

**EFEITO DO CARREGAMENTO PRECOCE
NA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**

FRANCISCO MÁRCIO DE CARVALHO

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

ORIENTADORA: Profa. Dra. Ana Lúcia H.C. El Debs

São Carlos

1997




FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **FRANCISCO MARCIO DE CARVALHO**

Dissertação defendida e aprovada em 17-06-1997
pela Comissão Julgadora:



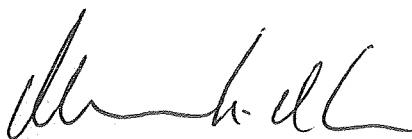
Prof. Doutora **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCE EL DEBS** (Orientadora)
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **VÍTOR ANTONIO DUCATTI**
(Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP)



Prof. Associado **MOUNIR KHALIL EL DEBS**
Coordenador da Área de Engenharia de Estruturas



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Ofereço aos meus Pais e aos
meus irmãos, verdadeiros amigos e
companheiros de toda a vida

AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo.

A Professora Ana Lúcia, pela orientação, amizade, atenção e compreensão ao longo deste trabalho.

Ao Professor Toshiaky Takeya, pela paciência, e apoio durante a fase inicial dos ensaios e ao amigo Ismael Wilson Cadamuro Júnior, pelo seu companheirismo e amizade fiel ao longo deste trabalho.

Aos amigos Sérgio Proença e Rosi, pessoas de boa vontade.

Aos amigos Eduardo, Adriano, Ricardo, Danilo e Gustavo pela acolhida na cidade de São Carlos.

A todos os professores, colegas e funcionários do Departamento de Estruturas da EESC-USP pelo apoio, amizade e sugestões sempre bem vindas ao longo deste trabalho.

Ao CNPq, pela bolsa de estudo concebida, sem a qual não seria possível a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	v
RESUMO.....	vii
<i>ABSTRACT</i>	viii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA.....	1
1.2 OBJETIVO DO TRABALHO.....	2
1.3 RESUMO DOS CAPÍTULOS.....	3
2 ESTRUTURA DO CONCRETO.....	4
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 ÁGUA NA PASTA ENDURECIDA.....	7
2.3 ZONA DE TRANSIÇÃO.....	8
2.3.1 Resistência da Zona de Transição.....	9
2.4 RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO.....	12
2.5 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NA CURA DO CONCRETO.....	13
3 DEFORMAÇÕES DEPENDENTES DO TEMPO.....	15
3.1 RETRAÇÃO E EXPANSÃO.....	15
3.2 RETRAÇÃO POR SECAGEM.....	16
3.3 MICROFISSURAÇÃO EM FUNÇÃO DA RETRAÇÃO.....	18
3.4 FATORES QUE INFLUENCIAM A RETRAÇÃO.....	19
a) Tipo de Agregado.....	19
b) Umidade.....	20
c) Relação Água-Cimento.....	20
d) Tipo de Cimento.....	20
3.5 FLUÊNCIA.....	21
3.5.1 Fatores que Afetam a Fluência.....	26
a) Tipo de Agregado.....	26

b) Tempo e Porosidade.....	27
c) Consumo de Cimento e Água.....	27
d) Idade de Aplicação da Carga.....	27
3.5.2 Fluência Recuperável.....	28
3.5.3 Fatores que Afetam a Fluência Recuperável.....	30
a) Efeito do Agregado.....	30
b) Ações de Longa Duração.....	31
3.6 MICROFISSURAÇÃO SOB AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO.....	31
3.7 AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO.....	33
3.8 EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO.....	36
3.9 CÁLCULO DA FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO.....	38
3.9.1 Segundo o CEB-FIP MODEL CODE 1990.....	38
3.9.1.1 Parâmetros que Afetam a Fluência.....	38
a) Idade de Carregamento.....	38
b) Efeito da Temperatura na Maturidade.....	39
c) Módulo de Elasticidade.....	39
d) Desenvolvimento da Resistência e Módulo de Elasticidade com o tempo.....	40
e) Resistência à Tração.....	41
f) Fluência sob Tensões que não excedem 40% da Resistência Média à Compressão.....	42
g) Efeito do Tipo de Cimento na Fluência.....	43
h) Retração.....	44
3.9.2 Segundo o ACI COMMITTEE-209.....	45
a) Fluência.....	45
b) Retração.....	45
4 INFLUÊNCIA DO EFEITO CONSTRUTIVO INCREMENTAL EM EDIFÍCIOS ALTOS.....	47
4.1 INTRODUÇÃO.....	47
4.1.1 Segundo SORIANO & FONTE (1989).....	49
4.1.2 Segundo CORRÊA & RAMALHO (1993).....	55

4.1.3 Segundo GARDNER & FU (1987).....	60
4.1.4 Segundo MOSSALAM & CHEN (1992).....	66
4.1.5 Segundo ZAPATA & BAZANT (1986).....	70
4.1.6 Segundo LIU & CHEN (1987).....	72
5 ANÁLISE INCREMENTAL DE UM PÓRTICO PLANO.....	78
5.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA.....	78
5.2 METODOLOGIA.....	79
5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	88
6 ENSAIO DE FLUÊNCIA.....	92
6.1 DESCRIÇÃO DO ENSAIO.....	92
6.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	93
6.3 INSTRUMENTAÇÃO.....	95
6.4 PROCEDIMENTO DO ENSAIO.....	99
6.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	100
7 CONCLUSÕES.....	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Agregado graúdo envolvido numa matriz de argamassa.....	6
FIGURA 2 - Estrutura interna do concreto.....	7
FIGURA 3 - Comportamento tensão-deformação da pasta, agregado e concreto.....	11
FIGURA 4 - Fases do processo de microfissuração do concreto.....	11
FIGURA 5 - Desenvolvimento da retração e da expansão com o tempo	17
FIGURA 6 - Retração em função do processo da alternativa da molhagem e secagem do concreto.....	18
FIGURA 7 - Curva tensão-deformação do concreto.....	22
FIGURA 8 - Recuperação instantânea e fluência recuperável.....	29
FIGURA 9 - Desenvolvimento da deformação sob carga constante de longa duração.....	32
FIGURA 10 - Influência da duração do carregamento.....	35
FIGURA 11 - Curva tensão-deformação característica para algumas durações de carregamentos de compressão	36
FIGURA 12 - Procedimento de construção “de baixo para cima” numa simulação em um pórtico plano.....	50
FIGURA 13 - Simulação construtiva “de cima para baixo”.....	51
FIGURA 14 - Pórtico plano analisado e cargas atuantes	52
FIGURA 15 - Momentos fletores ao longo da altura do edifício	53
FIGURA 16 - Momentos fletores ao longo da altura do edifício	54
FIGURA 17 - Cronograma de concretagem utilizando o sistema de formas ENCOL.....	56
FIGURA 18 - Pavimento analisado e posicionamento dos escoramentos.....	57
FIGURA 19 - Pavimento tipo analisado em elementos finitos	58
FIGURA 20 - Simulação construtiva com três níveis de formas.....	62
FIGURA 21 - Simulação construtiva de uma escora e duas reescoras.....	63
FIGURA 22 - Elevação do modelo analisado	67

