensões de tração.

Já em relação aos demais métodos mencionados para determinação da resistência à tração do concreto, a vantagem da utilização do teste de compressão diametral frente ao teste de flexão de vigas reside em dois pontos. O primeiro refere-se ao fato do teste de compressão diametral fornecer uma distribuição mais uniforme das tensões de tração. E o segundo vem do fato deste método oferecer a oportunidade de se ensaiar grande



número de corpos-de-prova dentro de um período de tempo relativamente pequeno.

Não obstante, o teste de flexão de viga tem sido muito usado internacionalmente para determinação da resistência à tração do concreto. Em certas aplicações, tais como concretos empregados em pavimentos rígidos, ele reflete melhor o comportamento estrutural.

Desde o início do século, pesquisadores têm estudado as propriedades mecânicas do concreto, considerando a evolução das mesmas ao longo do tempo e suas relações entre si. Os parágrafos seguintes apresentam uma revisão destes estudos em ordem cronológica, visando esboçar a evolução do conhecimento das propriedades mecânicas do concreto.

De acordo com os Princípios Fundamentais da Construção em Concreto Armado publicado por Hool e Pulver [14] em 1937, a relação entre as resistências à compressão aos 7 dias e aos 28 dias para concretos convencionais fabricados com cimento Portland comum, é dada por:

$$f_{c,28} = f_{c,7} + 2,4897 \cdot \sqrt{f_{c,7}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.1)$$

onde

$f_{c,7}$  é a resistência à compressão aos 7 dias; e  
 $f_{c,28}$  é a resistência à compressão aos 28 dias.

Em 1960, Pauw [23] estudando o módulo de elasticidade estático secante de concretos leves e de peso normal fabricados com grande variedade de agregados, e com resistências à compressão compreendidas entre 14 MPa e 41 MPa, concluiu que:

- (1) O valor do módulo de elasticidade do concreto depende mais de seu peso específico e do método de ensaio utilizado para sua determinação do que de sua resistência à compressão;

- (2) O módulo de elasticidade estático secante de concretos leves ou de pesos normais pode ser determinado aproximadamente pela fórmula empírica abaixo, mais tarde adotada pelo ACI 318 [1]:

$$E_c = 0,0427 \cdot w^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} \text{ (MPa)} \quad (2.2)$$

( 14 MPa <  $f_c$  < 41 MPa )

Grib e Werner [39] pesquisaram, em 1962, as relações entre a resistência à tração determinada pelo ensaio de compressão diametral, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de ruptura determinado pelo ensaio de flexão de vigas de concretos fabricados com diferentes tipos de agregado graúdo e diversos consumos de cimento Portland comum. Os concretos estudados apresentaram resistências à compressão uniaxial compreendidas entre 10 e 51 MPa, determinadas em idades entre 7 e 365 dias. Os corpos-de-prova utilizados para determinação da resistência à compressão uniaxial e da resistência à tração por compressão diametral foram cilíndricos de dimensões 150mm x 300mm. Para o ensaio de flexão de vigas, os corpos-de-prova foram prismáticos de 150mm x 150mm x 525mm. Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- (1) Para um mesmo agregado graúdo e método de cura, existe uma relação linear entre a resistência à tração e o módulo de ruptura do concreto.
- (2) A relação entre a resistência à tração do concreto e sua resistência à compressão é não linear.
- (3) As relações entre a resistência à tração e o módulo de ruptura do concreto e entre suas resistências à tração e à compressão dependem do tipo e diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado em sua fabricação.
- (4) A relação entre a resistência à tração e o módulo de ruptura do concreto não é afetada pelo consumo de cimento utilizado na mistura e nem pela idade de ensaio da amostra.
- (5) A relação entre as resistências à tração e à compressão do concreto diminui quando a resistência à compressão aumenta, sendo afetada tanto pelo consumo de cimento utilizado em sua fabricação, quanto pela idade de ensaio da amostra.

McNeely e Lash [18], em 1963, estudando a resistência à tração de concretos fabricados com cimento Portland comum e agregados naturais e com resistências à compressão variando entre 20 e 30 MPa, chegaram aos seguintes resultados:

- (1) A resistência à tração do concreto obtida pelo ensaio de flexão de vigas corresponde a 13% de sua resistência à compressão; já a resistência obtida pelo ensaio de compressão diametral representa somente 8,5% da resistência à compressão.
- (2) A resistência à tração determinada pelo ensaio de compressão diametral corresponde a 66% do valor obtido pelo ensaio de flexão de vigas.
- (3) A diferença entre o módulo de ruptura e a tensão de tração do concreto depende dos materiais usados, das proporções da mistura e da capacidade de aderência da argamassa.
- (4) O teste de compressão diametral é mais confiável que o teste de flexão de viga. Sua maior confiabilidade reside no fato da aproximada uniformidade da tensão de tração gerada sobre quase a totalidade da área diametral do cilindro.

Parrot [21] e [22], em 1969, estudou concretos com resistências à compressão aos 28 dias compreendidas entre 70 e 100 MPa fabricados com diversos tipos de agregados, cimentos de alta qualidade e fatores água-cimento entre 0,2 e 0,5. Após a realização de ensaios de compressão uniaxial, de compressão diametral, de módulo de elasticidade estático secante, em corpos-de-prova cilíndricos de 150mm x 300mm, e de flexão de vigas, em corpos-de-prova prismáticos de dimensões aproximadas de 150mm x 150mm x 500mm, ele concluiu que:

- (1) A relação entre as resistências à compressão obtidas nas idades de 7 e 28 dias após a fabricação do CED está compreendida entre 0,8 e 0,9.
- (2) A mesma relação acima foi obtida para a resistência à tração do CED.

- (3) A resistência à tração do CED determinada através do ensaio de compressão diametral é cerca de 5 a 7% de sua resistência à compressão.
- (4) A resistência à tração do CED determinada através do ensaio de flexão de vigas é cerca de 7 a 10% de sua resistência à compressão.
- (5) O módulo de elasticidade estático secante do CED é influenciado pelo tipo de agregado utilizado em sua fabricação.

Carrasquillo *et al* [19], em 1980, pesquisaram as propriedades mecânicas de concretos fabricados com cimento Portland comum e dois diferentes agregados graúdos: brita de calcário e cascalho. A pesquisa foi dividida em três diferentes classes de resistência à compressão do concreto à idade de 56 dias. A primeira delas engloba os concretos com resistência à compressão superior a 62 MPa. A segunda engloba concretos com resistências à compressão entre 41 e 62 MPa. E a última, refere-se aos concretos convencionais com resistências à compressão entre 21 e 41 MPa. Os ensaios foram realizados nas idades de 7, 28 e 95 dias. Os corpos-de-prova utilizados para determinação da resistência à compressão simples foram cilíndricos de dimensões 100mm x 200mm e 150mm x 300mm. Já para o ensaio de flexão de vigas, as amostras foram prismáticas de 100mm x 100mm x 355mm. Os autores concluíram que:

- (1) Os CEDs apresentaram uma taxa de crescimento da resistência à compressão a baixas idades maior que os concretos convencionais. Mas em idades mais avançadas, acima de 28 dias, estas diferenças foram desprezíveis. A relação da resistência à compressão entre as idades de 7 e 95 dias foi igual a 0,73 para CEDs.
- (2) O módulo de ruptura, determinado pelo ensaio de flexão de vigas, pode ser estimado, em função da resistência à compressão, pela seguinte equação:

$$f_r = 0,94 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

( 21 ≤ f<sub>c</sub> ≤ 83 MPa )

- (3) A equação do ACI 318 [1] para determinação do módulo de elasticidade superestima os valores experimentais obtidos para concretos com resistência à compressão superior a 41 MPa. Uma melhor estimativa para o módulo de elasticidade estático secante é dada pela equação abaixo, para concretos com resistências à compressão entre 21 e 83 MPa :

$$E_c = 3320 \sqrt{f_c} + 6900 \quad (\text{MPa}) \quad (2.4)$$

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da norma NBR 6118 de 1980 [48], fixa as condições gerais de projeto, execução e controle de obras de concreto armado. Na falta de determinação experimental, esta norma recomenda o emprego de uma expressão para determinação do módulo de elasticidade estático secante a partir da resistência à compressão do concreto. Tal expressão é:

$$E_c = 5940 \cdot \sqrt{f_{c,j}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.5)$$

Raphael [25], em 1984, indica que o módulo de ruptura é cerca de 30 a 50% maior que a resistência à tração do concreto, independentemente da resistência à compressão alcançada pelo concreto. Isto é devido ao fato do módulo de ruptura ser determinado a partir de uma distribuição linear das tensões ao longo da altura da seção transversal. No caso de uma viga biapoiada de seção retangular com largura  $b$  e altura  $d$  e submetida a duas cargas concentradas ( $P/2$ ) distando  $L/3$  de cada apoio (figura 2.1), tem-se que a máxima tensão normal ( $f_r =$  módulo de ruptura) é dada por:

$$f_r = \frac{P.L}{b.d^2} \quad (2.6)$$

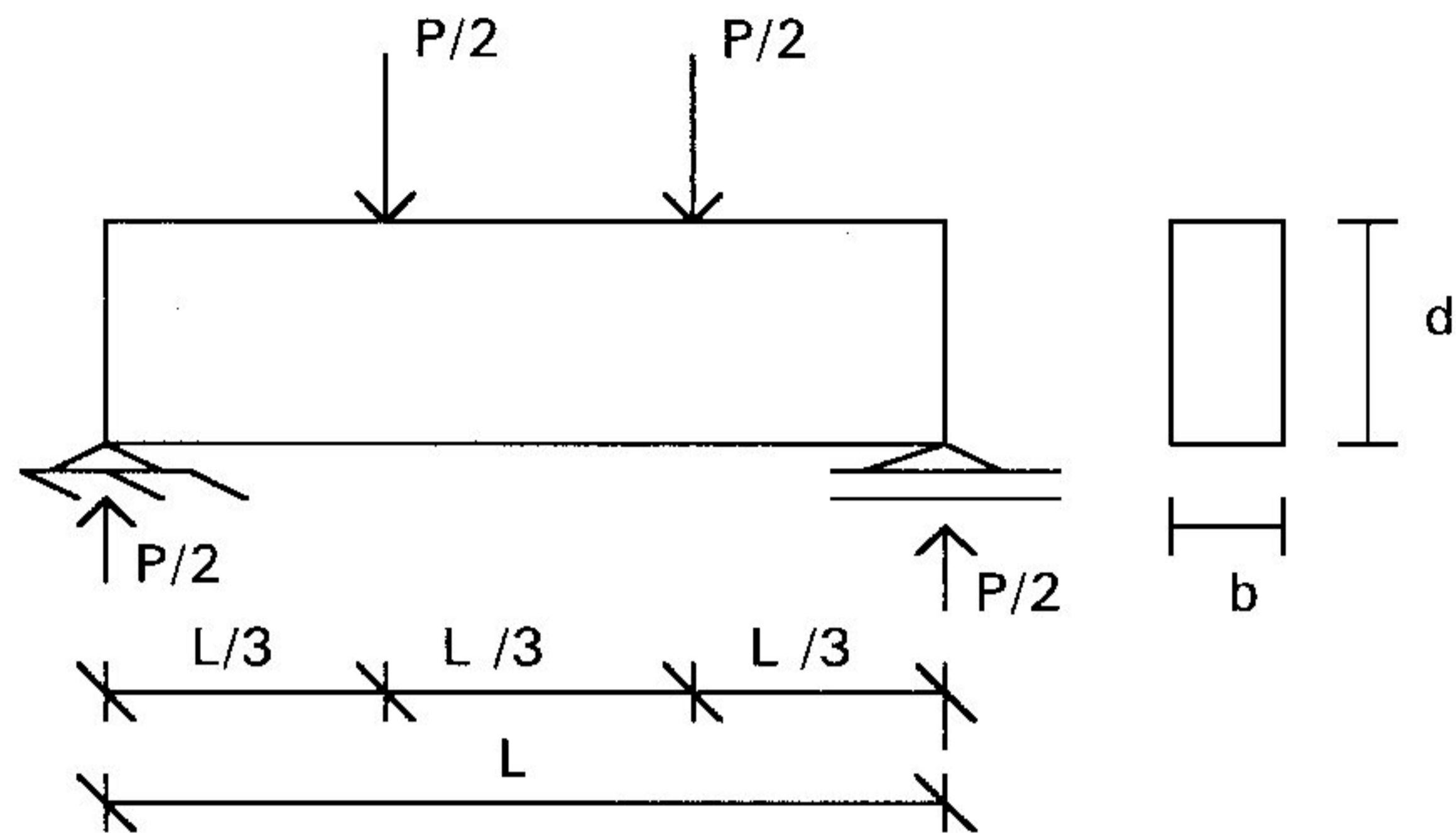


Figura 2.1 - Detalhe do ensaio de flexão de vigas.

Esta equação é derivada da teoria elástica, assumindo um comportamento elástico linear para o concreto no ponto de ruptura. Ela está longe de representar o estado real na ruptura de uma viga de concreto. O diagrama de tensões de tração na ruptura não é linear para tensões acima de 50% de sua respectiva resistência à tração. Portanto para se determinar a tensão verdadeira de ruptura à tração, neste caso, é imperativo utilizar uma equação que represente o modo real de ruptura.

Como uma primeira aproximação para obter-se a tensão máxima de tração na ruptura, Raphael sugere que o eixo neutro permaneça no centróide da seção e que substitua-se o diagrama curvilíneo de tração por um diagrama retangular simples de altura igual a 0,85 de  $d/2$  medida a partir da face inferior da viga, conforme indica a figura 2.2 abaixo. A magnitude da tensão de tração no bloco retangular é  $0,85 \times f_t$  onde  $f_t$  é a máxima tensão de tração.

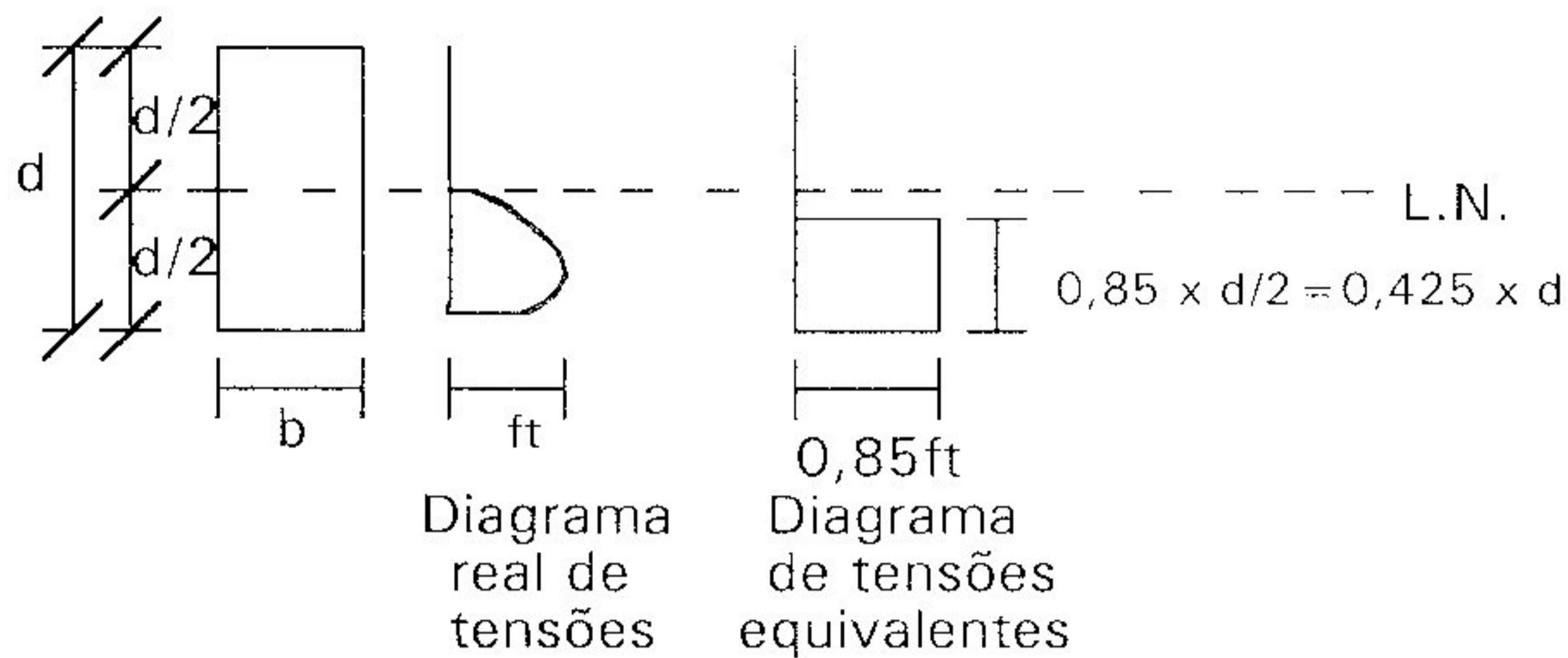


Figura 2.2 - Distribuição das Tensões na Viga.

Assim sendo tem-se que:

$$f_t = 0,744 \cdot \frac{P.L}{b.d^2} \quad (2.7)$$

Pode-se, então, determinar uma relação entre  $f_t$  e  $f_r$ , a saber:

$$f_t = 0,744 \cdot f_r \quad (2.8)$$

Comparando estas equações, vê-se que a resistência à tração pode ser medida no teste de flexão de viga, mas seu valor é aproximadamente 3/4 do módulo de ruptura para seções transversais retangulares. Este fator de multiplicação para que se determine a resistência à tração a partir do módulo de ruptura depende do tipo da amostra, do modo de ruptura, do tipo e tamanho do agregado graúdo e até do método de cura. Segundo ainda, Raphael, para um dado agregado graúdo e método de cura, a relação entre a resistência à tração e o módulo de ruptura é constante, não sendo afetada nem pelo tipo de cimento, nem pela idade de teste.

Neste mesmo estudo, Raphael sugere a seguinte relação entre o módulo de ruptura e a resistência à compressão do concreto:

$$f_r = 0,44 \cdot (f_c)^{2/3} \quad (\text{MPa}) \quad (2.9)$$

Em 1984, Jobse e Moustafa [15] apresentaram um estudo a respeito das aplicações do concreto de elevado desempenho. O estudo foi realizado em amostras cilíndricas de concreto fabricado com cimento Portland comum, areia natural e brita de calcário, visando uma resistência à compressão aos 28 dias superior a 21 MPa. Os resultados dos ensaios indicaram que realmente existe uma relação entre o módulo de elasticidade estático secante do concreto e sua resistência à compressão elevada à potência 0,5. A relação encontrada neste caso foi:

$$E_c = 3994 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.10)$$

Em 1985, Ahmad e Shah [27] propuseram expressões que relacionam as propriedades mecânicas de concretos com resistências à compressão até 84 MPa baseadas em resultados obtidos por eles mesmos e por outros pesquisadores. Dentre suas expressões, cabe salientar:

- (1) A equação proposta pelo ACI 318 [1] não apresenta boa concordância com os resultados experimentais obtidos para concretos com resistências mais altas. Uma melhor expressão para a relação módulo de elasticidade estático secante versus resistência à compressão para CEDs ou concretos convencionais de peso específico normal é:

$$E_c = 8880 \cdot (f_c)^{0.325} \quad (\text{MPa}) \quad (2.11)$$

- (2) A relação entre o módulo de ruptura e a resistência à compressão de CEDs com resistências à compressão inferiores a 84 MPa pode ser expressa por:

$$f_r = 0,438 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} \quad (\text{MPa}) \quad (2.12)$$

Ainda no ano de 1985, Swamy [35] apresentou um estudo a respeito do comportamento estrutural dos CEDs. Com o emprego de três diferentes tipos de cimento, agregados leves e normais, resistências à compressão entre 25 MPa e 80 MPa foram atingidas em 24 horas. Swamy ressalta que um crescimento acelerado da resistência à compressão a baixas



idades implica em ganhos mínimos de resistência após 28 dias. Resultados do módulo de elasticidade estático secante e da resistência à tração realizados tanto pelo ensaio de compressão diametral quanto pelo ensaio de flexão de vigas foram também apresentados. Foi observado que, tanto o módulo de elasticidade quanto a resistência à tração não crescem na mesma proporção que a resistência à compressão.

Hansen [13], em 1986, investigou os módulos de elasticidade dinâmico e estático de concretos com diferentes composições fabricados com cimento Portland comum, brita de cascalho, areia natural e em um caso com microssílica ( 20% de substituição do peso de cimento ). Foram ensaiados corpos-de-prova cilíndricos com idades de até 28 dias após a moldagem. A resistência à compressão variava entre 4 e 76 MPa. Dentre suas conclusões destacam-se:

- (1) O fator água-cimento não tem influência no módulo de elasticidade.
- (2) O módulo de elasticidade de concretos com 20% de microssílica é menor que de concretos sem microssílica com mesmos níveis de resistência à compressão. Por outro lado, a curva tensão-deformação ( $\sigma \times \varepsilon$ ) para o CED com 20% de microssílica mostrou-se mais linearmente elástica que para o CED sem microssílica, de mesma resistência à compressão.
- (3) A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão de concretos com adições de microssílica ( 20% ) e resistência à compressão entre 3,5 e 75,8 MPa pode ser expressa por:

$$E_c = 2571 \cdot (f_c^{0,48}) \quad (\text{MPa}) \quad (2.13)$$

Naquele mesmo ano, Amaral [5] publicou um estudo sobre as propriedades de CEDs com adições de microssílica. Em relação às propriedades mecânicas de CEDs com resistências à compressão atingindo 70 MPa em 28 dias as seguintes conclusões merecem destaque:

- (1) A microssílica não altera substancialmente a relação entre resistências à tração e à compressão.
- (2) Qualquer concreto, inclusive com adição de microssílica, tem a tendência de se tornar mais frágil com o aumento da resistência.

No ano seguinte, 1987, Yogendran *et al* [38] investigaram também as propriedades do CED com adição de microssílica. Os CEDs produzidos continham porcentagens de microssílica variando entre 0 e 30% do peso de cimento e apresentaram resistências à compressão aos 28 dias entre 50 e 70 MPa. Dentre suas constatações tem-se que:

- (1) Resistências à compressão de concretos com 5 e 10% de substituição do peso de cimento por microssílica são sensivelmente maiores que aquelas de concretos sem adição de microssílica.
- (2) Substituições do peso de cimento por 25 e 30% de microssílica sempre conduziram a perdas de resistência em todas as idades estudadas.

Macedo *et al* [17], em 1988, apresentaram resultados experimentais de uma pesquisa desenvolvida no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) a respeito da influência do tipo de agregado graúdo na correlação entre as resistências à compressão uniaxial, à tração por compressão diametral e à tração por flexão na idade de 7 dias. Os concretos produzidos tinham relações água-cimento de 0,40 ; 0,45 ; 0,50 ; 0,55 e 0,60. O cimento utilizado foi do tipo Portland comum, classe 32. A areia foi quartzosa natural e os agregados graúdos compreendiam as britas de calcário, de granito, de basalto e seixo rolado. Na idade de 7 dias, a resistência à compressão uniaxial estava compreendida entre 23 e 43 MPa. Os autores concluíram que:

- (1) A influência da relação água-cimento é mais marcante na resistência à compressão.
- (2) A influência dos diferentes tipos de agregados graúdos é mais pronunciada nas resistências à tração por flexão ou por compressão diametral.

- (3) Os concretos fabricados com o seixo rolado apresentaram os menores valores de resistências à compressão e à tração.
- (4) Os concretos fabricados com brita de calcário atingiram resistências ligeiramente maiores que aquelas apresentadas pelos concretos fabricados com granito ou basalto.
- (5) As correlações entre as resistências mecânicas foram nitidamente influenciadas pelo tipo de agregado graúdo utilizado na fabricação do concreto.
- (6) Para os concretos estudados, a relação entre o módulo de ruptura e a resistência à compressão na idade de 7 dias é dada por:

$$f_r = 0,089 \cdot f_c + 1,15 \quad (\text{MPa}) \quad (2.14)$$

Naquele mesmo ano, o CEB-FIP [34] publicou seu estado da arte sobre o emprego da microssilica no concreto. Com relação às propriedades mecânicas do concreto com adição de microssilica, este estudo revela que o concreto com adição de microssilica apresenta-se mais frágil à medida que sua resistência à compressão aumenta.

Já Shih *et al* [28] apresentaram, em 1989, resultados de um estudo experimental sobre o módulo de elasticidade estático secante do concreto. Empregou-se cimento Portland comum e brita calcária para fabricação de concretos com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 62 MPa e cimento de alta resistência inicial e cascalho para fabricação de concretos com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 38 MPa. Foram ensaiados corpos-de-prova cilíndricos no período compreendido entre 2 e 12 semanas após sua moldagem. Utilizando dados obtidos por diversos pesquisadores e deste estudo, Shih *et al* propuseram a seguinte correlação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão de concretos de peso específico normal:

$$E_c = 4660 \cdot \sqrt{f_c} - 1370 \quad (\text{MPa}) \quad (2.15)$$

( 21 MPa <  $f_c$  < 83 MPa )

Tamai [36], em 1989, publicou um estudo sobre as propriedades do concreto apresentando resistências à compressão aos 28 dias na faixa de

20 a 47 MPa contendo adição de microssílica variando entre 0 e 20% do peso de cimento. O autor constatou que:

- (1) As resistências à compressão de concretos com adição de microssílica são iguais ou maiores que as de concreto sem microssílica.
- (2) Com o aumento do teor de microssílica, a resistência à compressão do concreto também aumenta.
- (3) O módulo de elasticidade de concretos com adição de microssílica é igual ou menor que o módulo de concretos sem microssílica.

Naquele mesmo ano, Amaral Filho [8] apresentou resultados de uma pesquisa a respeito do CED com adição de microssílica. Concretos com percentuais de microssílica variando entre 0 e 20% em relação ao peso de cimento foram fabricados. Os resultados do estudo incluem resistência à compressão e módulo de deformação de concretos, com resistências à compressão acima de 35 MPa, até a idade de 90 dias após sua fabricação. Amaral Filho concluiu que:

- (1) Em geral, a porcentagem de microssílica no CED varia entre 5 e 20%, sendo que para aumento de resistência, e não só redução da permeabilidade, a porcentagem usada deve estar entre 10 e 20%.
- (2) O módulo de elasticidade de CEDs com microssílica apresenta um crescimento mais lento a baixas idades que sua resistência à compressão.

O comitê 318 do ACI, publicou em 1989, uma nova versão de sua norma Building Code Requirements for Reinforced Concrete [1]. Nesta versão aparecem relações entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão do concreto, e entre esta última e o módulo de ruptura. As expressões apresentadas são válidas para concretos de peso normal e são dadas por:

$$f_r = 0,63 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.16)$$

$$E_c = 4730 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.17)$$

Oluokun [20], em 1991, divulgou ampla pesquisa sobre as propriedades físicas do concreto a baixas idades, desenvolvida na University of Tennessee, EUA. A resistência à compressão uniaxial, o módulo de elasticidade estático secante, a resistência à tração por compressão diametral e o coeficiente de Poisson, determinados nas idades de 6 e 12 horas e 1, 2, 3, 7 e 28 dias, foram objetos do estudo. Os concretos foram fabricados com cimento Portland comum e apresentaram resistência à compressão aos 28 dias entre 28 e 62 MPa. Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios eram cilíndricos de 150mm x 300mm. Do estudo, as seguintes conclusões devem ser salientadas:

- (1) Todas as propriedades mecânicas evoluíram rapidamente nas primeiras 12 horas após a concretagem.
- (2) Nos três primeiros dias, o módulo de elasticidade apresentou o mais rápido crescimento.
- (3) Quanto maior o crescimento de uma determinada propriedade mecânica nas primeiras idades, mais lento será o seu crescimento nas idades mais avançadas. Desse modo, o módulo de elasticidade apresentou o menor crescimento nas idades superiores a 3 dias.
- (4) O módulo de elasticidade é proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão em qualquer idade, desde que a resistência à compressão seja maior que 3 MPa.
- (5) A resistência à compressão aos 28 dias de concretos fabricados com cimento Portland comum e agregados convencionais pode ser estimada em função da resistência aos 7 dias pela seguinte expressão:

$$f_{c,28} = 2,8796 \cdot (f_{c,7})^{0,774} (\text{MPa}). \quad (2.18)$$

- (6) A maior taxa de desenvolvimento de resistência no CED nas primeiras idades é causada por um aumento da taxa de hidratação provocada pelas elevadas quantidades de cimento.

- (7) A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão de concretos com resistências à compressão superiores a 4 MPa pode ser expressa por:

$$E_c = 5239 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.19)$$

Ainda em 1991, Souza e Dantas [30] apresentaram um estudo sobre concretos com resistências à compressão compreendidas entre 30 e 80 MPa, à idade de 28 dias. Os materiais empregados foram cimento de alto-forno, areia natural, agregados graúdos graníticos e calcários. Foram realizados ensaios de compressão uniaxial, de compressão diametral, de flexão de vigas e de módulo de elasticidade estático secante nas idades de 3, 7 e 28 dias após a fabricação dos concretos. Os autores concluíram que:

- (1) Os concretos fabricados com brita granítica apresentaram maiores resistências à compressão que os fabricados com brita calcária, em todas as idades.
- (2) Os concretos fabricados com brita granítica apresentaram menores módulos de elasticidade que os fabricados com brita calcária.
- (3) A evolução da resistência à tração com o tempo, medida através de ensaios de flexão e de compressão diametral, sofrem pouca influência do tipo de agregado.

Também em 1991, o CEB-FIP [33] publicou a mais recente versão do seu código modelo. Este código apresenta relações que quantificam a resistência do concreto ao longo do tempo e a variação do módulo de elasticidade com o tempo. Ele apresenta, ainda, uma relação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão do concreto de peso específico normal com resistência à compressão, esperada aos 28 dias, variando entre 12 e 80 MPa. Tais relações são:

- Módulo de elasticidade estático secante versus resistência à compressão do concreto

$$E_c = 8482 \cdot (f_c)^{0,33} \quad (\text{MPa}) \quad (2.20)$$

- Resistência do concreto ao longo do tempo

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (2.21)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t_{t_1}} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (2.22)$$

onde

$f_{cm}(t)$  é a resistência média com  $t$  dias de idade;

$f_{cm}$  é a resistência média aos 28 dias de idade;

$\beta_{cc}(t)$  é o coeficiente que depende da idade do concreto;

$s$  é o coeficiente que depende do tipo de cimento

$s = 0,20$  para cimentos de pega rápida e cimento ARI;

$s = 0,25$  para cimentos normais; e

$s = 0,38$  para cimentos de pega lenta.

$t_1$  equivale a 1 dia; e

$t$  é a idade corrigida do concreto dada por:

$$t_{(T)} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[ \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_0} - 13,65 \right] \quad (2.23)$$

onde

$t(T)$  é a idade corrigida em função da temperatura  $T$  ( em dias );

$T(\Delta t_i)$  é a temperatura ( °C ) durante o período de tempo  $\Delta t_i$ ;

$T_0$  equivale a 1°C; e

$\Delta t_i$  é o número de dias em que atua a temperatura  $T$ .

- Variação do módulo de elasticidade com o tempo

$$E_c(t) = \beta_e(t)E_c \quad (2.24)$$

$$\beta_e(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \quad (2.25)$$

onde

$E_c(t)$  é o módulo de elasticidade estático secante com  $t$  dias de idade; e  $E_c$  é o módulo de elasticidade estático secante aos 28 dias de idade.

O comitê 363 do ACI [32] apresentou, em 1992, a segunda edição de seu relatório sobre o estado-da-arte de concreto de alta resistência. O relatório recomenda, para concretos de peso específico normal e com resistências à compressão entre 21 e 83 MPa, as equações propostas por Carrasquillo *et al* [19] para as correlações entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão e entre esta última e o módulo de ruptura. Estas expressões correspondem às equações 2.3 e 2.4, respectivamente.

No ano de 1993, Azevedo *et al* [6] divulgaram resultados de um estudo sobre concretos com resistências à compressão compreendidas entre 40 e 70 MPa, aos 28 dias, contendo de 6 a 12% de microssílica em relação ao peso de cimento e agregados de diferentes dimensões. Os resultados obtidos mostraram que:

- (1) O teor ótimo de microssílica foi de 12% em relação ao peso de cimento. Contudo, o nível de resistência à compressão alcançado, na idade de 90 dias, pelos concretos com teores de 6% de microssílica em relação ao peso de cimento, correspondeu a 87% do obtido com o teor ótimo.
- (2) Os níveis de resistência à compressão, obtidos aos 28 dias, de concretos com o mesmo teor de microssílica preparados com britas de diâmetro máximo igual a 9,5 mm ou 19 mm foram praticamente iguais, para um mesmo fator água-cimento.



Em 1994, Almeida [4] estudou a influência dos agregados na qualidade de CEDs fabricados com ou sem microssilica. O estudo englobou três concretos com distintas resistências. O primeiro apresentou uma resistência à compressão de cerca de 65 MPa, o segundo de 85 MPa e o terceiro, tendo 10% do peso de cimento substituído por microssilica, de 105 MPa. Todos os três concretos de referência foram produzidos, num primeiro momento, com britas de granito, porém apresentando diâmetros máximos distintos. Como conclusão, Almeida constatou que a redução do diâmetro máximo dos agregados refletiu-se em quedas de resistência à compressão do concreto. A variação das resistências dos concretos com diâmetro máximo de 25,4 mm e 19 mm foi relativamente pouco significativa, mas para diâmetros máximos inferiores, as quedas de resistência foram substanciais. Num segundo momento, os três concretos com distintas resistências foram produzidos substituindo a brita de granito por brita de calcário e basalto. O autor verificou que a influência da natureza do agregado na resistência à compressão do concreto torna-se mais importante nos níveis de resistência mais elevados e em idades superiores a 28 dias.

Pimenta e Carmo [24], ainda em 1994, apresentaram, também, um estudo a respeito do concreto com microssilica. Foram estudados concretos com diferentes consumos de cimento e de microssilica visando uma resistência de 35 MPa. Quanto aos teores de microssilica foram testadas porcentagens compreendidas entre 4 e 30% do peso de cimento. Os resultados obtidos mostraram evoluções crescentes das resistências até o teor de 20%, sendo o teor de 12% o ótimo.

Também em 1994, Flor [10] publicou uma dissertação sobre as propriedades mecânicas do concreto com resistências à compressão compreendidas entre 30 e 60 MPa, à idade de 28 dias. Os concretos foram fabricados com cimento de alta resistência inicial e agregado calcário. Foram realizados ensaios de resistência à compressão uniaxial, módulo de elasticidade estático secante e de compressão diametral nas idades de 1, 3, 7, 14, 28 e 56 dias. A análise dos resultados deste estudo revelou que:

- (1) A resistência à compressão dos CEDs evolui mais rapidamente até a idade de 28 dias que a de concretos de resistência normal fabricados com o mesmo tipo de cimento.

- (2) Tanto o módulo de elasticidade estático secante, quanto a resistência à tração determinada pelo ensaio de compressão diametral evoluíram de modo semelhante entre as idades de 3 e 28 dias nos concretos normais e de alta resistência, ambos fabricados com cimento Portland de alta resistência inicial. Porém até a idade de 3 dias, estas duas propriedades apresentaram taxas de crescimento maiores para os CEDs.
- (3) A equação da norma brasileira NBR 6118 superestima o valor do módulo de elasticidade estático secante para os CEDs. Para concretos de peso específico normal, recomenda-se o emprego da seguinte expressão para se estimar o módulo de elasticidade estático secante a partir da resistência à compressão:

$$E_c = 6654 + 3261 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (2.26)$$

$$(10 \text{ MPa} < f_c < 70 \text{ MPa})$$

Da revisão de literatura acima com relação ao estudo das propriedades mecânicas do CED, vê-se o grande número de estudos já realizados. Os resultados destas pesquisas indicam diferentes correlações entre as diversas propriedades mecânicas. Isto sugere a necessidade de mais estudos não só das correlações entre as propriedades mecânicas do CED bem como de seu comportamento. A presente pesquisa visa este fim.

## 2. 6 Ruptura no CED

Segundo Carrasquillo *et al* [19], o comportamento do CED é similar ao de um material homogêneo, pois há a formação de um plano de ruptura vertical e liso quando do ensaio de flexão de viga. A ruptura ocorre subitamente numa fenda vertical, sendo precedida por fissuras superficiais orientadas paralelamente à direção do carregamento e imperceptíveis a olho nu.

Segundo Amaral Filho [8], no ensaio de compressão uniaxial do CED a ruptura é explosiva e frágil, sendo a deformação máxima inferior a

3‰, excepcionalmente 4‰. Segundo este mesmo pesquisador, o CED é menos dúctil que o concreto convencional quando não armado, mas em CED armado isto não é necessariamente verdade. Estudos com vigas de CED armadas mostraram ser mais dúcteis que as de concreto convencional.

## 2. 7 Influência da dimensão do corpo de prova

Estudos foram feitos a fim de se determinar possíveis influências das dimensões dos corpos de prova na determinação da resistência à compressão de CEDs com resistências à compressão superiores a 40 MPa. Enquanto Giaccio *et al* [12] concluíram que não há diferenças entre os resultados de ensaios de resistência à compressão realizados em amostras cilíndricas de diferentes alturas, Carrasquillo *et al* [19] discordam. Segundo estes últimos, a relação média da resistência à compressão de amostras de CED cilíndricas de diâmetro igual a 150 milímetros e altura igual a 300 milímetros com outras de diâmetro igual a 100 milímetros e altura igual a 200 milímetros é da ordem de 0,88 a 0,90. Já em outro trabalho, Carrasquillo e Carrasquillo [7] estudando, em 1988, a influência da dimensão do corpo de prova em CEDs, com resistências à compressão entre 41 e 100 MPa, concluíram que os resultados de resistência à compressão de corpos de prova de 150 mm x 300 mm foram em média 7% maiores que os obtidos em corpos de prova de 100 mm x 200 mm. No Brasil, estudos de Agnesini e Silva [2] mostram que para concretos com resistência à compressão entre 20 MPa e 50 MPa fabricados com brita de diâmetro máximo de 19 mm os resultados de resistência à compressão às idades de 7 e 28 dias foram semelhantes em corpos de prova de 100 mm x 200 mm e corpos de prova de 150 mm x 300 mm. Mas nos concretos com a mesma faixa de resistência à compressão, porém fabricados com brita de diâmetro máximo de 25 mm, os resultados de resistência à compressão nas idades de 7 e 28 dias em corpos de prova de 100 mm x 200 mm foram sempre inferiores aos resultados obtidos em corpos de prova de 150 mm x 300 mm. Estes resultados revelaram que outros estudos tornam-se necessários a fim de se determinar melhor as influências do tamanho dos corpos de prova na avaliação da resistência à compressão do concreto.

### **3. MATERIAIS E METODOLOGIA DE ENSAIO**

---

#### **3.1 Introdução**

Para a produção do Concreto de Elevado Desempenho - CED - deve-se dar atenção especial à seleção dos materiais, às proporções de seus componentes e à prática de concretagem.

Este capítulo refere-se à descrição dos materiais utilizados na produção de CEDs com resistência à compressão uniaxial esperada aos 28 dias de 50, 60 e 70 MPa, bem como suas dosagens, fabricação, cura e procedimentos dos testes de compressão uniaxial, de flexão de vigas e de módulo de elasticidade estático secante realizados em corpos de prova nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias após sua fabricação.

#### **3.2 Materiais**

Como material composto, o concreto apresenta variações em suas propriedades devido a :

- mudanças no fator água-cimento;
- teor de umidade dos agregados;
- granulometria dos agregados;
- temperatura do dia de fabricação do concreto; e
- propriedades, proporções e interação entre seus componentes.

Desse modo, uma descrição detalhada de todos os componentes do CED torna-se necessária e justificável.

### 3. 2. 1 Água

A água constitui um material imprescindível para a fabricação do concreto permitindo seu amassamento e garantindo a hidratação do aglomerante utilizado. Segundo ensaios realizados pela Central Beton, a água utilizada para a fabricação do CED neste estudo foi de qualidade potável e estava isenta de teores prejudiciais de resíduos sólidos, matéria orgânica ou cloretos.

### 3. 2. 2 Cimento

Para a fabricação do CED, o aglomerante utilizado foi o cimento Portland, porém com três especificações diferentes, a saber:

- CP III - 32 → Fabricante : Cimento Campeão;
- CP II - E 40 → Fabricante : Cimento Montes Claros; e
- CP V -ARI PLUS → Fabricante : Cimento Ciminias.

A escolha destes cimentos partiu do fato de que pretendia-se abranger vários tipos e classes de resistência do mesmo. Já quanto à definição dos fabricantes deste cimento, pode-se dizer que esta deveu-se ao fato de que os cimentos mencionados acima foram doados por seus respectivos fabricantes especialmente para este estudo.

A seleção correta do tipo de cimento visando obter propriedades específicas do concreto só pode ser feita se forem conhecidas as influências do cimento nas propriedades do concreto. Uma dessas influências refere-se à quantidade e à velocidade de calor liberado quando da hidratação do cimento. Em estruturas de grandes dimensões, como por exemplo fundações maciças e barragens, o aumento de temperatura quando da hidratação do cimento constitui um problema, já que poderão ocorrer fissuras se a massa externa do concreto retrair antes da interna ou se toda a massa esfriar quando confinada em pelo menos uma das faces. Como observação, vale ressaltar que a hidratação do cimento consiste

da seqüência de reações químicas entre seus componentes e a água, resultando em perda de consistência, início de pega, endurecimento e desenvolvimento da resistência da pasta de cimento.

Outra influência do cimento nas propriedades do concreto refere-se à resistência mecânica, conferida pela finura do cimento e por seus componentes silicato tricálcico ( $C_3S$ ), silicato dicálcico ( $C_2S$ ) e aluminato tricálcico ( $C_3A$ ).

Para efeito de especificação, o cimento Portland é designado pelo tipo e classe, dependendo de suas composições e propriedades. Assim, a descrição das características de cada um dos cimentos utilizados torna-se uma necessidade e é feita a seguir. Os ensaios de caracterização dos cimentos seguiram as prescrições das respectivas normas.

### 3. 2. 2. 1 Cimento CP III - 32

Esta sigla indica um cimento Portland do tipo Alto-forno da classe 32. Este cimento Portland é um aglomerante hidráulico, obtido pela mistura homogênea de clínquer portland e escória granulada de alto-forno com alto teor de vitrificação, moídos conjunta ou separadamente, podendo ser adicionada à mistura uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Ele apresenta as seguintes peculiaridades:

- menor calor de hidratação;
- melhor resistência ao ataque da água do mar;
- crescimento mais lento da resistência nas primeiras idades, apresentando porém, em idade mais avançada, resistência igual ou superior a aquelas apresentadas por outros tipos de cimento; e
- prevenção de expansão devido à reação álcali-agregado.

Seu emprego neste estudo justifica-se pelo fato deste cimento ser comumente utilizado no Brasil quando se necessita de lento crescimento de resistência e baixo calor de hidratação.

A tabela a seguir apresenta os resultados obtidos em ensaios realizados no lote utilizado para produção do CED.

Tabela 3. 1 - Ensaios - Cimento CP III 32

Ensaio	Norma	Resultados Obtidos			Limites da norma NBR 5732
Finura	NBR 7215	3,2%			≤ 15%
Tempo de Pega	NBR 7215	4:05horas			> 1hora
		> 7horas*			
Pasta de Consistência Normal	NBR 7215	cimento = 500 g	água = 139 g	consistência = 5 mm	-
Resistência à Compressão	NBR 7215	idade (dias)	média (MPa)	desvio relativo	(MPa)
		3	16	6,3%	> 10
		7	23	4,3%	> 20
		28	34	2,9%	> 32

\* quando se adicionou o aditivo RX 3000R na proporção de 1% do peso de cimento.

### 3. 2. 2. 2 Cimento CP II - E 40

A sigla acima indica um cimento Portland do tipo comum, classe 40 e com adição de escória de alto-forno. Este cimento é constituído pelos elementos principais de todo cimento Portland, isto é, silício, alumínio, ferro e oxigênio, além de adição de escória de alto-forno que reduzem o calor de hidratação e diminuem o tamanho dos poros da pasta de cimento, aumentando a durabilidade do concreto. Em idades avançadas, acima de 28 dias após sua fabricação, concretos fabricados com este cimento têm suas características de resistências aproximando-se daquelas apresentadas por um concreto fabricado com cimento de uma classe de resistência mais elevada, como por exemplo o cimento CP V ARI PLUS.

Seu emprego neste estudo deve-se à grande utilização deste tipo de cimento em todo o território nacional.

A tabela abaixo apresenta os resultados obtidos em ensaios realizados no lote utilizado para produção do CED.

Tabela 3. 2 - Ensaios - Cimento CP II E 40

Ensaios	Norma	Resultados Obtidos			Limites da norma NBR 5732
Finura	NBR 7215	2,2%			≤ 10%
Tempo de Pega	NBR 7215	1:50horas			> 1hora
		6:35horas*			
Pasta de Consistência Normal	NBR 7215	cimento = 500 g água = 140,5 g consistência = 6 mm			-
Resistência à Compressão	NBR 7215	idade (dias)	média (MPa)	desvio relativo	(MPa)
		3	33	6,1%	> 15
		7	40	2,5%	> 25
		28	47	2,1%	> 40

\* quando se adicionou o aditivo RX 3000R na proporção de 1% do peso de cimento.

### 3. 2. 2. 3 Cimento CP V - ARI PLUS

A sigla acima indica um cimento Portland do tipo Alta Resistência Inicial e categoria plus. O cimento ARI é proveniente de calcário de alta titulação e pureza e de argila selecionada e beneficiada, finamente moídos e homogêneos. Com moderno e eficiente processo de queima, obtem-se um clínquer de alto teor de saturação de C<sub>3</sub>S, o que confere as qualidades de alta resistência inicial ao produto. Há adição apenas de gesso natural, em teor suficiente para controle dos tempos de início e fim de pega do cimento.



Como vantagens ele apresenta elevadas resistências iniciais e finais. E como desvantagem tem-se um elevado calor de hidratação devido a sua maior finura. É muito utilizado em concretos pré-moldados, uma vez que estes exigem altas resistências a baixas idades e em obras de recuperação que exigem desforma rápida; estes fatos justificam seu emprego neste estudo.

O lote utilizado para produção de CEDs apresentou as seguintes características apresentadas na tabela abaixo.

Tabela 3. 3 - Ensaio - Cimento CP V ARI PLUS

Ensaio	Norma	Resultados Obtidos			Limites da norma NBR 5732
Finura	NBR 7215	1,4%			$\leq 10\%$
Tempo de Pega	NBR 7215	3:15 horas			$> 1$ hora
		6:58 horas*			
Pasta de Consistência Normal	NBR 7215	cimento = 500 g água = 137 g consistência = 7 mm			-
Resistência à Compressão	NBR 7215	idade (dias)	média (MPa)	desvio relativo	(MPa)
		3	34	5,9%	$> 14$
		7	44	4,5%	$> 24$
		28	56	3,6%	$> 34$

\* quando se adicionou o aditivo RX 3000R na proporção de 1% do peso de cimento.

### 3. 2. 3 Agregados

A estrutura interna do concreto é composta por três componentes:

- pasta de cimento;
- agregados;

- zona de transição em torno dos agregados.

As interfaces agregados-pasta de cimento constituem zonas fracas onde fissuras se desenvolvem. A formação de múltiplas fissuras na interface da pasta e partículas de agregados levam à propagação de fissuras, comprometendo a durabilidade da estrutura. Este efeito é intensificado pela maior granulometria dos agregados, como também, por sua resistência.

A maioria dos agregados naturais são densos e fortes e em concretos convencionais eles raramente limitam sua resistência. Todavia, quando se trata de CED a resistência dos agregados não pode ser ignorada, assim como outras de suas características.

A seguir são apresentadas as diversas características dos agregados escolhidos para compor os CEDs produzidos. Os ensaios realizados para esta caracterização seguiram as prescrições das respectivas normas.

### 3. 2. 3. 1 Agregado Miúdo

O agregado miúdo escolhido foi uma areia natural quartzosa rolada, caracterizada como de granulometria média (zona 3) de acordo com a NBR 7211 [42] - "Agregado para Concreto". A tabela a seguir apresenta os resultados do ensaio de granulometria desta areia executado segundo a norma NBR 7217 [43] - "Determinação da Composição Granulométrica dos Agregados".

Tabela 3.4 - Granulometria da Areia Natural.

Peneiras (mm)	Material retido (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem acumulada (%)	Porcentagem acumulada para a zona 3 de acordo com a NBR 7211
4,8	6	1	1	0 a 11
2,4	17	3	4	0 a 25
1,2	59	12	16	10 a 45
0,6	173	35	51	41 a 65
0,3	160	32	83	70 a 92
0,15	61	12	95	90 a 100
fundo	24	5	100	-

A partir da tabela anterior, pode-se determinar, ainda, alguns parâmetros definidos na NBR 7211 [42] e apresentados na tabela abaixo.

Tabela 3.5 - Características da Areia Natural

Características	Norma	Resultados Obtidos	Limites da norma NBR 7211
Módulo de finura	NBR 7211	2,5	-
Diâmetro Máximo	NBR 7211	2,4 mm	-
Massa Específica	NBR 9776	2,56 kg/dm <sup>3</sup>	-
Massa Unitária	NBR 7251	1,23 kg/dm <sup>3</sup>	-
Teor de Material Pulverulento	NBR 7219	3,8%	≤ 5%
Teor de Impurezas Orgânicas	NBR 7220	< 300 p.p.m	≤ 300 p.p.m

Para os CEDs com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 50 e 60 MPa, foi utilizado, também, um agregado miúdo (pedrisco) resultante do britamento de rochas calcárias estáveis, o qual melhora a resistência à abrasão do concreto. O chamado pedrisco foi classificado também como areia média (zona 3) e suas características são apresentadas nas duas tabelas a seguir.

Tabela 3. 6 - Granulometria do Pedrisco.

Peneiras	Material retido	Porcentagem retida	Porcentagem acumulada	Porcentagem acumulada para a zona 3 de acordo com a NBR 7211
(mm)	(g)	(%)	(%)	
4,8	4	1	1	0 a 11
2,4	27	5	6	0 a 25
1,2	140	28	34	10 a 45
0,6	100	20	54	41 a 65
0,3	36	7	61	70 a 92
0,15	54	11	72	90 a 100
fundo	139	28	100	-

As porcentagens acumuladas nas peneiras 0,3 e 0,15 milímetros não atendem a especificação da zona 3, dada pela NBR 7211 [42], porém as demais porcentagens se aproximam mais desta zona que de qualquer outra especificada na mesma norma.

Tabela 3.7 - Características do Pedrisco

Características	Norma	Resultados Obtidos	Limites da norma NBR 7211
Módulo de finura	NBR 7211	2,28	-
Diâmetro Máximo	NBR 7211	4,8 mm	-
Massa Específica	NBR 9776	2,67 kg/dm <sup>3</sup>	-
Massa Unitária	NBR 7251	1,31 kg/dm <sup>3</sup>	-
Teor de Material Pulverulento	NBR 7219	7,0%	≤ 7%
Teor de Impurezas Orgânicas	NBR 7220	< 300 p.p.m	≤ 300 p.p.m

### 3. 2. 3. 2 Agregado Graúdo

Foram escolhidos dois tipos de agregados graúdos, um calcário e outro gnáissico.

O primeiro foi utilizado nos CEDs com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 50 e 60 MPa, juntamente com a areia natural, o pedrisco, cimento e água. Mas como não se conseguiu fabricar CEDs com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 70 MPa utilizando-se o agregado graúdo calcário, o gnáissico foi, então, empregado nestes CEDs.

A escolha do tipo de agregado graúdo para este ou aquele CED baseou-se, em primeiro lugar, no fato de que, aqui em Belo Horizonte, a brita de calcário ser a mais utilizada. Em segundo lugar, considerações foram feitas em virtude das peculiaridades de cada um dos agregados graúdos influenciando a resistência última do CED. Por exemplo, a presença de agregados rijos não necessariamente implica em concretos mais resistentes, mas a presença de agregados fracos reduz significativamente a resistência do concreto. Desse modo, para os CEDs com resistências à compressão mais elevadas, acima de 60 MPa, optou-se pela brita de gnaisse, já que é bem mais resistente que a brita de calcário.

Considerando que o tamanho máximo dos grãos do agregado graúdo, sua granulometria, textura e reatividade química influenciam o CED, a seguir serão relacionadas as características particulares de cada um dos agregados graúdos, utilizados na fabricação dos CEDs, obtidas mediante ensaios realizados de acordo com as respectivas normas brasileiras.

### 3. 2. 3. 2. 1 Brita de Calcário

Tabela 3.8 - Granulometria da Brita Calcária

Peneiras série normal  (mm)	Peneiras série intermediária  (mm)	Material retido  (g)	Porcentagem retida  (%)	Porcentagem acumulada  (%)	Porcentagem acumulada correspondente a brita 1 segundo a NBR 7211
	25	0	0	0	0
19		795	16	16	0 a 10
	12,5	2865	54	70	-
9,5		1060	21	91	80 a 100
	6,3	350	7	98	92 a 100
4,8		40	1	99	95 a 100
	fundo	70	1	100	-

Tabela 3.9 - Características da Brita de Calcário

Características	Norma	Resultados Obtidos	Limites da norma NBR 7211
Módulo de finura	NBR 7211	7,01	-
Diâmetro Máximo	NBR 7211	25 mm	-
Massa Específica	NBR 9937	2,61 kg/dm <sup>3</sup>	-
Massa Unitária	NBR 7251	1,51 kg/dm <sup>3</sup>	-
Teor de Material Pulverulento	NBR 7219	1,8%	≤ 7%

Analisando a tabela 3.8 pode-se concluir que a brita de calcário utilizada nesta pesquisa corresponde à classificação de brita 1, segundo a norma NBR 7211 [42].

### 3. 2. 3. 2. 2 Brita de Gnaisse

Tabela 3. 10 - Granulometria da Brita Gnáissica.

Peneiras série normal (mm)	Peneiras série intermediária (mm)	Material retido (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem acumulada (%)	Porcentagem acumulada correspondente a brita 1 segundo a NBR 7211
	25	0	0	0	0
19		1360	27	27	0 a 10
	12,5	2820	56	83	-
9,5		680	14	97	80 a 100
	6,3	100	2	99	92 a 100
4,8		10	0	99	95 a 100
	fundo	30	1	100	-

Tabela 3.11 - Características da Brita de Gnaisse

Características	Norma	Resultados Obtidos	Limites da norma NBR 7211
Módulo de finura	NBR 7211	7,18	-
Diâmetro Máximo	NBR 7211	25mm	-
Massa Específica	NBR 9937	2,65 Kg/dm <sup>3</sup>	-
Massa Unitária	NBR 7251	1,50 Kg/dm <sup>3</sup>	-
Teor de Material Pulverulento	NBR 7219	0,4%	≤ 7%

De modo semelhante à brita de calcário, também esta brita de gnaisse pode ser classificada como brita 1, segundo a NBR 7211 [42].

#### 3. 2. 4 Microssílica

O concreto com microssílica é muito mais durável, resistente à corrosão e à abrasão e apresenta maiores resistências à flexão e à compressão. No presente estudo fabricou-se CED com microssílica visando alcançar resistências à compressão aos 28 dias de 70 MPa. A microssílica usada é proveniente de Tucuruí no estado do Pará, fabricada em junho do ano de 1993 e válida até junho de 1994, do tipo ND e marca CCM. Ela foi adquirida em sacos de 15 quilos cada. A microssílica utilizada não foi ensaiada já que não existem ensaios padronizados para a mesma na normalização brasileira. A necessidade de ensaios padronizados para a microssílica surge então, uma vez que as características da microssílica podem variar segundo sua origem ou idade.



### 3. 2. 5 Aditivos

Em todos os CEDs produzidos para a presente pesquisa foram empregados dois tipos de aditivos, RX 322 N e RX 3000 R. Ambos são fabricados pela REAX Indústria e Comércio Ltda. São aditivos líquidos, de cor marrom escuro, isentos de cloretos e não requerem diluições.

Segundo o fabricante, RX 322 N proporciona ao concreto, tanto em estado plástico como endurecido, as seguintes características:

- facilita a trabalhabilidade, com efeitos de plasticidade;
- reduz a água de amassamento;
- reduz a segregação;
- aumenta a resistência (à compressão, à flexão e a aderência ao concreto e ao aço);
- reduz a permeabilidade; e
- melhora o aspecto de acabamento para pisos e trabalhos de concreto aparente.

Trata-se de um aditivo recomendado para uso em concreto que exija características de elevada plasticidade, pega normal e melhor desempenho, o que justifica seu emprego nesta pesquisa. Pode ser usado com todos os tipos de cimento. No presente caso, a dosagem utilizada de RX 322 N foi de 0,2% do peso de cimento, de acordo com as especificações do fabricante.

Já o RX 3000 R, segundo o mesmo fabricante, proporciona ao concreto alta confiabilidade, com as seguintes características:

- melhora a trabalhabilidade, com efeitos de superplasticidade;
- reduz a permeabilidade;
- retarda o tempo de pega;
- reduz a segregação; e
- aumenta a resistência.

É recomendado para todos os tipos de concreto que exijam elevada plasticidade e controle da hidratação precoce garantida por ser um

retardador de pega, justificando assim seu emprego nesta pesquisa. Sua dosagem, em todos os CEDs fabricados, foi de 1% do peso de cimento seguindo recomendações do fabricante.

### 3.3 Proporções dos Materiais

A determinação das proporções dos vários materiais componentes do concreto foi feita através de dosagens experimentais. Traços preliminares foram determinados e posteriormente modificados em função de observações feitas desde quando da mistura dos ingredientes para a fabricação do CED até quando da determinação da resistência à compressão. Na fase da mistura, por exemplo, as observações basearam-se na aparência do concreto fresco em função dos teores de argamassa.

A extensa fase inicial do estudo foi desenvolvida visando o conhecimento global do comportamento do CED fabricado com materiais locais de uso comum. Pretendia-se, com tais estudos preliminares, definir os traços ótimos a fim de se garantir resistências à compressão aos 28 dias de 50, 60 e 70 MPa. Para tanto, uma considerável quantidade de misturas foi fabricada. Estas misturas apresentaram variações quanto ao tipo e consumo de cimento, ao fator água-cimento, ao teor de argamassa e às porcentagens de aditivos.

De acordo com as considerações, presentes na literatura técnica, a respeito do elevado consumo de cimento num CED, traços foram determinados a partir de elevados consumos de cimento definidos. Estes consumos compreenderam os valores de 400, 450, 500, 550, 600 e 650 quilos de cimento por metro cúbico para concretos sem microssílica e 400, 450, 500 e 550 quilos de cimento por metro cúbico para concretos com microssílica. Todos os concretos produzidos tiveram seu fator água-cimento inferior a 0,46, sendo que estudos semelhantes foram desenvolvidos para cada um dos três tipos de cimento escolhidos para pesquisa.

No método de dosagem experimental utilizado, após definidos o consumo de cimento dos traços e seu fator água-cimento, deve-se definir,

também, o teor de argamassa da mistura. Primeiramente, adotou-se um teor de argamassa variando entre 46 e 48% do peso total dos materiais secos da mistura por metro cúbico de concreto. As misturas mais ricas em cimento tinham, também, maiores teores de argamassa embora apresentassem menor fator água-cimento.

Definidos os pontos acima, o consumo dos agregados miúdo e graúdo por metro cúbico de concreto foi determinado através do cálculo teórico do consumo de cimento no traço, para cada mistura em particular. Para os concretos com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 50 e 60 MPa, o agregado miúdo utilizado era composto de areia natural e de pedrisco, sendo este último correspondente a 27% do consumo total de agregados miúdos. A definição desta porcentagem de pedrisco partiu da experiência anterior da Central Beton.

Já os concretos com resistência à compressão esperada aos 28 dias de 70 MPa, o agregado miúdo era composto apenas de areia natural, porém continha adição de microssílica, e um estudo a parte foi desenvolvido variando-se quantidades desta adição em termos de porcentagens de consumo total de cimento.

O teor ótimo de microssílica, que garanta ganhos de resistência, oscila, segundo a literatura técnica. Ora é superior a 10% do peso de cimento e ora é inferior a este mesmo valor. Assim, foram testados teores de microssílica equivalentes a 8%, 10% e 12% do peso de cimento, num primeiro momento. Se com estes teores não houvessem ganhos de resistência à compressão, teores maiores que 12% seriam testados. Já quanto aos possíveis teores ótimos de microssílica inferiores a 10%, optou-se apenas por 8% uma vez que estudos anteriores realizados na Central Beton, compreendendo teores de 4% e 8% de microssílica, mostraram ser o último o mais adequado. Desse modo, procurou-se definir o teor ótimo de microssílica para o concreto produzido com os materiais disponíveis.

Na tentativa de se produzirem concretos com resistência à compressão uniaxial aos 28 dias acima de 70 MPa foram modificados alguns traços executados. As modificações incluíram sobretudo um aumento na porcentagem do aditivo superplastificante RX 3000 R de 1% para 1,5%. Tal

aumento visava reduzir o fator água-cimento da mistura e, conseqüentemente, aumentar a resistência.

Com base nos resultados obtidos através de ensaios de resistência à compressão uniaxial executados aos 3, 7 e 28 dias em amostras das diversas misturas executadas até esta fase da pesquisa e, também, através da determinação da consistência de cada mistura através do "slump", algumas observações podem ser feitas. Estas observações estão divididas em duas etapas. Na primeira, elas são de caráter geral referindo-se a todos os concretos produzidos. Já na segunda, observações específicas para cada tipo de cimento são apresentadas.

- A adição de microssílica nos três teores testados leva sempre a um aumento das resistências à compressão uniaxial do concreto. Variações nas porcentagens de microssílica entre 8 e 12% do peso de cimento pouco alteram o aumento de resistência nas idades investigadas. Isto difere da observação de alguns pesquisadores, segundo os quais, o aumento das resistências só é alcançado para teores de microssílica acima de 10% e com teores de 8% de microssílica apenas a permeabilidade do concreto fica reduzida. Talvez parte desta divergência resida no fato da difícil compactação do CED com teores de microssílica superiores a 10%, uma vez que se a compactação for imprópria podem ocorrer perdas de resistência. Mas de acordo com os resultados obtidos, o menor teor de microssílica testado - 8% - deve ser o adotado neste estudo, levando-se em conta também o custo do material.
- O aumento na porcentagem de RX 3000 R diminui sensivelmente as resistências à compressão uniaxial em todas as idades e para qualquer tipo de cimento, mesmo com um baixo fator água-cimento. Grandes porcentagens de RX 3000 R causaram não só um retardamento das reações de hidratação do cimento bem como uma redução na resistência à compressão.
- Consumos de cimento acima de 600 quilos por metro cúbico de concreto não proporcionaram ganhos de resistência à compressão; ao contrário, proporcionaram perdas da mesma.

Não sendo, pois, recomendada a utilização de consumos de cimento acima deste nível.

Em relação às misturas fabricadas com Cimento CP II E 40, concluiu-se que:

- A resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de 50 MPa pode ser alcançada com um traço cujo consumo de cimento é de 450 quilos por metro cúbico de concreto e um fator água-cimento de 0,35.
- A resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de 60 MPa pode ser alcançada com um traço cujo consumo de cimento é de 550 quilos por metro cúbico de concreto e um fator água-cimento de 0,30.
- Já a resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de 70 MPa só foi alcançada com adição de microssílica no concreto. A porcentagem ideal de microssílica em relação ao peso de cimento da mistura foi de 8%. E quanto ao traço ótimo para tal nível de resistência, pode-se concluir que aquele com consumo de cimento de 500 quilos por metro cúbico de concreto e um fator água-cimento de 0,33 é o mais indicado.

Já quanto às misturas fabricadas com Cimento CP V ARI PLUS, as seguintes observações podem ser feitas:

- A resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de 50 MPa pode ser atingida para uma mistura cujo consumo ideal de cimento esteja entre 400 e 450 quilos por metro cúbico de concreto. Desse modo, adotar-se-á um consumo médio de 425 quilos por metro cúbico de concreto e um fator água-cimento de 0,365.
- A resistência à compressão uniaxial estimada aos 28 dias de 60 MPa pode ser alcançada utilizando-se um traço com consumo de cimento igual a 500 quilos por metro cúbico de concreto e um fator água-cimento de 0,33.
- Assim como no caso do cimento CP II E 40, a resistência à

compressão uniaxial estimada aos 28 dias de 70 MPa só pôde ser conseguida com adição de microssílica. A porcentagem ideal de microssílica foi de 8% do peso de cimento. Já o consumo de cimento ficou em 450 quilos por metro cúbico de concreto, com um fator água-cimento igual a 0,365.

Finalmente, quanto às misturas fabricadas com Cimento CP III 32, concluiu-se que:

- A resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de 50 MPa só pôde ser atingida para um traço cujo consumo de cimento foi de 600 quilos por metro cúbico de concreto e um fator água-cimento de 0,30. Mesmo considerando que tal consumo não é economicamente viável, optou-se por fabricar tal concreto considerando que certas obras podem exigir as características de lento desenvolvimento de resistência apresentado pelo concreto fabricado com este cimento.
- Resistência à compressão uniaxial de 60 MPa aos 28 dias só foi atingida com adição de 8% de microssílica em relação ao peso de cimento e 550 quilos deste por metro cúbico de concreto. A resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de 70 MPa não foi atingida, mesmo para consumos mais elevados de cimento. Mas devido ao alto custo da microssílica, um concreto com adição de 8% deste material apresentando resistência à compressão uniaxial aos 28 dias somente de 60 MPa não é justificável. Desse modo, o estudo com o cimento CP III 32 constará apenas de um traço com resistência à compressão uniaxial de 50 MPa aos 28 dias.

Baseado nas observações acima, as proporções finais dos materiais componentes dos CEDs produzidos neste estudo estão colocadas nas tabelas abaixo. Os traços, indicados em peso, estão genericamente

apresentados sob a forma 1 : f : a : b, onde:

- 1 : proporção do peso de cimento;
- f : representa o pedrisco, nos CEDs sem adição de microssílica, ou a própria microssílica, nos CEDs em que tal adição está presente;
- a : representa a areia natural; e
- b : representa a brita 1, ora calcária, ora gnáissica.

Tabela 3. 12 - Proporções Finais entre os Materiais - Cimento CP II E 40.

( $f_c$ ) esperado ( MPa )	Traço (1:f:a:b)	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Fator água / cimento ( em peso)	Porcentagem microssílica / cimento ( em peso)	Tipo do agregado graúdo (BRITA 1)	"Slump" (cm)
50	1:0,37:1,01:2,73	450	0,35	0%	Calcário	11,5
60	1:0,25:0,67:2,16	500	0,30	0%	Calcário	12,0
70	1:0,08:1,04:2,4	550	0,33	8%	Gnaisse	11,0

Tabela 3.13 - Proporções Finais entre os Materiais - Cimento CP V ARI PLUS.

( $f_c$ ) esperado ( MPa )	Traço (1:f:a:b)	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Fator água / cimento ( em peso)	Porcentagem microssílica / cimento ( em peso)	Tipo do agregado graúdo (BRITA 1)	"Slump" (cm)
50	1:0,40:1,07:2,83	425	0,36	0%	Calcário	9,5
60	1:0,30:0,81:2,41	500	0,33	0%	Calcário	12,0
70	1:0,08:1,22:2,62	450	0,365	8%	Gnaisse	9,5

Tabela 3.14 - Proporções Finais entre os Materiais - Cimento CP III 32.

( $f_c$ ) esperado ( MPa )	Traço (1:f:a:b)	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	Fator água / cimento ( em peso)	Porcentagem microssílica / cimento ( em peso)	Tipo do agregado gráudo (BRITA 1)	"Slump" (cm)
50	1:0,16:0,55:2,01	600	0,30	0%	Calcário	12,0

Todos os traços apresentados acima contêm também os aditivos RX 322 N e RX 3000 R nas proporções de 0,2% e 1,0% respectivamente em relação ao peso de cimento.

Para determinação da trabalhabilidade do concreto fresco, utilizou-se o procedimento de ensaio normalizado sob o título "Concreto - Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone" (NBR 7223) [44], comumente conhecido como "slump".

### 3.4 Mistura

A colocação dos materiais na betoneira obedeceu à seguinte ordem: primeiramente os agregados gráudos e miúdos foram misturados a seco na betoneira. Em seguida, colocava-se o cimento e mais uma vez misturava-se a seco todos estes componentes do concreto. Adicionava-se, então, a água, aos poucos, misturada ao aditivo RX 322 N enquanto a betoneira girava. Finalmente, após a adição de toda a água do traço e da mistura ter sido bem homogeneizada, lançava-se o RX 3000 R. Este momento de lançamento do aditivo RX 3000 R segue recomendações do fabricante. Aí, então, deixava-se a betoneira girar por sete minutos, a fim de garantir uma perfeita homogeneização da mistura.

Quando o CED continha, ainda, microssílica, esta era adicionada na água previamente misturada ao aditivo RX 322 N na proporção 1:2 entre a microssílica e a água. A partir daí, o restante do processo mantinha-se inalterado.



### 3. 5 Moldagem dos Corpos de prova

Para cada traço fabricado, na fase final da pesquisa, foi moldado um lote de 30 corpos de prova, assim divididos:

- 10 corpos de prova de forma prismática com 15 centímetros de largura, 15 centímetros de altura e 50 centímetros de comprimento para realização do ensaio de flexão de viga;
- 10 corpos de prova de forma cilíndrica com diâmetro de 10 centímetros e altura de 20 centímetros para determinação da resistência à compressão uniaxial; e
- 10 corpos de prova de forma também cilíndrica, mas com diâmetro de 15 centímetros e altura de 30 centímetros para realização do ensaio de módulo de elasticidade.

Todos os moldes utilizados eram metálicos e foram vedados com óleo, a fim de evitar vazamento pelas juntas e facilitar o desmolde.

A moldagem de cada corpo de prova seguiu as recomendações da NBR 5738 [40] - "Moldagem e Cura de Corpos de prova de Concreto, Cilíndricos ou Prismáticos". Assim sendo, os corpos de prova prismáticos foram preenchidos em duas camadas aproximadamente iguais e adensadas manualmente através de 60 golpes da haste de socamento uniformemente distribuídos em toda a superfície para cada camada. Já os corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 15 centímetros e altura de 30 centímetros foram moldados em 4 camadas aproximadamente iguais e adensadas por 30 golpes da haste de socamento uniformemente distribuídos. E os cilíndricos de diâmetro de 10 centímetros e altura de 20 centímetros foram preenchidos em 2 camadas, adensando-se cada uma com 15 golpes da haste de socamento.

### 3. 6 Processo de Cura

No presente estudo, os corpos-de-prova permaneceram em seus moldes por 48 horas cobertos por plásticos molhados, de modo a prevenir perda de umidade, constituindo-se assim uma cura lacrada. Após tal período, todos os corpos-de-prova foram desformados e colocados numa câmara úmida a uma temperatura média de 24°C e umidade relativa entre 95 e 100% até aproximadamente 24 horas antes da data dos ensaios, exceção feita aos corpos-de-prova ensaiados na idade de 3 dias. Na câmara úmida, os corpos-de-prova tiveram suprimento adicional de umidade evitando-se desta forma a perda de umidade. No período de 24 horas antecessores aos ensaios, todos os corpos-de-prova foram mantidos ao ar livre, sem nenhum lacre ou suprimento adicional de umidade.

### 3. 7 Procedimentos de Ensaio

Conforme já mencionado, os ensaios realizados objetivaram a determinação da resistência à compressão uniaxial, do módulo de elasticidade e da resistência à flexão nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias. Em cada uma das idades, dois corpos-de-prova foram ensaiados para a caracterização de cada uma das propriedades.

As amostras cilíndricas usadas tanto no ensaio de compressão uniaxial quanto no ensaio de módulo de elasticidade tiveram suas faces, superior e inferior, capeadas com enxofre derretido. Este procedimento era feito aproximadamente duas horas antes dos respectivos ensaios. O capeamento foi executado para garantir que as faces das amostras permanecessem planas e paralelas e, desse modo, que a carga aplicada fosse uniformemente distribuída em toda a seção transversal da amostra.

### 3. 7. 1 Ensaio de Compressão Uniaxial

O ensaio de compressão uniaxial do concreto foi executado de acordo com a norma NBR 5739 [41] - "Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto". Corpos de prova cilíndricos, com um diâmetro de 10 centímetros e uma altura de 20 centímetros, foram utilizados; a prensa utilizada era de fabricação da Pavitest e foi aferida pela mesma no início desta pesquisa. Após a centralização do corpo de prova no prato inferior da prensa, a carga era, então, aplicada continuamente, a uma taxa variando entre 0,3 MPa e 0,8 MPa por segundo até que o recuo do ponteiro de carga atingisse 10% do valor da carga máxima alcançada. A carga correspondente ao recuo era anotada como carga de ruptura do corpo de prova.

A fim de garantir a uniformidade da distribuição da carga em toda a seção transversal do corpo de prova, foi utilizado o dispositivo mostrado na figura 3.1.



Figura 3.1 - Dispositivo de Ensaio para Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial.

E o resultado, ou melhor, a tensão de ruptura à compressão foi obtida dividindo-se a carga de ruptura média dos corpos-de-prova pela respectiva área da seção transversal.

Neste ponto, duas observações tornam-se necessárias. A primeira refere-se à taxa de carregamento durante o ensaio, já que vários autores têm demonstrado que a resistência à compressão do concreto varia com a velocidade do carregamento. Desse modo, os limites determinados pela norma NBR 5739 [41] foram severamente obedecidos.

Como última observação, deve-se considerar que quando uma prensa trabalha perto de seu limite nominal existe sempre o risco de ocorrer uma deformação diferenciada entre suas colunas. Nesse caso, poderá haver uma excentricidade de carga que falseará os resultados. Assim sendo, não se utilizou cargas acima de 60% de sua capacidade nominal.

No presente caso, a prensa utilizada tinha capacidade máxima de 1200 KN, sendo, então, de 720 KN a carga correspondente a 60% de sua capacidade. Se tivéssemos empregado o tradicional corpo-de-prova cilíndrico de diâmetro de 15 centímetros e altura de 30 centímetros, a carga de 720 KN não seria capaz de levar o corpo-de-prova fabricado com CED à ruptura. Já para um corpo-de-prova cilíndrico com diâmetro de 10 centímetros e altura de 20 centímetros, uma carga de 720 KN corresponde a uma tensão de 91,67 MPa, tensão esta muito superior à de ruptura dos CEDs produzidos nesta pesquisa.

### 3. 7. 2 Ensaio de Flexão de Vigas

Para a determinação da resistência à tração do concreto, o ideal é que os ensaios de compressão diametral e de flexão de vigas sejam realizados. Desta forma uma melhor avaliação da resistência à tração pode ser feita, bem como uma comparação, a nível de resultados, entre os dois métodos de ensaio. No presente estudo, apenas o ensaio de flexão de vigas foi executado. A escolha deste método se deveu a dois motivos. O primeiro se refere ao enorme volume de concreto necessário em cada betonada para a

métodos de ensaio. No presente estudo, apenas o ensaio de flexão de vigas foi executado. A escolha deste método se deveu a dois motivos. O primeiro se refere ao enorme volume de concreto necessário em cada betonada para a realização dos dois tipos de ensaio, volume este bastante superior à capacidade da betoneira utilizada. Em segundo, como o presente estudo é uma continuidade do trabalho de Flor [10], e como nele os ensaios realizados foram de compressão diametral, optou-se então pelo ensaio de flexão de vigas.

A resistência à tração determinada pelo ensaio de flexão de vigas prismáticas de concreto, ou módulo de ruptura, não é normalizado pela ABNT. Assim sendo, o procedimento deste ensaio seguiu as especificações da norma americana ASTM C 78-75 [46] "Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third - Point Loading) ".

De modo sucinto, este ensaio consiste em carregar vigas prismáticas de aproximadamente 15 centímetros de altura, 15 centímetros de largura e 50 centímetros de comprimento com duas cargas iguais ( $P/2$ ) aplicadas nos terços médios do vão ( figura 3.2 ). O vão ( $L$ ) entre os eixos dos apoios foi neste caso pré-estabelecido em 45 centímetros. Antes de cada ensaio, as dimensões médias da seção transversal da viga a ser ensaiada devem ser conferidas.

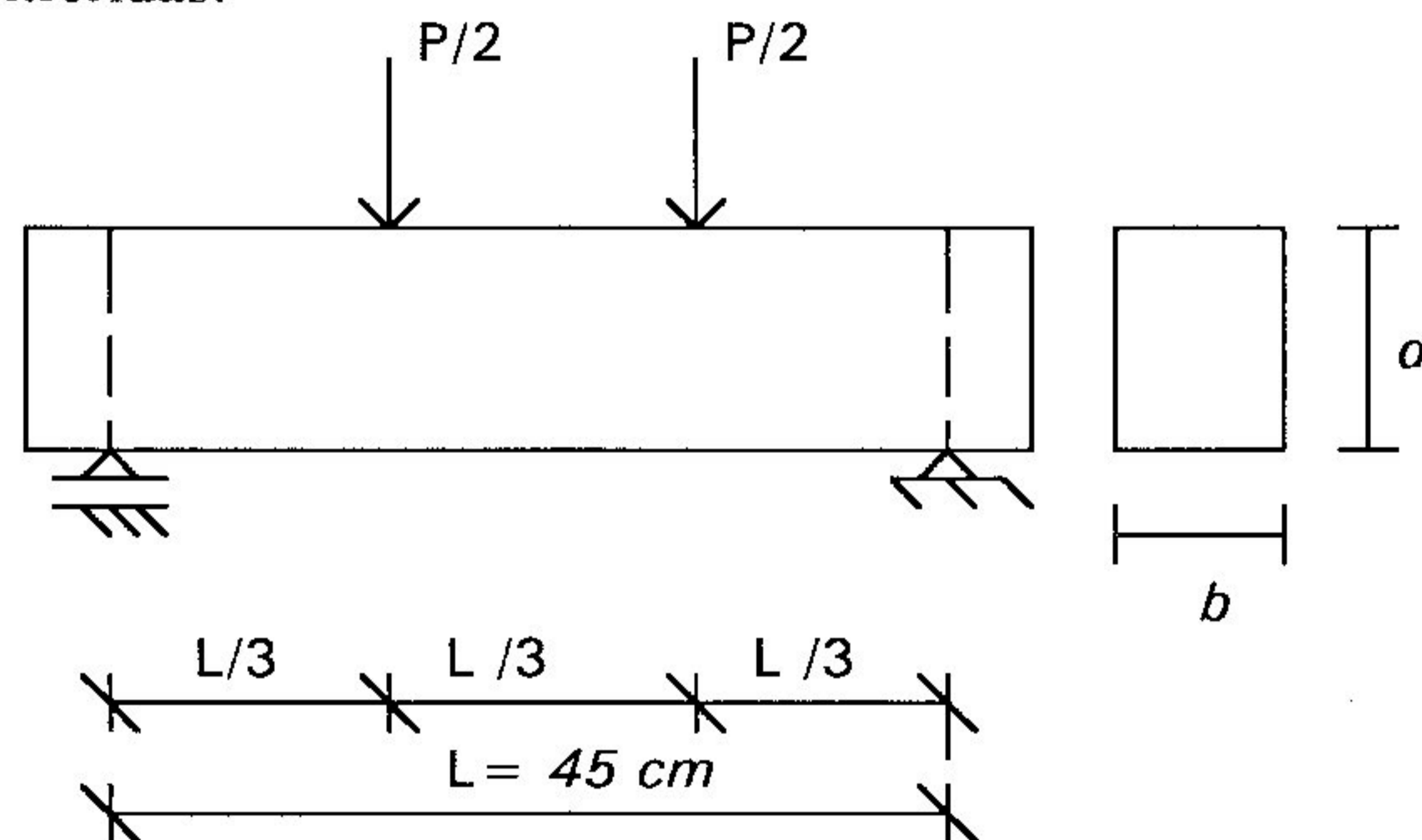


Figura 3.2 - Ensaio de Flexão de Viga

Depois de posicionar a viga na máquina de ensaio inicia-se o carregamento. Este é aplicado rapidamente até aproximadamente 50% da

carga de ruptura prevista. A partir deste ponto, a carga é aplicada continuamente a uma taxa constante fazendo com que a tensão na fibra inferior cresça entre 861 e 1207 kPa/minuto até a ruptura.

Quando da ruptura, deve-se observar em qual terço da peça ela aconteceu. Se a ruptura ocorrer no terço central, o módulo de ruptura deverá ser calculado pela equação apresentada no capítulo anterior, a saber:

$$f_r = \frac{P.L}{b.d^2}, \quad (2.6)$$

onde

P é a carga total máxima aplicada pela máquina de ensaio;  
L é o comprimento do vão entre os eixos dos apoios;  
b é a largura média da seção transversal da viga; e  
d é a altura média da seção transversal da viga.

Caso a ruptura ocorra fora do terço central do vão, porém, a uma distância do ponto de aplicação de carga mais próximo não superior a 5% do vão (L), o módulo de ruptura deve ser calculado pela fórmula:

$$f_r = \frac{3.P.a}{b.d^2}, \quad (3.1)$$

onde

a é a distância média entre a linha de ruptura e o apoio mais próximo, medida na superfície tracionada da viga; e  
P, b e d têm as mesmas definições acima.

Se a ruptura ocorrer fora do terço central do vão, porém, a uma distância do ponto de aplicação da carga mais próximo superior a 5% do vão (L), os resultados do ensaio deverão ser desprezados.

### 3. 7. 3 Ensaio de Módulo de Elasticidade Estático

O módulo de elasticidade é calculado do diagrama tensão-deformação do concreto à compressão, havendo três métodos para tal:

- o método da tangente inicial;
- o método da corda; e
- o método do módulo secante.

No método da tangente inicial, o módulo de elasticidade é a inclinação da tangente à curva na origem. O valor do módulo assim obtido aplica-se apenas a uma pequena porção do diagrama tensão-deformação. No método da corda, o módulo de elasticidade é a inclinação de uma reta traçada entre dois pontos quaisquer do diagrama tensão-deformação. O método do módulo secante é uma particularização do método da corda já que ele mede a inclinação da corda traçada a partir de um ponto da curva tensão-deformação bem perto da origem a algum outro ponto da curva.

Portanto o módulo secante corresponde à inclinação de uma reta traçada entre dois pontos fixos do diagrama tensão-deformação. Este procedimento é o especificado pela norma brasileira NBR 8522 [45] "Concretos - Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão -Deformação" e pela norma americana ASTM C 469 [47]. As duas normas diferem apenas em relação ao ponto inferior utilizado na determinação da inclinação da reta. A norma brasileira especifica o ponto correspondente a uma tensão de 0,5 MPa; já para a norma americana este ponto corresponde a uma deformação de  $5 \times 10^{-5}$ . O ponto superior, em ambas as normas, é aquele dado por uma tensão igual a 40% da tensão máxima.

#### 3. 7. 3. 1 Procedimento do Ensaio

Primeiramente, deve-se estimar a tensão de ruptura do corpo de prova a ser ensaiado, pois o ensaio de módulo de elasticidade utiliza um

mapa de cargas em função desta tensão de ruptura. Esta estimativa é feita a partir do ensaio de compressão uniaxial realizado em corpos de prova representativos da mesma mistura e à mesma idade. Mas como neste estudo o ensaio de resistência à compressão utiliza corpos de prova de dimensões 10 cm x 20 cm e o de módulo de elasticidade emprega corpos de prova de dimensões 15 cm x 30 cm, uma relação entre as resistências à compressão obtidas em corpos de prova com dimensões diferentes deve ser primeiro quantificada.

Desse modo, quando os traços preliminares, apresentando consumos de cimento entre 400 e 500 quilos por metro cúbico de concreto, foram rodados, amostras de dimensões 15 cm x 30 cm e 10 cm x 20 cm foram moldadas visando o ensaio de resistência à compressão nas idades de 3, 7 e 28 dias após a fabricação do concreto. Estudo semelhante foi realizado com os CEDs com 8% de microssílica em relação ao peso de cimento.

Após a realização de ensaios de resistência à compressão uniaxial, em cada uma das idades pré-estabelecidas, utilizando corpos de prova de diferentes dimensões representativos de cada mistura executada, relações entre as resistências à compressão uniaxial destes corpos de prova puderam ser quantificadas. A tabela abaixo mostra a média das relações entre as resistências à compressão nos corpos de prova de dimensões 15 cm x 30 cm e 10 cm x 20 cm.

Tabela 3. 15 - Relação entre as resistências à compressão uniaxial de CPs de diferentes dimensões

Idade(dias)	CED sem microssílica	CED com microssílica
3	0,88	0,99
7	0,99	1,0
28	0,99	1,0

Da análise da tabela pode-se concluir:

- A relação entre as resistências à compressão uniaxial de amostras com dimensões diferentes depende da idade da amostra; mas de



uma maneira gradativa esta diferença se reduz ao longo do tempo.

- Concretos fabricados com adição de microssílica tiveram as diferenças entre as resistências à compressão de amostras com diferentes dimensões bastante reduzidas em qualquer idade.
- A relação entre as resistências à compressão uniaxial de corpos de prova com dimensões diferentes independe do tipo de cimento utilizado na fabricação do concreto.
- As resistências à compressão uniaxial obtidas do ensaio de corpos de prova de dimensões de 10 cm x 20 cm foram, em geral, ligeiramente superiores àquelas obtidas em corpos de prova de dimensões de 15 cm x 30 cm. Mas considerando-se todos os materiais empregados e todas as idades pesquisadas, a média das relações é igual a 0,975, muito próxima da unidade. Portanto para efeito desta pesquisa o fator de conversão entre as resistências à compressão obtidas em cilindros 10 cm x 20 cm e 15 cm x 30 cm será tomado igual a 1.

Estimada a tensão de ruptura da amostra, pode-se estabelecer o plano de carga. Quanto a este plano de carga, a norma NBR 8522 [45] apresenta uma tabela que auxilia a sua escolha de acordo com a determinação de interesse. Para o presente estudo, foi determinado o módulo de elasticidade secante sendo, portanto, efetuado o plano de carga III. Para este plano de carga, a norma prescreve que, uma vez ajustado o corpo de prova, devidamente instrumentado, à máquina de ensaio, deve-se aplicar um carregamento crescente a uma taxa de  $0,5 \pm 0,05$  MPa por segundo, efetuando-se pausas para leitura das tensões e deformações. As tensões estão definidas na norma, sendo a primeira igual a 0,5 MPa e as demais correspondentes a 10%, 20%, 30%, 40% e 50% da tensão de ruptura à compressão do corpo de prova ( $f_c$ ). Além da leitura das tensões, devem-se obter também as correspondentes leituras das deformações.

Para a medida das deformações longitudinais, empregou-se dois transdutores de deslocamento axial ISM 04, fabricados pela Straintec. Estes transdutores estavam instalados a um compressômetro previamente acoplado ao corpo de prova. Uma fonte de excitação EQE - 01, também de fabricação da Straintec, era responsável pela alimentação dos transdutores.

A voltagem de excitação dos transdutores foi ajustada, em cada ensaio, em 2 volts. Leituras digitais da diferença de potencial dos transdutores foram feitas numa maleta de extensometria SODEMEX - MDC com capacidade para 10 canais. A figura 3.3 apresenta um esquema da instrumentação empregada no ensaio.

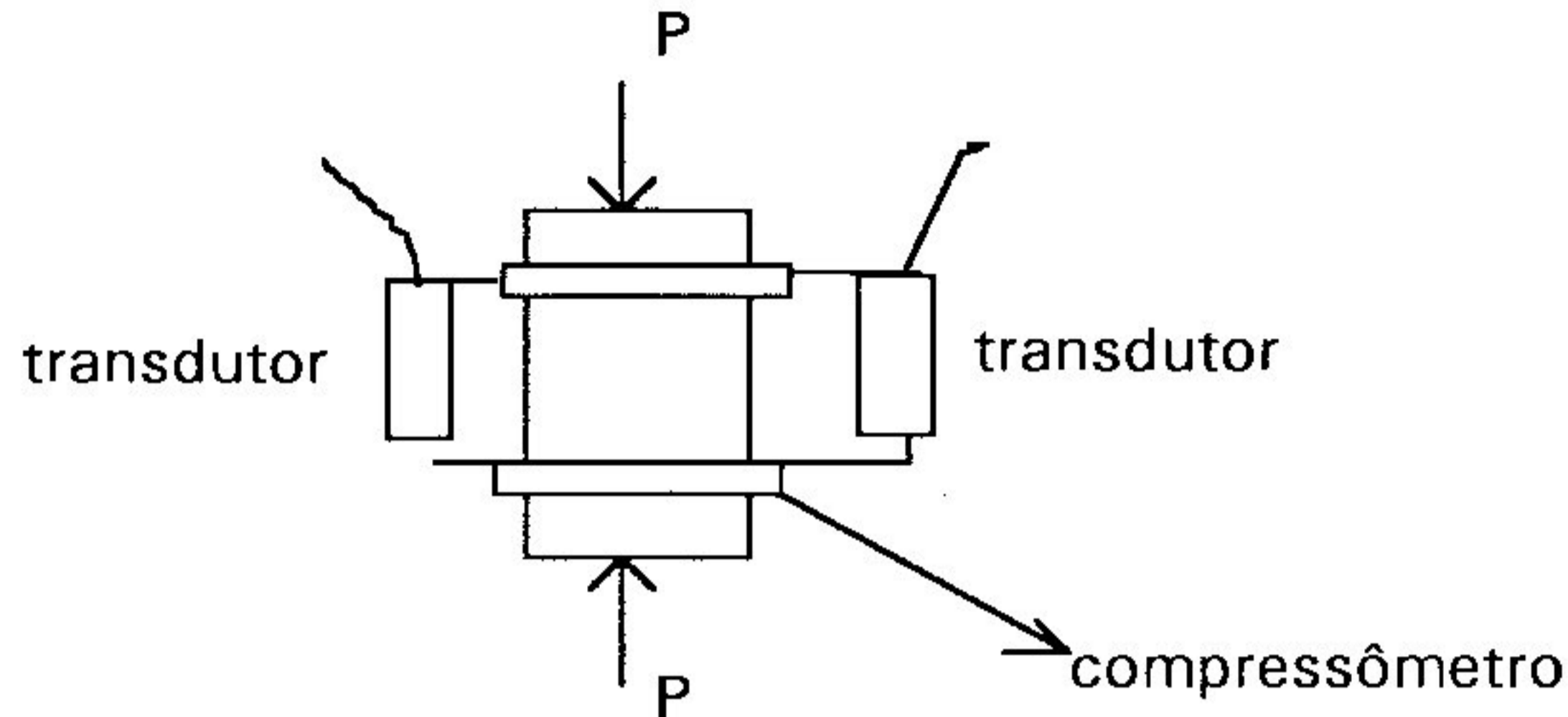


Figura 3.3 - Instrumentação do corpo de prova para determinação do módulo de elasticidade estático secante.

Previamente à realização dos ensaios, um estudo foi feito a fim de se determinar a constante de calibração para cada um dos transdutores. Neste estudo, foram empregados um relógio comparador da marca Mitutoyo, com precisão de milésimos de milímetros e curso de 5 milímetros, e uma viga em balanço ( figura 3.4 ). Na extremidade livre da viga em balanço foram aplicados deslocamentos pré-estabelecidos. Para cada deslocamento imposto e controlado pelo relógio comparador foi feita uma leitura da diferença de potencial (em volts) na maleta de extensometria. Plotando-se em um gráfico a diferença de potencial versus o deslocamento, a constante de calibração de cada transdutor foi obtida por regressão linear. Tal procedimento foi repetido 5 vezes para cada um dos transdutores e a constante de calibração adotada foi a média das constantes determinadas em cada operação.

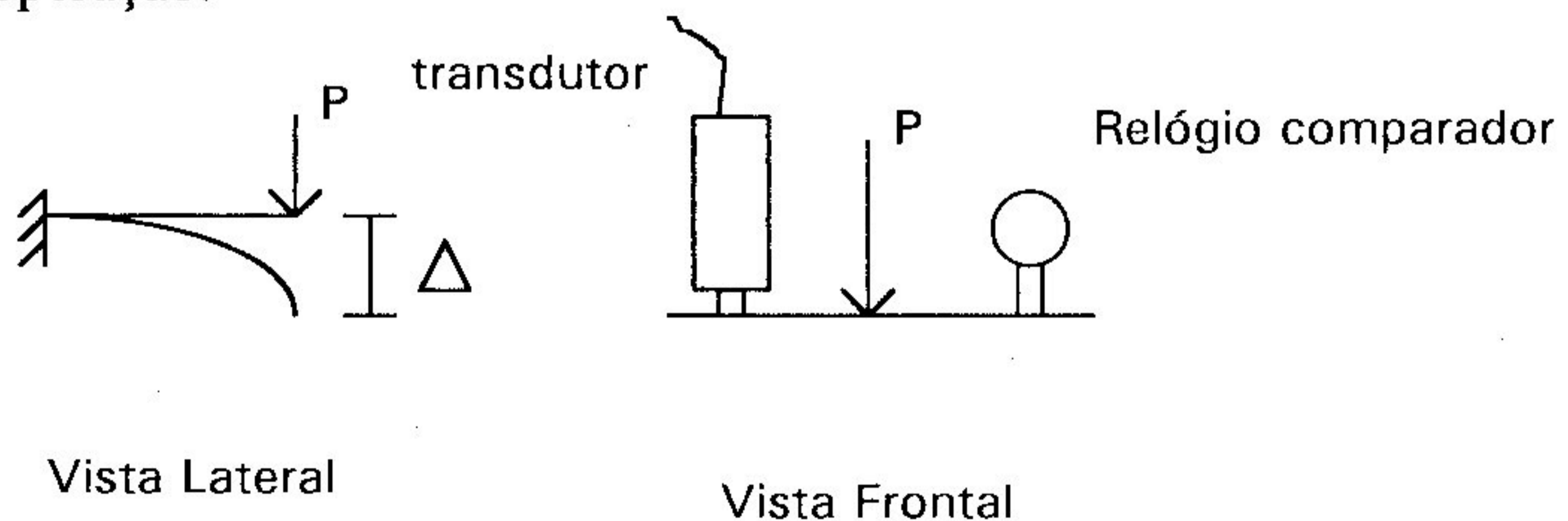


Figura 3.4 - Calibração dos transdutores

De posse da leitura dos transdutores, realizada durante o ensaio de determinação do módulo de elasticidade, os deslocamentos longitudinais ( $\Delta L$ ) eram calculados pela simples multiplicação de cada leitura pela respectiva constante de calibração de cada transdutor. As deformações longitudinais ( $\epsilon$ ), foram obtidas dividindo-se os deslocamentos ( $\Delta L$ ) pelo valor inicial do comprimento do compressômetro ( $L = 155,04 \text{ mm}$ ), ou seja:

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (3.2)$$

A deformação correspondente a cada nível de tensão foi a média das deformações obtidas nos dois transdutores.

O módulo de elasticidade secante pode, então, ser determinado, de acordo com a NBR 8522 [45], segundo a expressão:

$$E_c = \frac{[\sigma_{0,4} - \sigma_{\text{inf.}}]}{\epsilon_{0,4} - \epsilon_{\text{inf.}}}, \quad (3.3)$$

onde

$\sigma_{0,4}$  - é a tensão correspondente a 40% da resistência à compressão;

$\sigma_{\text{inf.}}$  - é a tensão igual a 0,5 MPa;

$\epsilon_{0,4}$  - é a deformação específica correspondente a 40% da resistência à compressão; e

$\epsilon_{\text{inf.}}$  - é a deformação específica correspondente à tensão de 0,5 MPa;

Já de acordo com a norma americana, ASTM C 469 [47], o módulo

de elasticidade estático secante é determinado pela expressão:

$$\bar{E}_c = \frac{[\sigma_{0,4} - \bar{\sigma}_{inf.}]}{\varepsilon_{0,4} - \bar{\varepsilon}_{inf.}}, \quad (3.4)$$

onde

$\sigma_{0,4}$  - é a tensão correspondente a 40% da resistência à compressão;

$\bar{\sigma}_{inf.}$  - é a tensão correspondente à deformação  $\bar{\varepsilon}_{inf.}$ ;

$\varepsilon_{0,4}$  - é a deformação específica correspondente a 40% da resistência à compressão; e

$\bar{\varepsilon}_{inf.}$  - é a deformação específica igual a 0,00005.

### 3. 8 Controle de Qualidade no Processo

Em qualquer pesquisa, inclusive de concreto, a preocupação com a qualidade deve estar presente em todas as fases do processo. Assim sendo, os agregados não podem conter impurezas, a água deve ser potável, os cimentos e os aditivos precisam ter um bom padrão de qualidade, obedecendo prazos de validade e condições de estocagem. A produção dos concretos, bem como todos os ensaios, devem obedecer rigorosamente os mesmos procedimentos. Neste estudo, a moldagem dos corpos de prova, de todos os traços rodados, foi sempre executada pelas mesmas pessoas. Uma única pessoa ficou responsável pela moldagem e adensamento de todos os corpos de prova prismáticos produzidos no estudo, outra pelos corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 15 centímetros e outra pelos corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 10 centímetros. Tudo isto visou uma homogeneidade de produção das amostras testadas, permitindo uma comparação entre elas mais real e isenta de dispersões oriundas de diferenças nos procedimentos. Os processos de desforma, cura e ensaio também seguiram a mesma filosofia.

## 4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

---

### 4.1 Introdução

A fabricação dos traços de concreto visando resistências à compressão uniaxial aos 28 dias de 50, 60 e 70 MPa, bem como as características dos materiais utilizados e suas proporções, os procedimentos de moldagem, adensamento e cura foram descritos no capítulo 3. Neste capítulo apresenta-se os resultados dos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade estático secante. Todos estes ensaios foram realizados de acordo com as normas brasileiras e americanas nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias após a fabricação dos concretos.

Para cada propriedade estudada e em cada idade, dois corpos de prova foram ensaiados. Os resultados que se seguem representam a média aritmética das duas amostras já que os valores individuais tiveram uma variação de no máximo 5% em relação à média.

No apêndice A, encontram-se os mapas de cargas e as leituras dos transdutores de deslocamento utilizados na determinação do módulo de elasticidade estático secante para cada uma das amostras de todos os traços de concreto executados.

Nas tabelas apresentadas neste capítulo e no restante deste estudo, os traços executados passam a ter uma nomenclatura própria e simplificada, como a colocada na primeira linha das tabelas abaixo. O primeiro termo refere-se ao tipo do cimento utilizado, o segundo à resistência esperada aos 28 dias e o asterisco, quando estiver presente, indica os traços executados com brita de gnaiss, e não de calcário, e 8% de adição de microssílica em relação ao peso de cimento.