FIGURA 23 - Sistema de formas para o modelo analisado	68
FIGURA 24 - Momentos nas vigas em função do processo construtivo e análise convencional da estrutura	69
FIGURA 25 - Modelo de pavimento com os escoramentos	71
FIGURA 26 - Modelo de cálculo proposto	73
FIGURA 27 - Modelo de pórtico analisado	81
FIGURA 28 - Momentos fletores do modelo de análise 1.....	82
FIGURA 29 - Momentos fletores do modelo de análise2.....	82
FIGURA 30 - Força cortante do modelo de análise 1.....	82
FIGURA 31 - Força cortante do modelo de análise 2	83
FIGURA 32 - Momentos fletores positivos nas vigas do modelo de análise 1.....	84
FIGURA 33 - Momentos fletores positivos nas vigas do modelo de análise 2.....	84
FIGURA 34 - Momentos fletores negativos nas vigas do modelo de análise 1.....	85
FIGURA 35 - Momentos fletores negativos nas vigas do modelo de análise 2.....	85
FIGURA 36 - Força cortante nas vigas do modelo de análise 1.....	85
FIGURA 37 - Força cortante nas vigas do modelo de análise 2.....	86
FIGURA 38 - Deslocamentos nodais verticais do modelo de análise 1.....	87
FIGURA 39 - Deslocamentos nodais verticais do modelo de análise 2.....	87
FIGURA 40 - Comparação dos deslocamentos nodais verticais entre os dois modelos de análise.....	88
FIGURA 41 - Geometria básica do pórtico	95
FIGURA 42 - Pórtico metálico (detalhe)	96
FIGURA 43 - Detalhe dos macacos utilizados	96
FIGURA 44 - Extensômetros instalados ao equipamento de ensaio	97
FIGURA 45 - Bomba utilizada nos ensaios (detalhe)	97
FIGURA 46 - Detalhes dos corpos de prova	98
FIGURA 47 - Detalhe da caixa comutadora	98

LISTA DE TABELAS

TABELA 01 - Momentos fletores no pilar P1.....	53
TABELA 02 - Forças normais atuantes nos pilares (seção abaixo do pavimento tipo).....	58
TABELA 03 - Reações nos pilares por serviços executados	59
TABELA 04 - Forças normais resistentes nos pilares	60
TABELA 05 - Relação de flechas de longa duração ao longo dos anos	61
TABELA 06 - Comparação das medições e equações propostas	65
TABELA 07 - Relação das flechas calculadas	72
TABELA 08 - Comparação dos resultados A e B por diferentes métodos.....	75
TABELA 09 - Comparação entre os exemplos A e B	76
TABELA 10 - Esforços solicitantes para os pilares	81
TABELA 11 - Momentos fletores atuantes nas vigas	83
TABELA 12 - Deslocamentos nodais dos andares	86
TABELA 13 - Resultados dos ensaios a compressão	94
TABELA 14 - Resultados dos ensaios à idade de 5 dias	100
TABELA 15 - Resultado dos ensaios à idade de 7 dias	100

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI - American Concrete Institute

CEB - Comitê Europeu do Concreto

NBR - Norma Brasileira Registrada

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	- Área de Concreto
C_t	- Coeficiente de fluência no tempo t
C_u	- Fluência última
$E_c (28)$	- Módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias
$E_c (t)$	- Módulo de elasticidade do concreto à idade t
e	-Exponencial
E_0	- Módulo de elasticidade assintótico
E_w	- Módulo de elasticidade da madeira
f_{cm}	- Resistência média à compressão aos 28 dias
$f_{cm} (t)$	- Resistência média à compressão à idade t
f_{ck}	- Resistência característica à compressão cilíndrica
f_{ctk}	- Valor característico da resistência à tração do concreto
$f_{ctk, min}$	- Valor mínimo característico de resistência a tração axial
$f_{ctk, max}$	- Valor máximo característico de resistência à tração axial
h_0	-Espessura fictícia do elemento
h_{ref}	- Espessura de referência
$J (t, t')$	- Função fluência
$J_w (t-t^*)$	- Função fluência da madeira
RH	- Umidade relativa
S	- Coeficiente que depende do tipo de cimento
t_0	- Idade de carregamento
t_T	- Idade ajustada do concreto para a temperatura
α	- Coeficiente que relaciona o tipo de cimento
$\sigma_c(t_0)$	- Tensão de compressão no tempo t_0
β_c	- Coeficiente que mede o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento
$\beta_c (t-t_0)$	- Coeficiente que mede o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento no tempo inicial

- $\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente que mede o desenvolvimento da fluência com o tempo
- β_H - Função da espessura fictícia e da umidade relativa
- β_s - Coeficiente relacionado ao tipo de endurecimento do cimento
- $\beta(t_0)$ - Coeficiente relacionado ao tipo de endurecimento do cimento no tempo t
- $\beta(t-t_s)$ - Função que descreve o desenvolvimento da retração ou expansão com o tempo
- δ_c - Flecha de construção
- $\delta_c(t_0)$ - Tensão introduzido no tempo t_0
- δ_L - Flecha de longa duração
- δ_S - Flecha de serviço
- γ_c - Fator de correção
- φ_0 - Coeficiente de fluência
- $\varphi(t, t_0)$ - Taxa de fluência para a deformação instantânea
- φ_u - Coeficiente de fluência último
- u - Perímetro da seção em contato com a atmosfera
- ϕ_{wt} - Coeficiente de fluência da madeira
- $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ - Retração do concreto num tempo t
- $\epsilon_c(t)$ - Deformação do concreto para a idade t_0
- ϵ_{cs0} - Retração fictícia
- $(\epsilon_{cs})_u$ - Retração última do concreto
- ϵ_{sh} - Retração
- ϵ_{shu} - Retração última
- Δ_{ti} - Número de dias em que a temperatura prevalece, em graus Celsius

RESUMO

CARVALHO, F. M. (1997). *Efeito do carregamento precoce na segurança das estruturas de concreto*. São Carlos, 1997. 108p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho, são estudados o comportamento da estrutura do concreto, suas características reológicas e os processos que envolvem a construção de edifícios usuais. Procurou-se através de uma análise estrutural e ensaios de fluência, analisar e discutir os processos construtivos e a sua interferência nos esforços finais das estruturas; quer-se com isso, analisar os aspectos relacionados a cargas atuantes na estrutura em uma idade precoce de resistência e uma possível queda da sua resistência ao longo do tempo devido à aceleração dos processos construtivos.

Palavras-Chave: concreto armado; processos construtivos; carregamento precoce.

ABSTRACT

CARVALHO, F. M. *Effect of the early loading in security of the concrete structures.*
São Carlos, 1997. 108p. Dissertação(Mestrado) - Escola de Engenharia de São
Carlos, Universidade de São Paulo.

This work deals with the behavior of the concrete in building structures, its rheological properties and the procedures involved in the construction process. Making use of structural analysis and creep tests, to analyse and discuss the construction sequence and its role in the final value of the moments and displacements of the systems; it was intended to analyze some aspects related to the loading of the concrete structure in early ages and a possible drop in its strength because of the increasing velocity of the construction process.

Keywords: reinforced concrete; construction process; early loading.

1 INTRODUÇÃO

1.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

Os problemas patológicos de uma estrutura em uma idade precoce é enormemente influenciada por um grande número de fatores incluindo as cargas, a geometria e as propriedades materiais dos edifícios e os métodos de construção.

Para um edifício construído a uma certa velocidade de construção, em que os sistemas de cimbramentos e os reescoramentos posicionados nas lajes do pavimento com baixa rigidez, e recebem as cargas durante a construção, pode ocorrer uma probabilidade de ruína estrutural .

Dessa maneira, é de suma importância uma investigação desse fato. Verifica-se que, usualmente, no caso de edifícios altos de concreto armado, o ciclo de construção é caracterizado por um número de dias requeridos para a construção de um novo piso ou pavimento. Neste tipo de construção, as formas são usualmente removidas antes que a estrutura tenha a sua rigidez completamente adquirida.

Em vista disso, em função da velocidade de construção das estruturas dos edifícios atuais, as cargas adicionais associadas com a construção de um novo piso são transferidas aos pisos inferiores pelos sistemas de cimbramentos. Em virtude disso, sabendo-se que a rigidez real de tais pavimentos ou estruturas são muito menores do que os valores adotados em projeto, pode ocorrer uma tendência ,que os pisos não suportem tais cargas.