4. 2 CEDs com Cimento CP II E 40

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios - Traço CP II - 50.

Traço	CP II - 50			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	50			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\overline{E}_c$ (GPa)
3	44,3	5,4	25,7	24,5
7	47,6	6,2	29,1	28,7
28	53,9	6,3	32,7	32,8
90	68,8	6,6	38,1	37,7
180	65,4	6,7	39,9	39,3

onde

$E_c$  é o módulo de elasticidade estático secante determinado segundo a norma brasileira NBR 8522 [45]; e

$\overline{E}_c$  é o módulo de elasticidade estático secante determinado segundo a norma americana ASTM C 469 [47].

Tabela 4.2 - Resultados dos ensaios - Traço CP II - 60.

Traço	CP II - 60			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	60			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\bar{E}_c$ (GPa)
3	48,4	5,3	30,1	30,1
7	50,7	6,6	33,6	33,3
28	58,9	7,0	33,7	34,1
90	71,4	7,4	37,4	36,9
180	67,5	7,1	39,1	38,7

Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios - Traço CP II - 70\*.

Traço	CP II - 70*			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	70			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\bar{E}_c$ (GPa)
3	53,1	5,7	30,5	31,1
7	63,4	6,3	32,2	33,1
28	69,1	9,5	35,8	35,7
90	78,2	9,7	36,2	36,3
180	75,1	9,5	37,1	36,9

4.3 CED com Cimento CP V ARI PLUS

Tabela 4.4 - Resultados dos Ensaio - Traço CP ARI - 50.

Traço	CP ARI - 50			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	50			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\bar{E}_c$ (GPa)
3	47,4	4,9	28,8	28,8
7	52,8	5,9	32,9	32,0
28	49,9	6,9	37,9	38,1
90	60,8	7,0	38,3	37,7
180	59,2	8,1	38,5	37,9

Tabela 4.5 - Resultados dos Ensaio - Traço CP ARI - 60.

Traço	CP ARI - 60			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	60			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\bar{E}_c$ (GPa)
3	53,6	4,7	33,5	33,4
7	59,1	5,6	33,6	34,1
28	58,3	7,1	36,9	36,3
90	68,9	8,1	38,1	38,1
180	66,8	8,7	37,1	37,3



Tabela 4.6 - Resultados dos Ensaio - Traço CP ARI - 70\*.

Traço	CP ARI - 70*			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	70			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\bar{E}_c$ (GPa)
3	53,3	5,3	30,6	29,7
7	63,7	6,6	33,9	32,9
28	70,1	9,4	34,5	35,3
90	80,1	10,3	35,8	36,1
180	75,7	10,1	34,8	34,7

## 4. 4 CED com Cimento CP III 32

Tabela 4.7-Resultados dos Ensaio - Traço CP III - 50.

Traço	CP III - 50			
$f_c$ esperado aos 28 dias (MPa)	50			
Idade (dias)	$f_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$\bar{E}_c$ (GPa)
3	16,3	4	22,7	22,3
7	42,0	4,3	33,2	33,2
28	48,4	5,9	38,3	37,8
90	50,7	6,4	39,1	39,9
180	49,1	6,6	39,2	39,7

#### 4.5 Modos de Ruptura Observados

A ruptura observada no ensaio de compressão uniaxial foi sempre súbita e explosiva, transformando o corpo de prova em uma figura de forma cônica. Já no ensaio de flexão de viga, a ruptura sempre ocorreu num plano vertical. Enquanto que nos CEDs fabricados com brita de calcário este plano de ruptura continha um grande número de agregados fraturados, formando um plano liso, nos CEDs fabricados com brita de gnaiss, o mesmo plano continha agregados inteiros ou ligeiramente fraturados, tornando-se mais irregular.



Figura 4. 1 - Ruptura por Compressão Uniaxial

## 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

### 5.1 Introdução

De posse dos resultados dos ensaios, a análise e discussão dos mesmos torna-se importante não só finalizando o presente estudo bem como propiciando conclusões e recomendações para futuras pesquisas.

Este capítulo refere-se portanto à análise pormenorizada dos resultados oriundos da pesquisa. A análise será feita em três partes. A primeira é referente à produção do concreto de elevado desempenho - CED - e inclui os aspectos da proporção entre os componentes, da trabalhabilidade e de sua aparência. Na segunda etapa, um estudo da evolução das propriedades mecânicas ao longo do tempo é feita. Este estudo será feito numa primeira instância para cada tipo de cimento e na segunda para cada uma das propriedades separadamente. Por último se fará um exame da correlação entre o módulo de ruptura e a resistência à compressão dos CEDs fabricados, bem como desta última propriedade e o módulo de elasticidade estático secante. Equações para estas correlações são propostas e comparadas não só com outras já existentes na literatura bem como com resultados de ensaios obtidos por pesquisadores no Brasil e no exterior.

### 5.2 Produção do CED

#### 5.2.1 Proporção entre os Materiais

Conforme visto na revisão de literatura, para a produção de um CED é necessário um baixo fator água-cimento. No caso do presente estudo, todos os traços tiveram um fator água-cimento entre 0,30 e 0,365. De um lado, estes baixos fatores água-cimento levam a altas resistências, e de outro, à maior durabilidade do CED frente a concretos convencionais por sua menor porosidade.

A resistência do concreto é também função do consumo de cimento no traço. O CED sempre apresenta elevado consumo de cimento. Nesta pesquisa, todos os traços apresentaram consumos de cimento entre 425 e 600 quilos por metro cúbico de concreto. Para níveis iguais de resistência, os concretos fabricados com cimento CP V ARI PLUS sempre exigiram menor quantidade deste material, mesmo quando continham adição de microssílica. Já os concretos fabricados com cimento CP III 32 sem adição de microssílica exigiram um consumo de cimento bem mais elevado que os demais para um dado nível de resistência. Tudo isto é devido às peculiaridades de cada tipo de cimento, como a classe de resistência de cada um. Neste particular, os ensaios de resistência à compressão de argamassa, feitos com cada um dos três tipos de cimento empregados na pesquisa, já mostram que a argamassa fabricada com cimento CP V ARI PLUS apresenta a maior resistência à compressão em todas as idades, seguida da argamassa fabricada com cimento CP II E 40 e da fabricada com cimento CP III 32.

Alguns traços utilizaram como componente a brita de calcário e outros a brita de gnaiss. Entretanto nenhuma diferença nas proporções entre os componentes do CED foi notificada devido à utilização destes dois tipos de agregado graúdo.

### 5. 2. 2 Trabalhabilidade no CED

O concreto de elevado desempenho quando de seu estado fresco apresenta grande coesão. A exsudação e a segregação ficam praticamente eliminadas. Por um lado esta maior coesão do CED facilita o lançamento do mesmo sob chuva ou em concretagem submersa, mas por outro requer maior energia para movimentar o concreto nos lançamentos. Nos CEDs com consumo de cimento muito elevado ou com adição de microssílica esta característica é ainda mais vivenciada. Então, de acordo com a literatura técnica, um abatimento no tronco de cone ou "slump" deve ser ligeiramente superior ao recomendado para concretos convencionais a fim de se garantir trabalhabilidade semelhante. Em todos os traços fabricados neste estudo, um alto "slump", compreendido entre 9,5 e 12 cm, foi obtido, apesar do fator água-cimento permanecer sempre baixo, entre 0,30 e 0,365. Isto evidencia a eficiência dos aditivos superplastificantes utilizados neste estudo.

### 5. 2. 3 Aparência do CED

Os CEDs fabricados neste estudo, com ou sem adições de microssílica, enquanto em seu estado fresco, apresentaram uma coloração mais escura que a do concreto convencional. Este fato é devido ao elevado consumo de cimento do CED. Porém esta diferença de coloração entre o CED e o concreto convencional desapareceu com o tempo e aos 28 dias de idade ambos ficaram aparentemente iguais se produzidos com o mesmo tipo de cimento. Entretanto, concretos produzidos com o cimento CP II E 40 apresentaram-se sempre mais claros que os demais. Já os CEDs com adição de microssílica apresentaram superfícies mais lisas e contínuas quando comparados aos CEDs sem microssílica. Desse modo, estes CEDs com microssílica podem ter uma justificável aplicação em concretos aparentes.

### 5. 3 Estudo Comparativo do Módulo de Elasticidade Estático Secante - Norma Brasileira versus Norma Americana

De acordo com as considerações do capítulo 3, o cálculo do módulo de elasticidade estático secante difere nas normalizações brasileira - NBR 8522 [45] - e americana - ASTM C 469 [47] - quanto ao ponto inferior da reta cuja inclinação define o  $E_c$ . Enquanto na NBR 8522 [45], o ponto inferior é aquele cuja tensão vale 0,5 MPa, na ASTM C 469 [47] este mesmo ponto corresponde à deformação de 0,00005. Nas tabelas que se seguem, estão apresentados os valores médios de  $E_c$  calculados segundo cada uma das normas. Cada tabela se refere a um tipo específico de cimento utilizado no presente estudo, englobando todos os traços executados e todas as idades pesquisadas.

Tabela 5. 1 - Módulo de Elasticidade Estático Secante  
Cimento CP II E 40

$E_c$ (GPa)						
Traço	CP II - 50		CP II - 60		CP II - 70*	
idade (dias)	Norma Brasileira	Norma Americana	Norma Brasileira	Norma Americana	Norma Brasileira	Norma Americana
3	25,7	24,5	30,1	30,1	30,5	31,1
7	29,1	28,7	33,6	33,3	32,2	33,1
28	32,7	32,8	33,7	34,1	35,8	35,7
90	38,1	37,7	37,4	36,9	36,2	36,3
180	39,9	39,3	39,1	38,7	37,1	36,9

Tabela 5. 2 - Módulo de Elasticidade Estático Secante  
Cimento CP V ARI PLUS

$E_c$ (GPa)						
Traço	CP ARI - 50		CP ARI - 60		CP ARI - 70*	
idade (dias)	Norma Brasileira	Norma Americana	Norma Brasileira	Norma Americana	Norma Brasileira	Norma Americana
3	28,8	28,8	33,5	33,4	30,6	29,7
7	32,9	32,0	33,6	34,1	33,9	32,9
28	37,9	38,1	36,9	36,3	34,5	35,3
90	38,3	37,7	38,1	38,1	35,8	36,1
180	38,5	37,9	37,1	37,3	34,8	34,7

Tabela 5.3 - Módulo de Elasticidade Estático Secante  
Cimento CP III 32

E <sub>c</sub> (GPa)		
Traço	CP III - 50	
idade (dias)	Norma Brasileira	Norma Americana
3	22,7	22,3
7	33,2	33,2
28	38,3	37,8
90	39,1	39,9
180	39,2	39,7

Analisando as tabelas anteriores, percebe-se, claramente, que as diferenças do E<sub>c</sub> calculado segundo a NBR 8522 [45] frente ao E<sub>c</sub> calculado segundo o ASTM C 469 [47] foram sempre inferiores a 4%. Os critérios distintos de definição do ponto inferior da reta secante ao diagrama tensão - deformação ( $\sigma \times \varepsilon$ ) determinados pelas normas brasileira ou americana não alteram significativamente o valor final de E<sub>c</sub>. Portanto no restante da análise, o módulo de elasticidade estático secante utilizado será o obtido segundo a norma brasileira.

#### 5.4 Estudo da Evolução das Propriedades Mecânicas do CED

##### 5.4. 1 Estudo para cada Tipo de Cimento

A partir dos resultados referentes aos ensaios de compressão uniaxial, de módulo de elasticidade estático secante e de módulo de ruptura realizados neste estudo, gráficos e tabelas que mostrem o desenvolvimento de cada uma destas propriedades mecânicas ao longo do tempo, para cada tipo de cimento, serão construídos. Para realizar uma análise comparativa da evolução de cada propriedade estudada, tomou-se como referência, o seu valor obtido na idade de 28 dias.

## 5.4. 1. 1 Concretos Fabricados com Cimento CP V ARI PLUS

## 5.4. 1. 1. 1 Resistência à Compressão

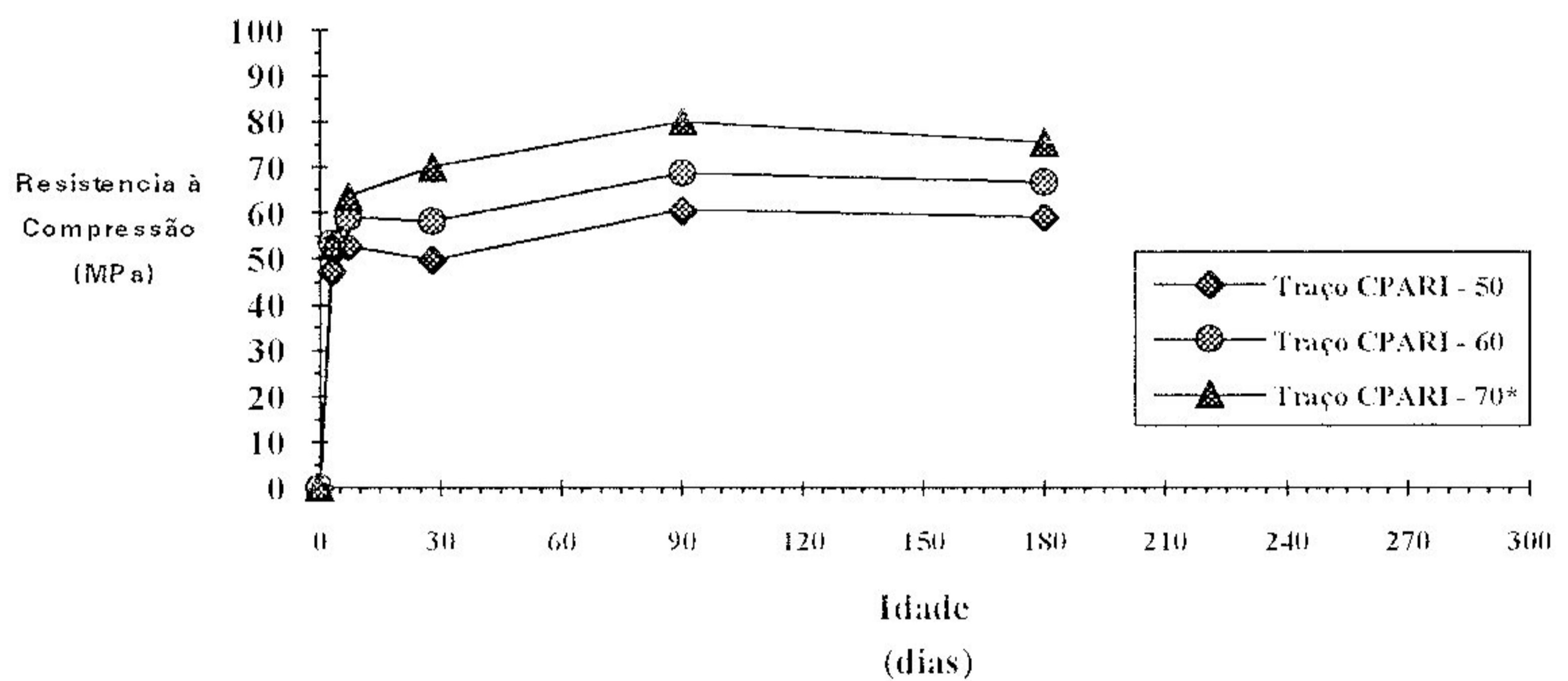


Figura 5.1 - Resultados da Resistência à Compressão

Tabela 5. 4 - Evolução da Resistência à Compressão

Idade (dias)	Traço CP ARI -50		Traço CP ARI -60		Traço CP ARI -70*	
	$f_c$ (MPa)	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>	$f_c$ (MPa)	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>	$f_c$ (MPa)	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>
3	47,4	95,0	53,6	92	53,3	76,1
7	52,8	105,8	59,1	101,4	63,7	90,8
28	49,9	100	58,3	100	70,1	100
90	60,8	121,8	68,9	118,1	80,1	114,3
180	59,2	118,6	66,8	114,6	75,7	108,0



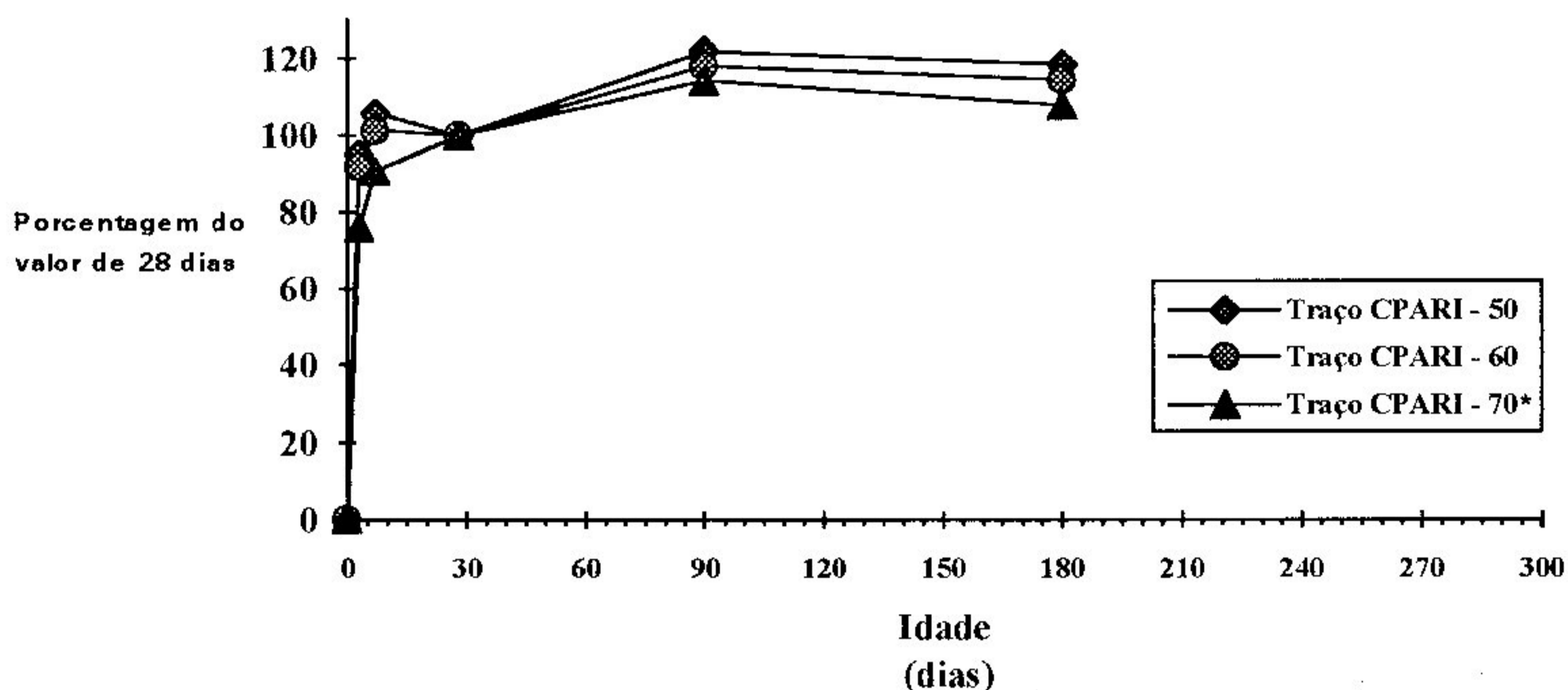


Figura 5.2 - Resistência à Compressão ( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- Os desenvolvimentos da resistência à compressão uniaxial ao longo de 180 dias dos traços executados sem adição de microssílica mostraram-se muito semelhantes entre si.
- Os traços fabricados com cimento CP V ARI PLUS sem adição de microssílica apresentaram resistência à compressão uniaxial de 28 dias já na idade de 7 dias.
- Todos os traços fabricados com cimento CP V ARI PLUS apresentaram ganhos de resistência à compressão uniaxial após a idade de 28 dias, sofrendo, porém, uma ligeira queda desta resistência à idade de 180 dias em relação à idade de 90 dias. Estes ganhos nos traços sem adição de microssílica foram, em média, equivalentes a 18%. Já no traço com adição de microssílica, o ganho foi menor, em média, equivalente a 11%.
- A presença de adição de microssílica no CED retarda a taxa de crescimento da resistência à compressão uniaxial.
- O traço com adição de microssílica apresentou ganhos substanciais de resistência à compressão uniaxial - da ordem de

33%, em média, após 28 dias - em relação ao traço CP ARI - 50 para um consumo de cimento bem semelhante.

Um estudo comparativo da evolução da resistência à compressão é feito a seguir utilizando os resultados obtidos por Flor [10]. Para tal consideraremos os concretos produzidos sem adição de microssílica nas idades de 3 e 7 dias. A tabela 5.5 apresenta esta comparação, tomando como referência o valor da resistência à compressão uniaxial na idade de 28 dias.

Tabela 5.5 - Comparação da Evolução da Resistência à Compressão Uniaxial - % (  $f_c$  )<sub>28</sub>.

Idade ( dias )	Traço CP ARI-50	Traço CP ARI-60	Traço B-Flor (50MPa)	Traço C-Flor (55MPa)	Traço D-Flor (60MPa)
	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $f_c$ ) <sub>28</sub>
3	95	92	83	88	81
7	105	101,4	105	99	102

A análise desta tabela sugere uma grande semelhança nos desenvolvimentos da resistência à compressão ao longo do tempo apresentados pelos concretos fabricados nos dois estudos em questão. Na idade de 3 dias os concretos produzidos por Flor [10] tiveram um crescimento ligeiramente mais lento. Talvez esta diferença venha do fato de que os cimentos utilizados apenas são semelhantes entre si e não idênticos, já que um foi o cimento CP V ARI e o outro o cimento CP V ARI PLUS. Este último, segundo o fabricante, teria um desenvolvimento de resistência à compressão mais rápido que o outro nas primeiras idades.

## 5.4.1.1.2 Módulo de Ruptura

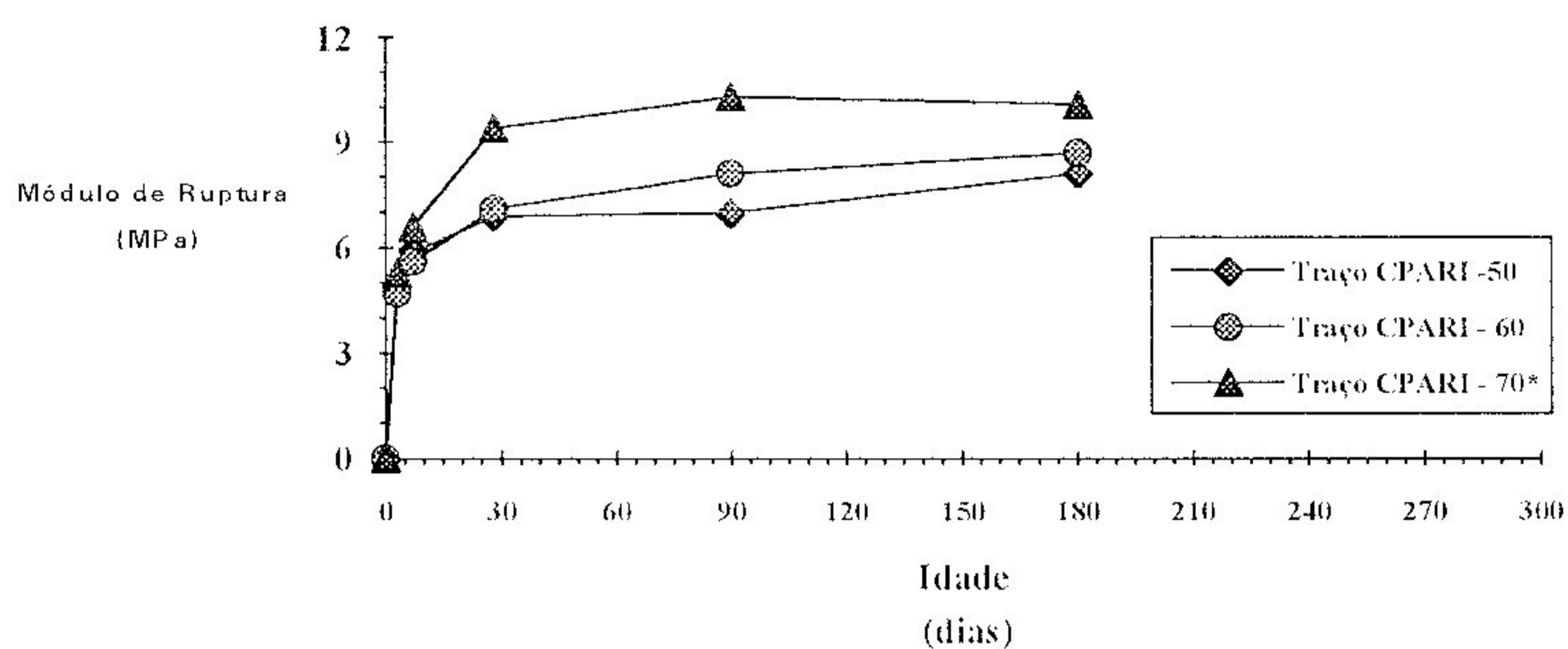


Figura 5. 3 - Resultados do Módulo de Ruptura

Tabela 5. 6 - Evolução do Módulo de Ruptura

Idade (dias)	Traço CPARI -50		Traço CPARI -60		Traço CPARI -70*	
	$f_r$ (MPa)	% ( $f_r$ ) <sub>28</sub>	$f_r$ (MPa)	% ( $f_r$ ) <sub>28</sub>	$f_r$ (MPa)	% ( $f_r$ ) <sub>28</sub>
3	4,9	71,0	4,7	66,2	5,3	56,4
7	5,9	85,5	5,6	78,9	6,6	76,2
28	6,9	100	7,1	100	9,4	100
90	7,0	101,4	8,1	114,1	10,3	109,6
180	8,1	117,4	8,7	122,5	10,1	107,4

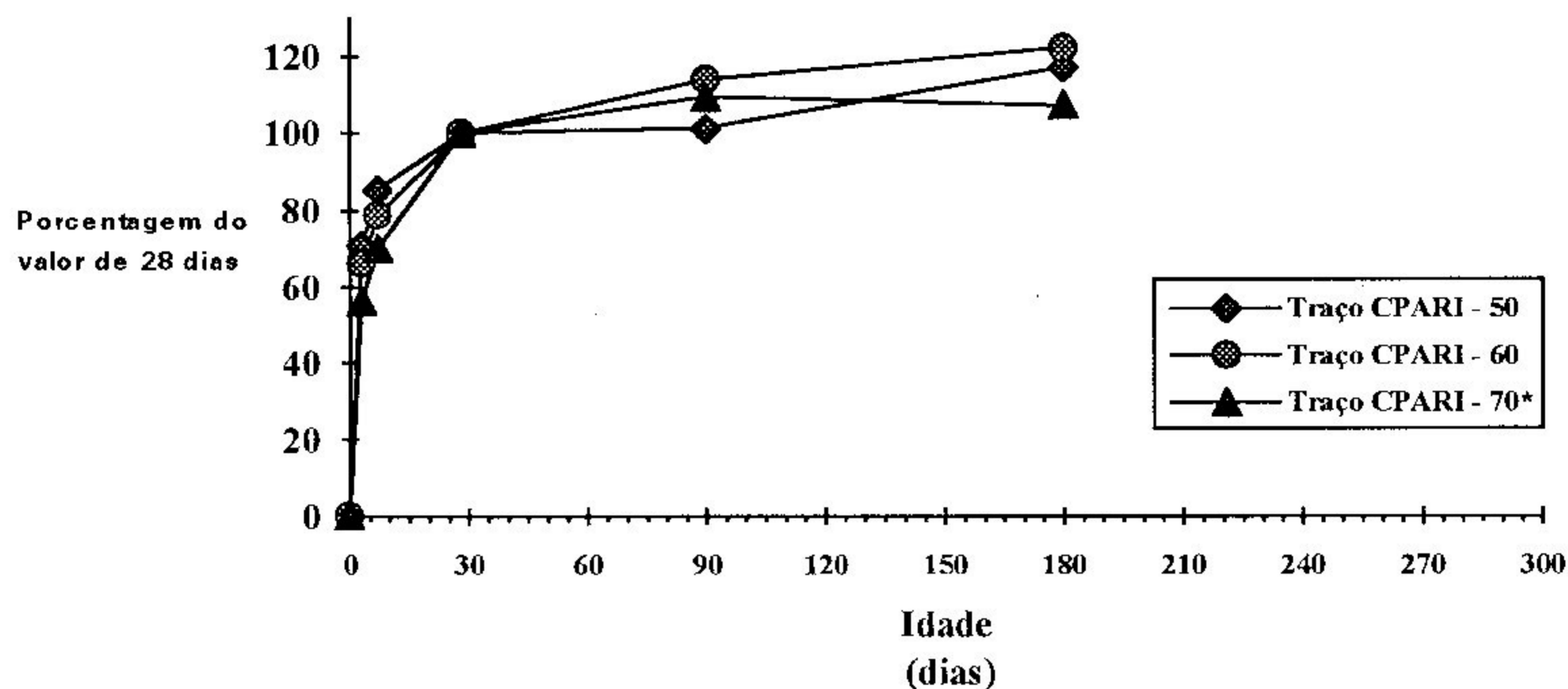


Figura 5. 4 - Módulo de Ruptura ( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- O módulo de ruptura sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias. O mesmo não aconteceu para a resistência à compressão dos traços sem microssílica.
- Após 28 dias, o módulo de ruptura apresentou também um significativo crescimento, da ordem de 12%, em média.
- As diferenças entre os valores do módulo de ruptura dos três traços nas diferentes idades foi da mesma ordem de grandeza que a obtida para a resistência à compressão.
- O desenvolvimento do módulo de ruptura do traço executado com microssílica mostrou-se mais lento que os desenvolvimentos dos traços sem microssílica.
- O traço com adição de microssílica apresentou ganhos significativos do módulo de ruptura - da ordem de 36%, em média, após 28 dias - em relação ao traço CP ARI- 50 para um consumo de cimento bem semelhante.

## 5.4.1.1.3 Módulo de Elasticidade Estático Secante

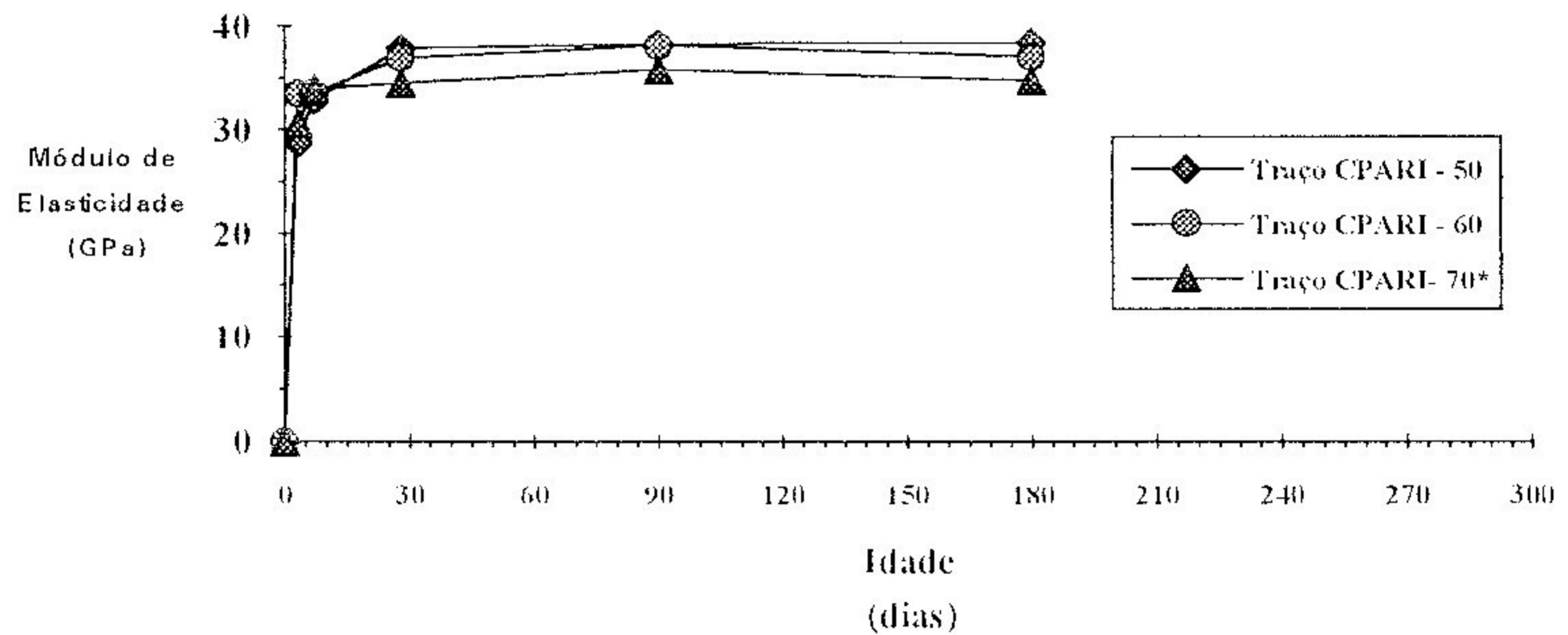


Figura 5. 5 - Resultados do Módulo de Elasticidade Estático Secante

Tabela 5.7 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante

Idade (dias)	Traço CPARI -50		Traço CPARI -60		Traço CPARI -70*	
	$E_c$ (GPa)	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	$E_c$ (GPa)	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	$E_c$ (GPa)	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>
3	28,8	76,0	33,5	90,8	30,6	88,7
7	32,9	86,8	33,6	91,5	33,9	98,3
28	37,9	100	36,9	100	34,5	100
90	38,3	101,1	38,1	103,3	35,8	103,8
180	38,5	101,6	37,1	100,5	34,8	100,9

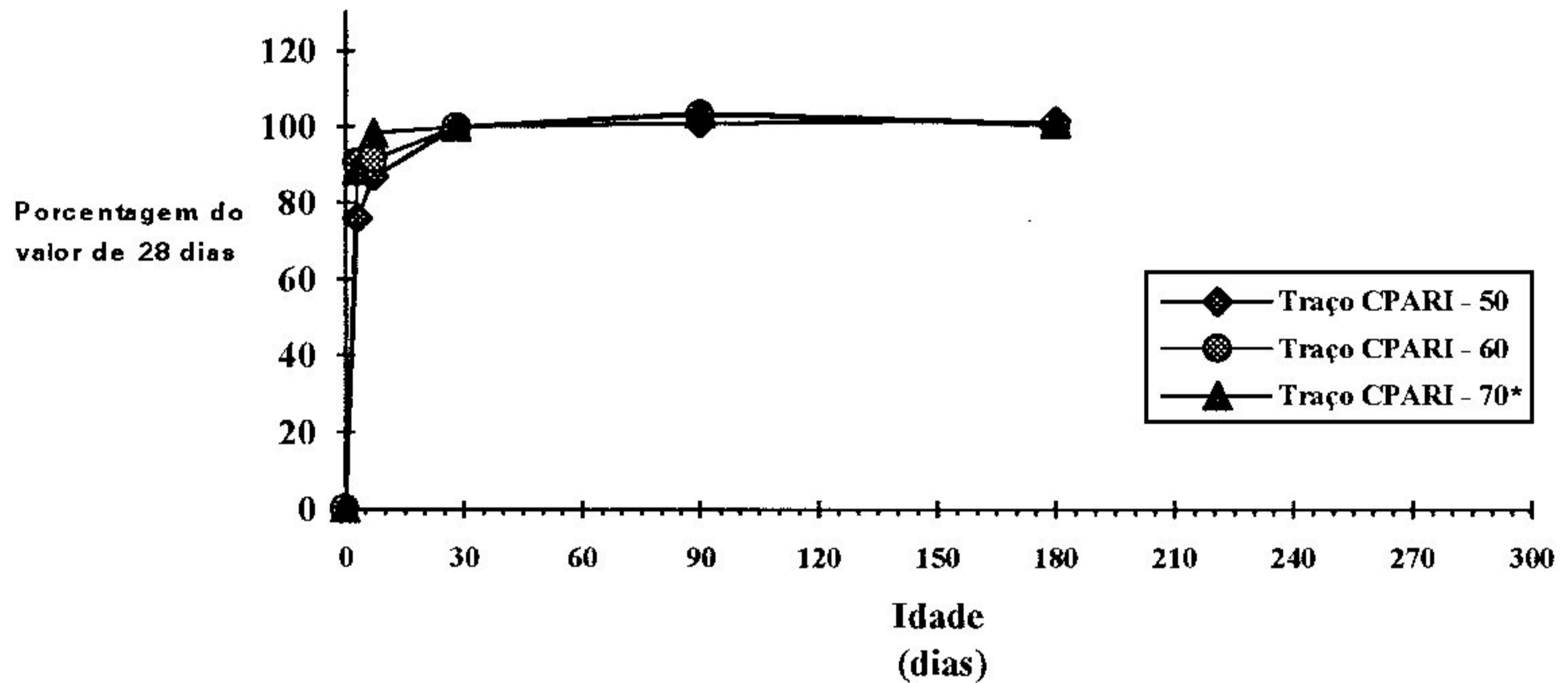


Figura 5. 6 - Módulo de Elasticidade Estático Secante ( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- O módulo de elasticidade estático secante sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias. O mesmo não ocorreu para a resistência à compressão dos traços sem microssílica.
- Após 28 dias, o módulo de elasticidade estático secante praticamente não se alterou.
- A presença de microssílica não exerce influência na evolução do módulo de elasticidade dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS.
- A diferença significativa entre os valores da resistência à compressão dos três traços nas diferentes idades não ocorreu com relação ao módulo de elasticidade estático secante. Neste caso a diferença máxima foi de apenas 10%.
- A adição de microssílica não provocou aumentos significativos dos valores do módulo de elasticidade, mesmo tendo ocorrido ganhos substanciais na resistência à compressão.

Da mesma forma que na análise da evolução da resistência à compressão, uma comparação entre os desenvolvimentos do módulo de elasticidade estático secante obtidos nesta pesquisa e no estudo de Flor [10] é feita através da tabela 5.8. Novamente consideraremos apenas os concretos produzidos sem adição de microssílica nas idades de 3 e 7 dias.

Tabela 5.8 - Evolução de  $E_c$  - Cimento CP V ARI.

Idade ( dias )	Traço CP ARI-50	Traço CP ARI-60	Traço B-Flor (50MPa)	Traço C-Flor (55MPa)	Traço D-Flor (60MPa)
	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	%( $E_c$ ) <sub>28</sub>	%( $E_c$ ) <sub>28</sub>	%( $E_c$ ) <sub>28</sub>
3	76	90,8	109,3	86,7	92,2
7	86,8	91,5	112,4	83	97

Da análise desta tabela pode-se concluir que a taxa de desenvolvimento do módulo de elasticidade apresentada pelos concretos de Flor [10] é sempre maior que a apresentada neste estudo nas idades de 3 e 7 dias para traços com mesmos níveis de resistência à compressão aos 28 dias. Vale lembrar que o mesmo não ocorreu na evolução da resistência à compressão.

#### 5.4.1.1.4 Análise da Evolução das Propriedades Mecânicas para cada Traço

Faz-se a seguir uma comparação da evolução das propriedades mecânicas para cada traço, produzido com cimento CP V ARI PLUS. Para isso, utilizamos novamente os valores das tabelas 5.4 a 5.7 para a elaboração das figuras 5.7 a 5.9 mostradas abaixo.

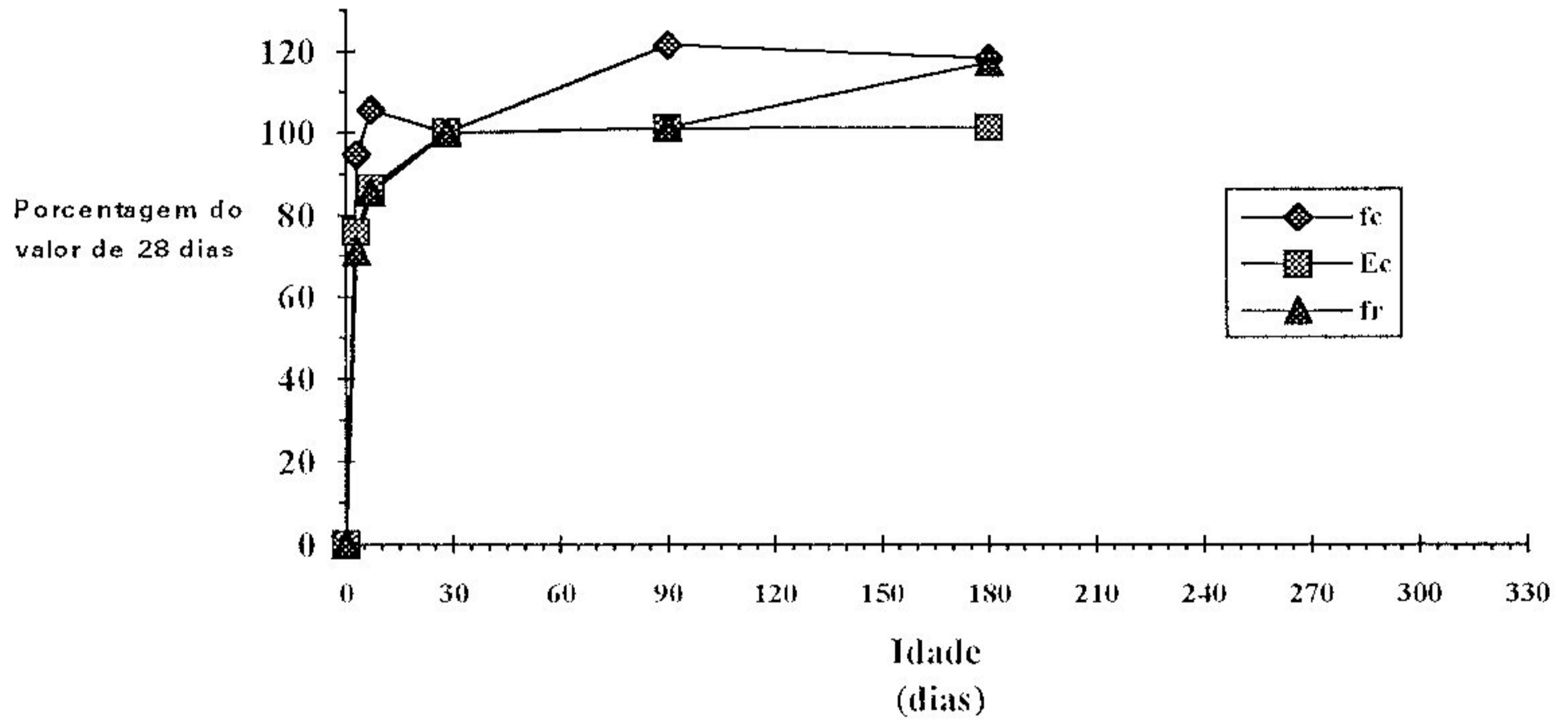


Figura 5. 7 - Propriedades Mecânicas do Traço CP ARI - 50 ( % 28 dias ) x Idade

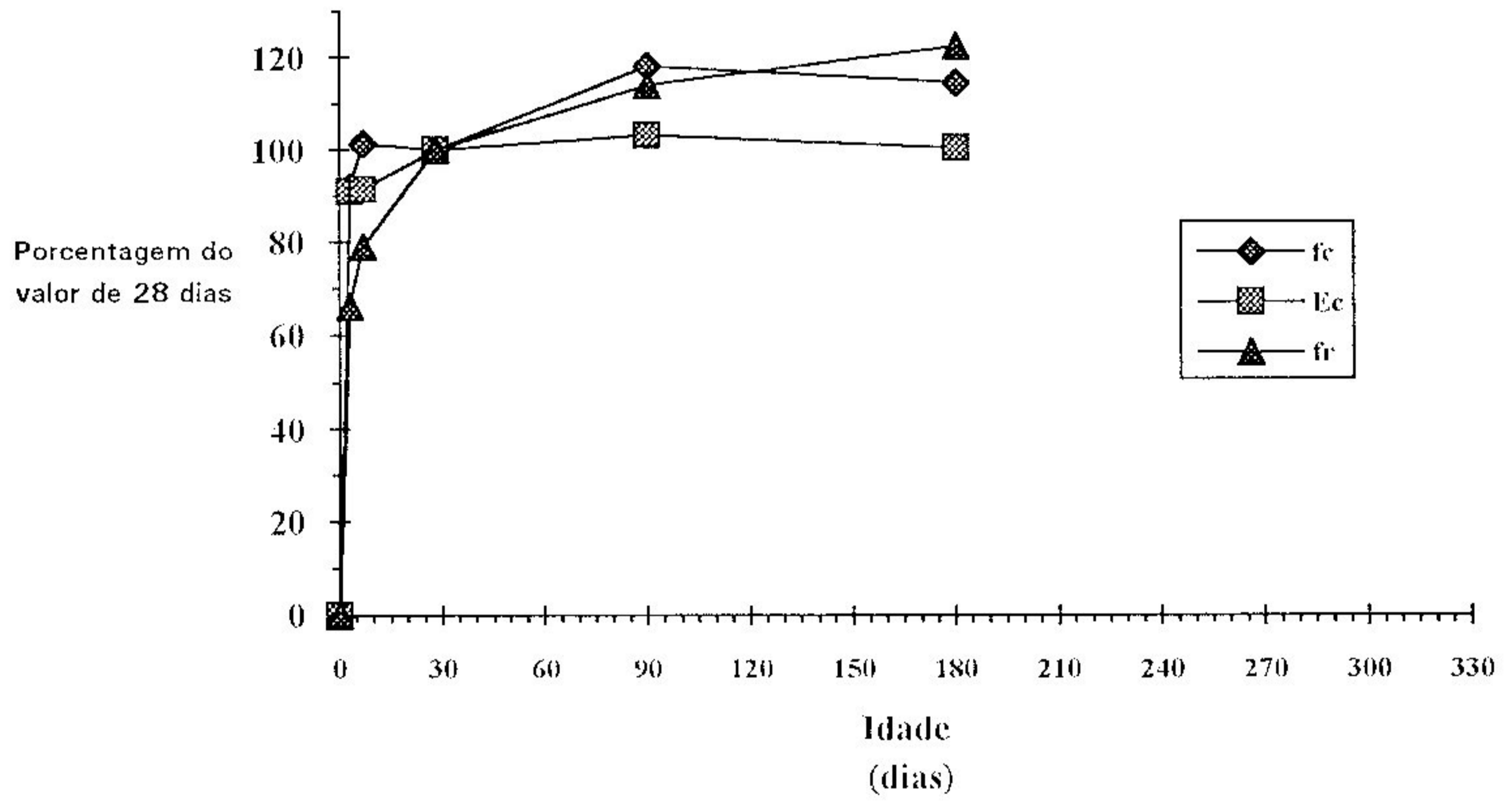


Figura 5. 8 - Propriedades Mecânicas do Traço CP ARI - 60 ( % 28 dias ) x Idade



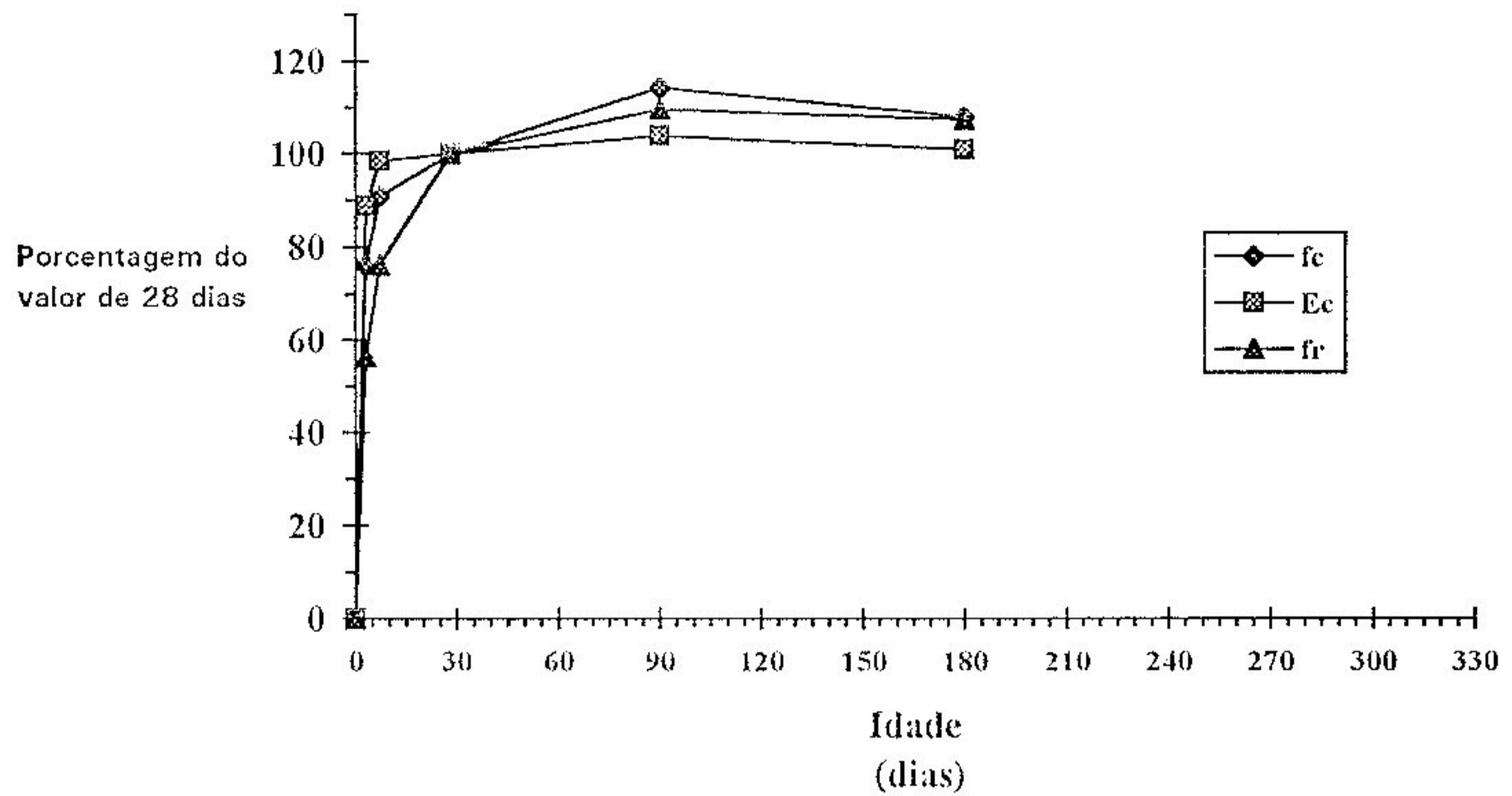


Figura 5. 9 - Propriedades Mecânicas do Traço CP ARI - 70\*  
( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial, do módulo de ruptura e do módulo de elasticidade estático secante para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- Para o traço CP ARI - 50, a taxa de crescimento, ao longo de 180 dias, do módulo de elasticidade e do módulo de ruptura foi sempre igual ou menor que a da resistência à compressão. E a evolução no mesmo período dos módulos de elasticidade e de ruptura mostraram-se semelhantes.
- Para o traço CP ARI - 60, a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura apresentou-se igual ou mais lenta que a evolução da resistência à compressão, exceto na idade de 180 dias. Já a evolução do módulo de elasticidade sempre se apresentou mais lenta que a evolução da resistência à compressão. Comparando-se as taxas de crescimento do módulo de ruptura e do módulo de elasticidade vê-se que a do último foi maior até a idade de 28 dias, invertendo-se depois.
- Para o traço CP ARI - 70\*, a evolução ao longo de 180 dias do módulo de ruptura sempre se apresentou igual ou mais lenta que a evolução da resistência à compressão. Mas a evolução até a

idade de 28 dias do módulo de elasticidade apresentou-se mais rápida que as evoluções tanto da resistência à compressão, quanto do módulo de ruptura. De forma contrária, após 28 dias a evolução do módulo de elasticidade mostrou-se mais lenta que as evoluções da resistência à compressão e do módulo de ruptura.