Outro fator preocupante nos procedimentos de construção dos edifícios e probabilidade de ruína de tais pisos, está no fato da natureza dependente do tempo do comportamento do concreto ao longo do tempo. Verifica-se que a variedade da natureza das cargas de construção, operações de construção e as incertezas adicionais associadas com a colocação da carga durante a construção, e ainda, com uma

possível queda da resistência do concreto ao longo do tempo, pode causar na estrutura problemas significativos.

Essa situação contribui para a elevação dos riscos de ruína durante a construção. Em virtude disso, uma combinação indesejada de ações elevadas com baixas resistências do concreto pode vir a ocorrer na estrutura em questão.

A questão que surge, então, é a seguinte: até quando esse prazo pode ser diminuído sem que se provoquem danos irreversíveis nos materiais? Em outras palavras, será que esse material, o concreto, carregado numa idade prematura atingirá a resistência para ele prevista em projeto? Será que a sua microestrutura sofrerá alguma alteração significativa em função das possíveis ações atuantes nessa idade que leve ao comprometimento da estrutura num estágio mais avançado em termos de idade?

1.2 OBJETIVO

Este projeto de pesquisa tem por objetivo fazer um estudo exploratório, através de análises dos sistemas contrutivos e ensaios experimentais, para tentar avaliar se o efeito da queda da resistência do concreto é significativa, e, caso afirmativo, obter alguma correlação para quantificá-lo; ou, em outras palavras, tentar obter um indicativo para se saber até quando se pode diminuir o prazo da entrada em carga de uma estrutura, sem provocar danos irreversíveis.

Ou seja, se a perda de resistência do concreto carregado jovem for significativa, espera-se obter alguns valores dessa redução, que possibilitem uma recorrência matemática que possa ser usada como um indicativo para o projetista. Além disso como esse é um estudo exploratório, seus resultados podem ainda sinalizar para a abertura de pesquisas mais aprofundadas sobre o assunto, onde outras variáveis possam ser consideradas. Foram moldados corpos de prova com 5 dias de idade e 7 dias de idade, para verificar a influência da queda da resistência do concreto sob carga de longa duração, procurando-se verificar uma possível queda da sua resistência ao longo do tempo. Para isso foram carregados corpos de prova com uma

parcela de 30% da sua resistência, colocados sob carga durante 28, 63 e 90 dias respectivamente.

1.3 RESUMO DOS CAPÍTULOS

No Capítulo 2 é feito um relato das características da estrutura do concreto, em relação aos fatores que afetam a sua estrutura interna. No Capítulo 3, trata-se das deformações dependentes do tempo, tais como a retração e a deformação lenta no concreto. O Capítulo 4 mostra uma revisão bibliográfica a respeito da influência do carregamento construtivo incremental. São feitas algumas análises levando-se em consideração tal procedimento de construção e suas possíveis interferências no andamento estrutural da construção a uma idade precoce em termos de resistência. Nessas análises são adotados modelos de colocação da carga e passos de construção.

são feitas então, análises em modelos de estruturas em que se tenta averiguar o efeito do carregamento incremental nas estruturas. O capítulo 5 faz uma análise de um pórtico plano levando-se em consideração os sistemas construtivos ao longo da construção da estrutura, sem levar em conta a retração e a fluência no processo de análise em questão. O Capítulo 6 trata dos ensaios de fluência em corpos de prova de concreto, em que se procura evidenciar a queda da resistência ao longo do tempo nas estruturas em função do carregamento precoce atuante. O Capítulo 7 fica reservado para as análises e conclusões do trabalho.

2 ESTRUTURA DO CONCRETO

2.1 INTRODUÇÃO

A estrutura do concreto exerce grande influência tanto sobre a resistência mecânica como sobre a deformabilidade das peças de concreto. Segundo **MEHTA & MONTEIRO (1994)**, o concreto possui uma estrutura muito heterogênea e complexa, e, conseqüentemente, estabelecer modelos exatos para prever o comportamento do material com segurança é muito difícil, sendo então muito importante um conhecimento das propriedades do concreto para se entender e ter certo controle sobre esse material.

O cimento Portland anidro é um pó cinza que consiste de partículas angulares, sendo produzido pela moagem do clínquer com uma pequena quantidade de sulfato de cálcio. O clínquer é uma mistura heterogênea de vários minerais produzidos em reações a alta temperatura, entre os quais óxido de cálcio, óxido de ferro, sílica e alumínio.

Quando o cimento é disperso em água, o sulfato de cálcio e os compostos de cálcio formados a alta temperatura tendem a entrar em solução e a fase líquida torna-se rapidamente saturada em várias espécies iônicas.

Após alguns minutos de hidratação do cimento, aparecem os primeiros cristais de sulfoaluminatos de cálcio hidratados, que ocupam cerca de 15 a 20% do volume de sólidos na pasta endurecida, e conseqüentemente desempenham um papel menor nas relações estrutura-propriedade.

Algumas horas mais tarde, cristais prismáticos grandes de hidróxido de cálcio, que constituem cerca de 20 a 25% do volume de sólidos na pasta hidratada, e pequenos cristais de silicatos de cálcio hidratados começam a preencher o espaço

vazio ocupado inicialmente pela água, e pelas partículas de cimento em dissolução; essa fase constitui-se de 50 a 60% do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland hidratado, e é conseqüentemente a mais importante na determinação das propriedades da pasta.

Esse material, de acordo com NEVILLE (1982), é freqüentemente citado como gel de cimento, e é uma massa coloidal coesiva de cimento hidratado de alta resistência. As partículas anidras de cimento têm tendência a se atraírem e formar flocos, os quais aprisionam uma grande quantidade da água de mistura, sendo a relação água-cimento a principal fonte da evolução da estrutura porosa e heterogênea do concreto.

Isso ocorre durante os primeiros minutos subseqüentes à mistura; a velocidade de reação é elevada, formando um filme de gel nas superfícies dos grãos de cimento. O gel de cimento se deposita nas partes maiores dos grãos de cimento, bem como as partículas de clínquer e os cristais de hidróxido de cálcio.

De acordo com AVRAN et al. (1981), com o prosseguimento da formação do gel, o processo de hidratação cria pontes entre os grãos endurecidos, sendo um processo contínuo. Essencialmente, essa estrutura representa um sistema multi-fásico, incluindo as partículas de cimento não-hidratadas: uma matriz contínua de gel de cimento, durante a formação e processo de cristalização, e pequenos ou grandes vazios, chamados poros capilares, preenchidos parcialmente com água, sendo que a sua porcentagem do volume depende do estágio de secagem do cimento e da espessura e posição dos vazios.

Esses poros da massa do gel de cimento correspondem a aproximadamente 28% da mistura, sendo a origem de sua resistência não muito conhecida; provavelmente deriva de dois tipos de forças de coesão, que são as forças de atração físicas entre as superfícies sólidas, e as forças provenientes das ligações químicas que dão a sua contribuição para a resistência da pasta de cimento endurecida.

Do exame de uma seção transversal de concreto, as duas fases que podem ser facilmente distinguidas são as partículas de agregado de tamanho e forma variados, e o meio ligante composto de uma massa contínua da pasta endurecida.

De acordo com **MEHTA & MONTEIRO (1994)**, a nível macroscópico o concreto pode ser considerado como um material bifásico constituído pelas partículas de agregado dispersas em uma matriz de cimento, como mostra a Figura 1 seguinte.

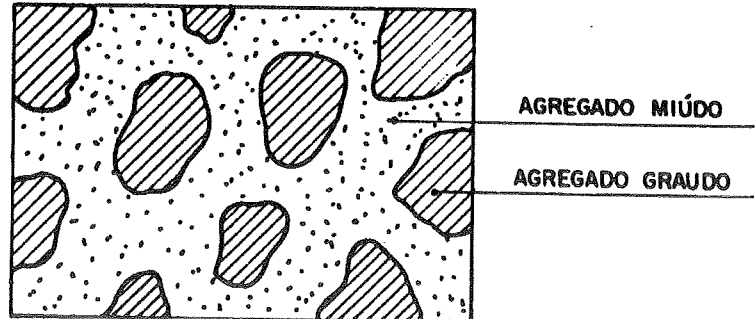


FIGURA 1- Agregado Graúdo Envolvido numa Matriz de Argamassa

Este modelo é suficiente para justificar a maioria dos fenômenos ligados à ruptura do concreto nos chamados ensaios rápidos, cuja duração máxima é da ordem de 20 minutos.

No estudo da deformabilidade do concreto deve-se levar em conta a heterogeneidade da matriz de argamassa, que é uma pasta de cimento endurecida que envolve e aglutina os agregados, contendo os seguintes componentes: agregado graúdo, agregado miúdo, grãos de cimento não-hidratados, regiões com uma estrutura do gel, poros contendo ar e água, e uma matriz contínua contendo principalmente uma estrutura cristalina produzida pelo gel seco e endurecido, como mostra a Figura 2 seguinte.

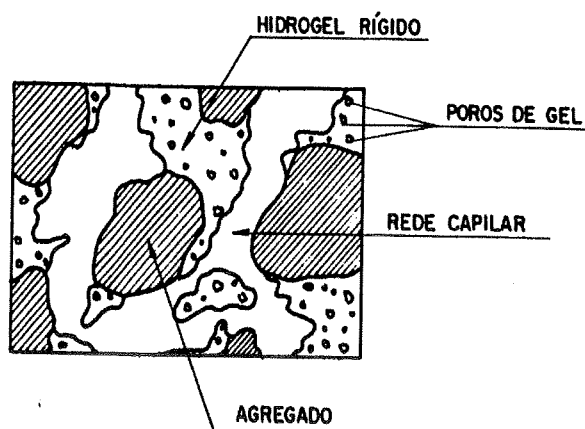


FIGURA 2 - Estrutura Interna do Concreto

De acordo com NEVILLE (1982), em qualquer estágio de hidratação, os poros capilares representam o volume bruto que não foi ocupado pelos produtos da hidratação, sendo que a porosidade capilar da pasta de cimento depende da relação água-cimento, do tipo da mistura e do grau de hidratação. Os poros capilares formam um sistema interconectado distribuído aleatoriamente pela pasta de cimento, sendo os primeiros responsáveis pela permeabilidade da pasta de cimento.

2.2 ÁGUA NA PASTA ENDURECIDA

A água no interior do concreto pode ser classificada em diversos tipos, baseado no grau de dificuldade ou de facilidade com a qual ela pode ser removida. Uma vez que existe uma perda contínua da pasta de cimento saturada com a diminuição da umidade, a linha divisória entre os diferentes tipos de água não é rígida. Além do vapor nos poros vazios ou parcialmente preenchidos, a água na pasta existe nos seguintes estados:

- água capilar: pode evaporar à temperatura ambiente, formando uma rede capilar, podendo ser descrita como a água que está livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida; pode ser dividida em água livre, cuja remoção não causa qualquer variação de volume, e a água retida por tensão capilar, cuja remoção pode causar a retração do sistema;

- água adsorvida pelo gel: é a água que está próxima à superfície do sólido, sob a influência das forças de atração; as moléculas de água estão fisicamente adsorvidas na superfície da pasta. A perda da água adsorvida é a principal responsável pela retração da pasta na secagem;

- água quimicamente combinada: é a chamada água não-evaporável; esta água não é perdida na secagem, e sofre uma redução de volume de cerca de 25%. Essa retração provoca o aparecimento de poros cheios de ar, podendo ser considerada como uma retração, pois ocorre quando o concreto ainda está em estado plástico.

2.3 ZONA DE TRANSIÇÃO

Com base na descrição dada por MEHTA & MONTEIRO (1994), pode-se ter algum entendimento das características estruturais da zona de transição, acompanhando-se a seqüência do seu desenvolvimento a partir do momento em que o concreto é lançado.

Primeiro, em concreto recentemente compactado, um filme de água ao redor das partículas grandes de agregado. Isto pode levar a uma relação água-cimento mais elevada na proximidade do agregado graúdo do que longe dele, isto é, na matriz de argamassa.

Em seguida, analogamente à matriz, os íons de cálcio, sulfato, hidroxila, e aluminato formados pela dissolução dos compostos de sulfato de cálcio e de aluminato de cálcio, combinam-se para formar etringita e hidróxido de cálcio.

Devido à relação água-cimento elevada, estes produtos cristalinos vizinhos ao agregado graúdo consistem de cristais relativamente grandes, e conseqüentemente, formam uma estrutura mais porosa do que na matriz de pasta de cimento ou na matriz de argamassa. Os cristais em placa de hidróxido de cálcio tendem a formar-se em camadas orientadas, por exemplo, perpendicular à superfície do agregado. Finalmente, com o progresso da hidratação, o gel pouco cristalizado e uma segunda geração de cristais menores de etringita e de hidróxido de cálcio começam a

preencher os espaços vazios entre o reticulado criado pelos cristais grandes de etringita e de hidróxido de cálcio. Isto ajuda a aumentar a densidade e, conseqüentemente, a resistência da zona de transição.

2.3.1 Resistência da Zona de Transição

Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), como no caso da pasta, a causa da adesão entre os produtos de hidratação e a partícula de agregado são as forças de atração de Van der Waals; portanto, a resistência da zona de transição em qualquer ponto depende do volume e do tamanho do vazios presentes. Mesmo para concreto de baixa relação água-cimento, nas primeiras idades, o volume e tamanho de vazios na zona de transição serão maiores do que na matriz de argamassa; conseqüentemente, a zona de transição é mais fraca em resistência.

Contudo, com o aumento da idade, a resistência da zona de transição pode tornar-se igual ou mesmo maior do que a resistência da matriz de argamassa. Isto poderia acontecer como resultado da cristalização de novos produtos nos vazios da zona de transição através de reações químicas lentas entre constituintes da pasta de cimento e o agregado, formando silicatos de cálcio hidratado no caso de agregados silicosos, ou carboaluminatos hidratados em caso de calcário. Tais interações contribuem para a resistência porque tendem também a reduzir a concentração de hidróxido de cálcio na zona de transição. Os cristais grandes de hidróxido de cálcio possuem menor capacidade de adesão, não somente pela área específica menor e forças de atração de Van der Waals correspondentemente mais fracas, mas também porque servem com pontos de clivagem preferencial, devido à sua estrutura orientada.

De acordo com NEVILLE (1982), existem fissuras muito finas na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, mesmo antes da aplicação da carga na estrutura do concreto. A Zona de Transição é geralmente mais fraca do que os outros dois componentes principais do concreto, e conseqüentemente exerce uma influência muito maior sobre o comportamento mecânico do concreto, sendo uma região interfacial entre as partículas de agregado graúdo e a pasta.

De acordo com **AVRAN et al. (1981)**, entre essas regiões, isto é, entre a matriz de argamassa e o agregado, forças físicas e interações podem existir, geralmente pelas forças adesivas, bem como uma interrelação entre matriz-agregado para a retração da pasta de cimento.

Verifica-se que o processo de microfissuração na interface matriz-agregado é uma função dos seguintes fatores: tipo de cimento, natureza mineralógica do agregado e geometria, conteúdo de água e condições de endurecimento do concreto.

Segundo **RAVINDRARAJAH & SWAMY (1989)**, a ruína do concreto sob qualquer tipo de carregamento é associado com desenvolvimento de microfissuras e de grandes deformações inelásticas.