- Para os três traços, pode-se concluir que a evolução do módulo de ruptura mostrou-se sempre igual ou mais lenta que aquela referente à resistência à compressão. E a evolução do módulo de elasticidade quando comparada com a evolução do módulo de ruptura sofre alteração após a idade de 28 dias; ela é sempre mais lenta após esta data.

#### 5.4.1.2 Concretos Fabricados com Cimento CP II E 40

##### 5.4.1.2.1 Resistência à Compressão

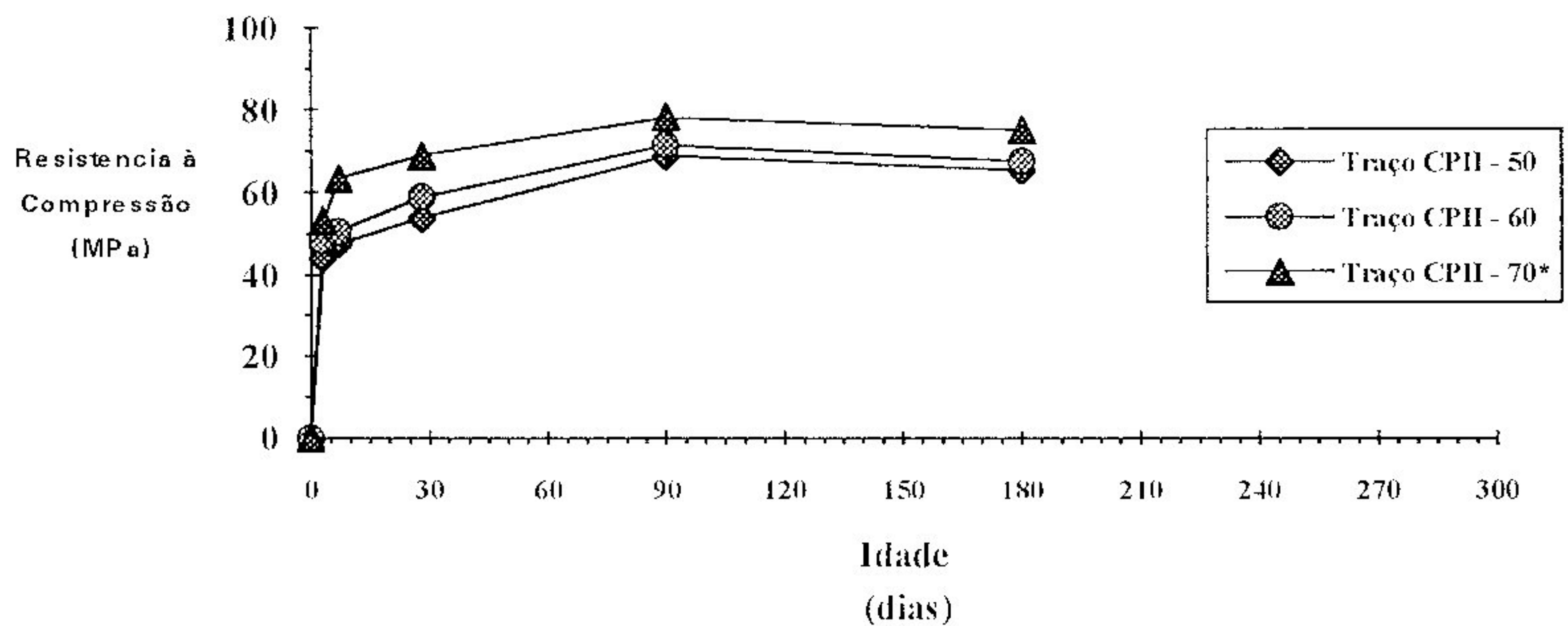


Figura 5. 10 - Resultados da Resistência à Compressão

Tabela 5. 9 - Evolução da Resistência à Compressão

Idade (dias)	Traço CP II -50		Traço CP II -60		Traço CP II -70*	
	$f_c$ (MPa)	% $(f_c)_{28}$	$f_c$ (MPa)	% $(f_c)_{28}$	$f_c$ (MPa)	% $(f_c)_{28}$
3	44,3	82,2	48,4	82,1	53,1	76,8
7	47,6	88,3	50,7	86,0	63,4	91,8
28	53,9	100	58,9	100	69,1	100
90	68,8	127,6	71,4	121,2	78,2	113,2
180	65,4	121,3	67,5	114,6	75,1	108,7

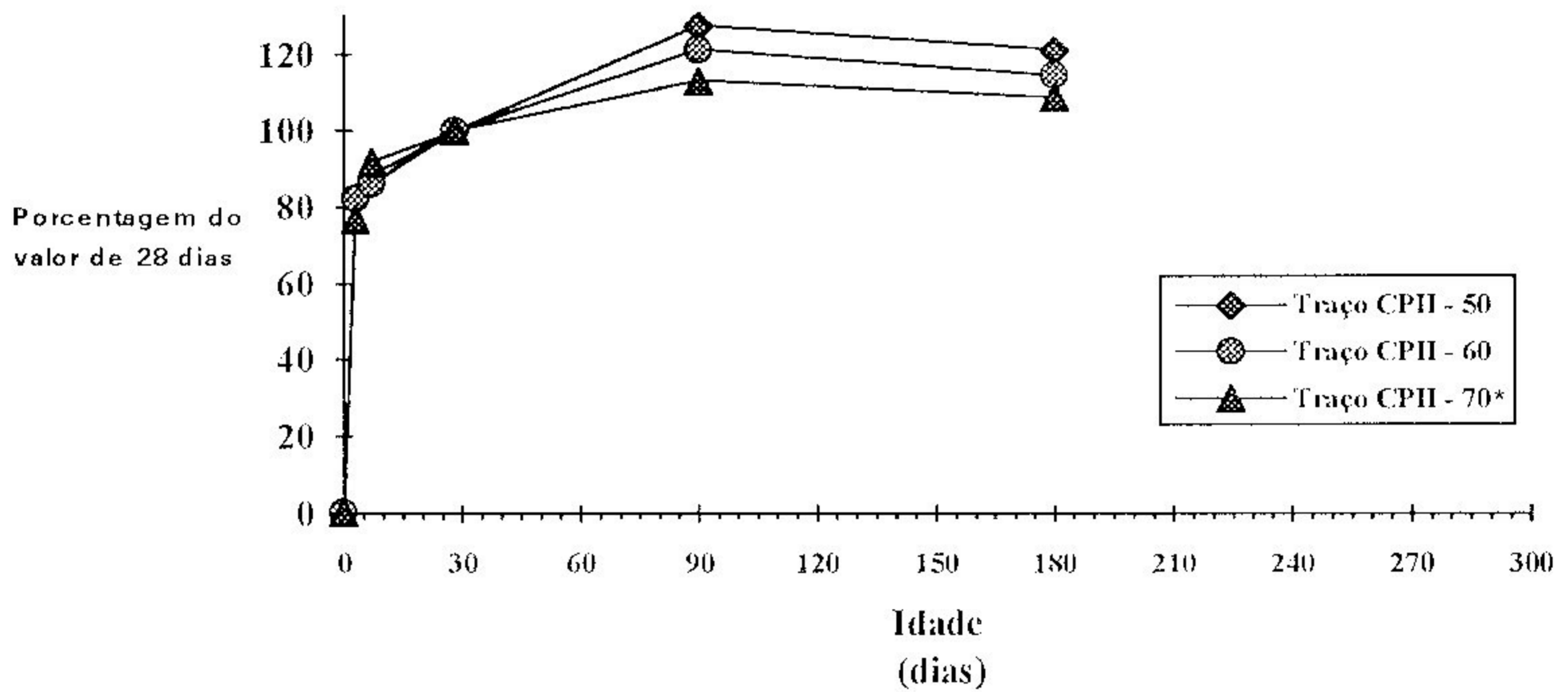


Figura 5. 11 - Resistência à Compressão ( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, pode-se notar que:

- Os desenvolvimentos da resistência à compressão uniaxial ao longo do tempo dos três traços executados mostraram-se muito semelhantes entre si.

- A resistência à compressão sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias.
- Após 28 dias, a resistência à compressão dos CEDs sem microssilica apresentou um significativo crescimento, cerca de 21%, em média. Nos CEDs com microssilica, o ganho após 28 dias foi menor, equivalente a 11%, em média.
- Não houve diferença significativa entre a resistência à compressão do traço CP II - 50 em relação ao traço CP II - 60 após 28 dias.
- A presença de adição de microssilica no CED não exerceu influência na evolução de sua resistência à compressão.

#### 5.4.1.2.2 Módulo de Ruptura

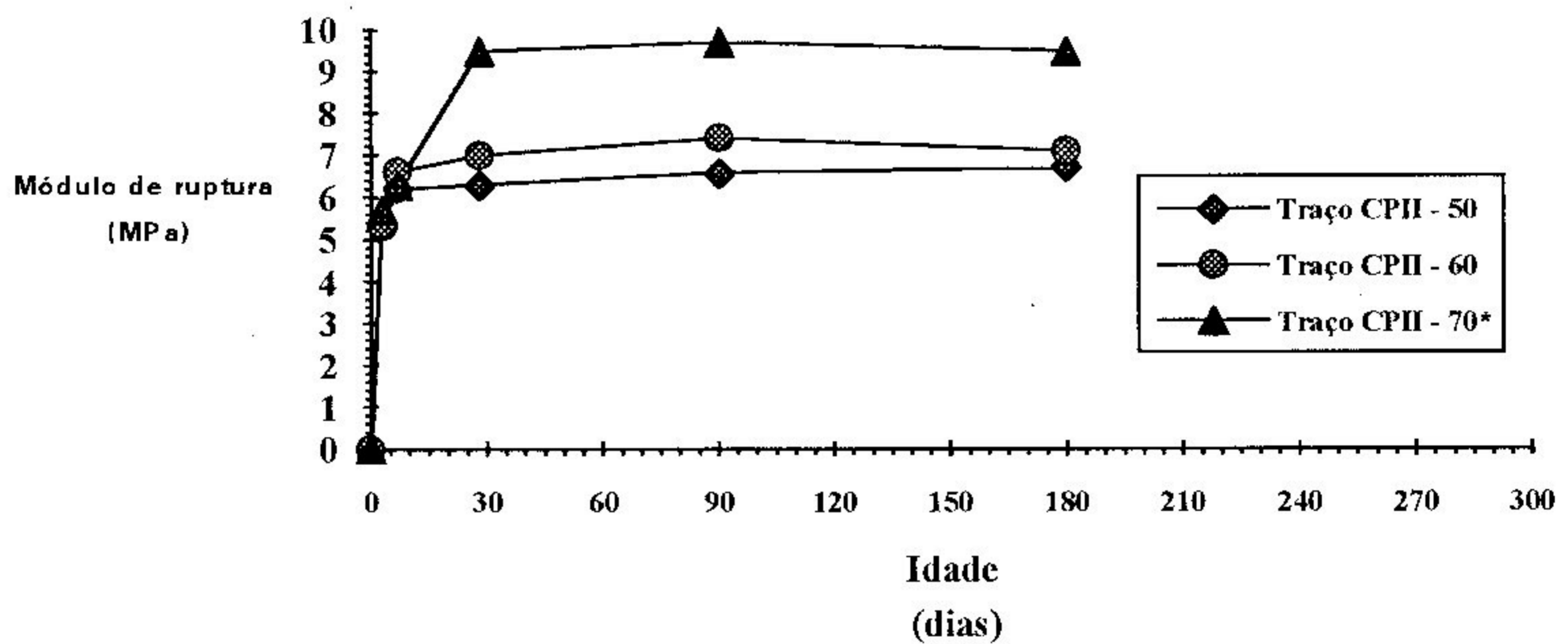


Figura 5. 12 - Resultados do Módulo de Ruptura

Tabela 5. 10 - Evolução do Módulo de Ruptura

Idade (dias)	Traço CP II -50		Traço CP II -60		Traço CP II -70*	
	$f_r$ (MPa)	% $(f_r)_{28}$	$f_r$ (MPa)	% $(f_r)_{28}$	$f_r$ (MPa)	% $(f_r)_{28}$
3	5,4	85,7	5,3	75,7	5,7	60,0
7	6,2	98,4	6,6	94,3	6,3	66,3
28	6,3	100	7,0	100	9,5	100
90	6,6	104,4	7,4	105,7	9,7	102,1
180	6,7	106,3	7,1	101,4	9,5	103,6

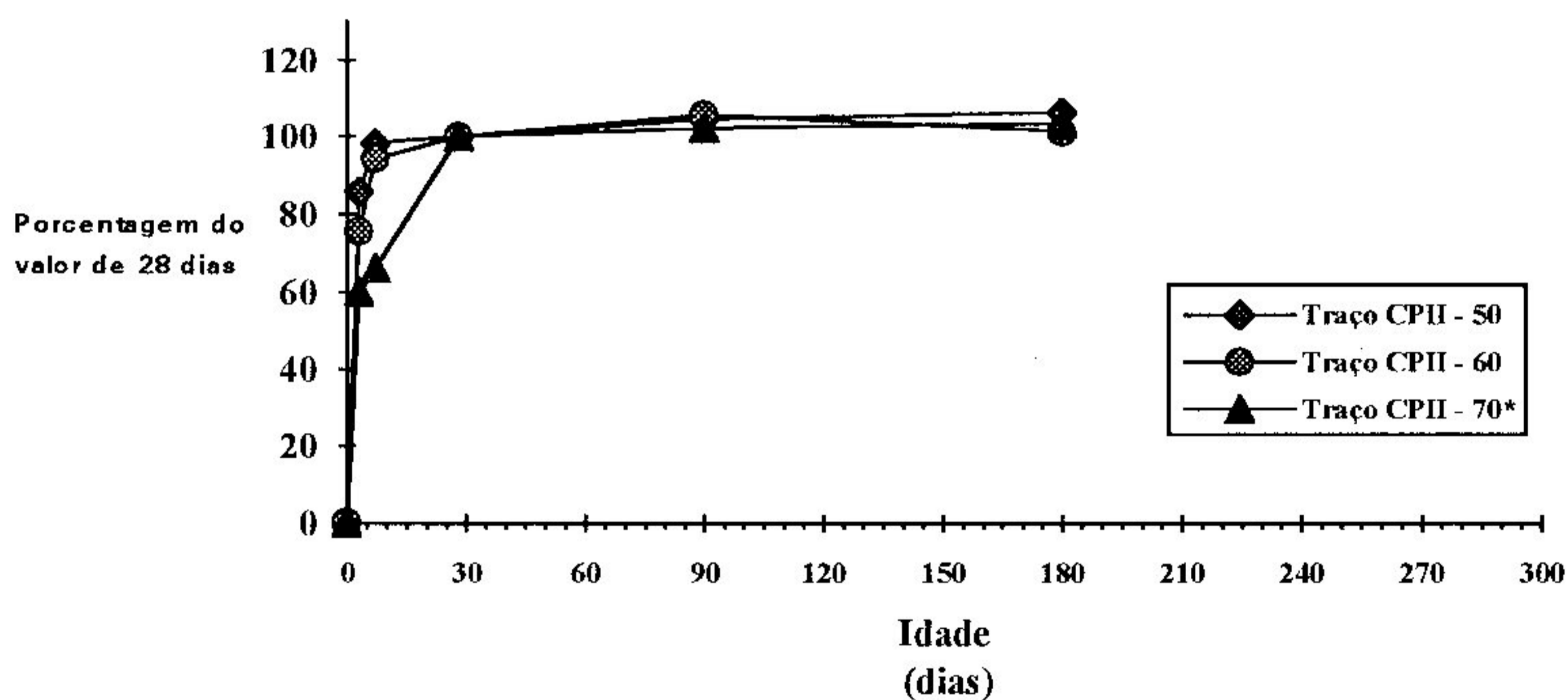


Figura 5. 13 - Módulo de Ruptura ( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, pode-se verificar que:

- O valor do módulo de ruptura alcançado à idade de 7 dias é praticamente o mesmo daquele à idade de 28 dias, nos CEDs sem adição de microssilica.

- Após a idade de 28 dias não se observa crescimento do módulo de ruptura.
- A presença de adição de microssílica retarda a evolução do módulo de ruptura nas primeiras idades.
- As diferenças entre o valor do módulo de ruptura do traço com adição de microssílica após a idade de 28 dias em relação aos demais traços foram bem superiores às diferenças obtidas com relação à resistência à compressão. Enquanto no traço com microssílica o módulo de ruptura apresentou um aumento de 39%, em média, em relação aos demais, após 28 dias, a resistência à compressão apresentou um aumento de apenas 16%, em média, no mesmo período.

#### 5.4.1.2.3 Módulo de Elasticidade Estático Secante

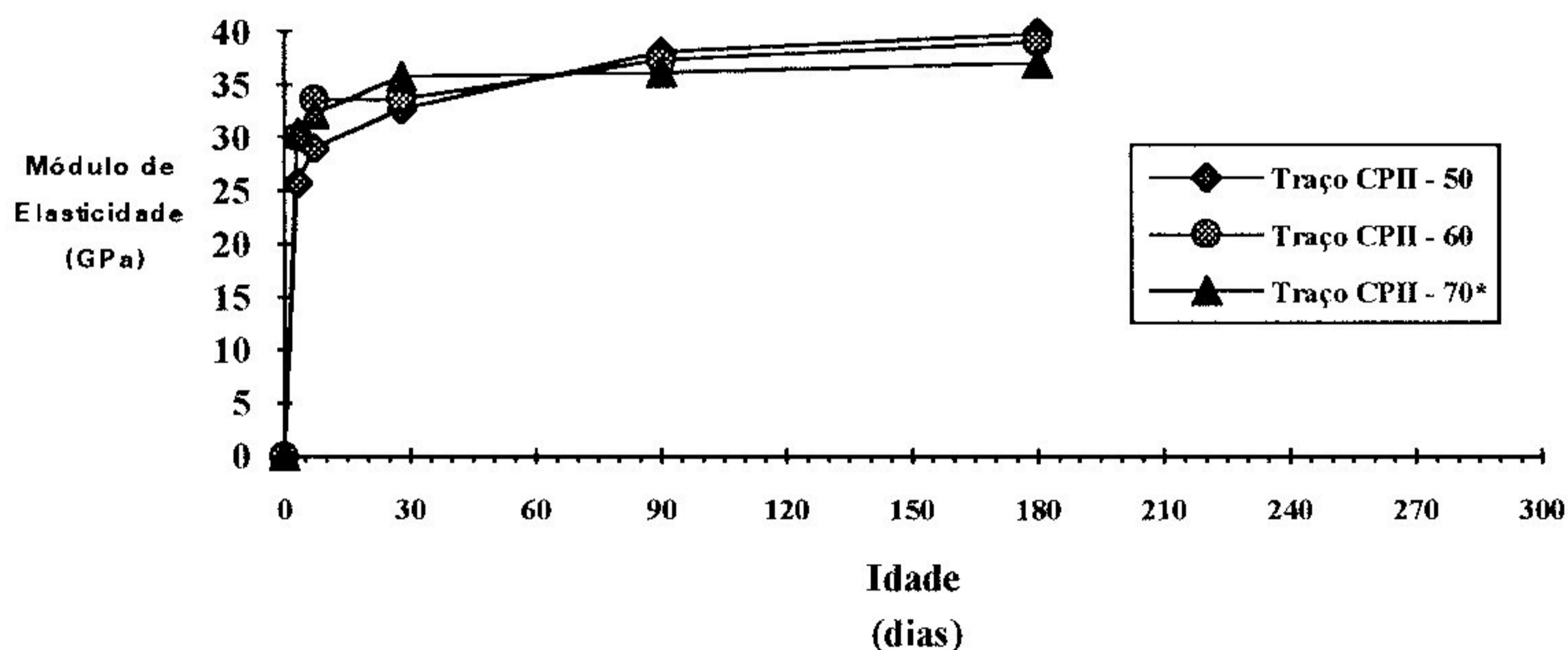


Figura 5. 14 - Resultados do Módulo de Elasticidade Estático Secante

Tabela 5.11 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante

Idade (dias)	Traço CP II -50		Traço CP II -60		Traço CP II -70*	
	$E_c$ (GPa)	% $(E_c)_{28}$	$E_c$ (GPa)	% $(E_c)_{28}$	$E_c$ (GPa)	% $(E_c)_{28}$
3	25,7	78,5	30,1	89,3	30,5	85,2
7	29,1	88,8	33,6	99,7	32,2	89,9
28	32,7	100	33,7	100	35,8	100
90	38,1	116,5	37,4	111,0	36,2	101,1
180	39,9	122,0	39,9	116,0	37,1	103,6

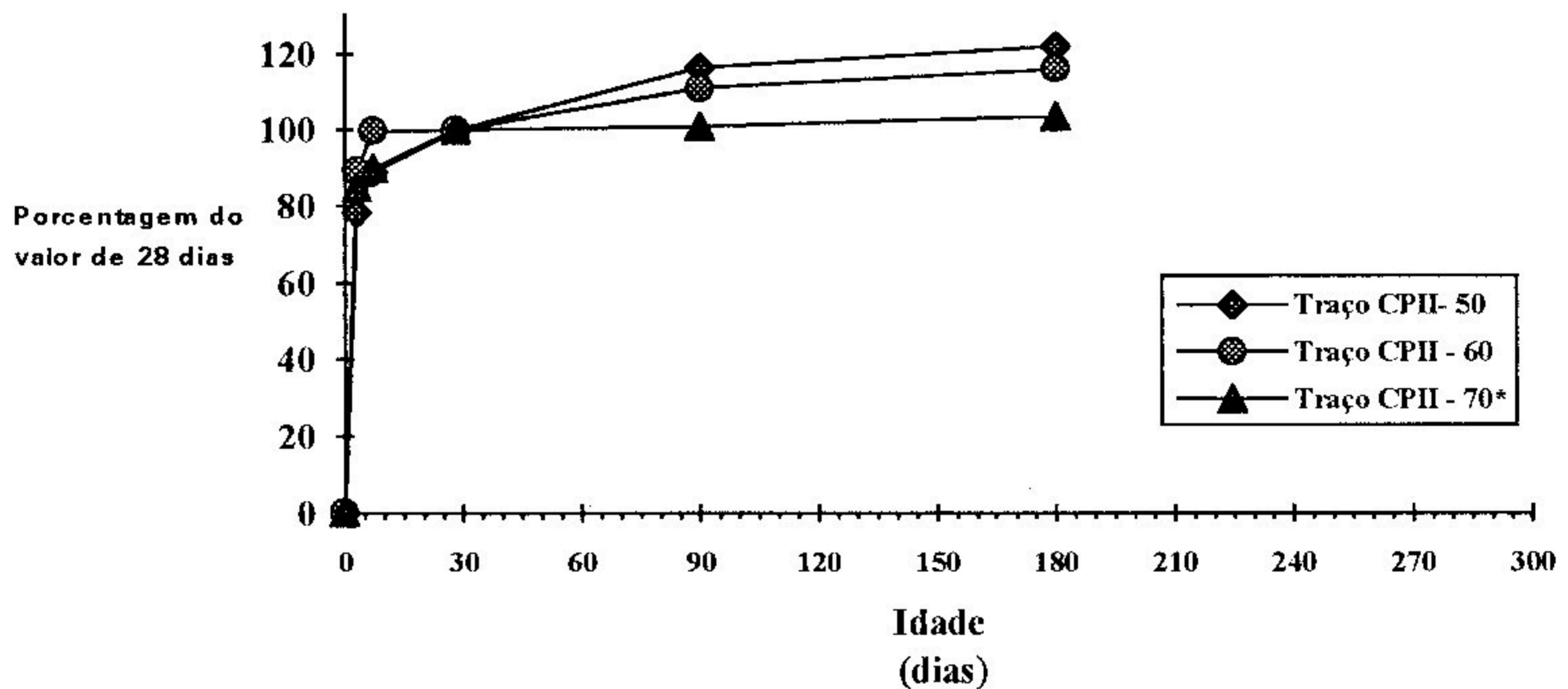


Figura 5. 15 - Módulo de Elasticidade Estático Secante ( % 28 dias ) x Idade

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, pode-se notar que:

- O módulo de elasticidade estático secante sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias.

- Após 28 dias, o módulo de elasticidade estático secante dos CEDs sem microssílica apresentou um significativo crescimento, cerca de 16%, em média.
- A adição de microssílica só exerceu influência na taxa de crescimento do módulo de elasticidade estático secante destes CEDs após 28 dias. Nenhum crescimento do módulo ocorreu após esta data.
- Adição de microssílica não provocou aumentos significativos nos valores do módulo de elasticidade mesmo tendo ocorrido ganhos na resistência à compressão.

#### 5.4.1.2.4 Análise da Evolução das Propriedades Mecânicas para cada Traço

Faz-se a seguir uma comparação da evolução das propriedades mecânicas para cada traço, produzido com cimento CP II E 40. Para isso, utilizamos novamente os valores das tabelas 5.9 a 5.11 para a elaboração das figuras 5.16 a 5.18 mostradas abaixo.

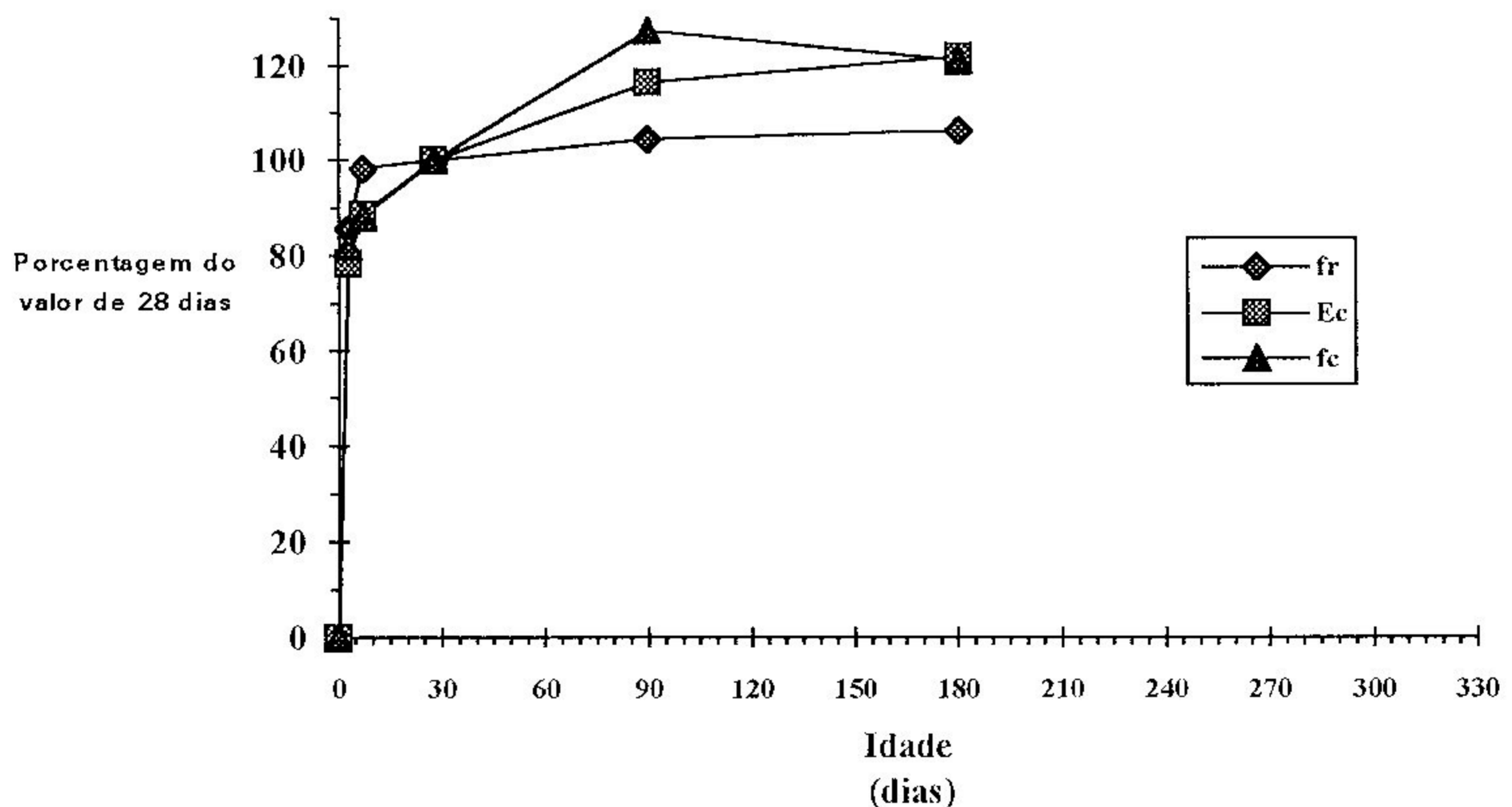


Figura 5. 16 - Propriedades Mecânicas do Traço CP II - 50  
( % 28 dias ) x Idade.



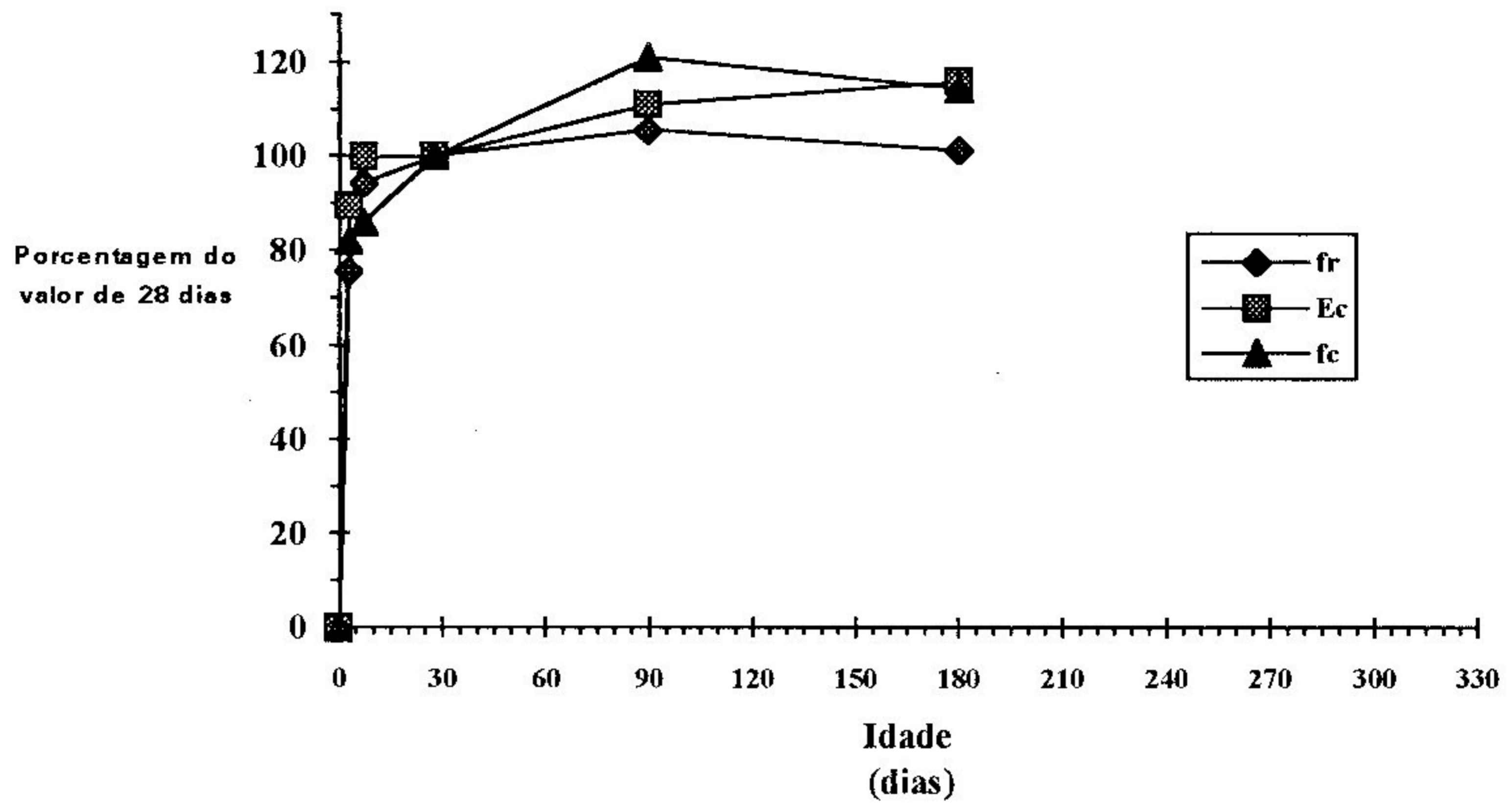


Figura 5. 17 - Propriedades Mecânicas do Traço CP II - 60  
( % 28 dias ) x Idade.

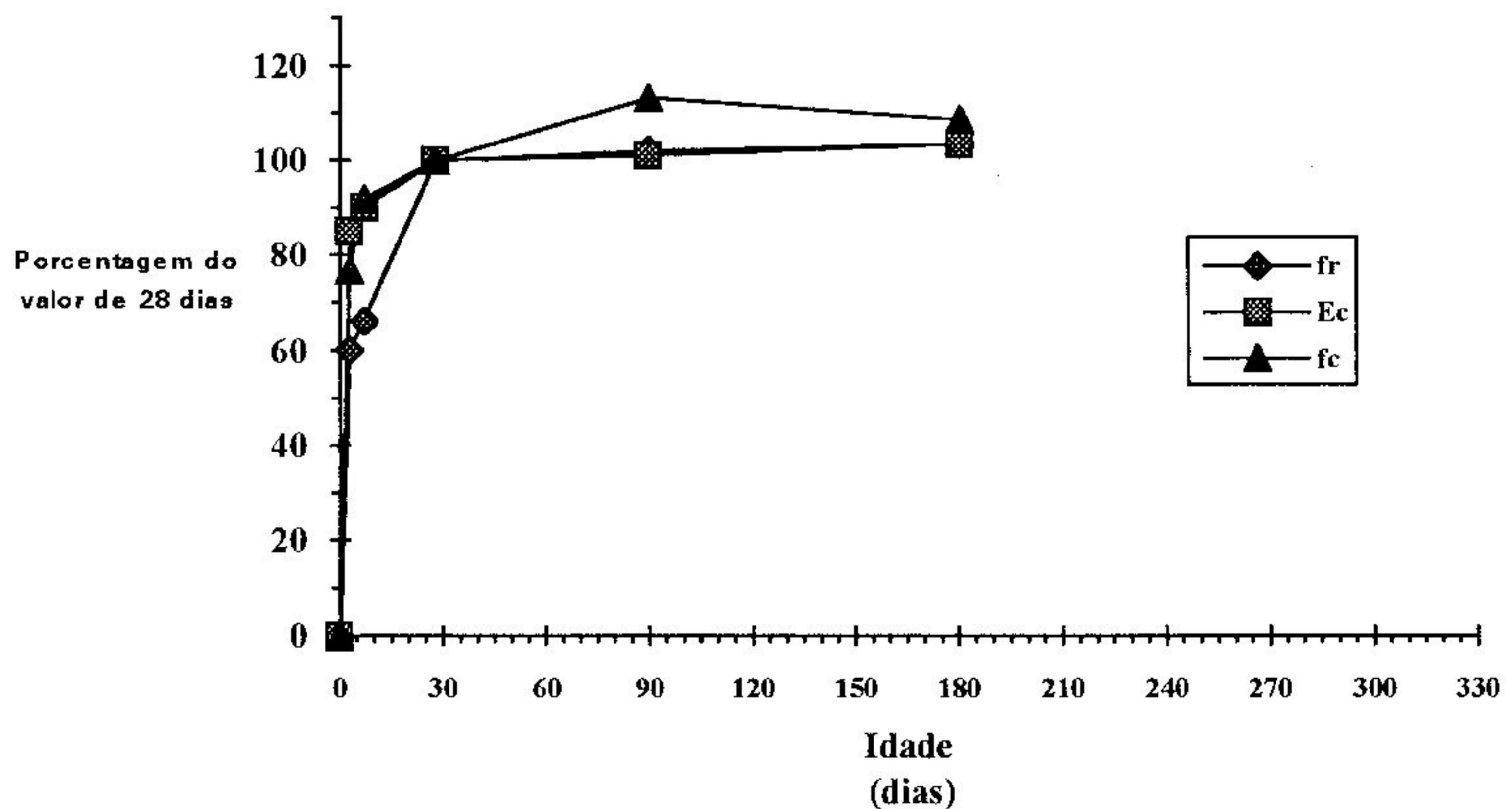


Figura 5. 18 - Propriedades Mecânicas do Traço CP II - 70\*  
( % 28 dias ) x Idade.

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial, do módulo de ruptura e do módulo de elasticidade

estático secante para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, observa-se que:

- Para o traço CP II - 50, a evolução até a idade de 28 dias do módulo de ruptura sempre se apresentou mais rápida que a evolução da resistência à compressão ou do módulo de elasticidade. Por outro lado, após 28 dias, fenômeno inverso ocorreu. Já os crescimentos ao longo de 180 dias do módulo de elasticidade e da resistência à compressão mostraram-se semelhantes.
- Para o traço CP II - 60, a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura apresentou-se mais lenta que a evolução da resistência à compressão, exceto na idade de 3 dias. Já os crescimentos ao longo do tempo do módulo de elasticidade e da resistência à compressão apresentaram-se semelhantes. E as taxas de crescimento ao longo de 180 dias do módulo de elasticidade sempre foram maiores que para o módulo de ruptura.
- Para o traço CP II - 70\*, a evolução ao longo de 180 dias do módulo de ruptura sempre se apresentou mais lenta que a da resistência à compressão. Da mesma forma, após 28 dias a evolução do módulo de elasticidade mostrou-se mais lenta que a evolução da resistência à compressão. Mas, em contrapartida, a evolução do módulo de elasticidade mostrou-se mais rápida que a do módulo de ruptura até 28 dias, tornando-se semelhante após esta data.
- Para os três traços executados, pode-se concluir que a evolução do módulo de ruptura mostrou-se mais lenta que aquela referente à resistência à compressão, exceto no traço CP II - 50 até a idade de 28 dias. Já os crescimentos do módulo de elasticidade e da resistência à compressão assemelham-se, exceto no traço com adição de microssílica.

### 5.4.1.3 Concreto Fabricado com Cimento CP III 32

#### 5.4.1.3.1 Resistência à Compressão

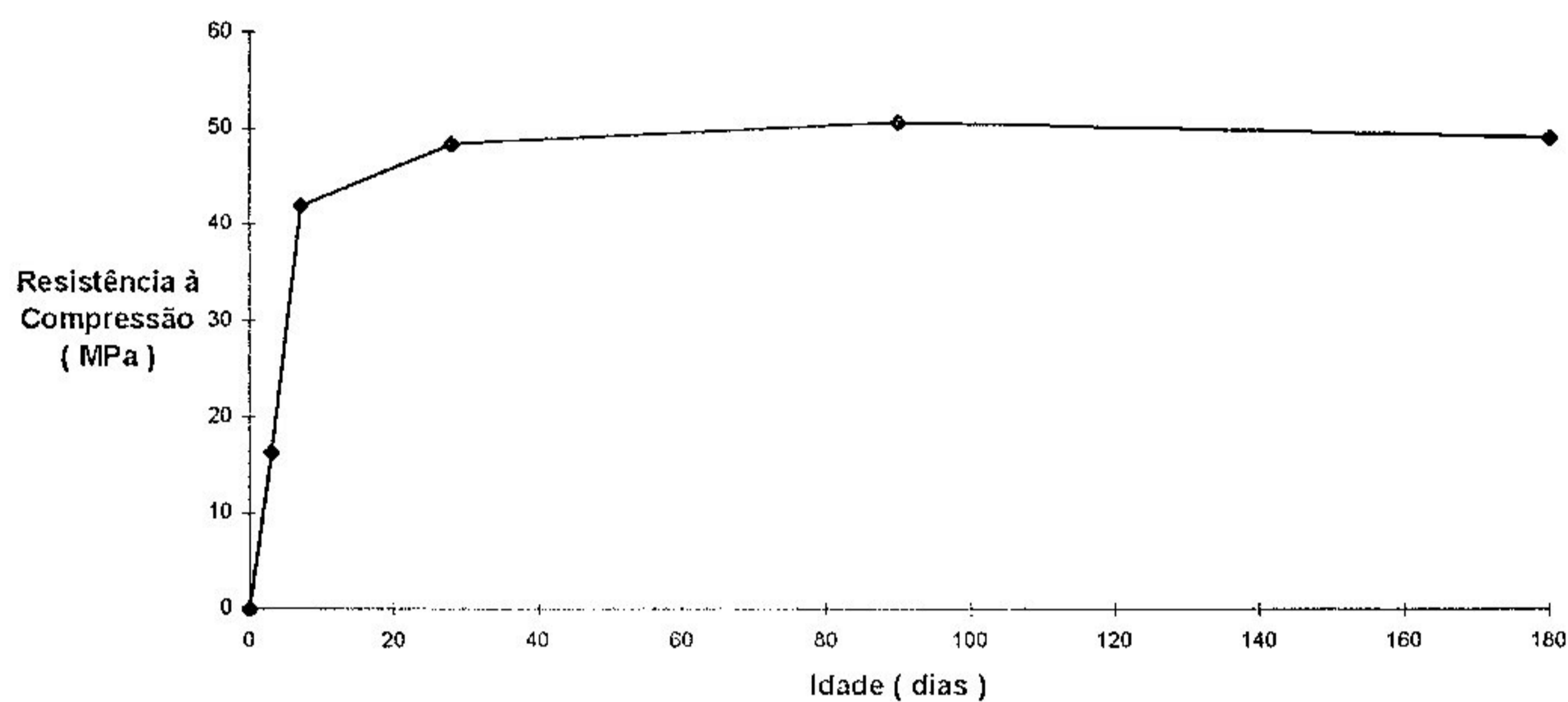


Figura 5. 19 - Resultados da Resistência à Compressão Cimento CP III - 32.

Tabela 5. 12 - Evolução da Resistência à Compressão Cimento CP III 32.

Idade (dias)	Traço CP III -50	
	$f_c$ (MPa)	% $(f_c)_{28}$
3	16,3	33,7
7	42,0	86,8
28	48,4	100
90	50,7	104,8
180	49,1	101,4

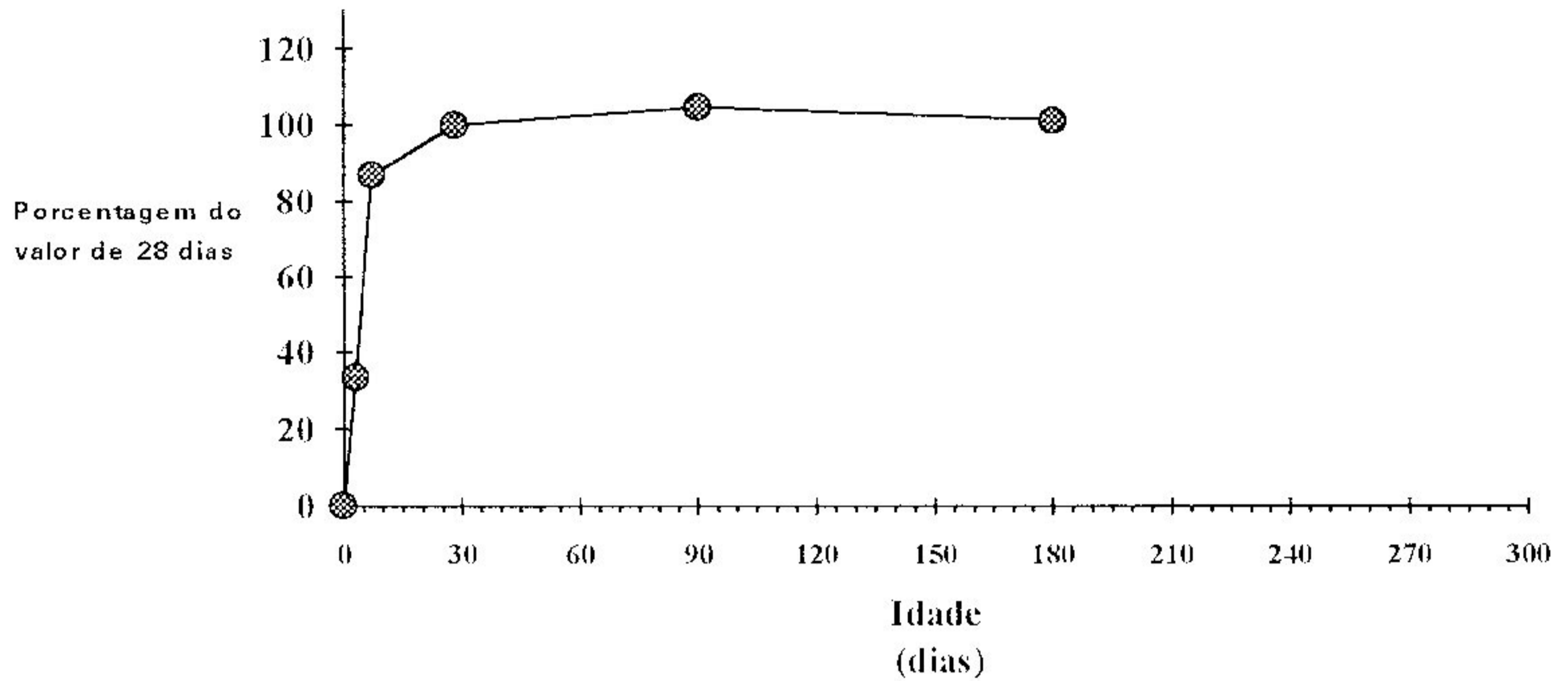


Figura 5. 20 - Resistência à Compressão ( % 28 dias ) x Idade Cimento CP III-32.

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial do CED fabricado com cimento CP III-32, pode-se observar que:

- À idade de 7 dias, o valor da resistência à compressão é inferior ao mesmo à idade de 28 dias.
- Após 28 dias, o valor da resistência à compressão é praticamente constante.

## 5.4.1.3.2 Módulo de Ruptura

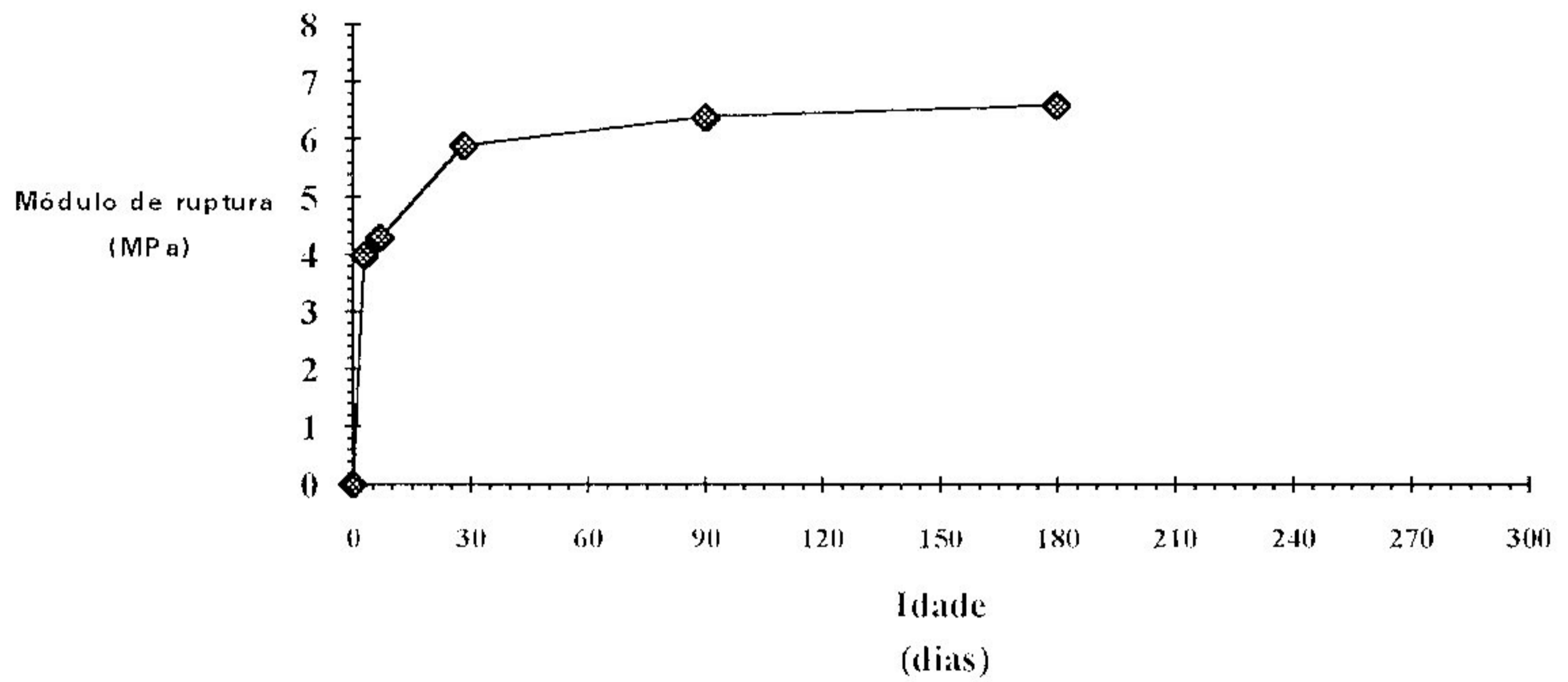


Figura 5. 21 - Resultados do Módulo de Ruptura - Cimento CP III - 32.

Tabela 5. 13 - Evolução do Módulo de Ruptura - Cimento CP III-32.

Idade (dias)	Traço CP III -50	
	$f_r$ (MPa)	% ( $f_r$ ) <sub>28</sub>
3	4,0	67,8
7	4,3	72,9
28	5,9	100
90	6,4	108,5
180	6,6	111,9

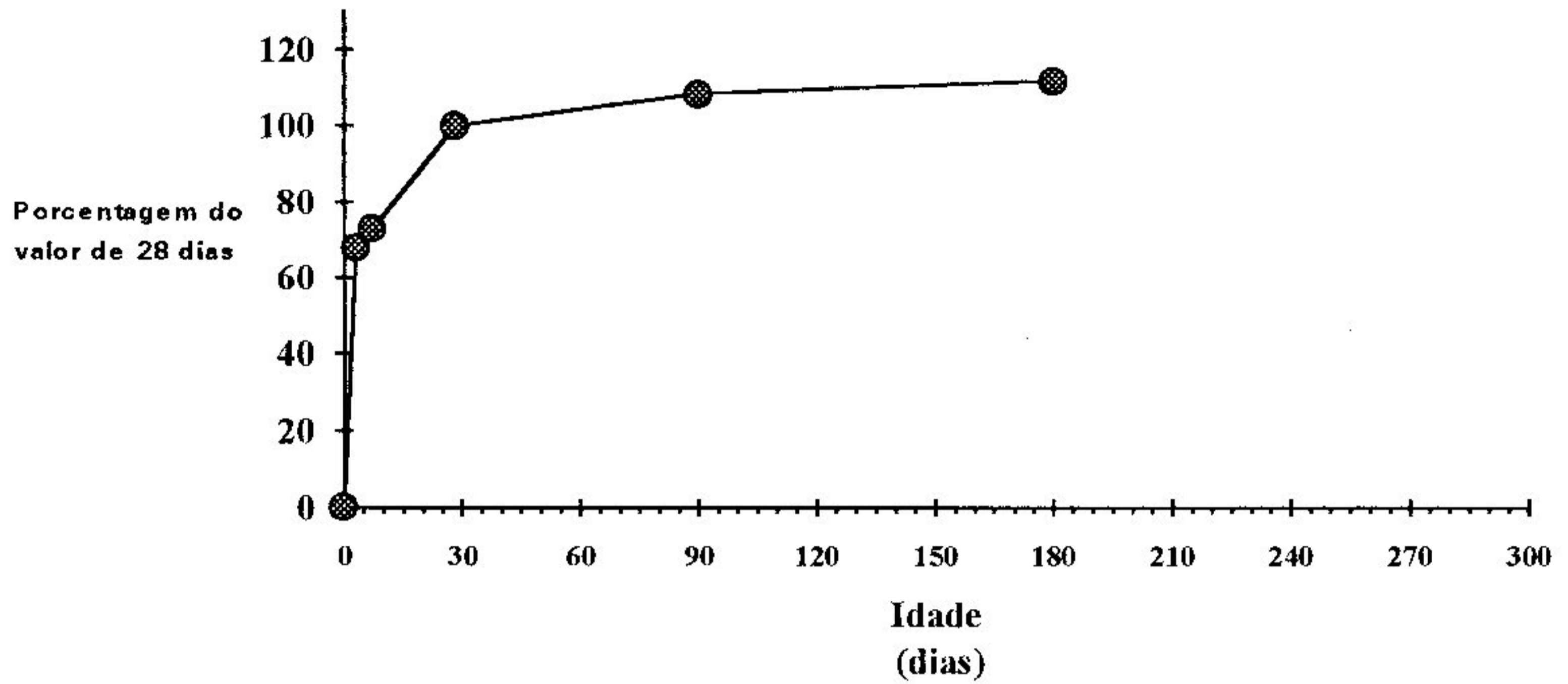


Figura 5.22 - Módulo de Ruptura ( % 28 dias ) x Idade - Cimento CP III 32.

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura do CED fabricado com cimento CP III 32, verifica-se que:

- À idade de 7 dias, o valor do módulo de ruptura é significativamente menor que a 28 dias.
- O módulo de ruptura apresentou um significativo crescimento após a idade de 28 dias, cerca de 10%, em média. O mesmo não ocorreu com a resistência à compressão.

## 5.4.1.3.3 Módulo de Elasticidade Estático Secante

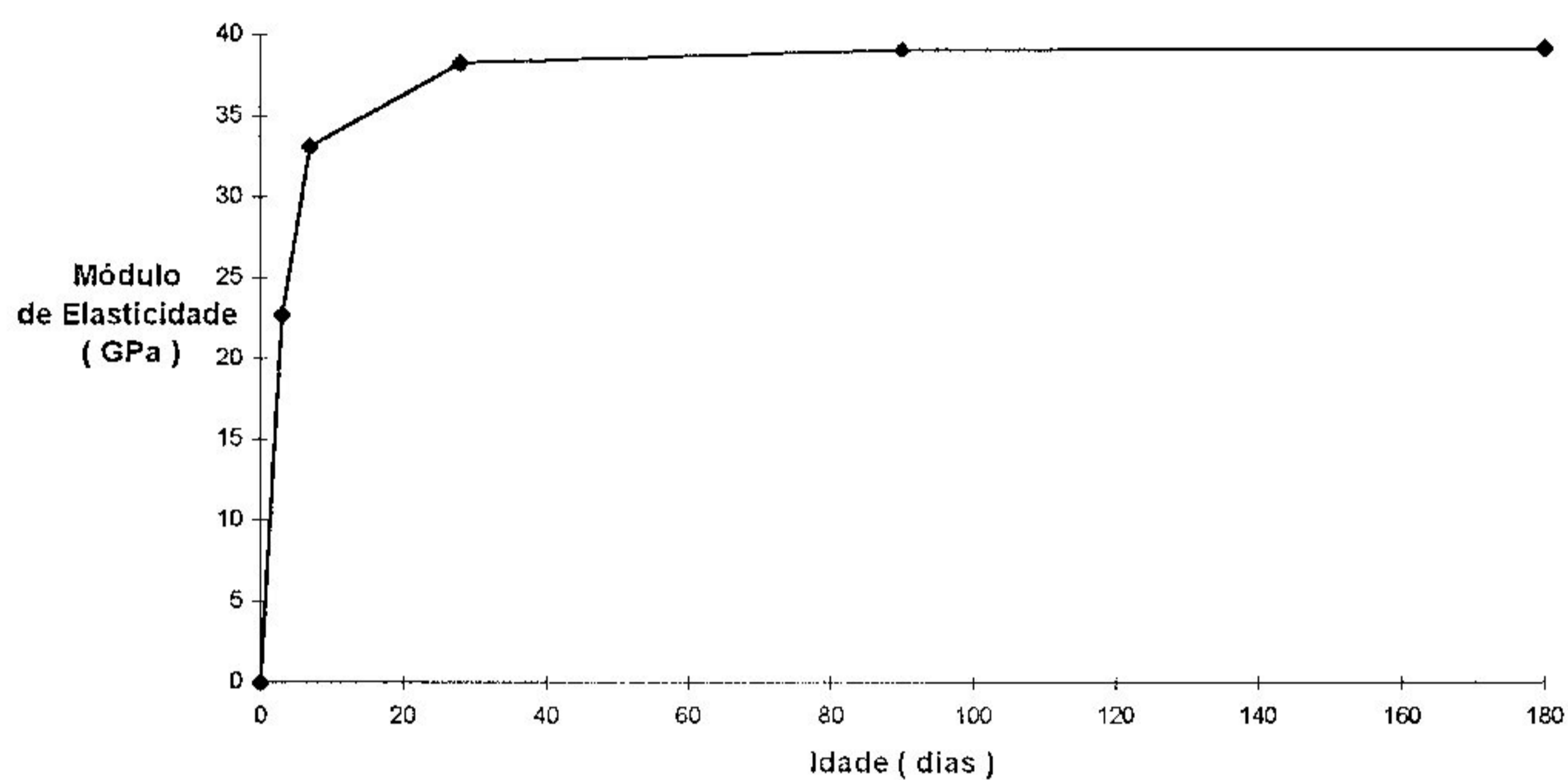


Figura 5. 23 - Resultados do Módulo de Elasticidade Estático Secante Cimento CP III 32.

Tabela 5.14 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante Cimento CP III 32.

Idade (dias)	Traço CP III -50	
	$E_c$ (GPa)	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>
3	22,7	59,3
7	33,2	86,7
28	38,3	100
90	39,1	102,1
180	39,2	102,3

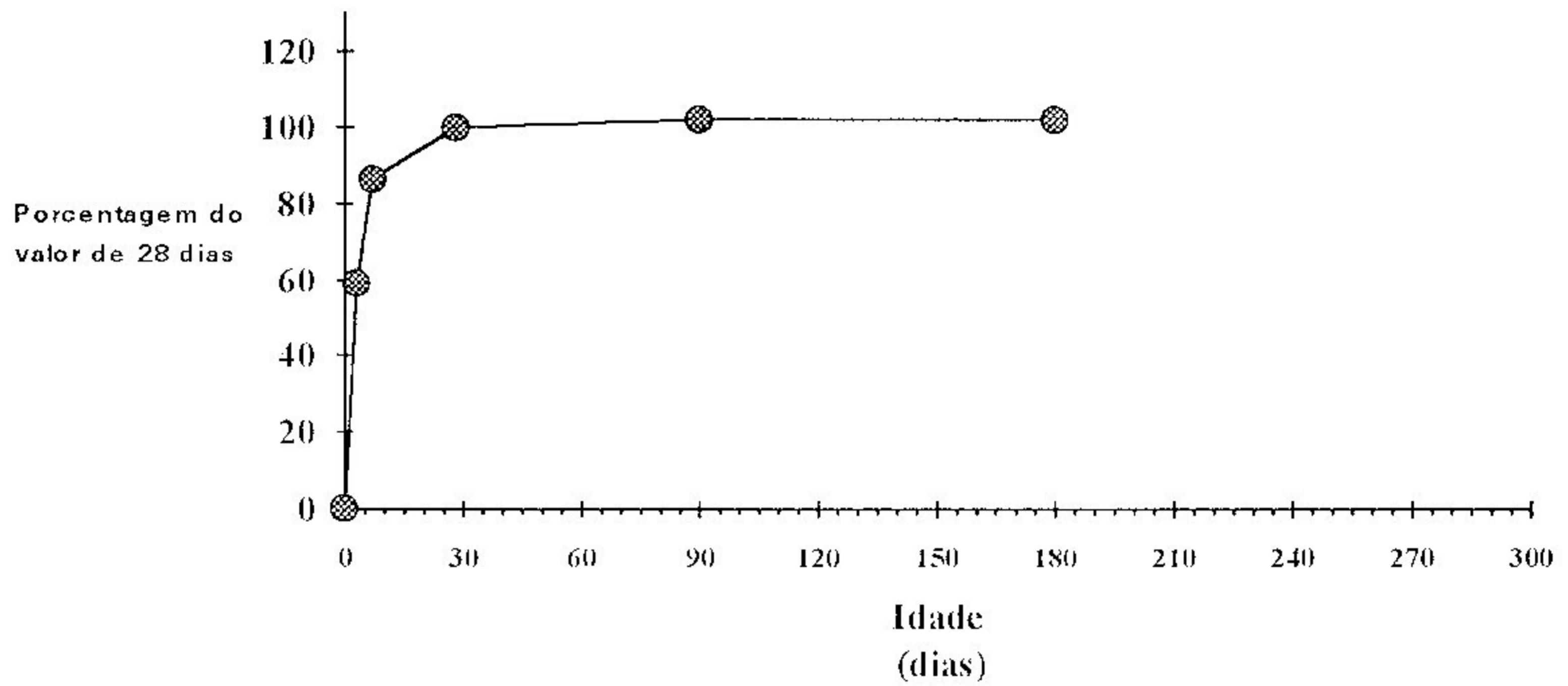


Figura 5. 24 - Módulo de Elasticidade Estático Secante ( % 28 dias ) x Idade Cimento CP III 32.

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante do CED fabricado com cimento CP III 32, pode-se notar que:

- À idade de 7 dias, o valor do módulo de elasticidade estático secante é inferior ao mesmo à idade de 28 dias.
- Após 28 dias, o valor do módulo de elasticidade estático secante é praticamente constante, conforme observado para a resistência à compressão.



#### 5.4.1.3.4 Análise da Evolução das Propriedades Mecânicas

Faz-se a seguir, através da figura 5.25, uma comparação da evolução das propriedades mecânicas investigadas para o concreto fabricado com cimento CP III 32. Desta comparação verifica-se que:

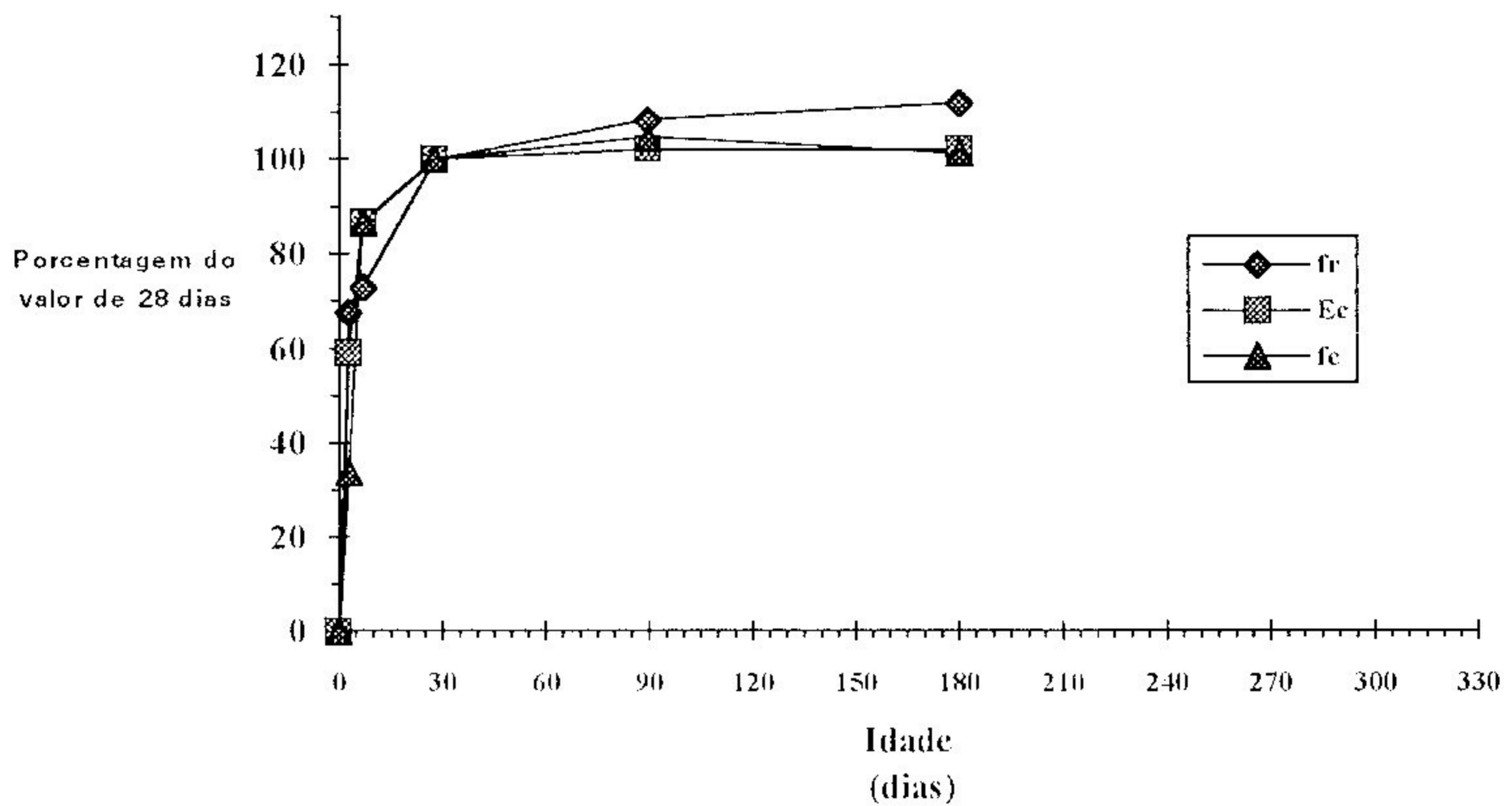


Figura 5.25 - Propriedades Mecânicas do Traço CP III - 50  
( % 28 dias ) x Idade.

- Os desenvolvimentos da resistência à compressão uniaxial e do módulo de elasticidade estático secante ao longo do tempo apresentaram-se mais lentos que o referente ao módulo de ruptura, salvo na idade de 7 dias.
- A evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade estático secante mostraram-se muito semelhantes entre si, exceto aos 3 dias.
- O módulo de ruptura apresentou um significativo crescimento após a idade de 28 dias; por outro lado a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade estático secante permaneceram inalterados após esta mesma data.

### 5.4.2 Evolução de cada propriedade pesquisada

Um estudo da evolução de cada propriedade mecânica pesquisada é feito a seguir objetivando uma análise dos efeitos dos diversos cimentos empregados. Novamente vai se tomar como referência, o valor obtido para cada propriedade na idade de 28 dias.

#### 5.4.2.1 Resistência à Compressão

Utilizando as tabelas 5.4, 5.9 e 5.12, apresentadas acima, construiu-se a tabela 5.15 e a figura 5.26 mostradas abaixo. Analisando-se esta tabela e figura, as seguintes observações podem ser feitas:

Tabela 5.15 - Evolução da Resistência à Compressão -  $\% (f_c)_{28}$ .

Idade ( dias )	Traço CP ARI-50	Traço CP ARI-60	Traço CP ARI-70*	Traço CP II-50	Traço CP II-60	Traço CP II-70*	Traço CP III-50
	$\% (f_c)_{28}$	$\% (f_c)_{28}$	$\% (f_c)_{28}$	$\% (f_c)_{28}$	$\% (f_c)_{28}$	$\% (f_c)_{28}$	$\% (f_c)_{28}$
3	95	92	76,1	82,2	82,1	76,8	33,7
7	105	101,4	90,8	88,3	86	91,8	86,8
28	100	100	100	100	100	100	100
90	121,8	118,1	114,3	127,6	121,2	113,2	104,8
180	118,6	114,6	108	121,3	114,6	108,7	101,4

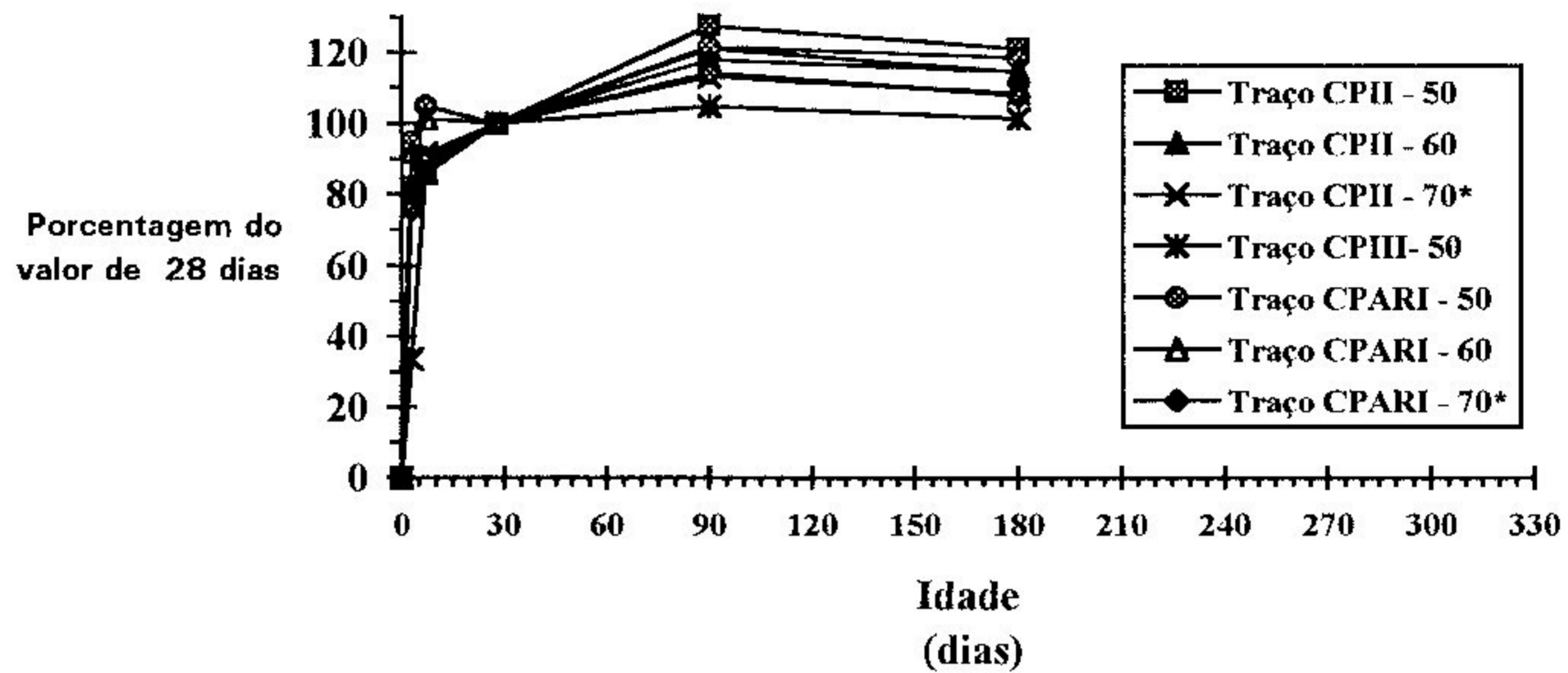


Figura 5. 26 - Evolução da Resistência à Compressão ( % 28 dias) x Idade.

- Os concretos fabricados com cimento CP V ARI PLUS, sem microssílica, apresentaram o mais acelerado crescimento da resistência à compressão uniaxial nos primeiros dias. Tais concretos possuem à idade de 7 dias, resistência à compressão igual à apresentada aos 28 dias.
- Após 28 dias, os CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS e CP II E 40 apresentaram um substancial crescimento de sua resistência à compressão.
- As resistências à compressão uniaxial de todos os traços na idade de 180 dias foram ligeiramente inferiores em relação à idade de 90 dias.
- O concreto fabricado com cimento CP III 32 apresentou o mais lento crescimento da resistência à compressão uniaxial em todas as idades.
- Adição de microssílica no concreto aumenta significativamente a resistência à compressão uniaxial do concreto. Em ambos os traços os níveis de resistência foram bem similares, sendo que o traço fabricado com cimento CP V ARI PLUS utilizou um consumo de cimento significativamente menor.
- Os resultados indicam que quando a mistura contém microssílica, a influência do tipo de cimento no desenvolvimento da resistência à compressão uniaxial desaparece, já que o

crescimento se mostrou o mesmo para os dois tipos de cimento utilizados em cada uma das idades.

Objetivando uma comparação da evolução da resistência à compressão, a partir da idade de 28 dias, observada neste estudo com a equação 2.21 proposta pelo CEB - FIP [37], a seguinte tabela foi construída:

Tabela 5.16 - Evolução da Resistência à Compressão Segundo o CEB - FIP

Traço	$f_{c,28}$ experimental (MPa)	$f_{c,90}$ calculado (MPa)	$f_{c,90}$ experimental (MPa)	calc./exp	$f_{c,180}$ calculado (MPa)	$f_{c,180}$ experimental (MPa)	calc./exp
CPII-50	53,9	60,2	68,8	0,88	62,7	65,4	0,96
CPII-60	58,9	65,8	71,4	0,92	68,5	67,5	1,01
CPII-70*	69,1	77,2	78,2	0,99	80,4	75,1	1,07
CPARI-50	49,9	54,5	60,8	0,90	58,1	59,2	0,98
CPARI-60	58,3	63,7	68,9	0,92	67,8	66,8	1,01
CPARI-70*	70,1	76,6	80,1	0,96	81,6	75,7	1,08
CPIII-50	48,4	57,3	50,7	1,13	60,9	49,1	1,24

Obs.: Para o cálculo da resistência à compressão nas idades de 90 e 180 dias através da equação 2.21, os seguintes parâmetros foram adotados:

- coeficiente que depende do tipo de cimento (  $s$  )
  - Cimento CP V ARI PLUS:  $s = 0,20$ ;
  - Cimento CP II E 40:  $s = 0,25$ ; e
  - Cimento CP III 32:  $s = 0,38$ .
- número de dias em que atua a temperatura  $T$  (  $\Delta t_i$  ) para  $i = 2$ 
  - $\Delta t_1 = 3$  dias;
  - $\Delta t_2 = 87$  dias para o cálculo de  $f_{c,90}$  ;ou
  - $\Delta t_2 = 177$  dias para o cálculo de  $f_{c,180}$  ;
- temperatura durante o período de tempo  $\Delta t_i$  (  $T(\Delta t_i)$  )
  - $T(\Delta t_1) = 25^\circ\text{C}$ ;
  - $T(\Delta t_2) = 24^\circ\text{C}$ .

A análise desta tabela mostra que a equação 2.21 proposta pelo CEB - FIP [37] é satisfatória para determinação da evolução da resistência à compressão, em idades superiores a 28 dias, de CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS e CP II E 40. Para o CED fabricado com cimento

CP III 32, a equação 2.21 superestima a evolução da resistência à compressão nas idades de 90 e, principalmente, 180 dias.

#### 5.4.2.2 Módulo de ruptura

Da mesma maneira que para a resistência à compressão uniaxial, empregou-se as tabelas 5.6, 5.10 e 5.13 para a confecção da tabela 5.17 e da figura 5.27 mostradas abaixo. Da inspeção de ambas pode-se notar que:

Tabela 5.17 - Evolução do Módulo de Ruptura -  $\% (f_r)_{28}$ .

Idade ( dias )	Traço CP ARI-50	Traço CP ARI-60	Traço CP ARI-70*	Traço CP II-50	Traço CP II-60	Traço CP II-70*	Traço CP III-50
	$\% (f_r)_{28}$	$\% (f_r)_{28}$	$\% (f_r)_{28}$	$\% (f_r)_{28}$	$\% (f_r)_{28}$	$\% (f_r)_{28}$	$\% (f_r)_{28}$
3	71	66,2	56,4	85,7	75,7	60	67,8
7	85,5	78,9	76,2	98,4	94,3	66,3	72,9
28	100	100	100	100	100	100	100
90	101,4	114,1	109,6	104,4	105,7	102,1	108,5
180	117,4	122,5	107,4	106,3	101,4	103,6	111,9

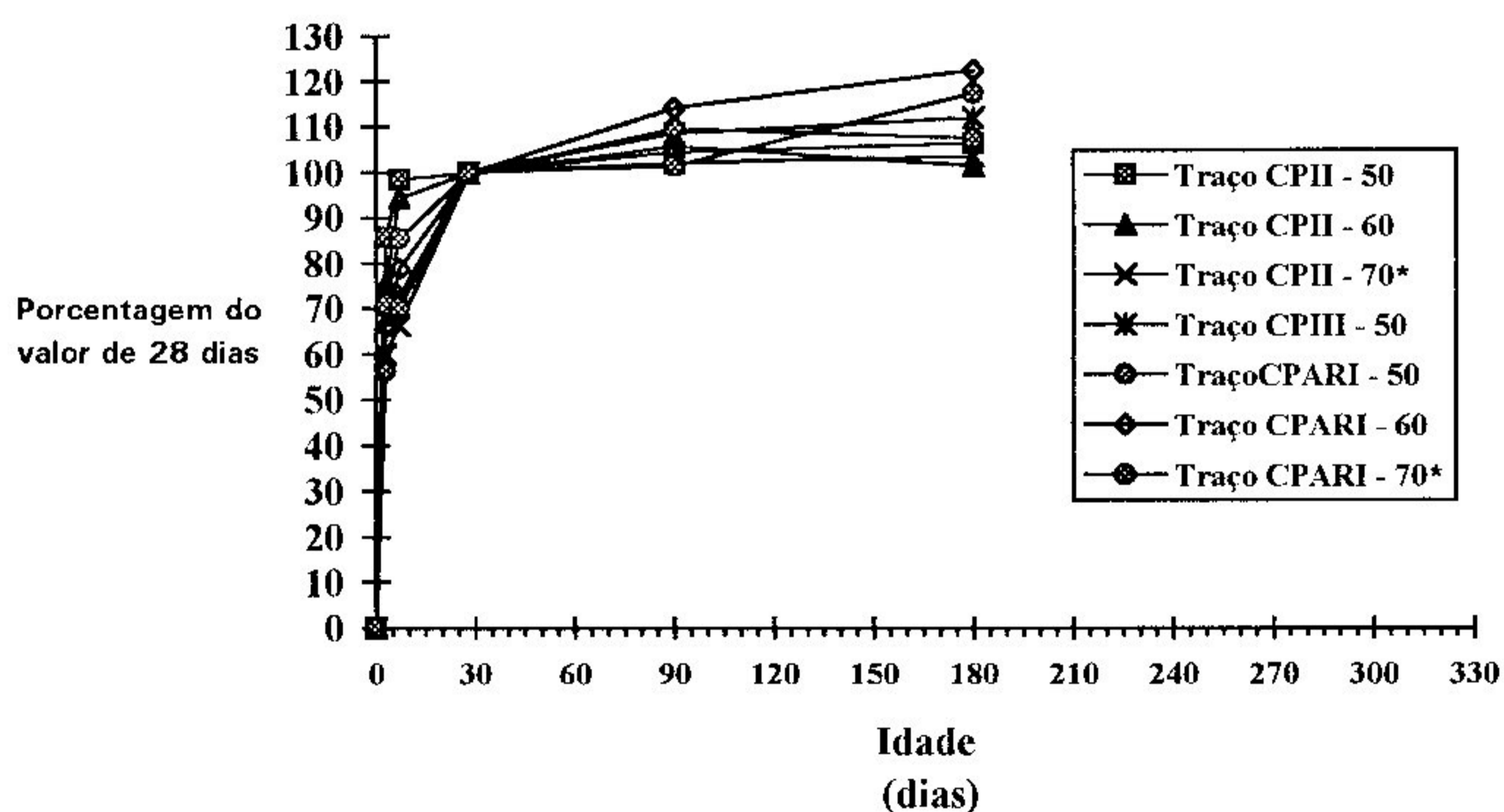


Figura 5.27 - Evolução do Módulo de Ruptura -  $\% (f_r)_{28}$ .

- Os concretos, sem microssilica, fabricados com cimento CP II E 40 apresentaram as maiores taxas de crescimento do módulo de ruptura nas primeiras idades - 3 e 7 dias - quando comparadas com as misturas produzidas com cimento CP V ARI PLUS ou CP III 32.
- Os CEDs apresentaram crescimento do módulo de ruptura após 28 dias. Os aumentos mais significativos foram para os concretos produzidos com cimento CP V ARI PLUS e CP III 32.
- A microssilica retardou o crescimento do módulo de ruptura nas primeiras idades, assim como aconteceu com a resistência à compressão uniaxial do CED. Assim as misturas contendo microssilica apresentaram as menores taxas de desenvolvimento do módulo de ruptura nas primeiras idades.

#### 5.4.2.3 Módulo de Elasticidade Estático Secante

Utilizando as tabelas 5.7, 5.11 e 5.14, apresentadas anteriormente, construiu-se a tabela 5.18 e a figura 5.28 mostradas abaixo. Analisando-se esta tabela e figura, as seguintes observações podem ser feitas:

Tabela 5.18 - Evolução do Módulo de Elasticidade Estático Secante  
% (  $E_c$  )<sub>28</sub>.

Idade ( dias )	Traço CP ARI-50	Traço CP ARI-60	Traço CP ARI-70*	Traço CP II-50	Traço CP II-60	Traço CP II-70*	Traço CP III-50
	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>	% ( $E_c$ ) <sub>28</sub>
3	76	90,8	88,7	78,5	89,3	85,2	59,3
7	86,8	91,5	98,3	88,8	99,7	89,9	86,7
28	100	100	100	100	100	100	100
90	101,1	103,3	103,8	116,5	111	101,1	102,1
180	101,6	100,5	100,9	122	116	103,6	102,3

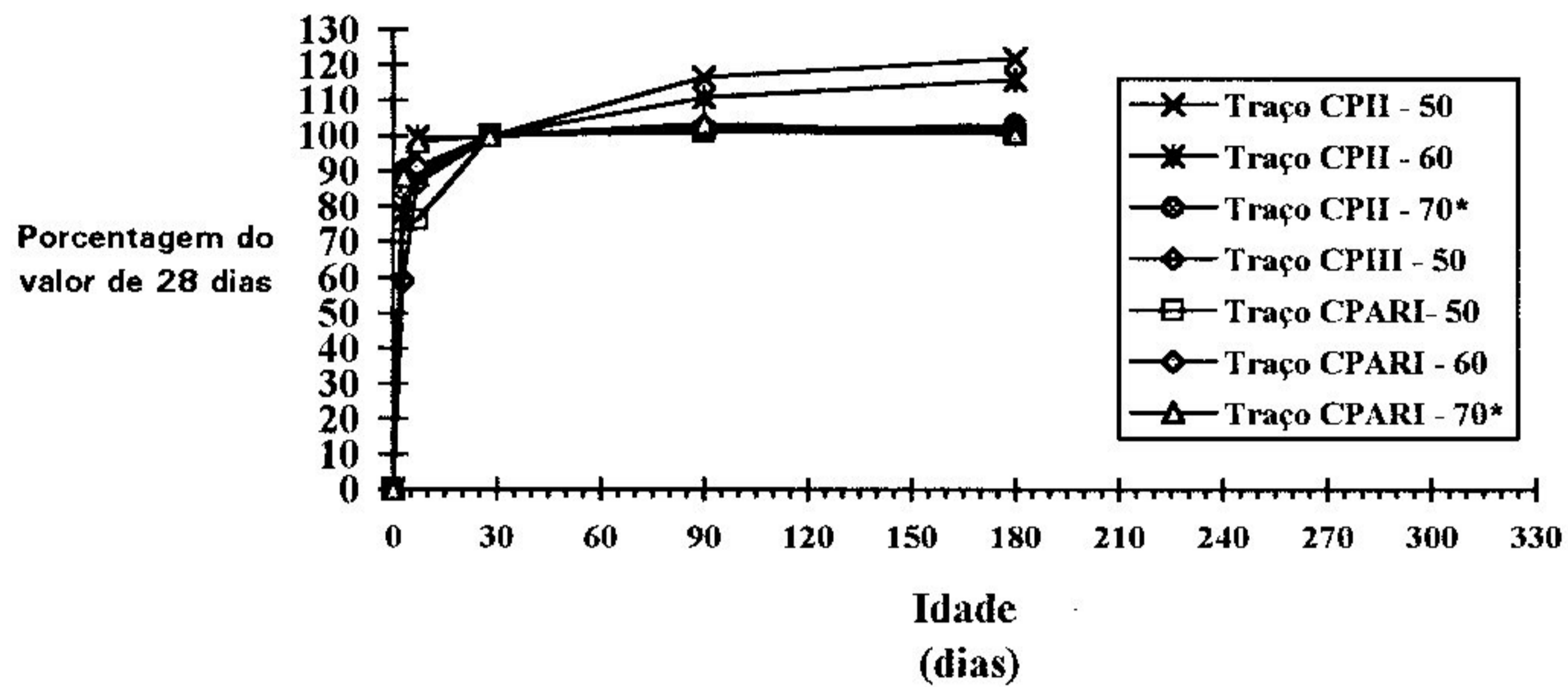


Figura 5. 28 - Evolução do Módulo de Elasticidade Secante -  $\% (E_c)_{28}$ .

- Os CEDs fabricados com cimento CP III 32 apresentaram a menor taxa de desenvolvimento de  $E_c$  nas primeiras idades - até 7 dias - da mesma forma que a resistência à compressão.
- Os CEDs fabricados com cimento CP II E 40 e sem microssílica apresentaram um crescimento substancial do módulo de elasticidade estático secante depois de 28 dias. O mesmo não aconteceu com os demais CEDs fabricados.
- Nos concretos com microssílica, o tipo de cimento não causou nenhuma influência na taxa de desenvolvimento do módulo de elasticidade estático secante.

Do mesmo modo que para a resistência à compressão, uma comparação da evolução do módulo de elasticidade, a partir da idade de 28 dias, observada neste estudo com a equação 2.24 proposta pelo CEB - FIP [37] também é feita através da tabela abaixo:

Tabela 5.19 - Evolução do Módulo de Elasticidade Segundo o CEB - FIP

Traço	$E_{c,28}$ experimental ( GPa )	$E_{c,90}$ calculado ( GPa )	$E_{c,90}$ experimental ( GPa )	calc./exp	$E_{c,180}$ calculado ( GPa )	$E_{c,180}$ experimental ( GPa )	calc./exp
CPII-50	32,7	34,6	38,1	0,91	35,3	39,9	0,88
CPII-60	33,7	35,6	37,4	0,95	36,4	39,1	0,93
CPII-70*	35,8	37,8	36,2	1,04	38,6	37,1	1,04
CPARI-50	37,9	39,6	38,3	1,03	40,3	38,5	1,05
CPARI-60	36,9	38,6	38,1	1,01	39,2	37,1	1,06
CPARI-70*	34,5	36,1	35,8	1,01	36,7	34,8	1,05
CPIII-50	38,3	41,7	39,1	1,07	43,0	39,2	1,10

Obs.: Para o cálculo do módulo de elasticidade nas idades de 90 e 180 dias através da equação 2.24, os seguintes parâmetros foram adotados:

- coeficiente que depende do tipo de cimento (  $s$  )
  - Cimento CP V ARI PLUS:  $s = 0,20$ ;
  - Cimento CP II E 40:  $s = 0,25$ ; e
  - Cimento CP III 32:  $s = 0,38$ .
- número de dias em que atua a temperatura  $T$  (  $\Delta t_i$  ) para  $i = 2$ 
  - $\Delta t_1 = 3$  dias;
  - $\Delta t_2 = 87$  dias para o cálculo de  $f_{c,90}$  ;ou
  - $\Delta t_2 = 177$  dias para o cálculo de  $f_{c,180}$  ;
- temperatura durante o período de tempo  $\Delta t_i$  (  $T(\Delta t_i)$  )
  - $T(\Delta t_1) = 25^\circ\text{C}$ ;
  - $T(\Delta t_2) = 24^\circ\text{C}$ .

A análise desta tabela mostra que a equação 2.24 proposta pelo CEB - FIP [37] é satisfatória para determinação da evolução do módulo de elasticidade, em idades superiores a 28 dias, de todos os CEDs fabricados neste estudo, independentemente do tipo de cimento utilizado

### 5.5 Correlação entre as Propriedades Mecânicas Estudadas

A literatura técnica apresenta diversas correlações entre o módulo de ruptura do concreto e sua resistência à compressão, e entre esta última e o módulo de elasticidade. Assim, a proposição de equações baseadas nos



resultados experimentais obtidos neste estudo, e visando a determinação do módulo de ruptura em função da resistência à compressão uniaxial do concreto e do módulo de elasticidade em função, também, da resistência à compressão uniaxial do concreto constituem um dos objetivos desta pesquisa. Para tanto, extenso estudo estatístico foi realizado a fim de se determinarem as possíveis curvas que possam se ajustar ao conjunto de pontos obtidos nesta pesquisa. Estas curvas podem ser obtidas através do processo conhecido como Regressão através do Método dos Mínimos Quadrados [ 49, 50 ].

### 5.5.1 Módulo de Ruptura versus Resistência à Compressão

Em função de equações encontradas na literatura, regressões dos pontos  $(f_c, f_r)$ , obtidos nos diversos ensaios realizados neste estudo, foram feitas a fim de se determinarem equações, para cada um dos traços separadamente e para todos os traços juntos, que representem ajustamentos aos dados amostrais. Estas equações têm as seguintes formas:

$$f_r = k \cdot f_c + s \quad ; \quad (5.1)$$

onde

$k$  representa a inclinação da reta obtida pela regressão linear; e  
 $s$  representa o intercepto da reta obtida pela regressão linear no eixo das ordenadas;

e

$$f_r = s \cdot (f_c)^k \quad ; \quad (5.2)$$

onde

$k$  representa a inclinação da reta obtida pela regressão linear no gráfico log-log; e  
 $s$  deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$s = 10^{s_1} \quad (5.3)$$

sendo que  $s_1$  é o intercepto no eixo das ordenadas da reta obtida pela regressão linear considerando um gráfico log-log.

Desse modo, os valores de  $s$  e  $k$  obtidos para as equações 5.1 e 5.2, bem como os respectivos coeficientes de correlação para cada um dos traços constituintes deste estudo, estão apresentados na tabela abaixo relacionando o módulo de ruptura com a resistência à compressão.

Tabela 5.20 - Regressão -  $f_r$  versus  $f_c$

Traço	Tipo da Equação	Parâmetro k	Parâmetro s	Equação	Coefficiente de Correlação
CP ARI-50	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,1581	-1,9792	$f_r = 0,1581 \cdot f_c - 1,9792$	0,75
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	1,3690	0,0276	$f_r = 0,0276 \cdot (f_c)^{1,3690}$	0,77
CP ARI-60	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,2370	-7,7100	$f_r = 0,237 \cdot f_c - 7,71$	0,90
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	2,2350	0,00068	$f_r = 0,00068 \cdot (f_c)^{2,2350}$	0,90
CPARI-70*	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,2098	-6,0700	$f_r = 0,2098 \cdot f_c - 6,070$	0,97
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	1,8241	0,00366	$f_r = 0,00366 \cdot (f_c)^{1,8241}$	0,97
CP II-50	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,0403	3,9800	$f_r = 0,0403 \cdot f_c + 3,98$	0,86
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	0,3843	1,332	$f_r = 1,332 \cdot (f_c)^{0,3843}$	0,86
CP II-60	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,0683	2,6300	$f_r = 0,0683 \cdot f_c + 2,63$	0,84
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	0,6445	0,4810	$f_r = 0,481 \cdot (f_c)^{0,6445}$	0,83
CP II-70*	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,1803	-4,0840	$f_r = 0,1803 \cdot f_c - 4,084$	0,92
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	1,5461	0,0119	$f_r = 0,0119 \cdot (f_c)^{1,5461}$	0,92
CP III-50	$f_r = k \cdot f_c + s$	0,0685	2,6099	$f_r = 0,0685 \cdot f_c + 2,6099$	0,81
	$f_r = s \cdot (f_c)^k$	0,3788	1,3386	$f_r = 1,3386 \cdot (f_c)^{0,3788}$	0,78

Analisando a tabela 5.20, pode-se concluir que tanto uma equação do tipo 5.1, quanto outra do tipo 5.2 apresentam semelhante dispersão dos dados amostrais para qualquer traço deste estudo. Mas uma equação do tipo 5.1 é de mais fácil uso, sendo então, a escolhida para representar o módulo de ruptura em função da resistência à compressão. As figuras a seguir mostram qualitativamente o quão bem estas equações representam os resultados de cada traço.