Essas fissuras provêm de microfissuras internas sob elevadas deformações se propagando sob diferentes tipos de carregamento, formando planos de ruína com uma perda resultante na resistência estrutural.

Conseqüentemente, a heterogeneidade do concreto é devida ao efeito combinado da diferença na ligação interfacial entre o agregado e a matriz, e da distribuição das partículas de agregado de diferentes tipos na matriz. O efeito dessa heterogeneidade resulta numa distribuição não-uniforme da deformação interna da estrutura. A pasta de cimento endurecida e o agregado, quando submetidos isoladamente a um ensaio de compressão, apresentam diagramas tensão-deformação lineares, enquanto o concreto, devido à complexidade na sua estrutura interna apresenta um diagrama não-linear. Conforme citado em **NEVILLE (1982)**, a razão da curvatura no gráfico do material composto, o concreto, reside no fato de aparecerem microfissuras nessas interfaces. Como as fissuras evoluem progressivamente fazendo ângulos diferentes com a tensão aplicada, ocorre um acréscimo progressivo das tensões localizadas e um aumento do valor das deformações como mostra a Figura 3 seguinte, que mostra as diferenças nos diagramas de tensão-deformação dos componentes do concreto.

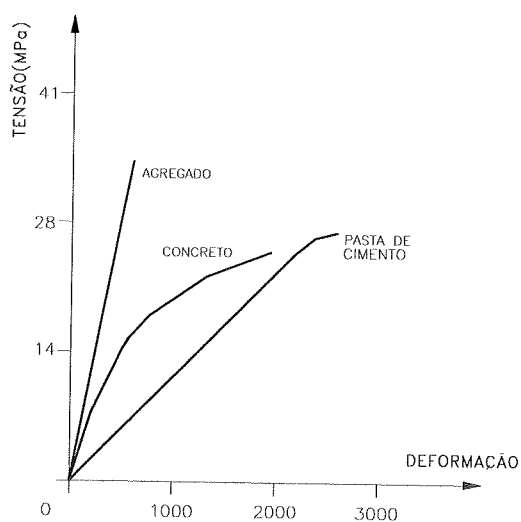


FIGURA 3- Comportamento Tensão-Deformação da Pasta, Agregado e Concreto.

[MEHTA & MONTEIRO (1994)]

Pela análise do gráfico, verifica-se que a deformação cresce proporcionalmente mais que a tensão aplicada, e o gráfico tensão-deformação mostra uma curvatura com aparência de comportamento pseudoplástico. Conseqüentemente o comportamento a nível microscópico do ensaio de compressão do concreto permite relacionar a não-linearidade do diagrama do concreto ao processo de microfissuração.

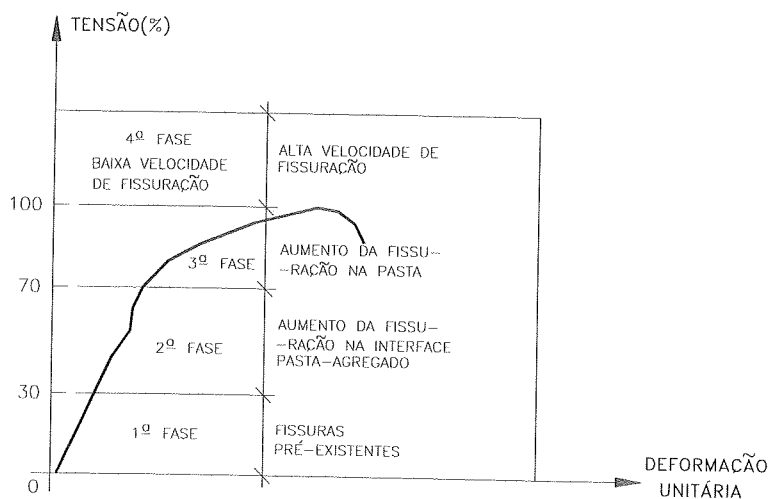


FIGURA 4- Fases do Processo de Microfissuração do Concreto.

A forma da estrutura do diagrama tensão-deformação do concreto sob carga de compressão axial é composta de quatro fases, a seguir explicadas de acordo com a figura 4:

- Na primeira fase, mesmo antes da aplicação da carga externa, já existem microfissuras na zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo no concreto. O gráfico mostra que abaixo de cerca de 30% da carga de ruptura, as fissuras estão limitadas às já existentes no concreto antes do carregamento; nesta fase, o diagrama tensão-deformação do concreto permanece linear.
- A segunda fase, que atinge cerca de 70% da carga de ruptura, corresponde a um crescimento na quantidade de microfissuras na interface pasta de cimento-agregado, e ao aparecimento de microfissuras na pasta, interligando-as. Essa fase caracteriza o início do comportamento não-linear do diagrama do concreto.
- A terceira fase ocorre acima de 70% da carga de ruptura; com o aumento da tensão, desenvolvem-se deformações muito grandes, indicando que o sistema de fissuras está se tornando contínuo devido à rápida propagação de fissuras tanto na matriz como na zona de transição.
- A quarta fase, quando é atingida a ruptura, se processa com um crescimento acelerado das fissuras. Essa fase, que é detectada somente em ensaios de deformação controlada, apresenta uma queda na capacidade resistente devido à instabilidade da estrutura da pasta promovida pelas fissuras contínuas.

2.4 RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO

A relação água-cimento é fundamentalmente a mais importante variável no entendimento do concreto como material resistente. Quando o concreto é plenamente adensado, admite-se que a sua resistência é inversamente proporcional à relação água-cimento.

Segundo POPOVICS (1990), uma diminuição na relação água cimento leva a um aumento na resistência do concreto e, conseqüentemente, com uma relação elevada ocorre uma diminuição da resistência devido ao aumento da porosidade.

NEVILLE (1982) mostra que, a rigor, a resistência do concreto é influenciada provavelmente pelo volume total de vazios do concreto, tais como: ar aprisionado, poros capilares, poros de gel e ar incorporado. Para fatores água-cimento abaixo de 0,30 podem-se conseguir aumentos elevados na resistência à compressão, sendo esse fenômeno atribuído principalmente à melhora significativa da resistência da zona de transição.

Uma das explicações é que o tamanho dos cristais de hidróxido de cálcio diminui com uma redução da relação água-cimento. A relação água-cimento determina a porosidade da pasta de cimento endurecida em qualquer estágio de hidratação. Assim, tanto a relação água-cimento como o grau de adensamento têm influência sobre o volume de vazios do concreto.

Obtêm-se resistências muito altas com porosidade extremamente baixa, aplicando-se uma pressão elevada na pasta de cimento. Verifica-se que existe uma dependência direta entre resistência e porosidade, embora ainda não se tenha estabelecido a forma exata dessa relação, visto que não se constata se o logaritmo da porosidade está linearmente correlacionado com a resistência.

2.5 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NA CURA DO CONCRETO

De acordo com NEVILLE (1982), uma elevação da temperatura de cura acelera as reações de hidratação, influenciando de maneira favorável a resistência do concreto às primeiras idades. No entanto, uma temperatura elevada durante a aplicação e a pega, embora aumente a resistência inicial, pode provocar um comprometimento na resistência aos 7 dias e após essa idade. Isto se deve ao fato de que uma hidratação inicial rápida aparentemente resulta numa estrutura mais pobre, provavelmente mais porosa, de modo que uma proporção maior de poros deve permanecer preenchida de forma incorreta.