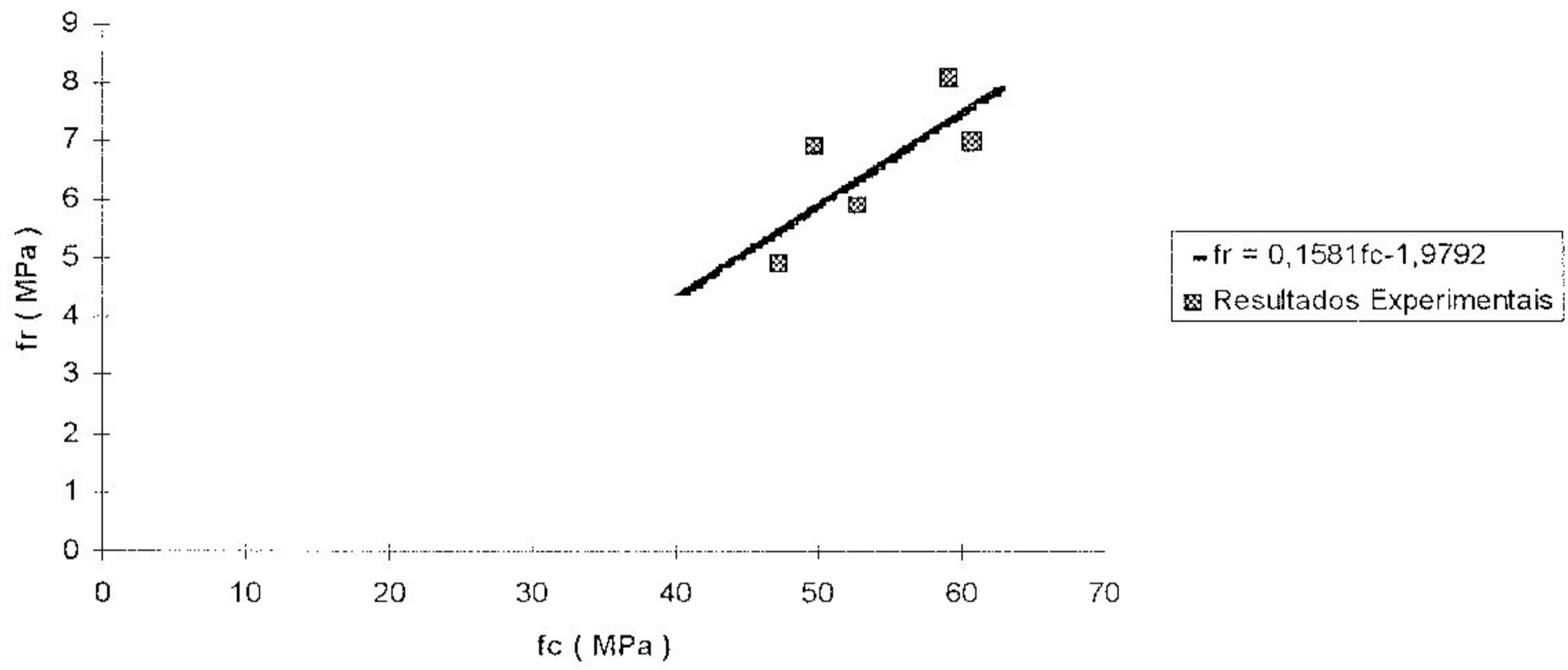


Figura 5.29 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP ARI - 50

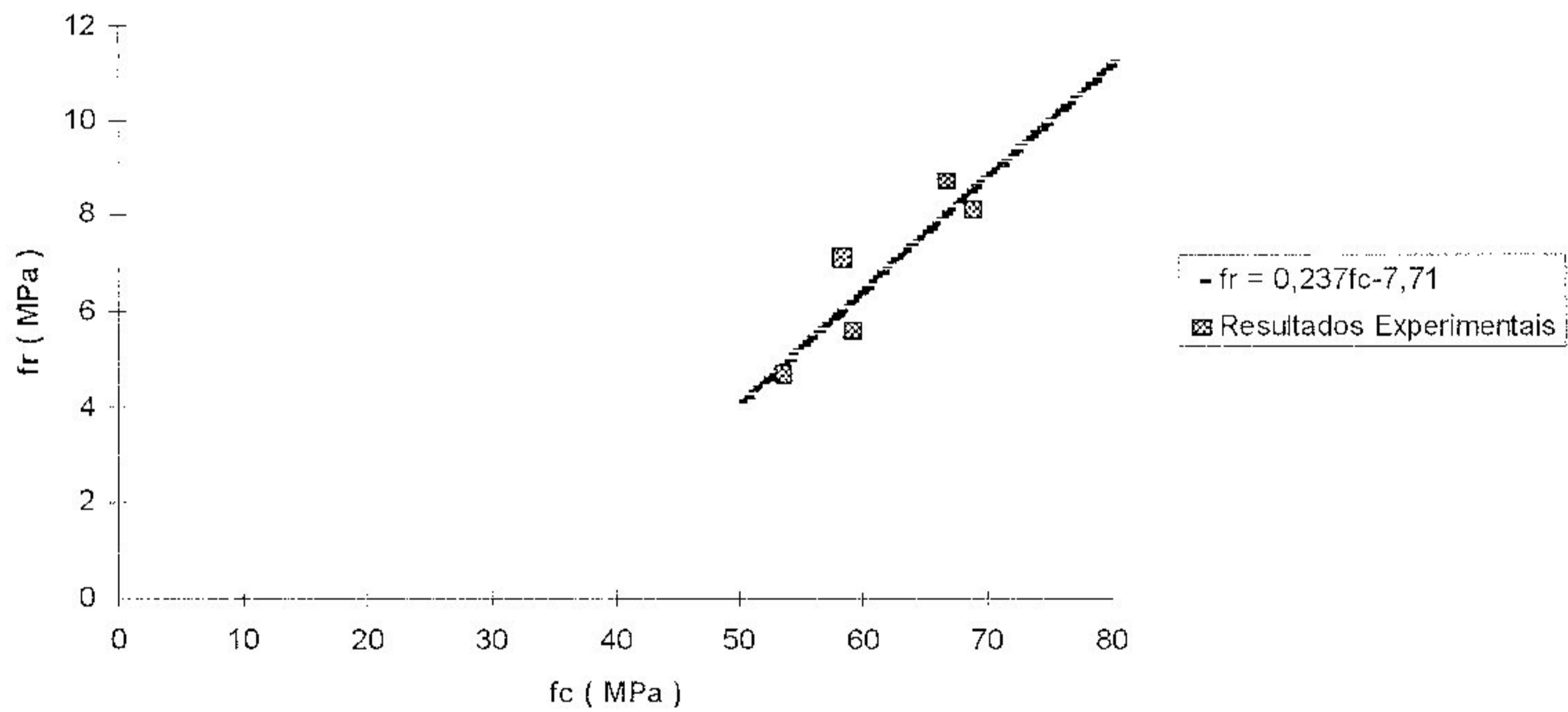


Figura 5.30 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP ARI - 60

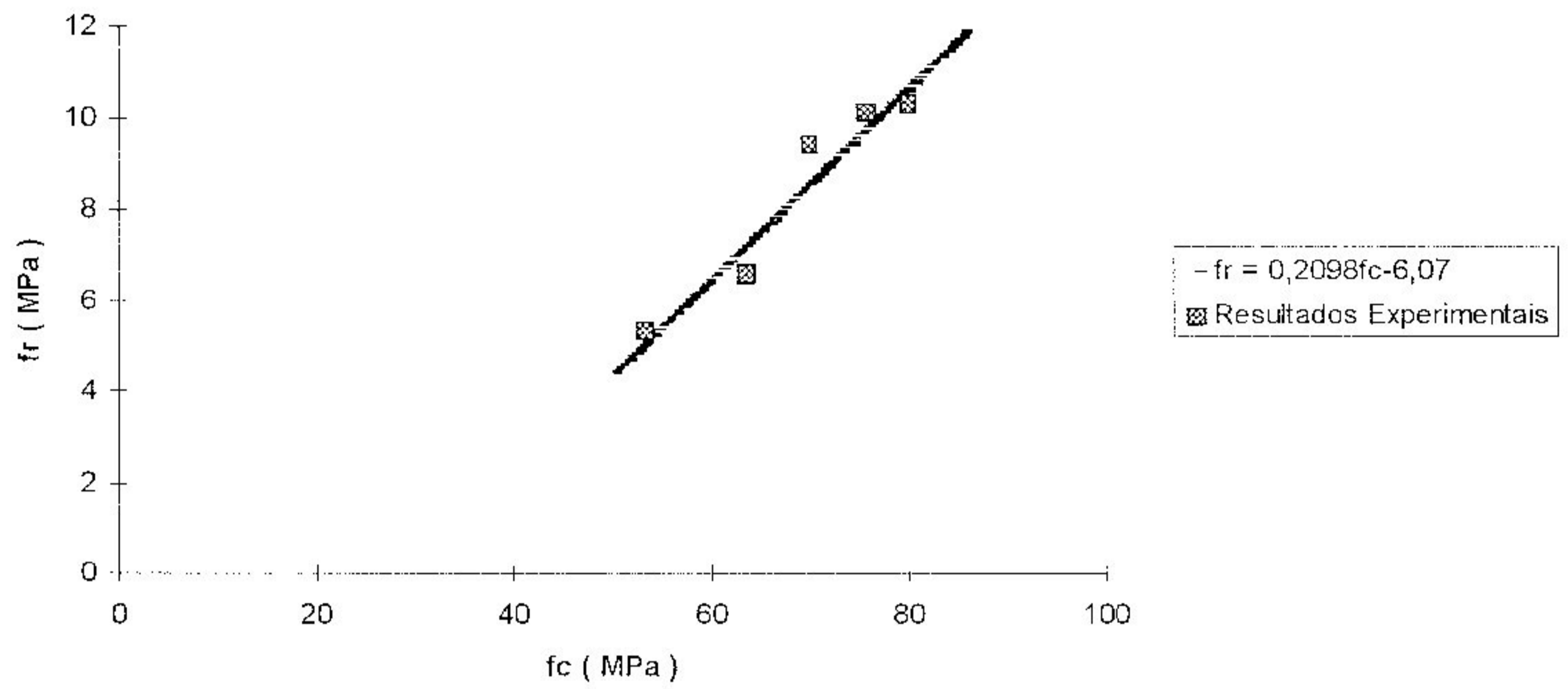


Figura 5.31 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP ARI - 70\*

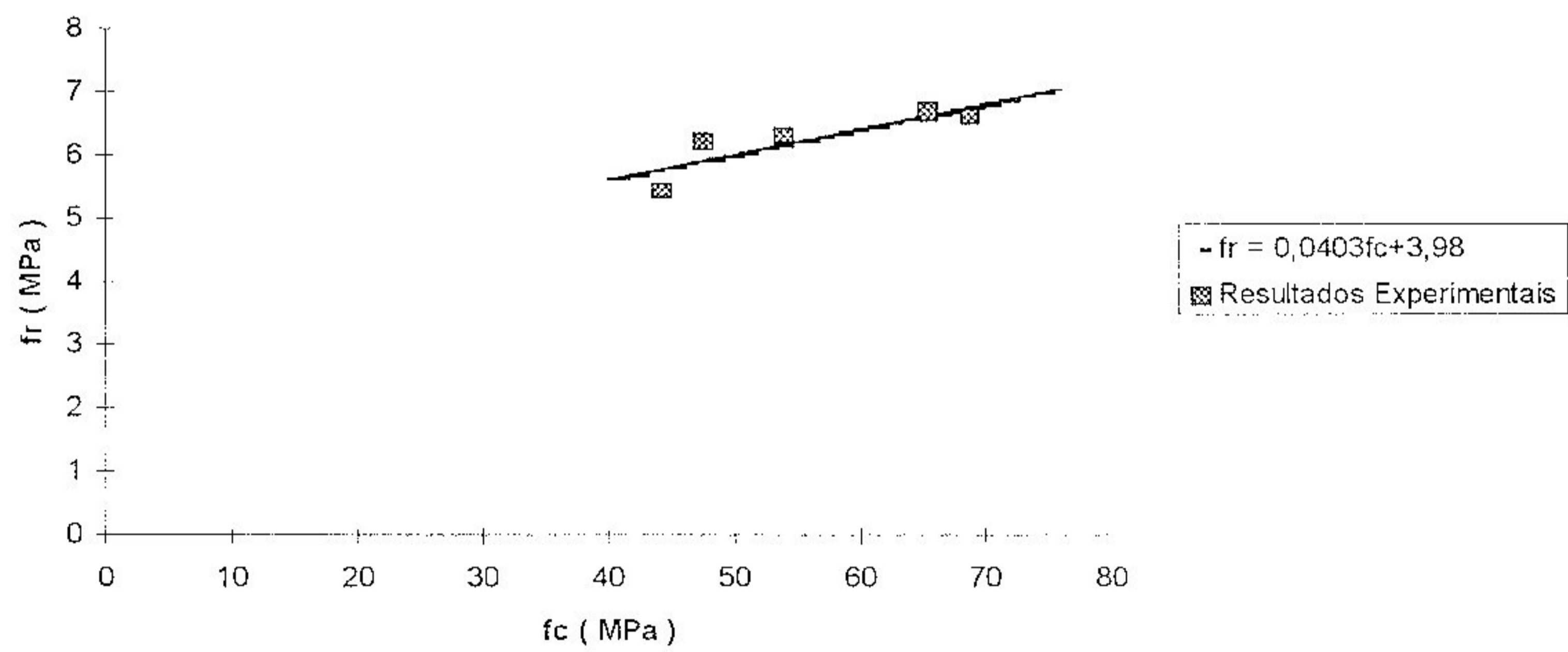


Figura 5.32 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP II - 50

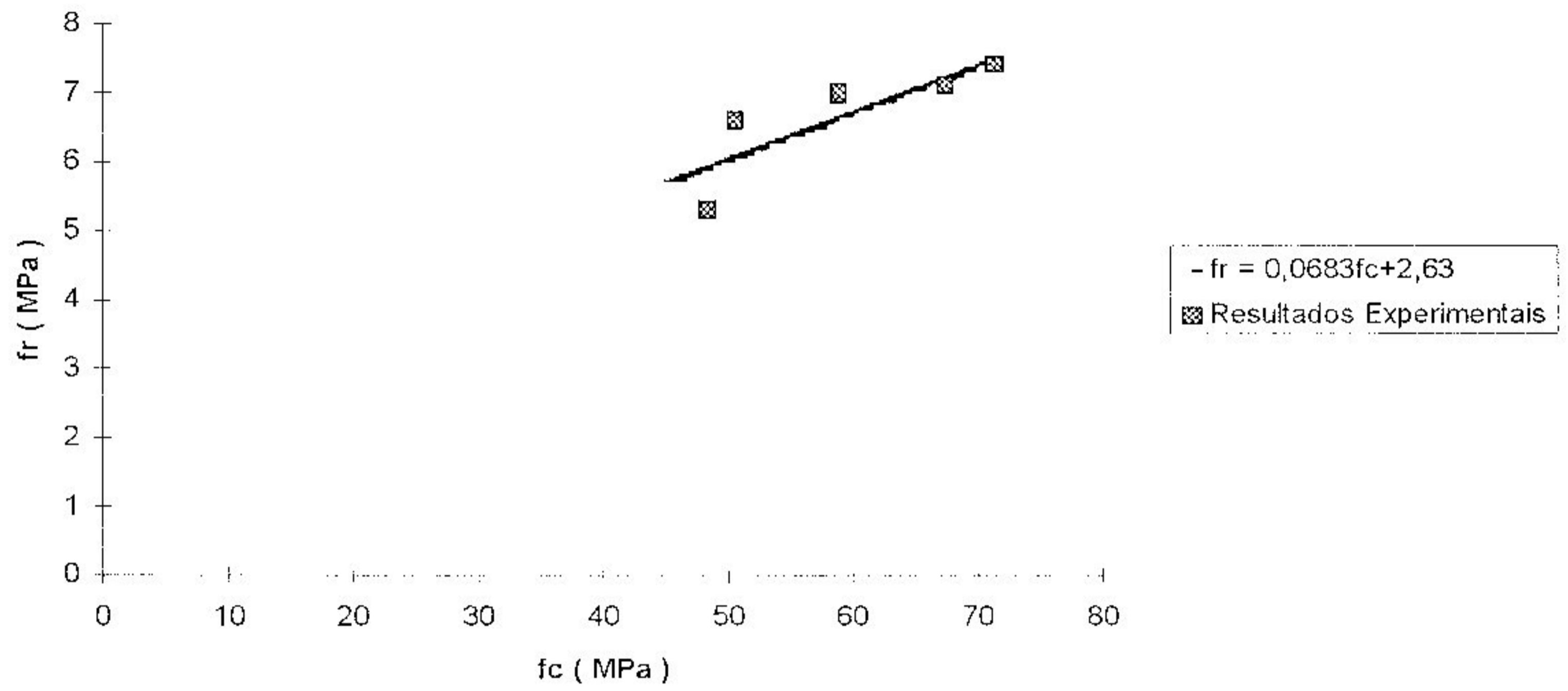


Figura 5.33 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP II - 60

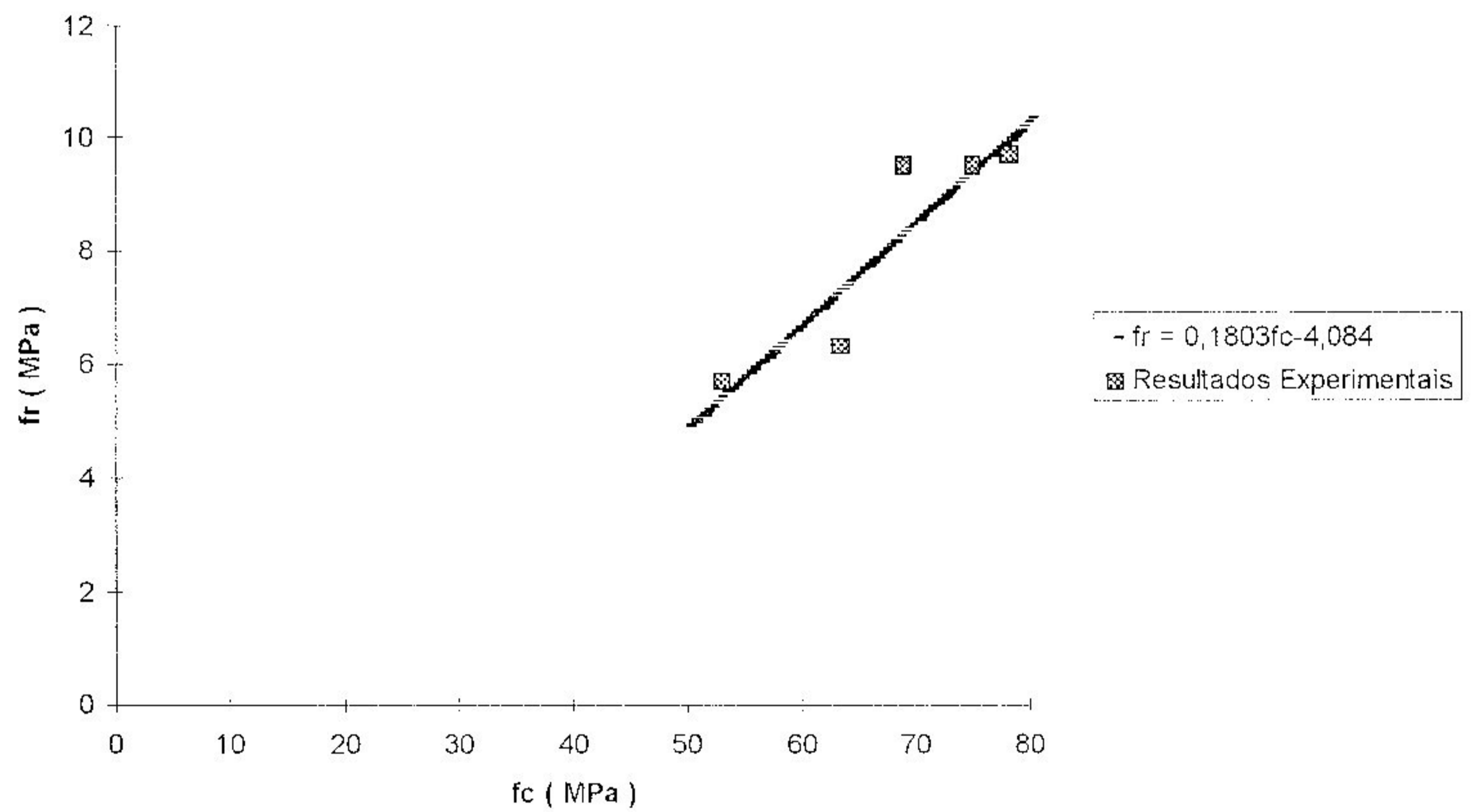


Figura 5.34 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP II - 70\*

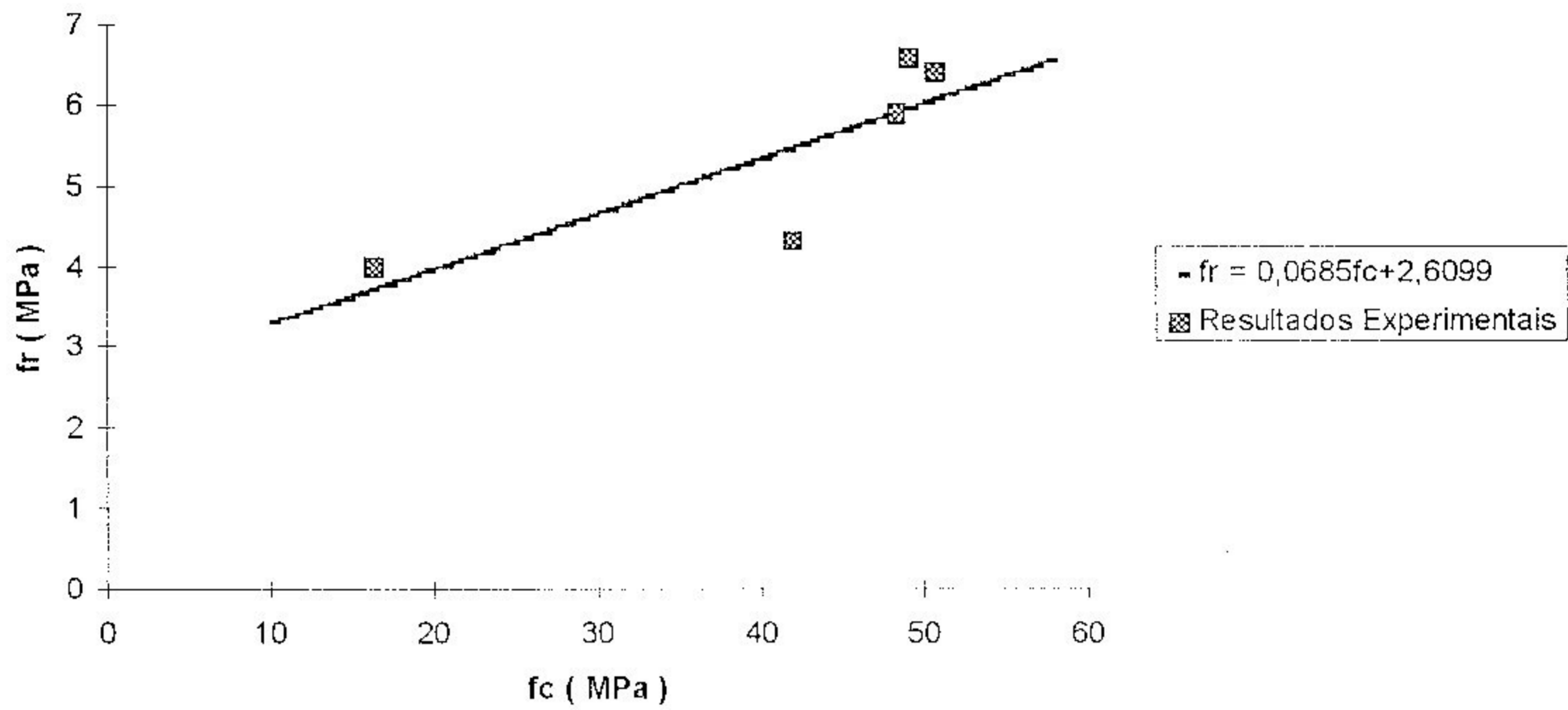


Figura 5.35 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
Traço CP III - 50

A análise da tabela 5.20 e das figuras acima sugere que uma única equação poderia ser utilizada para relacionar o módulo de ruptura com a resistência à compressão para todos os traços, independentemente da idade e dos materiais constituintes. Assim sendo apresenta-se abaixo, na figura 5.36, um gráfico do módulo de ruptura versus a resistência à compressão para todos os traços.

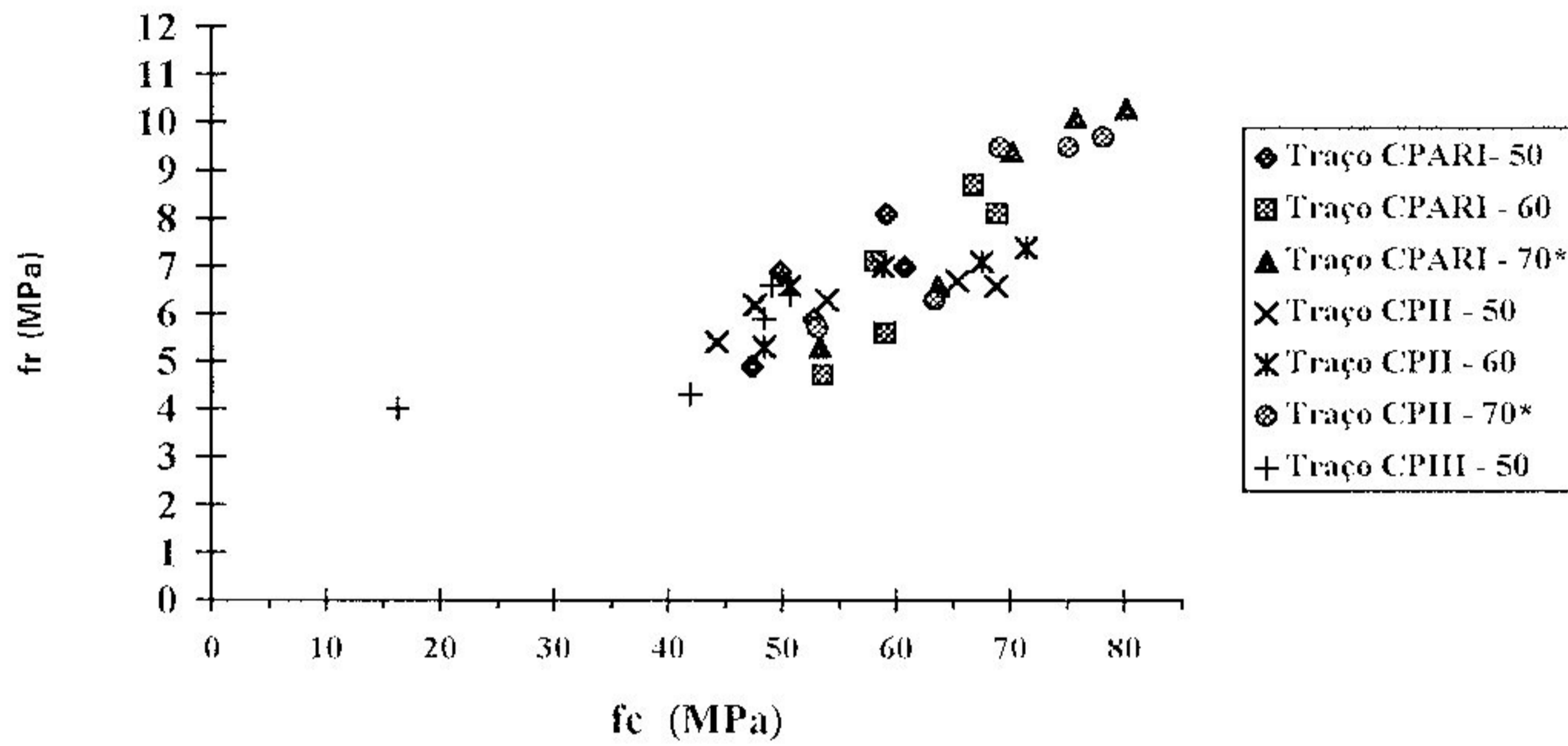


Figura 5.36 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
( todos os traços )

Para examinar se de fato todos os resultados poderiam ser tratados como uma única população, as equações do tipo  $f_r = k \cdot f_c + s$  determinadas para cada traço devem ser comparadas estatisticamente através de seus interceptos  $s$  e de seus coeficientes angulares  $k$ . Os intervalos de confiança determinados individualmente para cada traço são comparados. Se estes intervalos de confiança se sobrepuserem total ou parcialmente, uma equação que relacione as variáveis  $f_c$  e  $f_r$  é possível, já que os interceptos e coeficientes angulares não diferem significativamente.

Assim, os limites superior e inferior desses intervalos de confiança foram computados de acordo com as equações A.9 e A.11 apresentadas no apêndice A, adotando um coeficiente de segurança igual a 0,95. A tabela 5.21 e as figuras 5.37 e 5.38 apresentam os valores desses limites.

Tabela 5.21 - Intervalos de confiança de k e s

Traço	Parâmetro s		Parâmetro k	
	limite inferior	limite superior	limite inferior	limite superior
CP ARI - 50	-13,820	9,862	-0,0600	0,3763
CP ARI - 60	-19,164	3,739	0,0511	0,4229
CP ARI - 70*	-12,288	0,148	0,1200	0,3000
CP II - 50	-1,754	6,206	0,0017	0,1300
CP II - 60	-1,680	6,940	-0,0030	0,1400
CP II - 70*	-12,788	4,620	0,0530	0,3076
CP III - 50	-0,789	6,009	-0,0100	0,1471

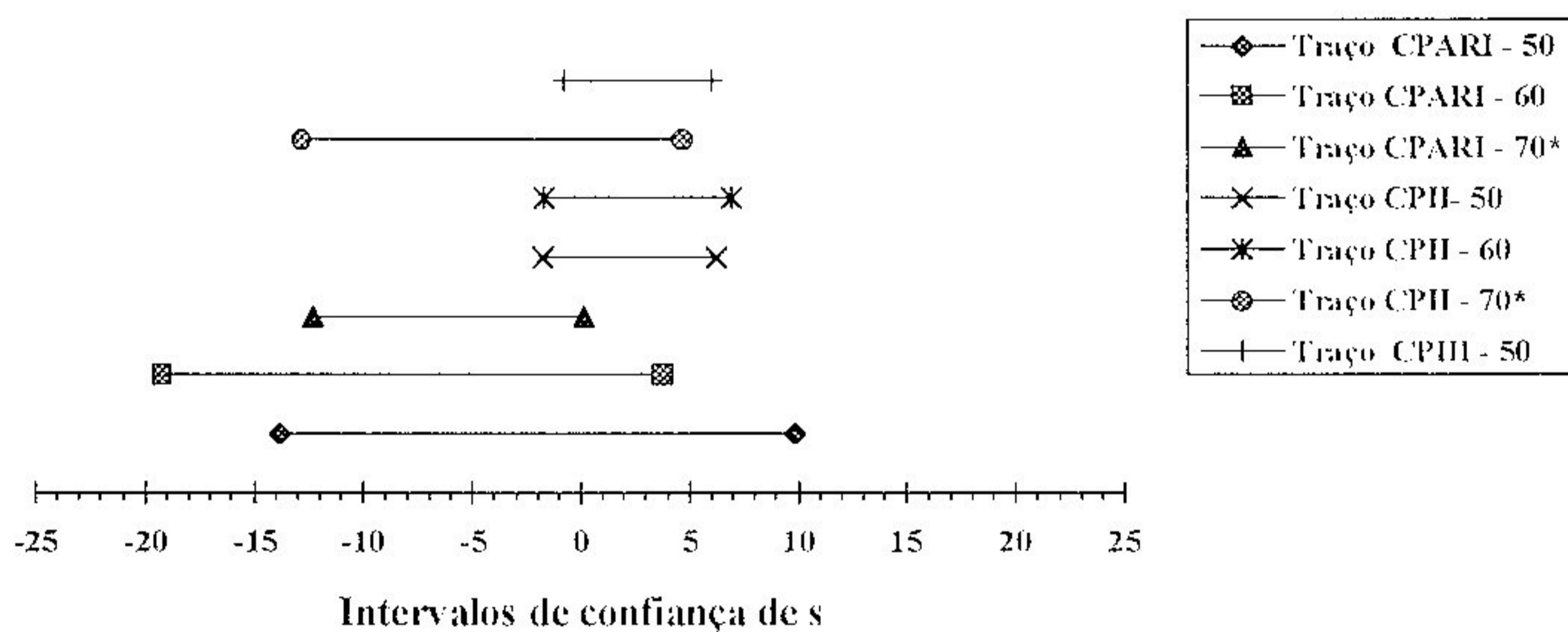


Figura 5.37 - Intervalos de confiança de s



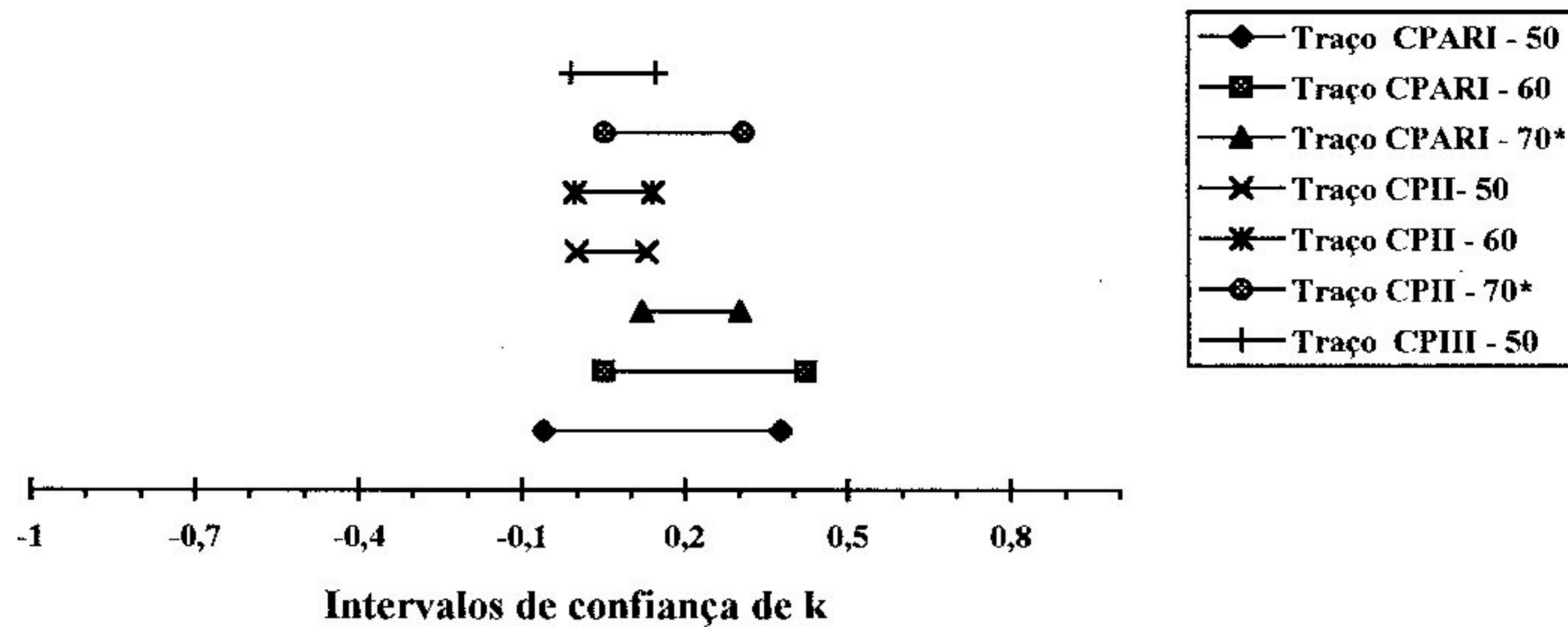


Figura 5.38 - Intervalos de confiança de k

Analisando as figuras 5.37 e 5.38, constata-se que os intervalos de confiança calculados para os interceptos e coeficientes angulares sobrepõem-se uns aos outros, parcialmente, dentro de uma estreita faixa. Pode-se dizer, então, que todos os dados são pertencentes a uma única população. Assim, o módulo de ruptura de concretos com diferentes traços e idades pode ser expresso em termos da resistência à compressão através de uma única equação.

Os parâmetros estatísticos do modelo  $f_r = k.f_c + s$  foram computados para toda a população de dados, do mesmo modo pelo qual estes parâmetros foram determinados para cada traço, individualmente. A tabela 5.22 apresenta estes resultados.

Tabela 5.22 - Parâmetros estatísticos do modelo  $f_r = k.f_c + s$  para todos os traços

Parâmetro s			Parâmetro k			Coeficiente de Correlação
s	limite inferior	limite superior	k	limite inferior	limite superior	
-0,8029	-2,578	0,9726	0,13057	0,1012	0,1600	0,847

Portanto, a seguinte expressão matemática relaciona o módulo de ruptura e a resistência à compressão:

$$f_r = 0,1306.f_c - 0,8029 \quad (\text{MPa}) \quad (5.4)$$

A equação acima independe do tipo de cimento utilizado na mistura ou da presença de adições de microssilica, e tem validade para valores de resistência à compressão compreendidos entre 16 e 80 MPa. A figura 5.39 mostra qualitativamente a comparação da equação acima frente aos resultados experimentais desta pesquisa.

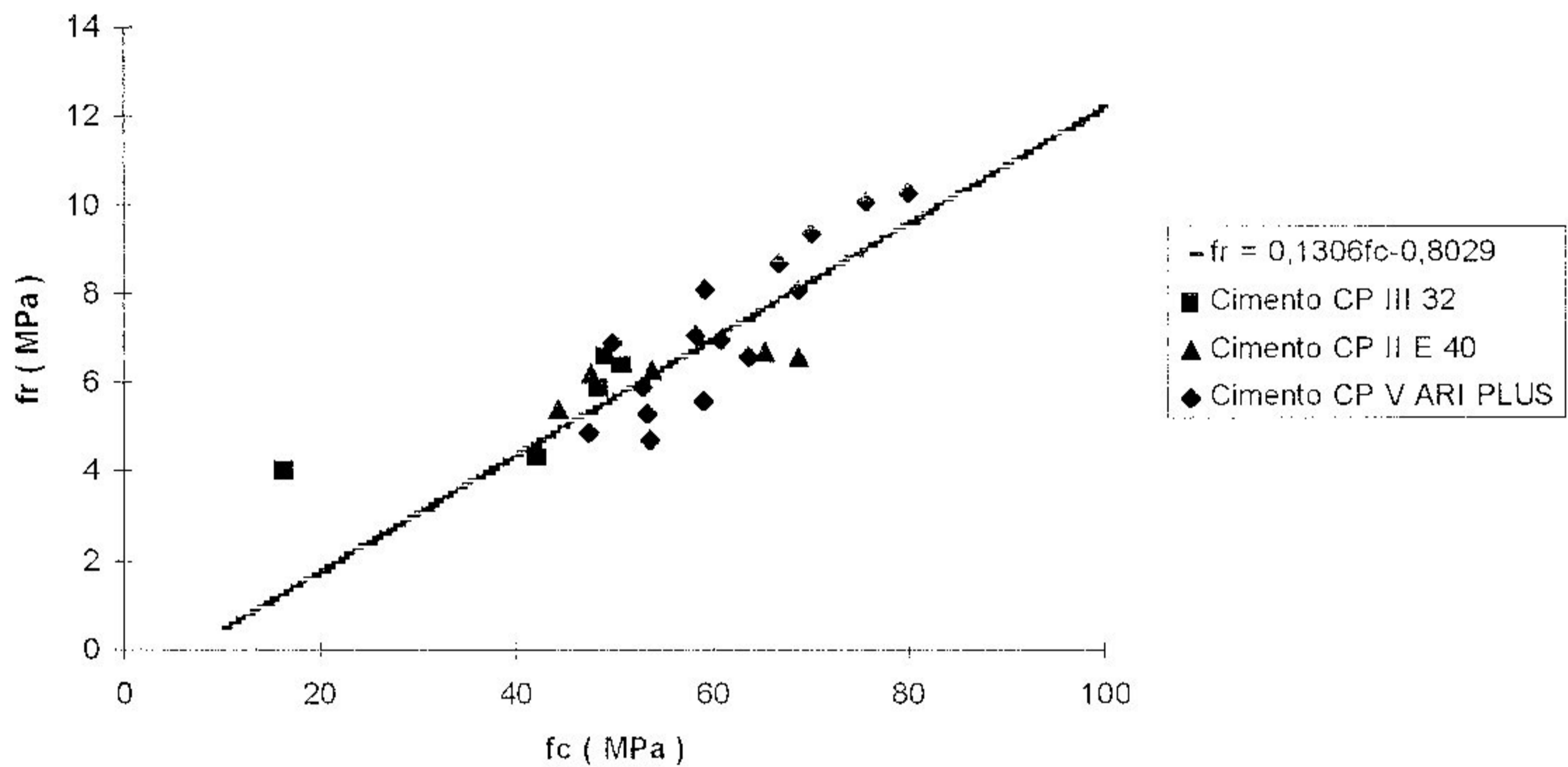


Figura 5.39 - Módulo de Ruptura x Resistência à Compressão  
( todos os traços )

Com o intuito de obter equações ainda mais simplificadas que quantifiquem  $f_r$  a partir de  $f_c$ , uma outra análise das tabelas 5.21, 5.22 e das figuras 5.37 e 5.38 é feita a seguir. Observando-se os limites superior e inferior do parâmetro  $s$ , para cada traço, apresentados na tabela 5.21, pode-se constatar que se adotarmos o valor de  $s$  igual a zero, todos os intervalos de confiança para cada um dos traços serão atendidos. Desse modo, obtem-

se uma relação simples e direta entre  $f_c$  e  $f_r$ , do tipo:

$$f_r = k.f_c \quad (5.5)$$

onde

$k$  é a inclinação de uma reta que passa pela origem dos eixos coordenados  $f_r$  e  $f_c$ .

Isolando o valor de  $k$  na equação 5.5, obtém-se:

$$k = \frac{f_r}{f_c} \quad (5.6)$$

A tabela 5.23 apresenta valores de  $k$  obtidos da divisão entre os valores experimentais de  $f_r$  e  $f_c$  obtidos neste estudo nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias, para cada um dos traços executados.

Tabela 5.23 - Relação direta entre  $f_c$  e  $f_r$  para cada traço em cada idade pesquisada.

Idade (dias)	$f_r/f_c$						
	Traço CPII-50	Traço CPII-60	Traço CPII-70*	Traço CPARI-50	Traço CPARI-60	Traço CPARI-70*	Traço CPIII-50
3	0,113	0,110	0,108	0,104	0,088	0,110	0,245
7	0,130	0,130	0,100	0,112	0,095	0,103	0,102
28	0,117	0,118	0,138	0,138	0,122	0,134	0,122
90	0,096	0,104	0,124	0,115	0,118	0,128	0,126
180	0,102	0,105	0,126	0,137	0,130	0,133	0,134

Calculando a média aritmética simples dos valores apresentados na tabela 5.23, pode-se determinar um valor de  $k$  para cada um dos traços deste estudo, como mostra a tabela 5.24. É importante frisar que para o traço CP III - 50 a relação entre  $f_c$  e  $f_r$  na idade de 3 dias foi desconsiderada devido às peculiaridades do cimento CP III - 32, que apresentou lentidão de desenvolvimento da resistência à compressão nas primeiras idades.

Tabela 5.24 - Média das relações entre  $f_r$  e  $f_c$  para cada traço -  
Modelo  $f_r = k.f_c$

Traço	k	Desvio Padrão
CPII-50	0,112	0,0133
CPII-60	0,113	0,0108
CPII-70*	0,119	0,0151
CPARI-50	0,121	0,0154
CPARI-60	0,111	0,0181
CPARI-70*	0,122	0,0142
CPIII-50	0,121	0,0136

Analisando esta tabela constata-se que equações do tipo 5.5 constituem satisfatórias relações entre  $f_c$  e  $f_r$  para cada um dos traços executados neste estudo, uma vez que todos os traços apresentaram médias praticamente iguais e pequenos desvios padrão. Considerando a simplicidade da utilização destas equações frente às equações do tipo 5.1 ou 5.2 e somando-se ao fato de que estes valores de k estão compreendidos nos intervalos de confiança colocados na tabela 5.21, pode-se adotar estas equações como representativas das relações entre  $f_c$  e  $f_r$  para cada traço executado neste estudo.

Uma equação do tipo 5.5 também pode ser determinada considerando todos os traços juntos, já que todos os resultados pertencem a uma mesma população, conforme explicitado pelas figuras 5.37 e 5.38. A média aritmética simples de todas as relações entre  $f_c$  e  $f_r$  colocadas na tabela 5.23 fornece um valor de k igual a 0,1168 com um desvio padrão de 0,014. Desse modo, a relação entre  $f_c$  e  $f_r$  pode ser representada pela equação:

$$f_r = 0,1168 \times f_c \quad (5.7)$$

Analisando a tabela 5.22, constata-se que o valor de k igual a 0,1168 está compreendido no intervalo de confiança calculado para todos os traços.

A tabela 5.25 e as figuras 5.40 a 5.43 apresentam numericamente e graficamente a correlação da equação 5.7 em relação aos resultados experimentais obtidos neste estudo, considerando cada um dos tipos de cimento utilizados e todos juntos, respectivamente.

Tabela 5.25 - Coeficientes de Correlação entre a equação 5.7 e os dados desta pesquisa

Traço	Coeficiente de Correlação
CP II - 50	0,840
CP II - 60	0,847
CP II - 70*	0,861
CP ARI - 50	0,861
CP ARI - 60	0,849
CP ARI - 70*	0,857
CP III - 50	0,851
Todos	0,860

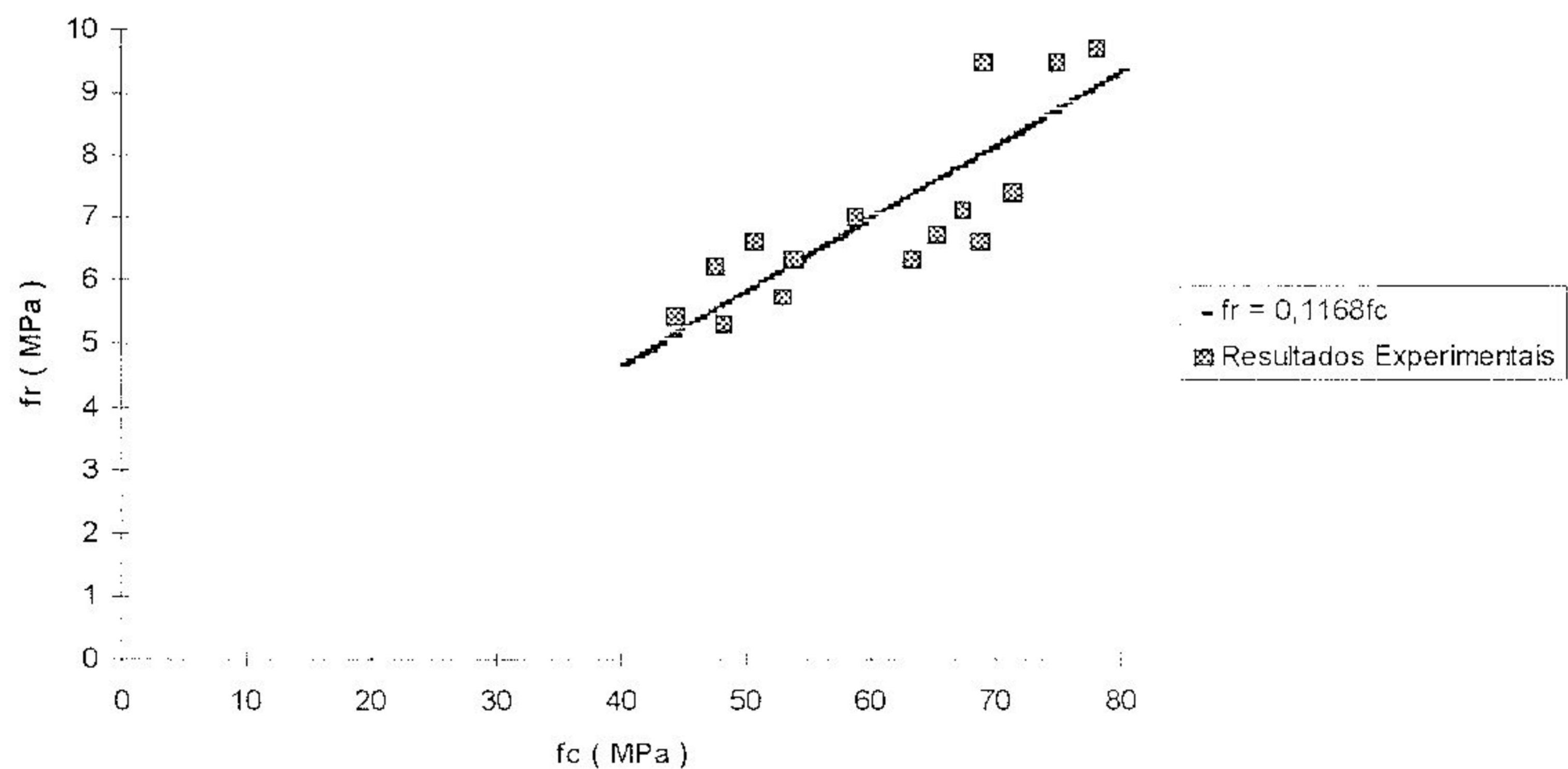


Figura 5.40 - Equação 5.7 x Resultados Experimentais Cimento CP II E 40.

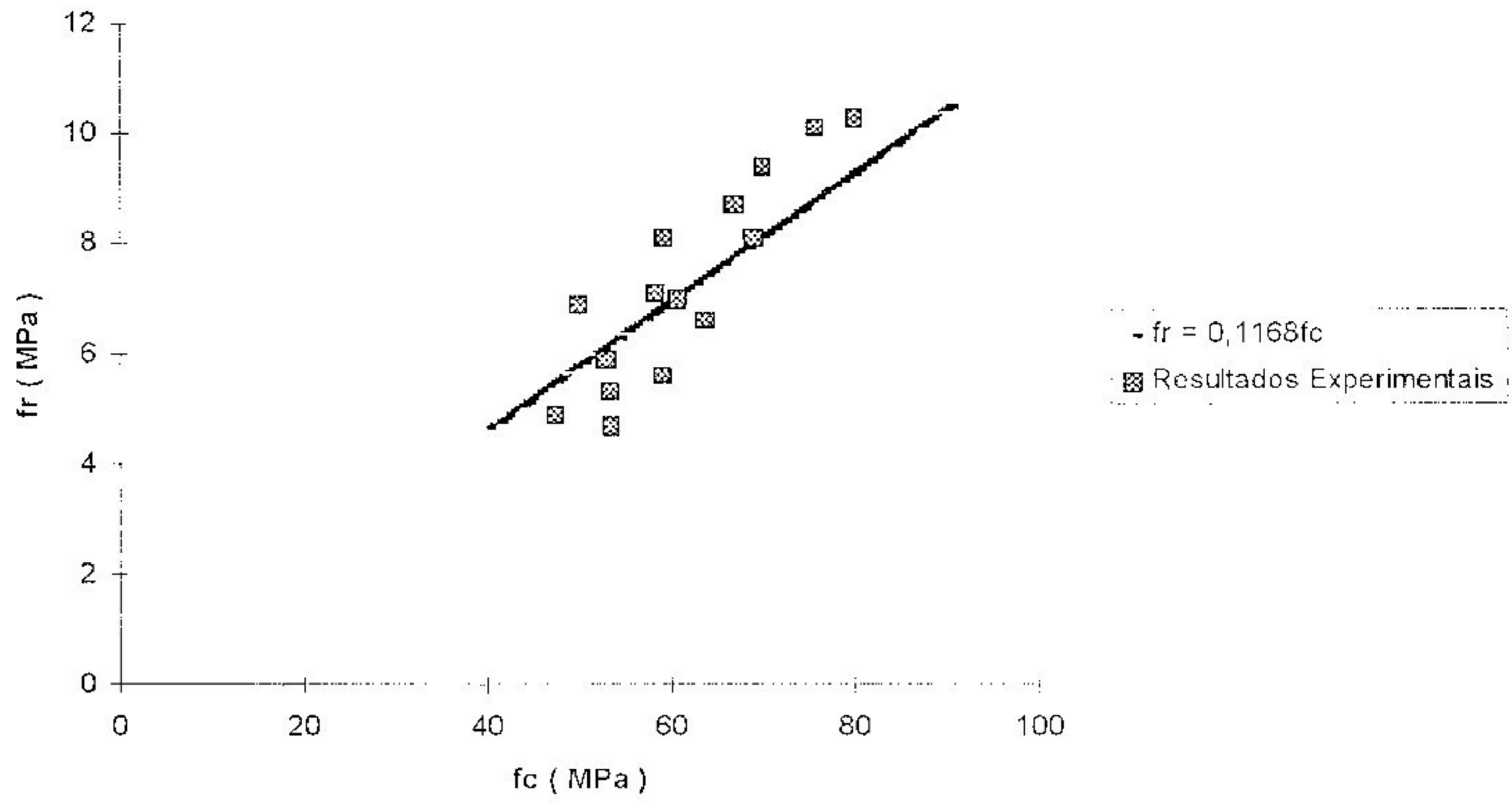


Figura 5.41 - Equação 5.7 x Resultados Experimentais Cimento CP V ARI PLUS.

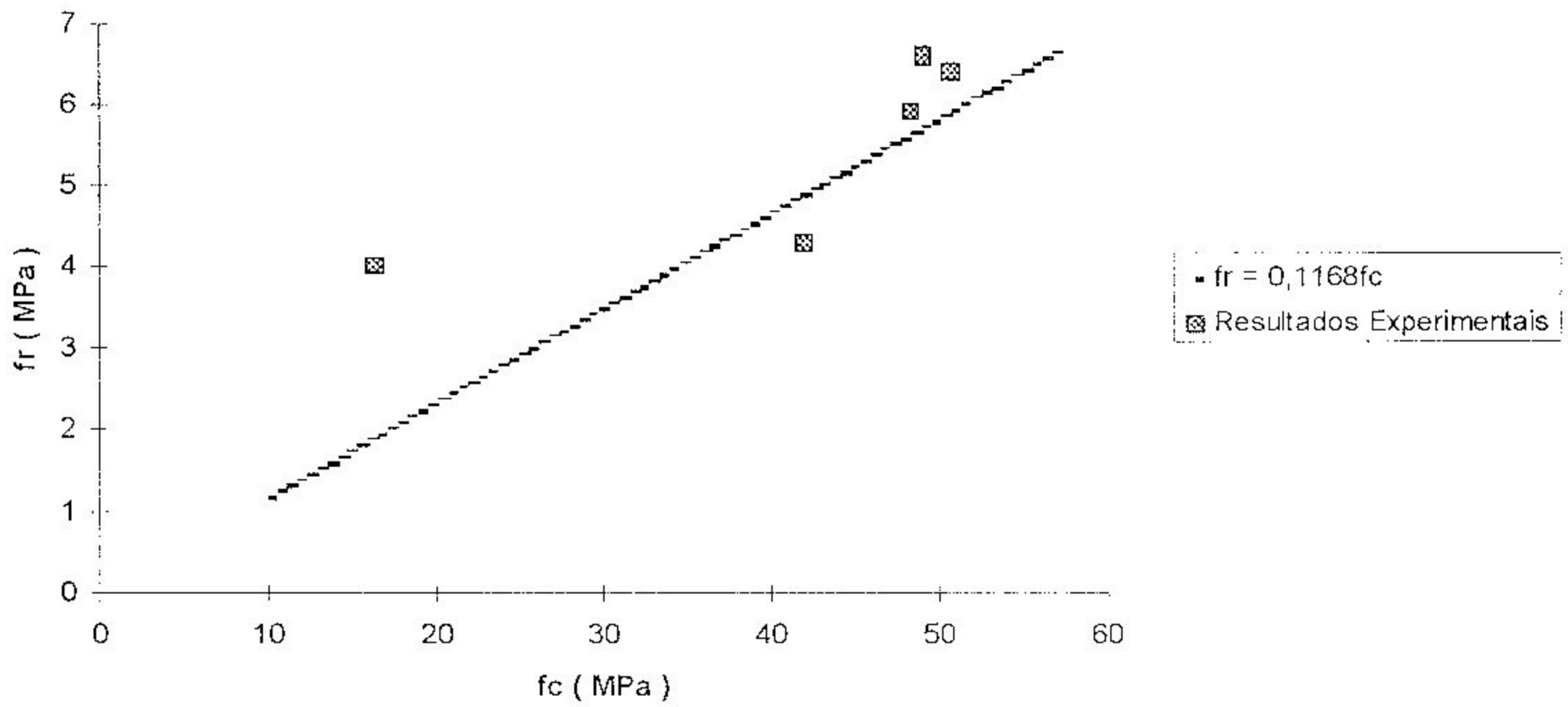


Figura 5.42 - Equação 5.7 x Resultados Experimentais Cimento CP III 32.

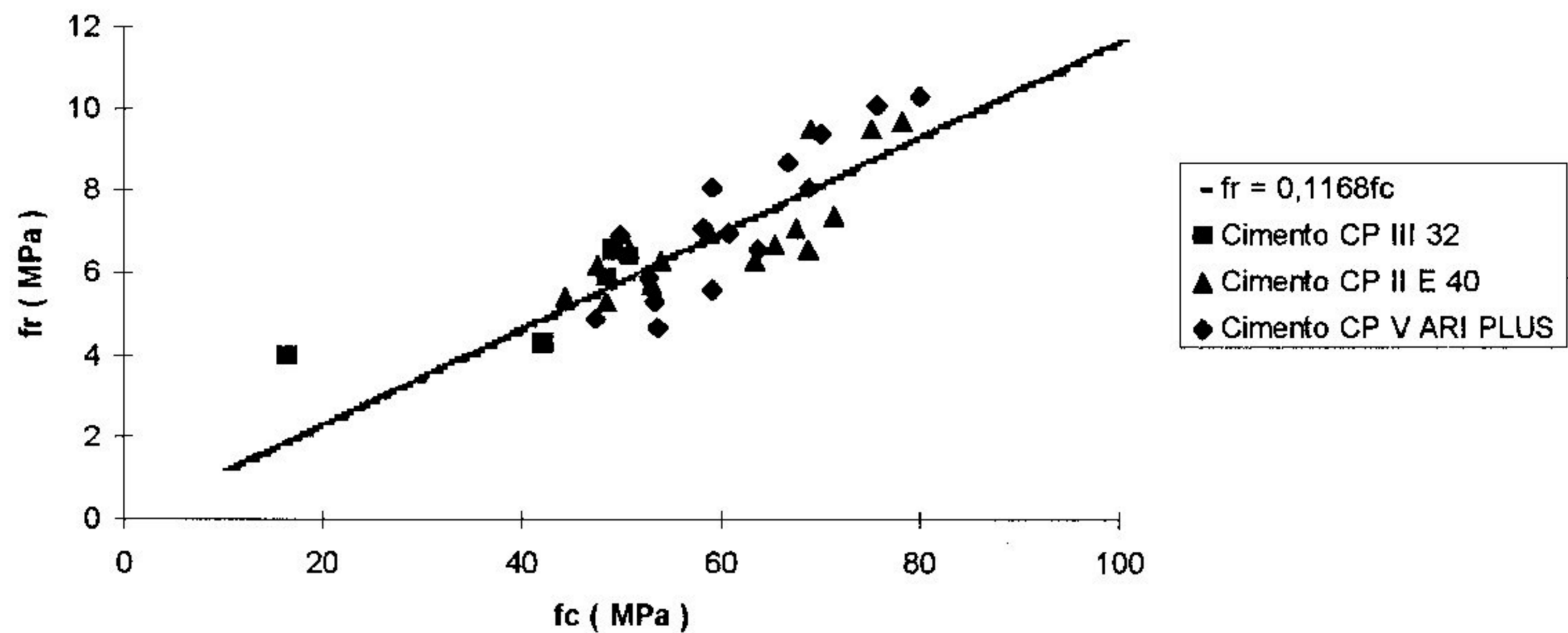


Figura 5.43 - Equação 5.7 x Resultados Experimentais

A análise das figuras 5.40 a 5.43 mostra que a equação 5.7 constitui uma boa aproximação para o cálculo do módulo de ruptura a partir da resistência à compressão uniaxial, para os concretos produzidos nesta pesquisa.

Toda expressão de correlação entre variáveis deve ser verificada quanto à sua potencialidade de ajustar-se a dados diferentes daqueles a partir dos quais ela foi deduzida. Assim sendo, as equações 5.4 e 5.7 serão aplicadas aos resultados experimentais obtidos por diversos pesquisadores, como Carrasquillo [19], Swamy [35], Macedo *et al* [17] e Grieb e Werner [39]. Esta verificação também será realizada empregando-se a expressão proposta pelo ACI 363/92 [32] com a finalidade de uma comparação.

Os resultados deste estudo de correlação estão apresentados na tabela 5.26. Ali se encontram os valores médios da relação entre o valor calculado e aquele obtido em ensaios, bem como seus respectivos coeficientes de variação. Estes coeficientes quantificam, percentualmente, o grau de dispersão dos dados em relação a cada equação. Eles são calculados

pela seguinte expressão:

$$\text{Coef. de Variação} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\text{cal}_i - \text{obs}_i}{\text{obs}_i} \right)^2}{n}} \times 100 \quad (5.8)$$

onde

$\text{cal}_i$  é cada valor calculado através de cada equação; e

$\text{obs}_i$  é o valor experimental observado pelos pesquisadores.

Tabela 5.26 - Análise Comparativa entre os valores do Módulo de Ruptura obtidos experimentalmente e os valores previstos por algumas equações

Autor	Faixa de $f_c$ (MPa)	Equação 5.4 $30 < f_c < 81$		Equação 5.7 $30 < f_c < 81$		ACI 363/92 $21 < f_c < 93$	
		Média cal/obs	Coef.Var. (%)	Média cal/obs	Coef.Var (%)	Média cal/obs	Coef.Var (%)
Grieb e Werner	10 a 51	0,820	19,95	0,871	15,15	1,113	13,66
Carrasquillo	23 a 70	0,946	12,85	0,951	10,33	0,984	11,24
Swamy	38 a 110	1,280	36,71	1,281	35,60	1,361	47,41
Macedo <i>et alli</i>	23 a 43	0,925	8,85	1,001	4,90	1,357	37,17
Ferrari	30 a 81	1,015	12,91	1,016	12,93	1,072	18,42
Todos	10 A 110	0,905	18,47	0,942	15,52	1,139	21,16

Alguns dos resultados da tabela acima estão apresentados na figura 5.44 abaixo. É importante frisar que apenas as equações 5.7 e a proposta pelo ACI 363 [32] são mostradas frente aos resultados experimentais. A inspeção da figura revela que a equação proposta pelo ACI superestima os valores do módulo de ruptura para resistências à compressão inferiores a 60 MPa. Já para resistências à compressão maiores ocorre o fenômeno inverso. Mas como a maioria dos resultados experimentais são de concretos com resistências à compressão inferiores a 60 MPa, na média, a equação do ACI superestima o módulo de ruptura. Por outro lado, a equação 5.7 representa melhor a quantificação do módulo de ruptura como função da resistência à compressão para todo o espectro de resistências encontrado na



literatura. Dessa forma, a equação 5.7 será a adotada neste estudo para relacionar o módulo de ruptura com a resistência à compressão de concretos com resistências entre 30 e 80 Mpa.

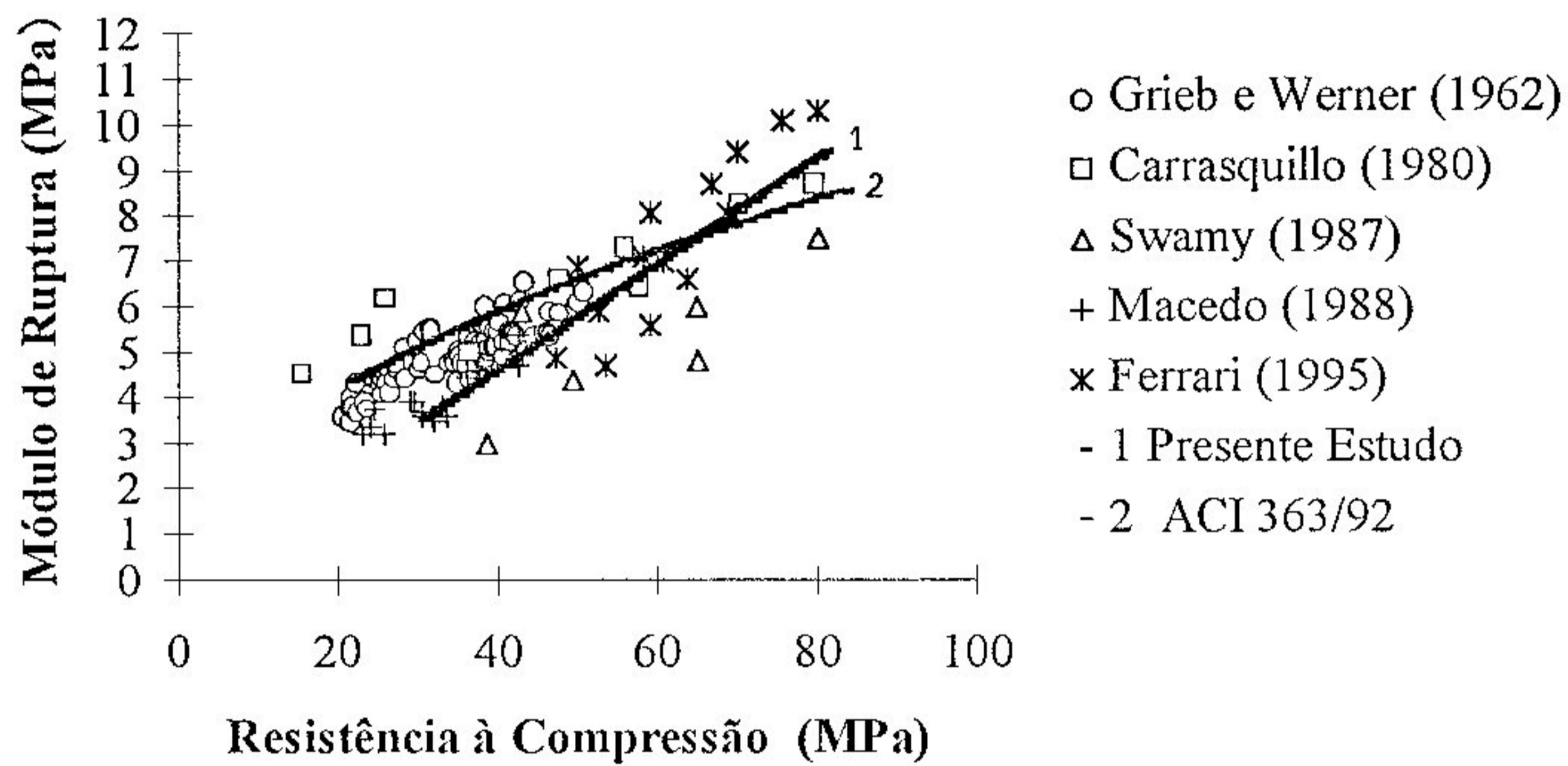


Figura 5.44 - Equação 5.7 x resultados de outros pesquisadores

### 5.5.2 Módulo de Elasticidade Estático Secante versus Resistência à Compressão

Através de estudo estatístico, semelhante ao feito para módulo de ruptura, pode-se chegar a equações do tipo 5.1 e 5.2, relacionando o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão do CED, para cada um dos traços executados nesta pesquisa. Da mesma forma, equações do tipo 5.9, muito utilizadas na literatura técnica e apresentadas abaixo, também podem ser determinadas.

$$E_c = s + k(f_c)^{1/2} \quad (5.9)$$

Assim sendo a tabela 5.27 abaixo foi construída para cada um dos concretos pesquisados.

Tabela 5.27 - Regressão -  $E_c$  versus  $f_c$

Traço	Tipo da Equação	Parâmetro k	Parâmetro s	Equação	Coefficiente de Correlação
CP ARI-50	$E_c = k \cdot f_c + s$	534	6423	$E_c = 534 \cdot f_c + 6423$	0,722
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	7897	-22695	$E_c = -22695 + 7897(f_c)^{1/2}$	0,725
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,866	1109	$E_c = 1109 \cdot (f_c)^{0,866}$	0,728
CP ARI-60	$E_c = k \cdot f_c + s$	272	19139	$E_c = 272 \cdot f_c + 19139$	0,808
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	4267	2457	$E_c = 2457 + 4267(f_c)^{1/2}$	0,808
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,4679	5225	$E_c = 5225 \cdot (f_c)^{0,4679}$	0,804
CPARI-70*	$E_c = k \cdot f_c + s$	182	21443	$E_c = 182 \cdot f_c + 21443$	0,953
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	2968	9389	$E_c = 9389 + 2968(f_c)^{1/2}$	0,961
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,3673	7192	$E_c = 7192 \cdot (f_c)^{0,3673}$	0,962
CP II-50	$E_c = k \cdot f_c + s$	536	3059	$E_c = 536 \cdot f_c + 3059$	0,970
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	8078	-27124	$E_c = -27124 + 8078(f_c)^{1/2}$	0,973
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,9292	786	$E_c = 786 \cdot (f_c)^{0,9292}$	0,974
CP II-60	$E_c = k \cdot f_c + s$	333	15190	$E_c = 333 \cdot f_c + 15190$	0,885
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	5134	-4504	$E_c = -4504 + 5134(f_c)^{1/2}$	0,887
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,5682	3438	$E_c = 3438 \cdot (f_c)^{0,5682}$	0,893
CP II-70*	$E_c = k \cdot f_c + s$	269,0	16121	$E_c = 269,0 \cdot f_c + 16121$	0,942
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	4346	-1338	$E_c = -1338 + 4346(f_c)^{1/2}$	0,943
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,5204	3837	$E_c = 3837 \cdot (f_c)^{0,5204}$	0,947
CP III-50	$E_c = k \cdot f_c + s$	486	14430	$E_c = 486 \cdot f_c + 14430$	0,990
	$E_c = s + k(f_c)^{1/2}$	5338	761	$E_c = 761 + 5338(f_c)^{1/2}$	0,984
	$E_c = s \cdot (f_c)^k$	0,4771	5940	$E_c = 5940 \cdot (f_c)^{0,4771}$	0,988

Analisando a tabela 5.27, pode-se ver que tanto uma equação do tipo 5.1, quanto outra do tipo 5.2 ou 5.9 apresentam semelhante dispersão

dos dados amostrais. Mas considerando a simplicidade de utilização de uma equação do tipo da 5.9 e o fato dela vir sendo largamente empregada em diversas normas, esta equação foi escolhida para representar a relação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão do CED, para cada um dos traços executados.

As figuras 5.45 a 5.51 apresentam uma avaliação qualitativa das equações do tipo 5.9 propostas para cada traço frente aos resultados experimentais obtidos neste estudo até a idade de 180 dias.

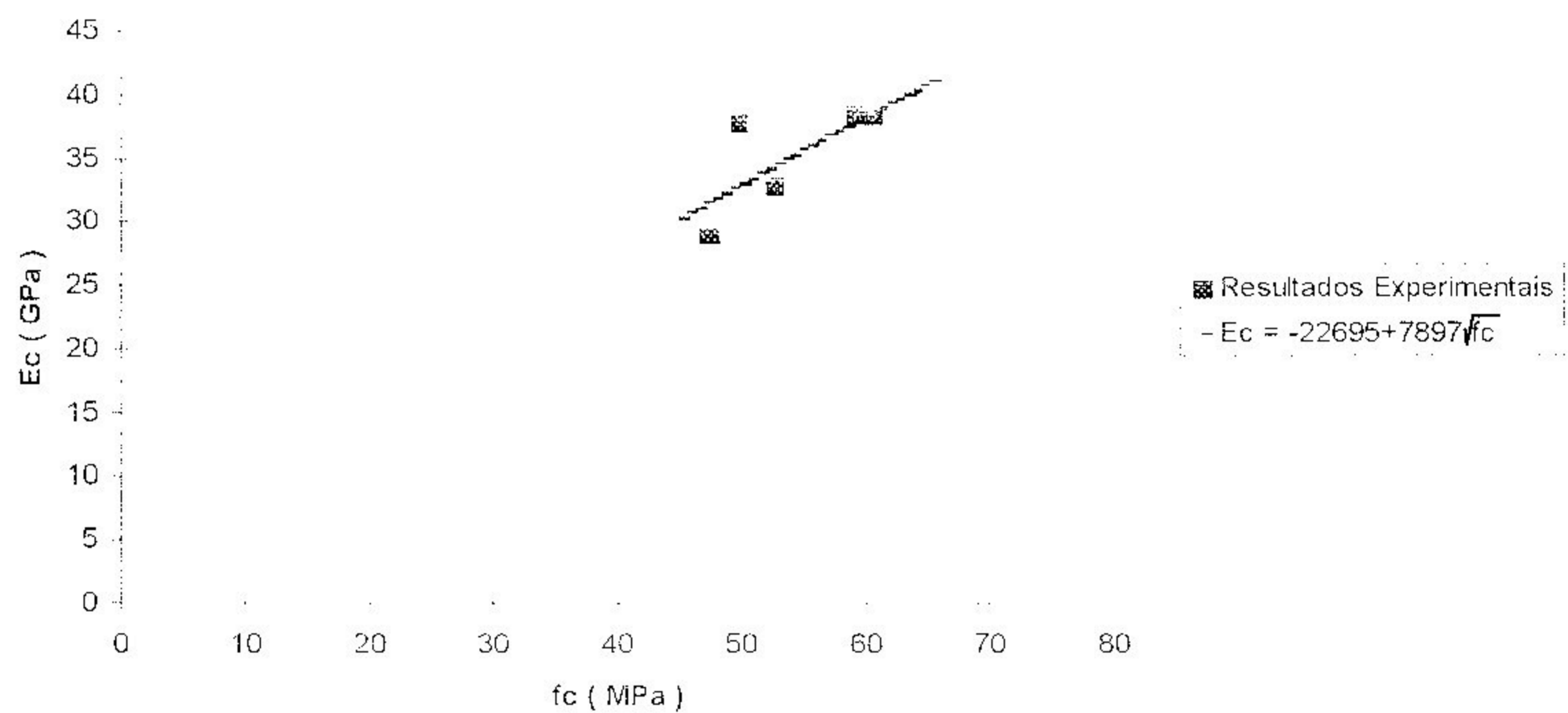


Figura 5.45 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP ARI - 50

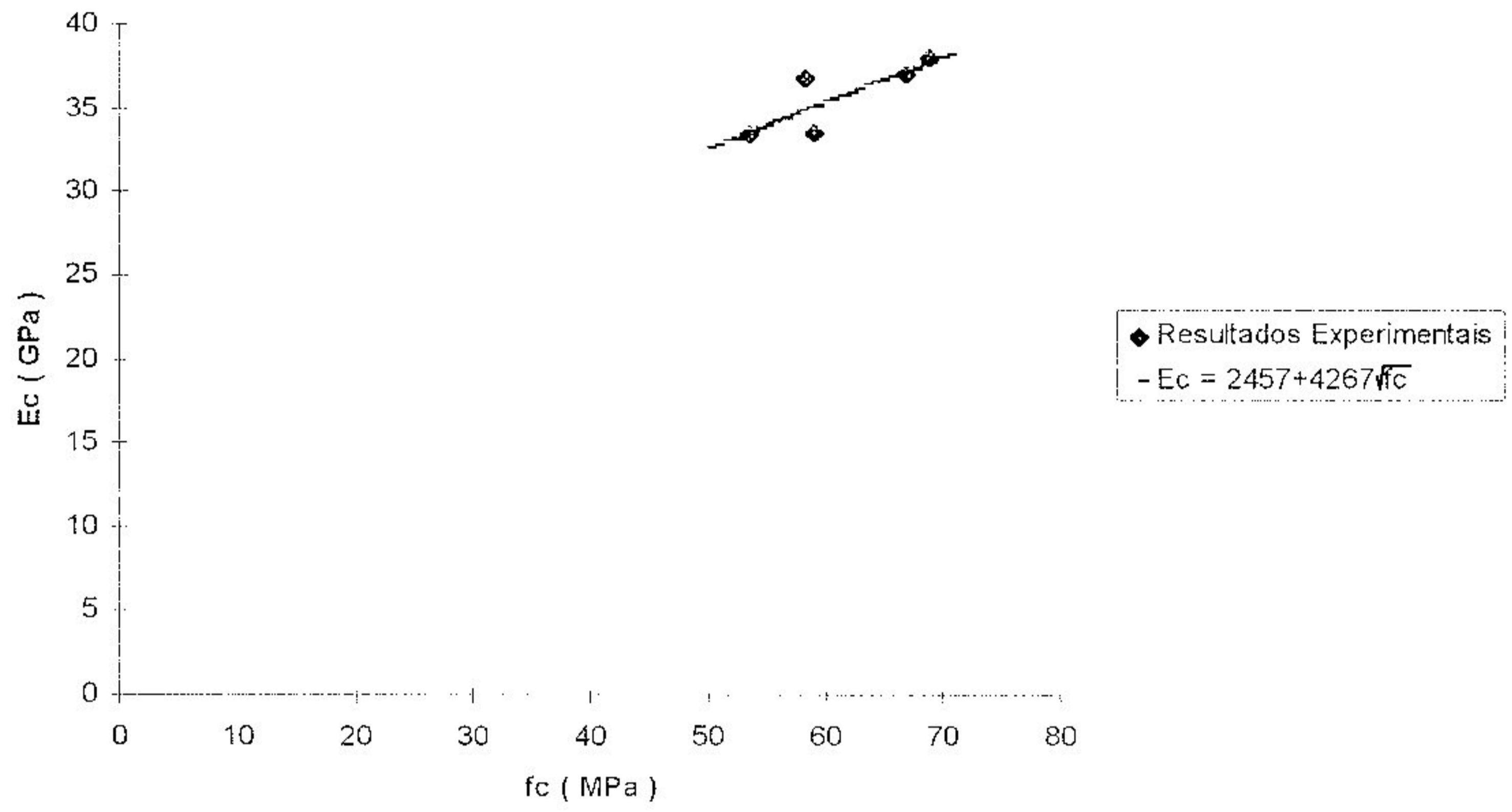


Figura 5.46 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP ARI - 60

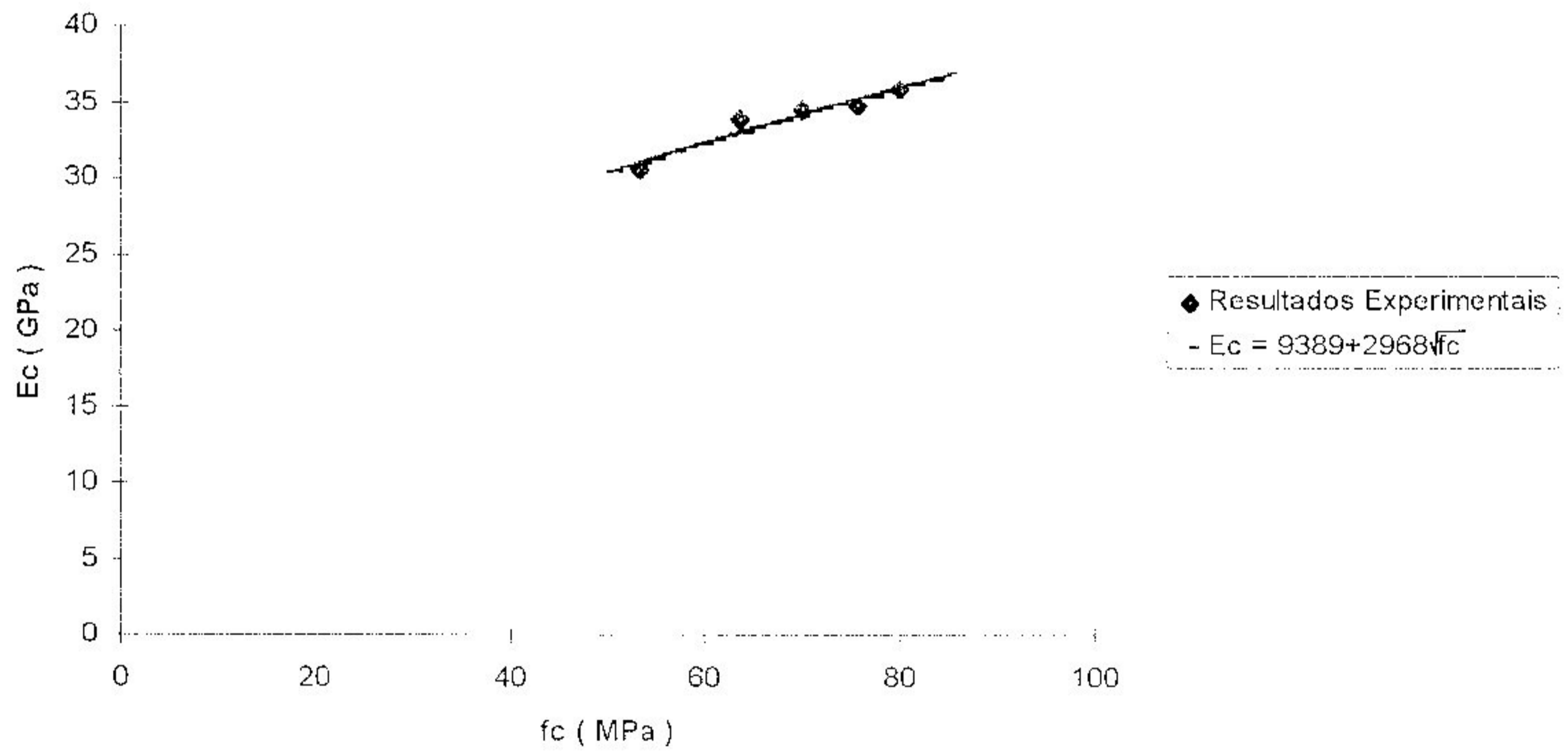


Figura 5.47 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP ARI - 70\*

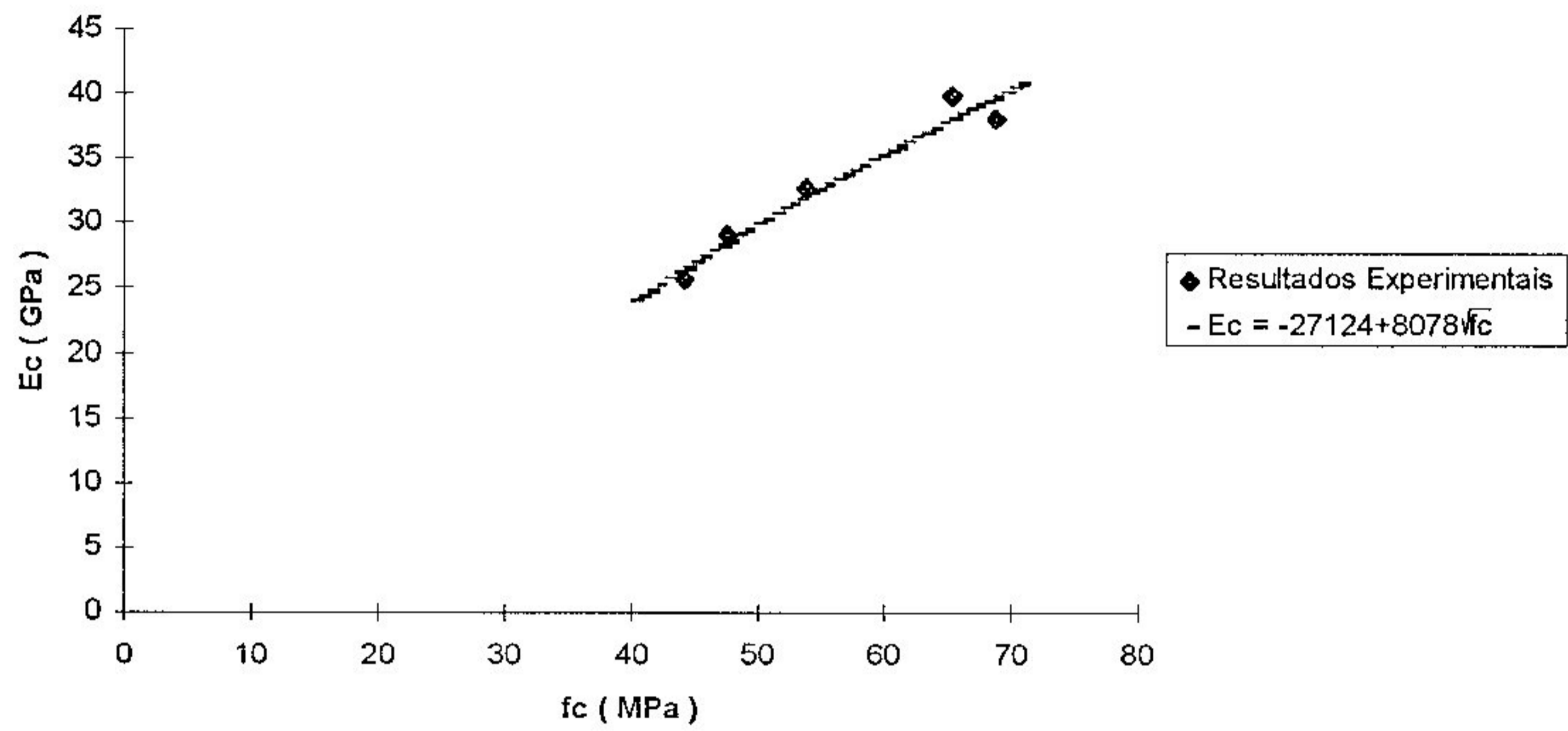


Figura 5.48 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP II - 50

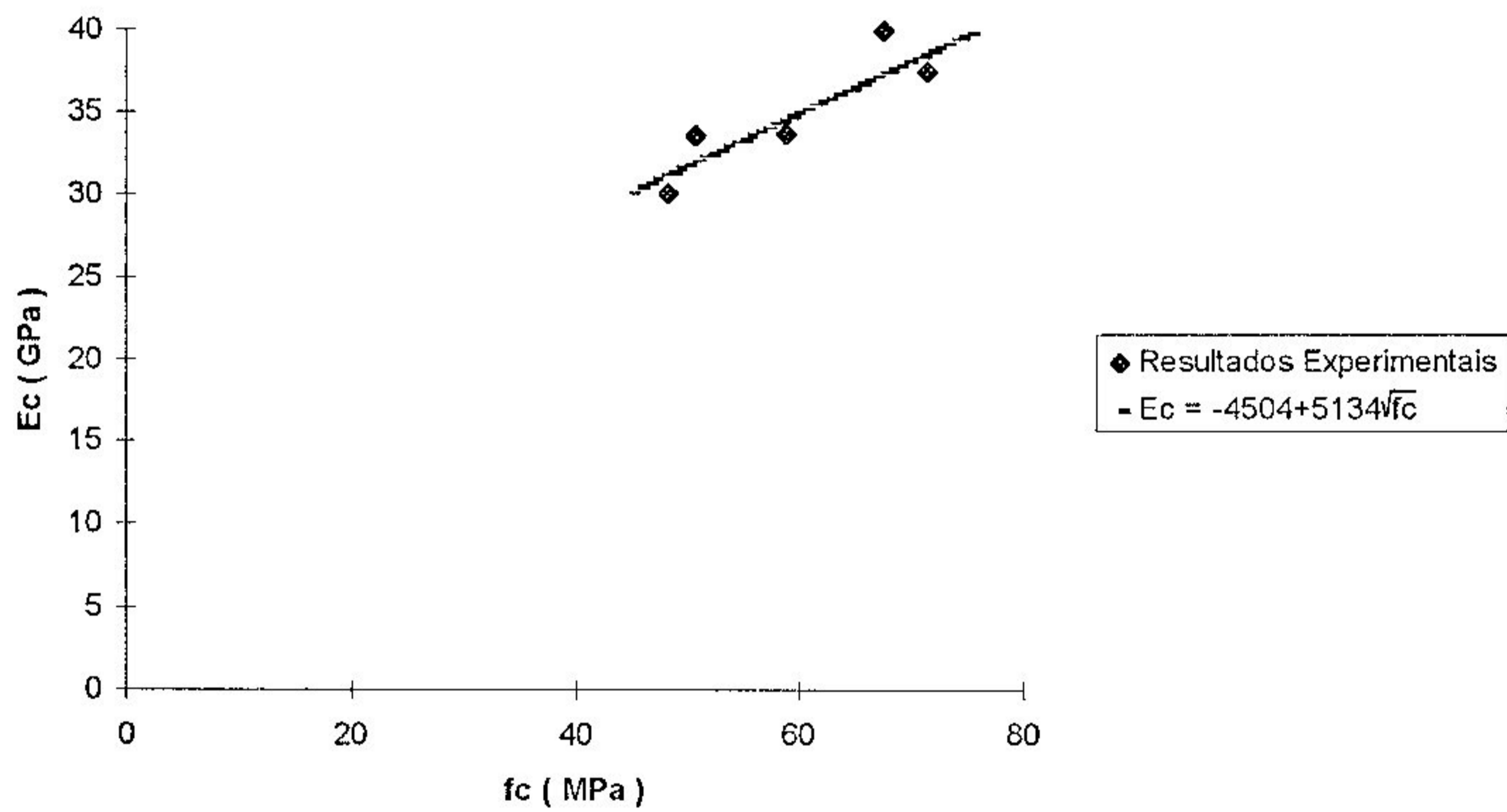


Figura 5.49 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP II - 60

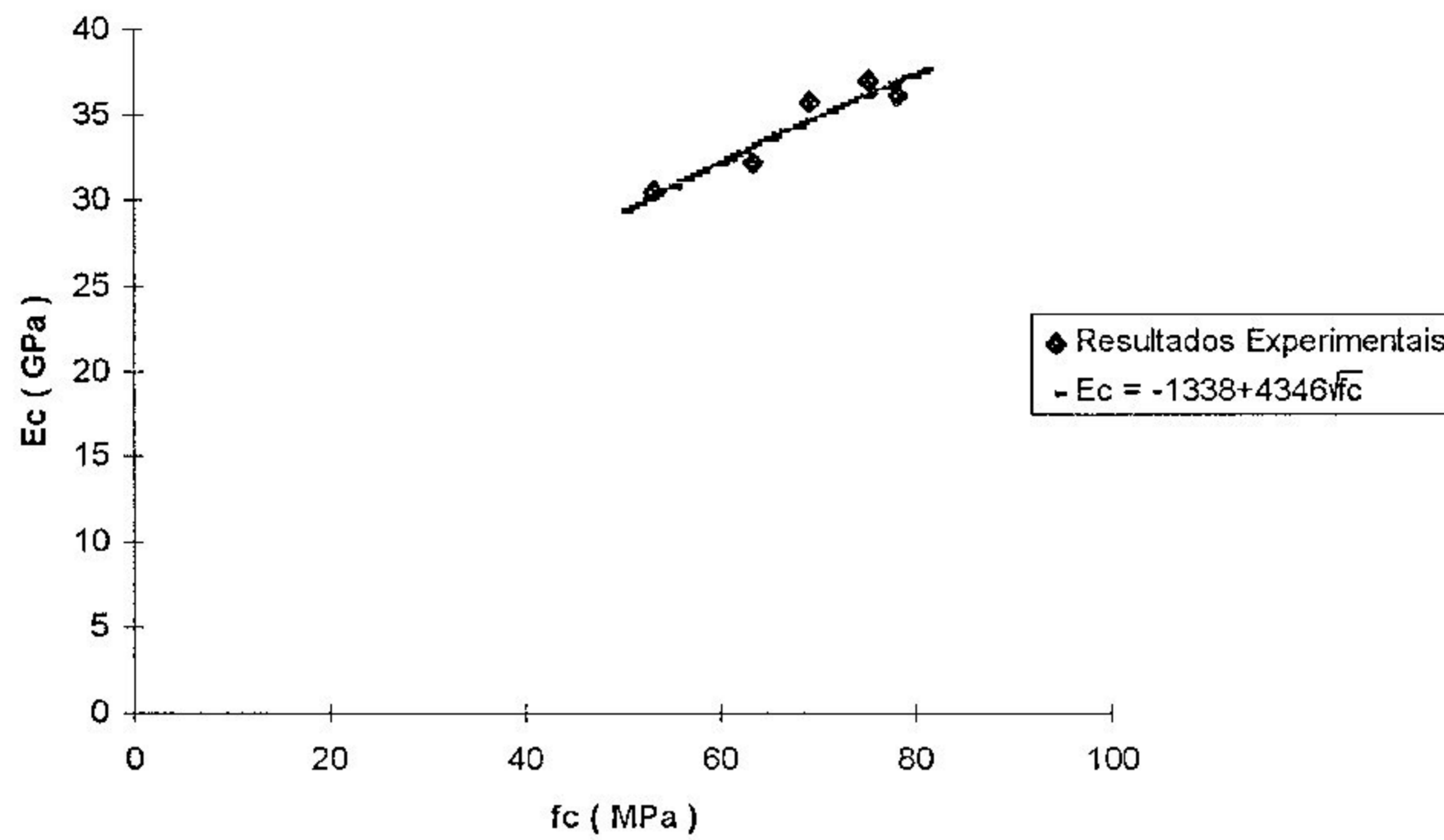


Figura 5.50 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP II - 70\*

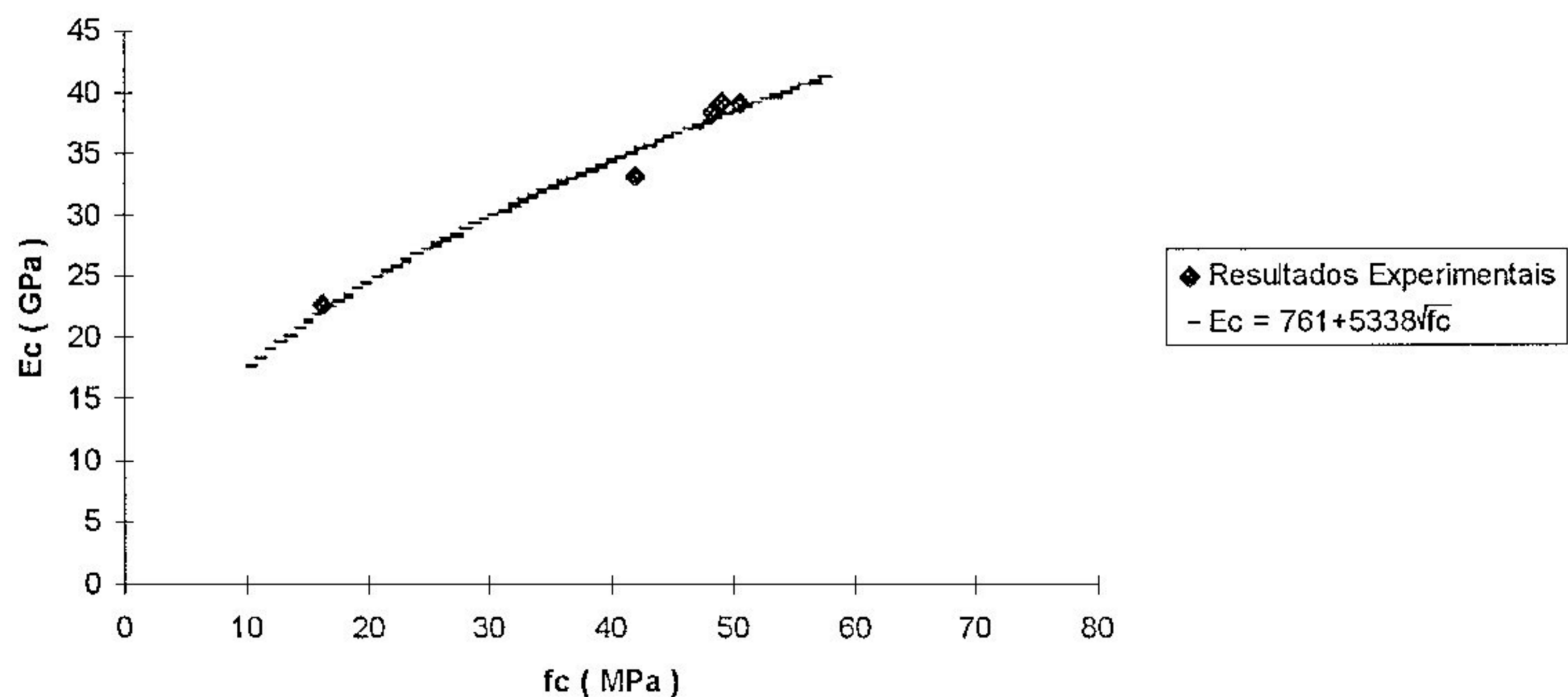


Figura 5.51 - Módulo de Elasticidade Estático Secante x Resistência à Compressão - Traço CP III - 50

Um estudo semelhante ao realizado para o módulo de ruptura é feito também aqui, quando as equações do tipo 5.9, obtidas em cada traço, são comparadas estatisticamente através de seus interceptos  $s$  e de seus coeficientes angulares  $k$ . Os intervalos de confiança determinados individualmente para cada traço são comparados, determinando se os dados pertencem ou não a uma mesma população. Caso estes intervalos se sobreponham total ou parcialmente, uma equação que relacione as variáveis

$f_c$  e  $E_c$  é possível. Neste estudo incluímos também os valores obtidos por Flor[10].

Os limites superior e inferior desses intervalos de confiança foram computados de acordo com as equações A.9 e A.11, adotando um coeficiente de segurança igual a 0,95. A tabela 5.28 e as figuras 5.52 e 5.53 apresentam os valores desses limites.

Tabela 5.28 - Intervalos de confiança de k e s

Traço	Parâmetro s		Parâmetro k	
	limite inferior	limite superior	limite inferior	limite superior
CP ARI - 50	-111236	65846	4150	19944
CP ARI - 60	-36710	41623	-734	9268
CP ARI - 70*	-2013	20791	1592	4344
CP II - 50	-49930	-429	3530	11126
CP II - 60	-37484	28476	854	9413
CP II - 70*	-21561	18886	1889	6802
CP III - 50	-9071	10593	3808	6868
Flor(tração A)	-24997	17861	1140	9939
Flor(tração B)	-3945	36269	-1401	4480
Flor(tração C)	-21023	32223	-287	6983
Flor(tração D)	-11846	25736	904	6067

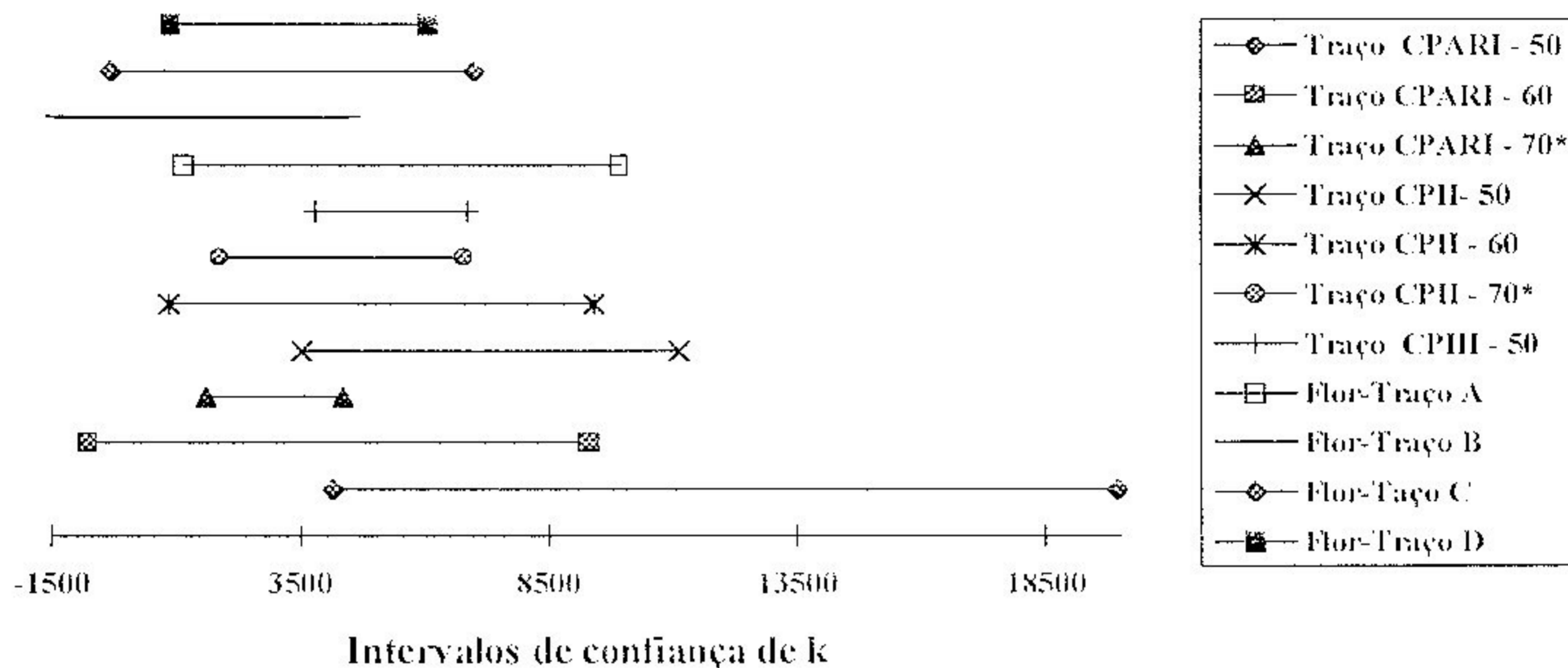


Figura 5.52 - Intervalos de confiança de  $k$

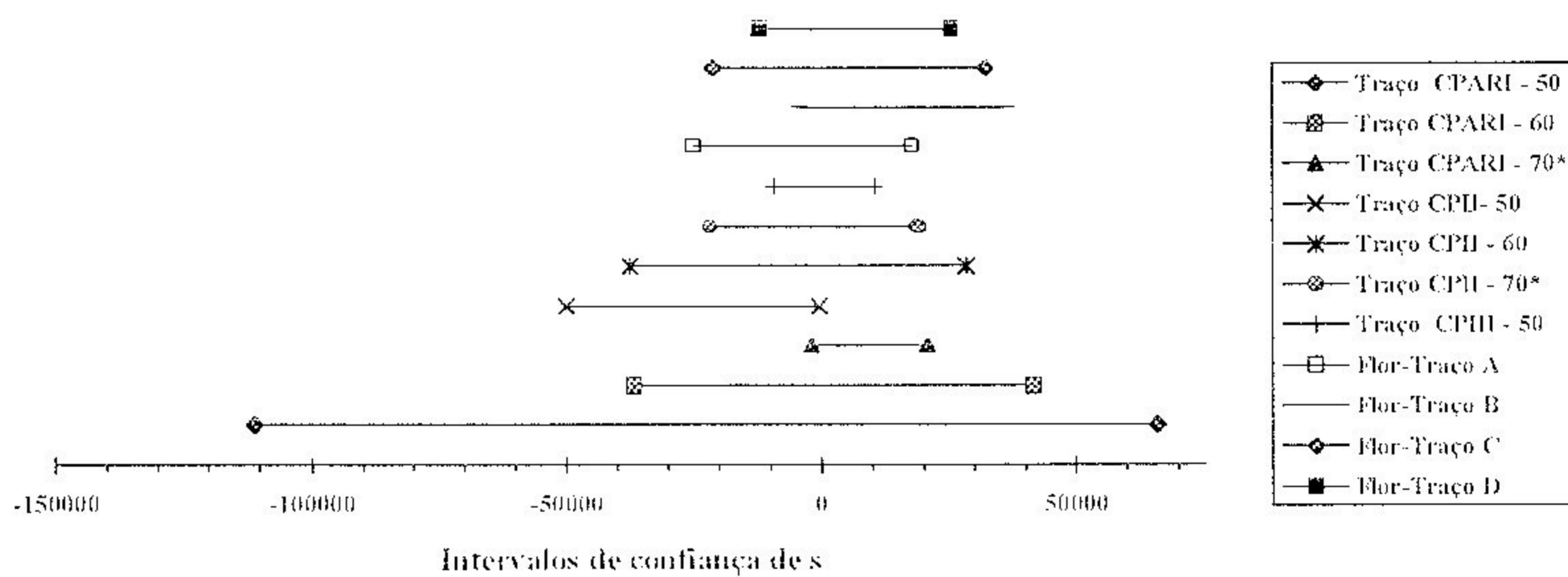


Figura 5.53 - Intervalos de confiança de  $s$

Da tabela 5.28 e das figuras 5.52 e 5.53 pode-se observar que todos os dados, incluindo aqueles obtidos por Flor [10], pertencem a uma única população. Considerando-se então este fato, a seguinte relação foi determinada correlacionando o módulo de elasticidade estático secante à



resistência à compressão uniaxial:

$$E_c = 5445 + 3691\sqrt{f_c} \quad (5.10)$$

O coeficiente de correlação foi de 0,80.