Conseqüentemente, essa situação resultará em menor resistência quando comparada a uma pasta menos porosa que, embora se hidratando mais lentamente, atingirá uma relação gel-espaço maior. Uma hidratação inicial rápida a temperaturas

elevadas retarda a hidratação subsequente, e resulta numa distribuição não uniforme dos produtos de hidratação no interior da pasta. A razão disso é que, a uma velocidade de hidratação inicial elevada, há pouco tempo disponível para a difusão dos produtos de hidratação para longe dos grãos de cimento, e também para uma precipitação uniforme no espaço intersticial, como ocorre em temperaturas mais baixas. Como resultado, aparece uma concentração alta de produtos de hidratação nas proximidades dos grãos que estão se hidratando, e isso retarda a hidratação subsequente, e compromete a resistência a longo prazo.

De acordo com **MEHTA & MONTEIRO (1994)**, para concretos curados em condições úmidas, a influência da temperatura sobre a resistência depende da relação tempo-temperatura do lançamento e da cura.

Na faixa de temperatura de 4 a 46 graus Célsius, quando o concreto é lançado e curado a uma temperatura específica e constante, é geralmente observado que até aos 28 dias, quanto maior a temperatura, mais rápida é a hidratação do cimento e o ganho de resistência resultante.

A idades avançadas, quando se reduzem as diferenças do grau de hidratação do cimento, tais diferenças na resistência do concreto não são mantidas. Por outro lado, tem sido observado que, quanto maior a temperatura de lançamento e cura, menor será a resistência final.

3 DEFORMAÇÕES DEPENDENTES DO TEMPO

3.1 RETRAÇÃO E EXPANSÃO

A mistura em proporção adequada de cimento, agregado e água dá origem, após o endurecimento, ao concreto. Para permitir a necessária trabalhabilidade durante o seu transporte e a sua mistura, a quantidade de água necessária é maior que aquela consumida nas reações químicas de hidratação do cimento. O excesso de água então faz com que o concreto resulte num material poroso.

Durante o endurecimento, o concreto sofre mudanças devido às condições higrométricas do meio ambiente, verificando-se que ao longo do tempo, mesmo na ausência de tensões externas, o concreto apresenta uma diminuição de volume.

De acordo com ALMUDAIHEEM (1992), a retração pode ser definida como uma redução do volume do concreto resultante da perda de água do concreto para o meio ambiente, após o seu endurecimento. Uma parte da retração ocorre devido às reações de hidratação do concreto, ocorrendo uma diminuição do volume do concreto, sendo que este tipo de retração pode ser denominada retração química.

Outro tipo de retração que ocorre no concreto é a chamada retração por carbonatação, que ocorre quando os componentes do cimento como o hidróxido de cálcio reage com o gás carbônico, resultando em carbonatos; verifica-se que com a dissolução de cristais de Ca(OH)_2 que se encontram sob tensão de compressão devido à retração por secagem, e a deposição do CaCO_3 em espaços não sujeitos à tensão, ocorre uma redução de volume.

Esta parcela de retração é de importância secundária e pode ser considerada como parte da retração química. O equilíbrio termodinâmico do concreto com o meio ambiente ocorre principalmente às custas da evaporação da água contida no concreto. À medida que a água evapora surgem tensões superficiais na água capilar que causam a redução do volume. Essas tensões superficiais atuam em todas as direções, sendo então responsáveis pelas variações do volume do concreto, sendo esse tipo de retração denominada retração capilar ou retração por secagem.

3.2 RETRAÇÃO POR SECAGEM

A retração do concreto por secagem é comumente definida como a redução do volume do concreto resultante da perda de água do concreto para o meio ambiente.

A retração por secagem ocorre, segundo **ALMUDAIHEEM (1992)**, principalmente devido à contração do gel silicato de cálcio quando o conteúdo de umidade do gel é diminuído; quando a água em excesso evapora, a pasta de cimento retrai.

A perda da água livre acarreta nenhuma ou pouca retração, porém, com o prosseguimento da secagem, a água adsorvida no gel de cimento é removida e ocorre então a diminuição do volume do concreto sem que haja tensão externa atuando no concreto.

Essa diminuição do volume ou a contração do gel do cimento é devida em parte à atuação das forças de atração físicas e químicas; logo, a retração é conseqüentemente uma propriedade da microestrutura da pasta de cimento endurecida. O fenômeno inverso, isto é, aumento no volume do concreto quando imerso em água, é chamado expansão. A Figura 5, mostra o desenvolvimento da retração e da expansão com o tempo para concretos de resistência normal.

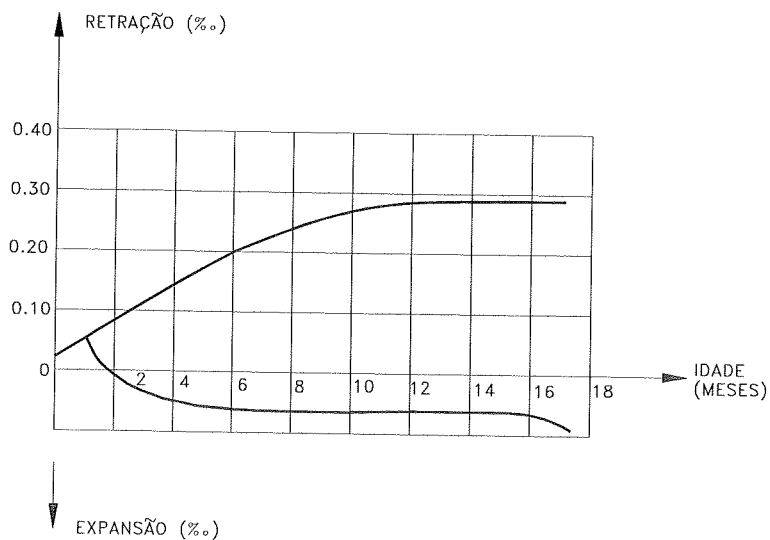


FIGURA 5- Desenvolvimento da Retração e da Expansão com o Tempo

A retração e a expansão desenvolvem-se ao longo do tempo a uma velocidade inicial rápida e se estabiliza com o tempo devido à perda da água adsorvida para o meio ambiente. Segundo SMERDA & KRISTEK (1988), existe uma seqüência da reversibilidade parcial da retração quando uma amostra é submetida a alternâncias de secagem e molhagem, sendo que o desenvolvimento da retração é mais intenso do que a expansão.

No caso da expansão, verifica-se que no início ocorre retração até que as tensões causadas pelo fluxo de água no sentido oposto superem as tensões de retração. A expansão pode ser justificada pela adsorção da água do gel; as moléculas de água que atuam contra as forças de coesão físicas e químicas, tendem a afastar as partículas de gel, causando a expansão do concreto. De acordo com MEHTA & MONTEIRO (1994), a irreversibilidade da retração se deve ao desenvolvimento de ligações químicas que ocorrem dentro da estrutura em consequência da secagem e da molhagem. Conforme mostra a Figura 6, pode-se considerar a retração como sendo um processo parcialmente reversível, desde que haja água necessária para readsorção. Ocorrendo mudanças no arranjo das partículas do gel de cimento, com a formação de novas ligações em consequência da hidratação, parte deste processo é irreversível.

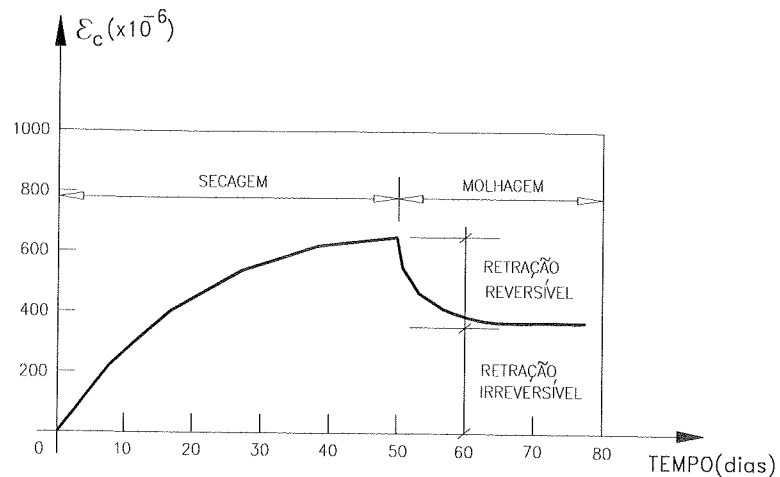


FIGURA 6 - Retração em Função do Processo da Alternância da Molhagem e Secagem do Concreto.

[MEHTA & MONTEIRO (1994)]

3.3 MICROFISSURACÃO EM FUNÇÃO DA RETRAÇÃO

A heterogeneidade do concreto é devido ao efeito combinado da diferença entre o tipo do agregado e a matriz de argamassa, e da distribuição das partículas de agregados de diferentes tipos na matriz. RAVINDRARAJAH & SWAMY (1989) mostram, que o efeito dessa heterogeneidade resulta numa distribuição de deformações internas não uniformes com o sistema do concreto, sendo que um dos fatores mais importantes que causam tensões internas é o movimento de umidade, ou seja, a retração por secagem devida à perda da água para o meio ambiente. Verifica-se que a influência do agregado em restringir as deformações induz a tensões de tração para a superfície do concreto, aumentando as microfissuras linearmente em função da retração por secagem.

Como consequência do endurecimento da amostra de concreto, pode ocorrer uma diminuição do conteúdo de água no interior do concreto e mudanças da água nos poros do concreto. Segundo ROSSI (1989), essas mudanças de fase provocam forças de retração que induzem à retração por secagem do concreto, sendo que essas forças em questão e a dimensão onde elas agem não estão claramente entendidas.

Como uma amostra de concreto não seca uniformemente, pois a secagem ocorre inicialmente na superfície, acabam ocorrendo forças de tração na superfície do concreto e forças de compressão no seu interior. Conseqüentemente, esse efeito estrutural, ou gradiente de tensões, leva ao aumento da microfissuração do concreto, causando deformações ao longo da estrutura do concreto devido à secagem.

A retração causada pela secagem produz fissuras na amostra de concreto sendo que essas microfissuras causam tensões devido a deformações diferenciais. Conseqüentemente, a presença das fissuras podem aumentar a velocidade de secagem do concreto. Entretanto, a interpretação dos muitos resultados experimentais é duvidosa devido à dificuldade de separação dos efeitos da fissuração e microfissuração.

3.4 FATORES QUE INFLUENCIAM A RETRAÇÃO

Na prática, os movimentos da umidade na pasta de cimento endurecida, que é o que controla as deformações de retração por secagem, são influenciadas por numerosos fatores simultâneos inter-relacionados.

a) Tipo de Agregado

O agregado influencia a retração, visto que ele restringe a retração que ocorre na pasta. O tamanho e a granulometria do agregado em si não têm importância sobre os valores da retração, mas um maior volume de agregado permite o uso de uma mistura mais pobre, resultando dessa forma em uma retração menor. Para uma mesma resistência, um concreto com trabalhabilidade menor contém maior quantidade de agregado do que um outro com trabalhabilidade maior, preparado com agregado do mesmo tamanho, e conseqüentemente o primeiro terá uma retração menor.

As propriedades elásticas do agregado determinam o grau de restrição, estando relacionado com o módulo de elasticidade do agregado. Os agregados leves resultam em retração maior, principalmente porque tendo o agregado um módulo de

deformação menor, oferece uma restrição menor à retração potencial da pasta de cimento.

b) Umidade

A umidade relativa do ambiente é um fator essencial no controle da movimentação da água no interior do concreto.

Segundo **BAZANT & BAWEJA (1994)**, verifica-se que a retração praticamente cessa quando ocorre a evaporação total da água do concreto, sendo que altas umidades relativas contribuem para que não haja perda de água no interior do concreto.

c) Relação Água-Cimento

A relação água-cimento influencia o valor da retração, bem como a quantidade de cimento empregado no concreto. Um consumo maior de cimento, devido a uma maior quantidade de pasta leva à retração química devido à reação de pega do cimento.

De acordo com **SMERDA & KRISTEK (1988)**, uma razão para a influência da relação água-cimento na retração é que a resistência do concreto, e especialmente sua porosidade, é dependente desta. Com o aumento do volume de poros no concreto, existem condições favoráveis para uma intensa troca de umidade entre o concreto e o ambiente.

d) Tipo de Cimento

A retração do concreto e a sua expansão são afetadas pelas características mineralógicas do cimento. Com um aumento no conteúdo de silicato de cálcio hidratado, ocorre um aumento na retração do cimento e da argamassa. Tanto a deformação por retração como a expansão, são uma função do conteúdo do gel de cimento rico em silicato de cálcio.

Verifica-se que o aluminato tricálcio presente no cimento dá uma alta contribuição para a retração. Uma hidratação desses contribuintes mineralógicos resulta em uma formação cristalina, sendo que a granulometria do cimento, mais especificamente a finura dos grãos, afetam o volume da fase hidratada e a conseqüente retração.

3.5 FLUÊNCIA

O concreto é um material que, quando submetido às ações externas, sofre deformações que podem ser de natureza elástica ou plástica. Dependendo da duração da carga e da sua natureza, são distinguidas dois tipos de deformações:

- Deformação Imediata (ϵ_{ci}) : ocorre no instante em que é aplicada a carga, definida pela ação externa. Essa deformação inicial ocorre devido à acomodação dos cristais que formam a estrutura.

- Deformação Lenta ou Fluência (ϵ_{cc}): ocorre quando a tensão externa aplicada no concreto é mantida constante ao longo do tempo. De acordo com BRAGUIM (1995), quando se considera a deformação lenta, assume-se que existe uma relação entre tensão e deformação, tal como a lei de Hooke no regime elástico, sendo que os valores das deformações são influenciados pela simples passagem do tempo, pelo fato do material continuar sob a ação da tensão.

Segundo NEVILLE (1983), a deformação lenta pode ser descrita como uma deformação além da deformação elástica ocorrida no instante de aplicação da carga, e como esta deformação é considerável, tem um papel importante na mecânica das estruturas.

Do ponto de vista da Reologia, segundo ZAGOTTIS (1979), apud BRAGUIM (1995), a fluência é o ramo da Física que estuda as relações entre tensões, deformações e o tempo, são três os tipos básicos de modelos de comportamento dos materiais: o Modelo Elástico, o Modelo Plástico e o Modelo Viscoso.

Segundo **BRAGUIM (1995)**, da combinação desses modelos básicos, diversos outros tipos de modelos podem ser formulados para descrever com maior precisão o comportamento de um dado material. No Modelo Elástico as deformações aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes e permanecem constantes ao longo do tempo. Se as tensões são removidas, desaparecem as respectivas deformações, dando um caráter de reversibilidade às deformações elásticas.

O Modelo Plástico é, de acordo com **BRAGUIM (1995)**, caracterizado pelo aparecimento de deformações imediatas com o carregamento, porém não reversíveis com a retirada das respectivas tensões.

No Modelo Viscoso as deformações não aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes, não permanecendo constantes ao longo do tempo, mesmo que as tensões o façam. Se num dado instante a tensão for removida, a velocidade de deformação torna-se nula e portanto a deformação permanecerá constante dando o caráter de irreversibilidade às deformações no Modelo Viscoso. Na formulação de um modelo reológico composto, é o Modelo Viscoso o responsável por descrever a deformação lenta que eventualmente venha ocorrer no material. A figura 7 mostra o desenvolvimento das deformações do concreto sujeito às tensões de longa duração.