Semelhantemente ao estudo do módulo de ruptura, faz-se a seguir uma avaliação da aplicabilidade da equação 5.10 frente a resultados experimentais obtidos por vários pesquisadores como Lew e Reichard[16], Carrasquillo[19], Shih et al [28] e Oluokun[20]. Esta avaliação será também realizada para equações contidas em diversas normas. Para tal escolheu-se a equação proposta pela norma brasileira NBR 6118/80 [48], bem como pelas normas ACI 318/89 [1] e CEB - FIP MC 90 [37]. A equação proposta pelo comitê do ACI 363 [32], específica para concretos de elevado desempenho, também será incluída neste estudo. A tabela 5.29 e as figuras 5.54 e 5.55 ilustram esta análise.

Tabela 5.29 - Análise comparativa entre os valores do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente e os valores previstos por algumas equações

Autor	Faixa de $f_c$ (MPa)	Presente Estudo		NBR 6118/80		ACI 318/89		ACI 363/92		CEB-FIP MC/90	
		$10 < f_c < 81\text{MPa}$		-		-		$21 < f_c < 83\text{MPa}$		$12 < f_c < 88\text{MPa}$	
		Média cal/obs	Coef. Var. (%)	Média cal/obs	Coef. Var. (%)	Média cal/obs	Coef. Var. (%)	Média cal/obs	Coef. Var. (%)	Média cal/obs	Coef. Var. (%)
Lew e Reichard	9 a 25	0,858	15,031	1,042	7,118	0,830	17,605	0,833	17,713	0,901	11,324
Nilson e Slate	26 a 94	1,031	12,089	1,391	43,135	1,108	18,070	0,996	10,15	1,027	9,960
Carrasquillo	32 a 77	1,236	28,230	1,646	68,032	1,310	35,429	1,190	24,159	1,220	27,000
Shih et alli	24 a 84	1,003	15,847	1,336	38,797	1,064	16,667	0,965	16,017	0,990	17,056
Oluokun	1 a 61	0,911	11,574	1,181	31,616	0,941	21,469	0,853	15,092	0,916	10,233
Ferrari + Flor	10 a 81	1,007	10,358	1,343	37,205	1,069	13,471	0,971	10,371	0,994	10,445
Todos	1 a 94	1,010	15,535	1,338	40,373	1,066	18,742	0,977	15,362	1,002	15,839

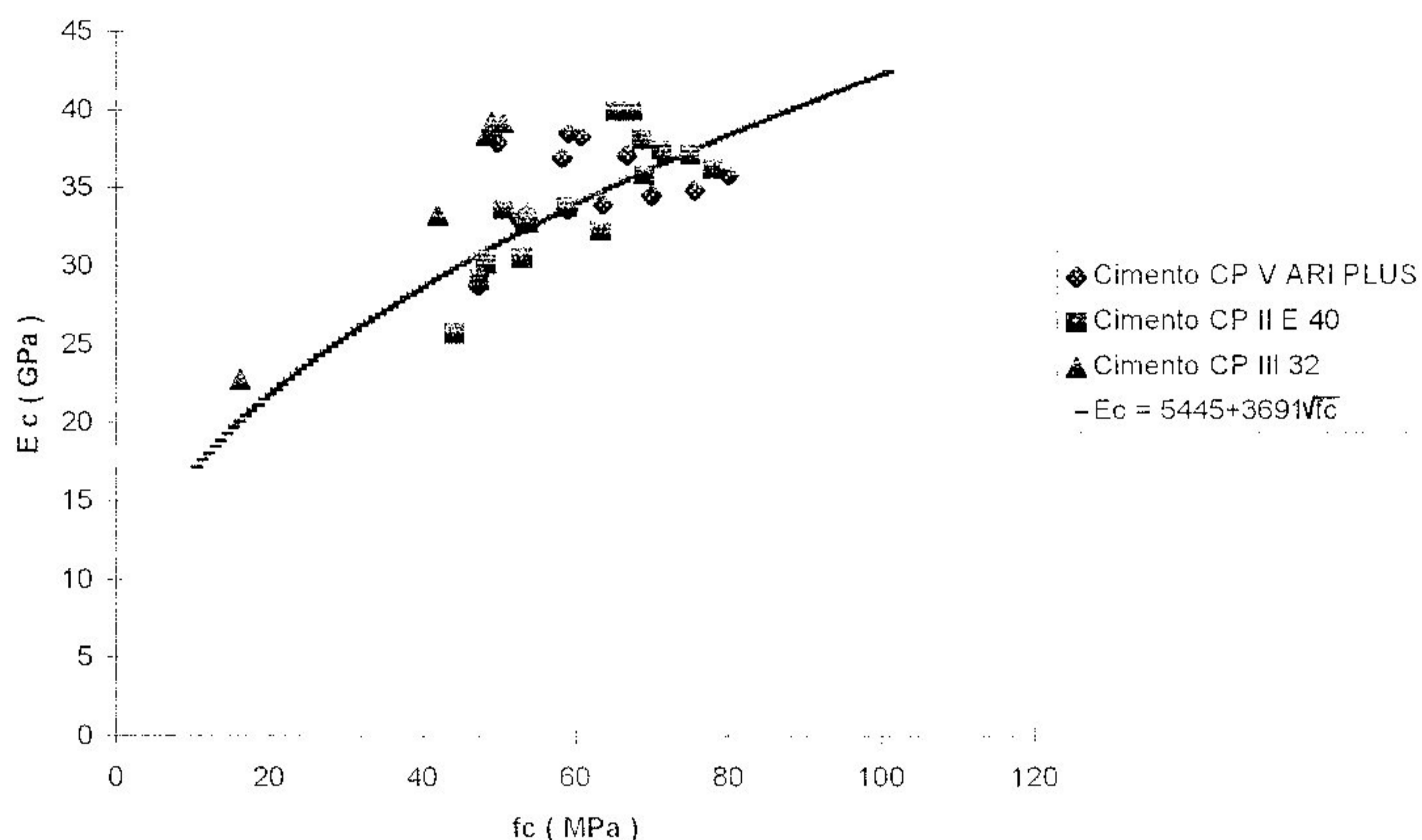


Figura 5.54 - Equação 5.10 x Resultados Experimentais deste Estudo

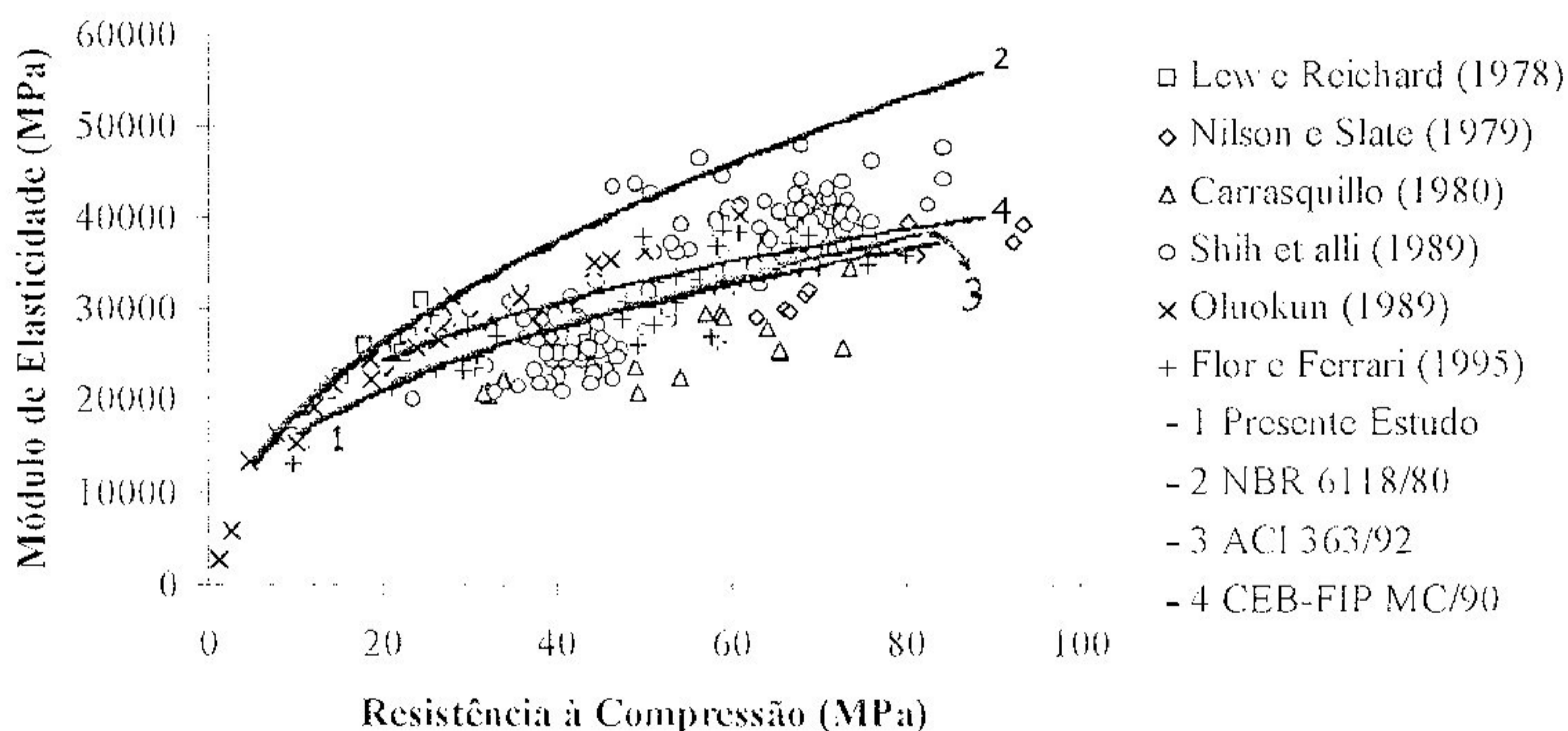


Figura 5.55 - Equação 5.10 x Resultados de outros pesquisadores

A análise da tabela anterior e da figura 5.54 demonstram o quão bem a equação 5.10 representa a relação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão uniaxial dos CEDs produzidos neste estudo. Já a análise da figura 5.55 mostra que a equação proposta neste estudo - equação 5.10 - representa uma boa relação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão uniaxial de concretos produzidos por outros pesquisadores, aproximando-se bastante das equações do ACI 363/92 [32] e CEB-FIP MC/90[37]. Já a equação da

norma brasileira NBR 6118/80 [48] superestima bastante o valor do módulo de elasticidade estático secante em função da resistência à compressão uniaxial do concreto de elevado desempenho. Dessa forma, a equação 5.10 constitui a equação proposta por este estudo para quantificação do módulo de elasticidade estático secante em função da resistência à compressão uniaxial de CEDs.

### 5. 6 Ruptura no CED

Nos diversos ensaios realizados nesta pesquisa, observou-se que a ruptura no CED é, em geral, súbita e explosiva, sobretudo nas idades de 28, 90 e 180 dias após a fabricação do concreto. Porém cada tipo de ruptura apresentou características próprias. Assim, no caso da ruptura por flexão, observou-se certas diferenças no comportamento de amostras de concreto fabricadas com diversos tipos de agregado graúdo. Nos CEDs fabricados com brita calcária a ruptura por flexão ocorreu subitamente ao longo de um plano liso contendo um grande número de agregados fraturados. Já para os CEDs fabricados com brita de gnaiss a ruptura por flexão, também, ocorreu subitamente, mas num plano vertical passando entre o agregado e a argamassa. Neste último caso, o plano de ruptura torna-se mais próximo e paralelo da direção de aplicação da carga.

Já para a ruptura por compressão uniaxial, observou-se que o CED apresenta uma ruptura em forma de cone, do mesmo modo que um concreto convencional, porém explosiva.

A literatura técnica internacional apresenta observações coincidentes às oriundas deste estudo em relação à ruptura súbita, frágil e explosiva dos CEDs. Assim, tais características de ruptura são confirmadas por mais este estudo, considerando CEDs fabricados com materiais comumente encontrados no Brasil.

## 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES \_\_\_\_\_

Neste capítulo estão apresentadas as conclusões referentes ao estudo das propriedades mecânicas do Concreto de Elevado Desempenho (CED). As propriedades mecânicas investigadas foram a resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração determinada através do ensaio de flexão de vigas (módulo de ruptura) e o módulo de elasticidade estático secante nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias. Os concretos fabricados tinham resistências à compressão esperadas aos 28 dias de 50, 60 e 70 MPa. Foram empregados três tipos de cimento: o cimento CP V ARI PLUS, o cimento CP II E 40 e o cimento CP III 32. Como agregado graúdo, utilizou-se a brita calcária para a produção dos CEDs com resistências à compressão iguais a 50 e 60 MPa e a brita gnáissica para produção dos CEDs com resistência à compressão igual a 70 MPa. Como agregado miúdo, utilizou-se areia quartzosa rolada natural e um pedrisco originário do britamento de rochas estáveis. Nos CEDs com resistência à compressão igual a 70 MPa utilizou-se, também, adição de microssílica correspondentes a 8% do peso de cimento da mistura. A análise dos resultados incluiu a evolução das propriedades ao longo do tempo, bem como as correlações entre elas.

### 6.1 Produção do CED

Em função da experiência obtida neste estudo para a produção de um CED, as seguintes observações podem ser feitas:

- Os procedimentos de fabricação de um CED, adensamento do concreto, cura e metodologia de ensaios devem ser sempre rigorosamente os mesmos, assegurando a confiabilidade dos resultados encontrados.
- A definição do traço ótimo visando uma determinada resistência só deve ser concluída após uma série de testes preliminares que incluam

variações no consumo dos diversos componentes, bem como alterações nos procedimentos de mistura.

- O CED sempre requer baixos fatores água-cimento, abaixo de 0,4.
- A determinação da umidade dos agregados é de fundamental importância para o controle do fator água-cimento da mistura. Assim, tal procedimento deve ser sempre executado.
- Na fabricação de um CED um elevado consumo de cimento por metro cúbico de concreto torna-se necessário. Entretanto, o consumo de cimento deve estar limitado ao máximo de 600 quilos por metro cúbico de concreto. Consumos superiores a este valor conduziram a quedas de resistência à compressão e reduziram, até mesmo, a durabilidade do concreto, pois uma fissuração excessiva por retração tornou-se uma constante nestes concretos.
- A quantidade e o momento de lançamento de aditivos superplastificantes devem ser determinados através de ensaios preliminares. No caso particular do aditivo RX 3000 R fabricado pela REAX, a quantidade ótima não deve ser superior a 1% e o momento de lançamento deve ser após a mistura e homogeneização completa dos materiais na betoneira. Desta forma sua performance é maximizada.
- Nas misturas de concreto contendo microssílica um cuidado especial deve ser tomado quanto à diluição desta na água. A diluição da microssílica deve ser completa, sendo que o lançamento da microssílica, aos poucos, na água facilita esta operação. No caso de produção de grandes volumes de concreto com microssílica é recomendável que a mistura e diluição desta na água seja sempre feita por misturadores mecânicos.
- Devido a sua maior coesão, o “slump” de um CED deve ser ligeiramente superior ao recomendado para concretos convencionais para uma mesma trabalhabilidade.

- Um CED em estado fresco apresenta-se mais escuro que o concreto convencional; mas quando endurecido esta diferença desaparece.
- Os CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, para níveis iguais de resistência, sempre exigiram menor consumo de cimento que os demais. Já os CEDs fabricados com cimento CP III 32 sempre exigiram o consumo mais elevado de cimento.
- A adição de 8% de microssílica em relação ao peso de cimento provoca aumentos na resistência à compressão uniaxial do concreto. Isto difere da observação de alguns pesquisadores, segundo os quais, o aumento das resistências só é alcançado para teores de microssílica acima de 10% e com teores de 8% de microssílica apenas a permeabilidade do concreto fica reduzida.
- Para efeito de resistências à compressão obtidas com corpos de prova de dimensões diferentes, deve-se fazer, também, uma série de testes a fim de se determinar a correta relação entre tais resistências. Deve-se considerar que a idade da amostra, o tipo de cimento e a presença de adições como a microssílica influenciam esta relação.

## 6.2 Evolução das Propriedades Mecânicas

A partir deste estudo, algumas conclusões relativas à evolução da resistência à compressão, do módulo de ruptura e do módulo elasticidade estático secante ao longo do tempo podem ser salientadas separadamente para cada tipo de cimento utilizado na fabricação de um CED e para todos juntos. Nos itens seguintes estas conclusões são destacadas considerando cada uma das propriedades investigadas.

## 6.2.1 Resistência à Compressão

### 6.2.1.1 Concretos Fabricados com Cimento CP V ARI PLUS

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- Os desenvolvimentos da resistência à compressão uniaxial ao longo de 180 dias dos traços executados sem microssílica mostraram-se muito semelhantes entre si.
- Os traços fabricados com cimento CP V ARI PLUS sem microssílica apresentaram resistência à compressão uniaxial de 28 dias já na idade de 7 dias.
- Todos os traços fabricados com cimento CP V ARI PLUS apresentaram ganhos de resistência à compressão uniaxial após a idade de 28 dias. Nos traços sem microssílica estes ganhos foram, em média, iguais a 18%. Já no traço com microssílica, o ganho foi menor, igual a 11%, em média.
- A presença de microssílica no CED retarda a taxa de crescimento da resistência à compressão uniaxial.
- O traço com microssílica apresentou ganhos substanciais de resistência à compressão uniaxial - da ordem de 33 %, em média, após a idade de 28 dias - em relação ao traço CP ARI - 50 para um consumo de cimento bem semelhante.

### 6.2.1.2 Concretos Fabricados com Cimento CP II E 40

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, pode-se notar que:

- Os desenvolvimentos da resistência à compressão uniaxial ao longo do tempo dos três traços executados mostraram-se muito semelhantes entre si.
- A resistência à compressão sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias.
- Após 28 dias, a resistência à compressão dos CEDs sem microssílica apresentou um significativo crescimento, cerca de 21%, em média. Não houve diferença significativa entre a resistência à compressão do traço CP II - 50 em relação ao traço CP II - 60 após 28 dias.
- A presença de microssílica no CED não exerceu influência na evolução de sua resistência à compressão.

### 6.2.1.3 Concretos Fabricados com Cimento CP III 32

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial do CED fabricado com cimento CP III 32, pode-se observar que:

- À idade de 7 dias, o valor da resistência à compressão é inferior ao mesmo à idade de 28 dias.
- Após 28 dias, o valor da resistência à compressão é praticamente constante.



#### 6.2.1.4 Todos os Traços

Analisando a evolução ao longo do tempo da resistência à compressão uniaxial de todos os CEDs fabricados neste estudo, pode-se observar que:

- Os concretos fabricados com cimento CP V ARI PLUS, sem microssílica, apresentaram o mais acelerado crescimento da resistência à compressão uniaxial nos primeiros dias. Tais concretos possuem à idade de 7 dias, resistência à compressão igual à apresentada aos 28 dias.
- Após 28 dias, os CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS e CP II E 40 apresentaram um substancial crescimento de suas resistências à compressão.
- O concreto fabricado com cimento CP III 32 apresentou o mais lento crescimento da resistência à compressão uniaxial em todas as idades.
- Adições de microssílica no concreto aumentam significativamente a resistência à compressão uniaxial do concreto. Em ambos os traços os níveis de resistência foram bem similares, sendo que o traço fabricado com cimento CP V ARI PLUS utilizou um consumo de cimento significativamente menor.
- Observou-se que quando a mistura contém microssílica, a influência do tipo de cimento no desenvolvimento da resistência à compressão uniaxial desaparece, já que o crescimento se mostrou o mesmo para os dois tipos de cimento utilizados em cada uma das idades.
- A equação 2.21 proposta pelo CEB - FIP [37] é satisfatória para determinação da resistência à compressão, em idades superiores a 28 dias, de CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS e CP II E 40. Para o CED fabricado com cimento CP III 32, a

equação 2.21 superestima a resistência à compressão nas idades de 90 e, principalmente, 180 dias.

## 6.2. 2 Módulo de Ruptura

### 6.2.2.1 Concretos Fabricados com Cimento CP V ARI PLUS

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- O módulo de ruptura sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias. O mesmo não aconteceu para a resistência à compressão dos traços sem microssílica.
- Após 28 dias, o módulo de ruptura apresentou também um significativo crescimento, cerca de 12%, em média.
- As diferenças percentuais entre os valores do módulo de ruptura dos três traços nas diferentes idades foi da mesma ordem de grandeza que a obtida para a resistência à compressão.
- O crescimento do módulo de ruptura do traço executado com microssílica mostrou-se mais lento que os crescimentos dos traços sem microssílica.
- O traço com microssílica apresentou ganhos significativos do módulo de ruptura em relação ao traço CP ARI - 50 para um consumo de cimento bem semelhante. O mesmo aconteceu para a resistência à compressão.
- O traço com adição de microssílica apresentou ganhos significativos do módulo de ruptura - da ordem de 36%, em média, após 28 dias - em relação ao traço CP ARI- 50 para um consumo de cimento bem semelhante.

### 6.2.2.2 Concretos Fabricados com Cimento CP II E 40

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, pode-se verificar que:

- O valor do módulo de ruptura alcançado à idade de 7 dias é praticamente o mesmo daquele à idade de 28 dias, nos CEDs sem microssílica.
- Após a idade de 28 dias não se observa crescimento do módulo de ruptura.
- A presença de microssílica retarda a evolução do módulo de ruptura nas primeiras idades.
- As diferenças entre o valor do módulo de ruptura do traço com microssílica após a idade de 28 dias em relação aos demais traços foram bem superiores às diferenças obtidas para as resistências à compressão. Enquanto o módulo de ruptura apresentou um aumento de 39%, em média, no traço com microssílica em relação aos demais, após 28 dias, a resistência à compressão apresentou um aumento de apenas 16%, em média, no mesmo período.

### 6.2.2.3 Concretos Fabricados com Cimento CP III 32

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura do CED fabricado com cimento CP III 32, verifica-se que:

- À idade de 7 dias, o valor do módulo de ruptura é significativamente menor que a 28 dias.
- O módulo de ruptura apresentou crescimento após a idade de 28 dias. O mesmo não ocorreu com a resistência à compressão.

#### 6.2.2.4 Todos os Traços

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de ruptura de todos os CEDs fabricados neste estudo, verifica-se que:

- Os concretos, sem microssílica, fabricados com cimento CP II E 40 apresentaram as maiores taxas de crescimento do módulo de ruptura nas primeiras idades - 3 e 7 dias - quando comparadas com as misturas produzidas com cimento CP V ARI PLUS ou CP III 32.
- Os CEDs apresentaram crescimento do módulo de ruptura após 28 dias. Os aumentos mais significativos foram para os concretos produzidos com cimento CP V ARI PLUS e CP III 32.
- A microssílica retardou o crescimento do módulo de ruptura nas primeiras idades, assim como aconteceu com a resistência à compressão uniaxial do CED. Assim as misturas contendo microssílica apresentaram as menores taxas de desenvolvimento do módulo de ruptura nas primeiras idades.

#### 6.2.3 Módulo de Elasticidade Estático Secante

##### 6.2.3.1 Concretos Fabricados com Cimento CP V ARI PLUS

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS, pode-se observar que:

- O módulo de elasticidade estático secante sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias. O mesmo não ocorreu para a resistência à compressão dos traços sem microssílica.

- Após 28 dias, o módulo de elasticidade estático secante praticamente não se alterou.
- A presença de microssílica não exerce influência na evolução do módulo de elasticidade dos CEDs fabricados com cimento CP V ARI PLUS.
- A diferença significativa entre os valores da resistência à compressão dos três traços nas diferentes idades não ocorreu com relação ao módulo de elasticidade estático secante. Neste caso a diferença máxima foi de apenas 10%.
- A adição de microssílica não provocou aumentos significativos dos valores do módulo de elasticidade, mesmo quando tenham ocorrido ganhos substanciais na resistência à compressão.

#### 6.2.3.2 Concretos Fabricados com Cimento CP II E 40

Analizando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante para cada traço dos CEDs fabricados com cimento CP II E 40, pode-se notar que:

- O módulo de elasticidade estático secante sempre apresentou crescimento de seus valores na idade de 28 dias em relação à idade de 7 dias.
- Após 28 dias, o módulo de elasticidade estático secante dos CEDs sem microssílica apresentou um significativo crescimento, cerca de 16%, em média.
- A adição de microssílica só exerceu influência na taxa de crescimento do módulo de elasticidade estático secante destes CEDs após 28 dias.
- Adições de microssílica não provocaram aumentos significativos nos valores do módulo de elasticidade mesmo que tenham ocorrido ganhos substanciais na resistência à compressão.

### 6.2.3.3 Concretos Fabricados com Cimento CP III 32

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante do CED fabricado com cimento CP III 32, pode-se notar que:

- À idade de 7 dias, o valor do módulo de elasticidade estático secante é inferior ao mesmo à idade de 28 dias.
- Após 28 dias, o valor do módulo de elasticidade estático secante é praticamente constante, conforme observado para a resistência à compressão.

### 6.2.3.4 Todos os Traços

Analisando a evolução ao longo do tempo do módulo de elasticidade estático secante de todos os CEDs fabricados neste estudo, pode-se notar que:

- Os CEDs fabricados com cimento CP III 32 apresentaram a menor taxa de desenvolvimento de  $E_c$  nas primeiras idades - até 7 dias - da mesma forma que a resistência à compressão.
- Os CEDs fabricados com cimento CP II E 40 e sem microssílica apresentaram um crescimento substancial do módulo de elasticidade estático secante depois de 28 dias. O mesmo não aconteceu com os demais CEDs fabricados.
- Nos concretos com microssílica, o tipo de cimento não causou nenhuma influência na taxa de desenvolvimento do módulo de elasticidade estático secante.
- A equação 2.24 proposta pelo CEB - FIP [37] é satisfatória para determinação do valor do módulo de elasticidade, em idades superiores a 28 dias, de todos os CEDs fabricados.

### 6.3 Correlação entre as Propriedades Mecânicas

Após extenso estudo estatístico, regressões, através do Método dos Mínimos Quadrados, foram feitas a fim de se determinar correlações entre o módulo de ruptura e a resistência à compressão e entre esta última e o módulo de elasticidade estático secante. Com base neste estudo, as seguintes relações foram obtidas:

- Módulo de ruptura ( $f_r$ ) versus resistência à compressão ( $f_c$ )

$$f_r = 0,1168 \times f_c$$

$$(30 \leq f_c \leq 80 \text{ MPa})$$

É importante frisar que com a equação acima obteve-se boa correlação com resultados experimentais de diversos pesquisadores.

- Módulo de elasticidade estático secante ( $E_c$ ) versus resistência à compressão ( $f_c$ )

$$E_c = 5445 + 3691\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) ;$$

$$(10 \leq f_c \leq 80 \text{ MPa})$$

Comparando a equação acima com a literatura técnica, pode-se concluir que esta equação representa uma boa correlação entre o módulo de elasticidade estático secante e a resistência à compressão uniaxial também de concretos produzidos por outros pesquisadores, aproximando-se bastante das equações do ACI 363/92 [32] e CEB-FIP MC/90 [37]. Já a equação da norma brasileira NBR 6118/80 [48] superestima bastante o valor do módulo de elasticidade estático secante em função da resistência à compressão uniaxial do concreto de elevado desempenho.

#### 6.4 Recomendações para Pesquisas Futuras

Baseado na experiência obtida neste trabalho, faz-se as seguintes sugestões para pesquisas futuras sobre o Concreto de Elevado Desempenho:

- Estudos sobre a durabilidade do CED, sua resistência à corrosão e à abrasão, devido à atual preocupação com a qualidade na engenharia, redução do custo de manutenção e aumento da vida útil das estruturas;
- Estudos sobre concretos fabricados com fibras, considerando-se a questão do aumento da ductilidade do CED e possíveis aumentos da sua resistência à tração;
- Estudos sobre concretos fabricados com rejeitos minerais, particularmente na região de Belo Horizonte; e
- Estudos sobre a deformação lenta e a retração de CEDs, comparando-as com o concreto convencional.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI COMMITTEE 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318 - 89)", American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA, 1989.
- [2] AGNESINI, M.V.C. E SILVA, L.F., "Determinação da Resistência à Compressão do Concreto Empregando-se Corpos - de - Prova Cilíndricos de Dimensões Reduzidas", Anais do 11º Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciências dos Materiais, Aguas de São Paulo, 1991, p. 1325 - 1328.
- [3] ALTMAN, P.C. and MEHIA, P. K., "Effect of Coarse Aggregate Characteristics Mechanical Properties of High Strength Concrete", ACI Material Journal, Volume 87, Número 2, 1990, p. 103 - 107.
- [4] ALMEIDA, I.R., "A Influência dos Agregados", Revista Ibracon, Ano IV, Número 9, S.P., 1994, p. 36 - 41.
- [5] AMARAL, C.K., "Microsílica no Concreto de Cimento Portland", Revista Engenharia Mackenzie, Agosto-Setembro, 1986, p. 15 - 19.
- [6] AZEVEDO, M.T., FILHO, A.F.S. e SILVA, A.S.R., "Estudos e Aplicação do Concreto de Alta Resistência com Microsílica", Revista Ibracon, Ano III, Número 8, S.P., 1993, p. 32 - 36.
- [7] CARRASQUILLO P.M. e CARRASQUILLO R.L., "Evaluation of the Use of Current Practice in the Production of High - Strength Concrete", ACI Materials Journal, Vol. 85, No. 1, 1988, p. 49-54.
- [8] AMARAL FILHO, E.M., "Concretos de Alta Resistência - O futuro das Estruturas", 11º Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto, S.P., 1989, 51p.
- [9] AMARAL FILHO, E.M., "O Material do Ano 2000", Revista Engenharia Mackenzie, S.P., 1984, p. 21 - 25.

- [10] FLOR, J.M., "Propriedades Mecânicas do Concreto de Alta Resistência a Baixas Idades", Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, M.G., 1994.
- [11] GARDNER, N.J. and POON, S.M., "Time and Temperature Effects on Tensile, Bond and Compressive Strengths", Journal of the American Concrete Institute, Vol. 73, No. 6, 1976, p. 405 - 409.
- [12] GIACCIO, G., ROCCO, C., VIOLINI, D., ZAPPITELLI, J. and ZERBINO, R., "High Strength Concretes Incorporating Different Coarse Aggregates", ACI Journal, Volume 89, Número 3, 1992, p. 242 - 246.
- [13] HANSEN, W., "Static and Dynamic Elastic Modulus of Concrete as Affected by Mix Composition and Compressive Strength", Journal of the American Concrete Institute, Vol. 95, No. 7, 1986, p. 115 - 137.
- [14] HOOL, G.A. and PULVER, H.E., "Reinforced Concrete Construction", Fundamental Principles, volume 1, McGraw-Hill Book Company, Inc., Nova Iorque, 1937.
- [15] JOBSE, H.J. and MOUSTAFA, E. S., "Applications of High Strength Concrete for Highway Bridges", Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 29, No. 3, 1984, p. 44 - 73.
- [16] LEW, H.S. and REICHARD, T.W., "Mechanical Properties of Concrete at Early Ages", Journal of the American Concrete Institute, Vol. 75, No. 10, 1978, p. 533 - 542.
- [17] MACEDO, P.H.S., FERREIRA JÚNIOR, S., ANDRADE FILHO, S.A., GROSSI, L.C. e BALTAZAR, M.A.B., "Estudo de Correlações entre as Resistências do Concreto à Compressão Axial, Compressão Diametral e Flexão em Função do Tipo de Textura Superficial do Agregado Graúdo", 23a Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, S.C., Brasil, 1988, p. 1029 - 1050.

- [18] MCNEELY, D.J. and LASH, S.D., "Tensile Strength of Concrete", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 60, No.6, 1963, p. 751 - 761.
- [19] CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H and SLATE, F.O., "Microcracking and Engineering Properties of High Strength Concrete", Report No. 80-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, 1980, 254 p.
- [20] OLUOKUN, F.A., Investigation of Physical Properties of Concrete at Early Ages, UMI Dissertation Information Service, Michigan, USA, 1989, 207p.
- [21] PARROT, L.J., "The Production and Properties of High-Strength Concrete", *Concrete*, 1969, p. 443 - 448.
- [22] PARROT, L.J., "The Properties of High-Strength Concrete", *Cement and Concrete Association*, Technical Report TRA 417, 1969, 14p.
- [23] PAUW, A., "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 57, No. 6, 1960, p. 679 - 688.
- [24] PIMENTA, M.A. e CARMO, J.B.M., "Estudos de Concreto com Microssilica", 12º Encontro Técnico, 1994, 31p.
- [25] RAPHAEL, J.M., "Tensile Strength of Concrete", *ACI Journal*, Vol. 81, No. 2, 1984, p. 158 - 165.
- [26] RASHEEDUZZAFAR, "Influence of Cement Composition on Concrete Durability", *ACI Journal*, Vol. 39, No. 6, 1962, 12p.
- [27] SHAH, S.P. and AHMAD, S.H., "Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete", *PCI Journal*, November-December 1985, p. 92 - 119.

- [28] SHIH, T.S., LEE, G.C. and CHANG, K.C., "On Static Modulus of Elasticity of Normal Weight Concrete ", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 10, 1989, p. 2579 - 2587.
- [29] SINELLI, M., "Corrosão sob Controle", Revista Construção, No. 174, Editora Pini, S.P., 1991, p. 12.
- [30] SOUSA, F.L.S. e DANTAS, F.A.S., "Aumentando a Resistência", Revista Ibracon, Ano I, No. 1, S.P., 1991, p. 24 - 27.
- [31] SOUSA, M., "O Argumento dos Durões - Concreto de Elevado Desempenho", Revista Construção, No. 189, Editora Pini, S.P., 1992, p. 10 - 13.
- [32] ACI COMMITTEE 363, "STATE OF THE ART REPORT ON HIGH STRENGTH CONCRETE, Report No. ACI 363R - 92, 1992, 55 p.
- [33] FIP/CEB, "HIGH STRENGTH CONCRETE", STATE OF THE ART REPORT, Bulletin d' Information No. 197, 1990, 61 p.
- [34] FIP/CEB, "CONDENSED SILICA FUME IN CONCRETE", STATE OF THE ART, 1988, 37 p.
- [35] SWAMY, R.N., "High-Strength Concrete - Material Properties and Structural Behavior", ACI Special Publication 87 - 8, 1985, p. 119 - 146.
- [36] TAMAI, M., "Properties of No - Fines Concrete Containing Silica Fume", ACI Special Publication 114, 1989, p. 799 - 814.
- [37] CEB, "CEB - FIP Model Code 1990 - Final Draft", Lausanne, Switzerland, 1991.
- [38] YOGENDRAN, V., HAQUE, M.N., LANGAN, B.W., and WARD, M.A., "Silica Fume in High-Strength Concrete", ACI Materials Journal, Vol. 84, No. 2, 1987, p. 124 - 129.
- [39] GRIEB, W.E. and WERNER, G., " Comparison of the Splitting Tensile Strength of Concrete with Flexural and Compressive Strengths", Public Roads, Vol. 32, No. 5, 1962, p. 97 - 106.

- [40] NBR 5738 - Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto, Cilíndricos ou Prismáticos (1984).
- [41] NBR 5739 - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos de Concreto (1980).
- [42] NBR 7211 - Agregado para Concreto (1983).
- [43] NBR 7217 - Determinação da Composição Granulométrica dos Agregados (1982).
- [44] NBR 7223 - Concreto-Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone (1982).
- [45] NBR 8522 - Concreto-Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão - Deformação (1984).
- [46] ASTM C 78-75 - Standart Test Method for Flexural Strength Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading) (1982).
- [47] ASTM C 469 - Standart Test Method for Static Modulus of Elasticity (1982).
- [48] NBR 6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado (1980).
- [49] SPIEGEL, M.R., "Estatística", Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1970,580p.
- [50] DRATER, N.R., and SMITH, H., "Applied Regression Analysis", John Wiley & Sons, New York, 1981.

Normas Técnicas Utilizadas para Caracterização dos Materiais

ABNT - NBR 7215 - Ensaio de Cimento Portland (1982).

ABNT - NBR 7219 - Determinação do Teor de Materiais Pulverulentos nos Agregados (1982).

ABNT - NBR 7220 - Avaliação das Impurezas Orgânicas das Areias para Concreto (1982).

ABNT - NBR 7251 - Agregado em Estado Solto, Determinação da Massa Unitária (1982).

ABNT - NBR 9776 - Determinação da Massa Específica de Agregados Miúdos por Meio do Frasco de Chapman (1987).

ABNT - NBR 9937 - Agregados-Determinação da Absorção e da Massa Específica de Agregado graúdo (1987).

## **APÊNDICE A - MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO SECANTE - RESULTADOS DOS ENSAIOS**

Neste apêndice, apresentam-se informações a respeito dos ensaios de módulo de elasticidade estático secante realizados segundo a NBR 8522 [45] em diversas amostras representativas de várias misturas em idades pré-estabelecidas.

Em cada uma das idades pré-estabelecidas - a saber, 3, 7, 28, 90 e 180 dias após a fabricação do concreto - foram ensaiadas duas amostras representativas de sete distintas misturas. Para cada mistura, e considerando cada uma das idades, o mapa de cargas utilizado, bem como as deformações ( $\epsilon$ ) calculadas a partir das leituras de diferença de potencial feitas no aparelho de ensaio estão colocadas nas tabelas a seguir. As deformações ( $\epsilon$ ) colocadas correspondem à média aritmética simples das deformações referentes a dois transdutores acoplados em cada uma das amostras ensaiadas.

## I - Cimento CP II E 40

Tabela I - Memória de Cálculo ( Traço CP II-50 ).

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 44,3$		$f_c = 47,6$		$f_c = 53,9$		$f_c = 68,8$		$f_c = 65,4$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0	0,01	0,02	0,01	0	0,01	0,02	0,01	0	0
1,0 MPa	0	0,01	0,02	0,01	0	0,01	0,02	0,01	0	0
2,0 MPa	0,01	0,02	0,05	0,01	0,06	0,08	0,12	0,09	0,05	0,04
3,0 MPa	0,04	0,05	0,08	0,01	0,09	0,10	0,12	0,11	0,08	0,09
0,1. $f_c$	0,08	0,08	0,10	0,01	0,11	0,12	0,14	0,14	0,10	0,11
0,2. $f_c$	0,26	0,29	0,35	0,26	0,27	0,30	0,38	0,34	0,37	0,32
0,3. $f_c$	0,48	0,45	0,48	0,42	0,45	0,51	0,56	0,49	0,49	0,46
0,4. $f_c$	0,71	0,65	0,69	0,62	0,61	0,70	0,49	0,77	0,70	0,63
0,5. $f_c$	0,86	0,79	0,81	0,78	0,79	0,82	0,61	0,85	0,86	0,78

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.



Tabela II - Memória de Cálculo ( Traço CP II-60 )

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 48,4$		$f_c = 50,7$		$f_c = 58,9$		$f_c = 71,4$		$f_c = 67,5$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0,02	0,01	0,02	0	0,07	0,02	0,03	0,02	0,01	0,01
1,0 MPa	0,02	0,04	0,03	0,04	0,09	0,06	0,07	0,07	0,05	0,06
2,0 MPa	0,04	0,08	0,07	0,07	0,09	0,09	0,10	0,10	0,07	0,08
3,0 MPa	0,10	0,13	0,10	0,09	0,15	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
0,1. $f_c$	0,10	0,13	0,10	0,09	0,15	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
0,2. $f_c$	0,33	0,34	0,30	0,28	0,40	0,35	0,40	0,36	0,37	0,38
0,3. $f_c$	0,38	0,47	0,46	0,44	0,50	0,48	0,52	0,45	0,51	0,46
0,4. $f_c$	0,68	0,61	0,63	0,56	0,68	0,79	0,82	0,73	0,72	0,65
0,5. $f_c$	0,78	0,76	0,71	0,77	0,77	0,82	0,84	0,85	0,83	0,78

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.

Tabela III - Memória de Cálculo ( Traço CP II-70\* )

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 53,1$		$f_c = 63,4$		$f_c = 69,1$		$f_c = 78,2$		$f_c = 75,1$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0,02	0,01	0,03	0,01	0,01	0,01	0	0,01	0,01	0,06
1,0 MPa	0,03	0,04	0,05	0,04	0,09	0,06	0,07	0,07	0,04	0,06
2,0 MPa	0,04	0,09	0,07	0,07	0,10	0,09	0,10	0,11	0,07	0,08
3,0 MPa	0,10	0,13	0,10	0,09	0,15	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
$0,1.f_c$	0,16	0,17	0,13	0,14	0,14	0,16	0,11	0,10	0,22	0,23
$0,2.f_c$	0,32	0,30	0,33	0,32	0,29	0,31	0,36	0,34	0,39	0,32
$0,3.f_c$	0,46	0,39	0,53	0,50	0,49	0,51	0,52	0,51	0,48	0,50
$0,4.f_c$	0,72	0,67	0,85	0,76	0,76	0,73	0,90	0,81	0,77	0,89
$0,5.f_c$	0,78	0,76	0,85	0,80	0,81	0,82	0,90	0,82	0,86	0,90

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.

## II - Cimento CP V ARI PLUS

Tabela IV - Memória de Cálculo ( Traço CP ARI-50 )

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 47,4$		$f_c = 52,8$		$f_c = 49,9$		$f_c = 60,8$		$f_c = 59,2$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0,03	0,01	0,02	0	0,02	0,02	0,04	0	0,02	0,03
1,0 MPa	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06	0,06	0,07	0,06	0,05	0,06
2,0 MPa	0,04	0,08	0,07	0,07	0,09	0,09	0,11	0,10	0,09	0,09
3,0 MPa	0,10	0,13	0,10	0,09	0,15	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
0,1. $f_c$	0,10	0,8	0,10	0,07	0,08	0,10	0,10	0,11	0,08	0,12
0,2. $f_c$	0,32	0,34	0,36	0,38	0,29	0,30	0,32	0,31	0,32	0,35
0,3. $f_c$	0,39	0,45	0,42	0,40	0,33	0,34	0,51	0,48	0,48	0,46
0,4. $f_c$	0,70	0,65	0,62	0,70	0,51	0,52	0,65	0,63	0,65	0,61
0,5. $f_c$	0,79	0,76	0,70	0,77	0,79	0,82	0,86	0,85	0,87	0,86

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.

Tabela V - Memória de Cálculo ( Traço CP ARI-60 )

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 53,6$		$f_c = 59,1$		$f_c = 58,3$		$f_c = 68,9$		$f_c = 66,8$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0,02	0,01	0,02	0,01	0,01	0	0,01	0,01	0,02	0
1,0 MPa	0,02	0,03	0,03	0,04	0,07	0,06	0,07	0,05	0,05	0,06
2,0 MPa	0,07	0,08	0,08	0,07	0,09	0,09	0,11	0,10	0,07	0,09
3,0 MPa	0,10	0,13	0,10	0,09	0,15	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
0,1. $f_c$	0,10	0,08	0,10	0,09	0,08	0,11	0,09	0,08	0,09	0,10
0,2. $f_c$	0,29	0,28	0,30	0,28	0,29	0,28	0,29	0,31	0,33	0,31
0,3. $f_c$	0,33	0,32	0,44	0,41	0,38	0,44	0,51	0,49	0,51	0,54
0,4. $f_c$	0,67	0,62	0,67	0,74	0,68	0,59	0,69	0,76	0,54	0,68
0,5. $f_c$	0,77	0,76	0,70	0,77	0,80	0,82	0,82	0,85	0,80	0,79

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.

Tabela VI - Memória de Cálculo ( Traço CP ARI-70\* )

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 53,3$		$f_c = 63,7$		$f_c = 70,1$		$f_c = 80,1$		$f_c = 75,7$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0,02	0,04	0,04	0	0,03	0,03	0,01	0,06	0,07	0,08
1,0 MPa	0,02	0,06	0,03	0,04	0,09	0,06	0,07	0,06	0,05	0,08
2,0 MPa	0,07	0,08	0,08	0,08	0,10	0,09	0,12	0,10	0,09	0,08
3,0 MPa	0,10	0,13	0,10	0,09	0,15	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
$0,1.f_c$	0,10	0,11	0,14	0,09	0,14	0,12	0,12	0,12	0,15	0,13
$0,2.f_c$	0,35	0,34	0,36	0,34	0,42	0,41	0,45	0,46	0,47	0,46
$0,3.f_c$	0,38	0,47	0,46	0,44	0,50	0,48	0,52	0,45	0,51	0,46
$0,4.f_c$	0,73	0,82	0,69	0,73	0,87	0,79	0,89	0,94	0,97	0,89
$0,5.f_c$	0,78	0,86	0,81	0,77	0,97	0,87	0,94	0,95	0,99	0,96

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.

## I - Cimento CP III 32

Tabela VII - Memória de Cálculo ( Traço CP III-50 )

Tensão	Deformações ( $\varepsilon$ )									
	3 dias		7 dias		28 dias		90 dias		180 dias	
	$f_c = 16,3$		$f_c = 42,0$		$f_c = 48,4$		$f_c = 50,7$		$f_c = 49,1$	
	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2	CP 1	CP 2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5MPa	0,02	0,01	0,01	0	0,01	0,03	0,01	0,02	0,04	0,03
1,0 MPa	0,02	0,04	0,03	0,04	0,07	0,06	0,07	0,06	0,05	0,08
2,0 MPa	0,04	0,06	0,07	0,07	0,07	0,09	0,10	0,10	0,09	0,08
3,0 MPa	0,05	0,07	0,07	0,09	0,08	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12
0,1. $f_c$	0,06	0,07	0,07	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,08	0,11
0,2. $f_c$	0,13	0,12	0,30	0,31	0,29	0,28	0,28	0,25	0,30	0,30
0,3. $f_c$	0,38	0,47	0,46	0,44	0,50	0,48	0,52	0,45	0,51	0,46
0,4. $f_c$	0,30	0,25	0,53	0,47	0,53	0,50	0,55	0,49	0,55	0,50
0,5. $f_c$	0,32	0,31	0,74	0,70	0,69	0,68	0,74	0,68	0,80	0,71

Obs. :  $f_c$  em MPa.

$\varepsilon$  em  $10^{-3}$  mm/mm.