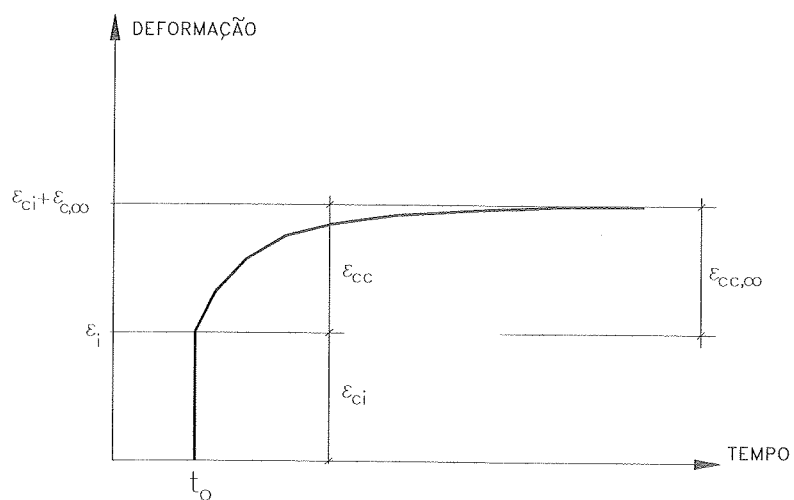


FIGURA 7- Curva Tensão - Deformação do Concreto

[NEVILLE (1983)]

sendo:

t_0 = instante de aplicação da carga;

ε_{ci} = deformação imediata que ocorre devido à acomodação dos cristais, provocando a deformação instantânea;

ε_{cc} = deformação lenta que ocorre devido à diminuição dos capilares, provocando um aumento na tensão e que provoca a evaporação e subsequente deformação do concreto;

$\varepsilon_{cc,\infty}$ = deformação lenta final

Segundo NEVILLE et al. (1983), são várias as teorias para explicar a fluência do concreto, sendo que nenhuma delas ainda é capaz de levar em conta todos os fenômenos observados.

Existem algumas teorias de fluência atribuindo certos mecanismos que levam ao fenômeno considerado. De acordo com NEVILLE (1970), ocorre que a fluência seja devida a uma parte da água adsorvida pelo gel de cimento, quando ocorre uma diminuição no volume da amostra de concreto, sendo que tal deformação pode continuar devido às tensões externas e à perda da umidade.

A água adsorvida pelo gel de cimento se move para a superfície e se evapora. Parte desse processo é reversível quando a água é reabsorvida, ocorrendo então, mudanças no arranjo das partículas do gel de cimento devido a hidratação durante o período. Com esse processo, ocorre uma transferência de tensões para o agregado.

Após o período inicial, ocorre uma deformação viscosa dos pontos de contato das partículas do gel devido à presença de água adsorvida no gel de cimento.

O deslocamento relativo das partículas do gel pode ocorrer como uma deformação irreversível dependente do tempo por causa da mudança na viscosidade e também por causa da remoção da água adsorvida devido a carga externa atuando no concreto.

De acordo com NEVILLE (1970), o gel de cimento é um material com uma característica coloidal contendo água combinada quimicamente, água coloidal nos poros e água capilar. De acordo com SMERDA & KRISTEK (1988), sob um

longo período de tensões no concreto, a água que não é ligada quimicamente é expelida dos microporos do gel em direção aos capilares onde ela se evapora. Como a expulsão da água é determinada pelas tensões do concreto, a evaporação depende das condições higrométricas do meio ambiente. Mantida a perda da água, a tensão é transferida gradualmente do meio viscoso para o esqueleto do concreto, sendo a fluência dependente das tensões no concreto, das propriedades dos componentes individuais e do grau de hidratação.

Segundo NEVILLE (1970), uma discussão do mecanismo da fluência é de suma importância no entendimento do fenômeno envolvido, sendo que uma discussão é difícil quando o conhecimento do fenômeno é incompleto.

O desempenho do concreto sob cargas para tensões externas, ocorre como um resultado da mudança na forma da estrutura capilar da pasta de cimento, devido à ação da carga externa. Sob uma tensão de compressão, os capilares são deformados e os meniscos de água deslocam-se para um ponto em que o diâmetro capilar é grande, sendo que a tensão que atua na água é então diminuída. Essa redução na tensão de compressão ocorre devido as tensões externas aplicadas; conseqüentemente, o equilíbrio higrométrico ocorre com a evaporação da água dos capilares.

A deformação resultante constitui-se na fluência, sendo ela, fato, um fenômeno elástico retardado, que se inicia devido a uma re-estabilização do equilíbrio da pressão entre a pasta de cimento e o meio ambiente. Com a remoção da carga, a resultante mudança nas diferenças de pressão entre a água e o ar com a estrutura capilar, surgem forças que tendem a retornar os capilares à sua posição original.

Segundo NEVILLE (1970), a presença da carga no concreto aumenta a probabilidade de rearranjo das partículas, que leva a uma redução do volume do concreto. Uma parte da fluência é devido a uma tendência da pasta de cimento se estabilizar sob uma carga de longa duração; parte desse processo é então, irreversível.

Verifica-se que a fluência do concreto é sensível à umidade relativa do ambiente e às condições de secagem; a fluência ocorrendo no concreto protegido do meio ambiente e durante a secagem é chamada de fluência básica, sendo o seu

mecanismo devido ao escoamento viscoso do gel de cimento. O desempenho elástico retardado pode vir da possível perda molecular dos componentes do gel, agindo conjuntamente com a perda dos componentes cristalinos. Essa perda ocorre em função de deformação ocorrida com a dissolução sob tensão do hidróxido de cálcio e outros componentes cristalinos. As ligações entre as partículas sólidas tendem a estabilizar tal movimento, resultando em um desempenho elástico retardado, sendo necessário alguma umidade para que o processo ocorra..

Segundo **MEHTA & MONTEIRO (1994)**, a fluência por secagem é o resultado da modificação da retração pela carga aplicada. No caso da retração, baixas umidades relativas causam uma consolidação da estrutura do concreto, ocorrendo apenas parcialmente, e provavelmente numa ordem de tamanho menor quando o volume do gel perde água devido ao efeito das forças elásticas desenvolvidas, quando as partículas do gel são deslocadas pelas ligações.

Verifica-se que a remoção da água adsorvida na superfície da estrutura coloidal mobiliza grandes forças de superfícies. As causas da fluência no concreto são complexas; além dos movimentos de umidade, há outras causas que contribuem para o fenômeno de fluência, como a não-linearidade da relação tensão-deformação do concreto, especialmente a níveis de tensão maiores do que 30% a 40% da tensão de ruptura, que mostra claramente a contribuição das microfissuras da zona de transição para a fluência do concreto.

O aumento na deformação por fluência, que ocorre quando o concreto é exposto simultaneamente a condições de secagem, é causada por microfissuração adicional na zona de transição devido à retração por secagem. Uma resposta elástica retardada do agregado é ainda outra causa da fluência no concreto.

Uma vez que a pasta de cimento e o agregado estão unidos, a tensão na pasta diminui gradualmente a medida que a carga é transferida para o agregado que se deforma elasticamente com o aumento da carga. Assim, a deformação elástica retardada no agregado contribui para a fluência.

De acordo com **BRAGUIM (1995)**, outras teorias têm sido propostas para explicar o mecanismo da deformação lenta. Como nenhuma delas é capaz de explicar integralmente todos os aspectos envolvidos, segundo o autor, o **ACI**

COMMITTEE 209 (1972) propõe o uso de teorias integradas, cujos principais mecanismos para descrever a deformação lenta são:

- Comportamento viscoso da pasta de cimento causado pelo escorregamento das partículas de gel lubrificadas pela presença de água entre as mesmas.
- Mudança de volume devido à migração da água adsorvida na pasta de cimento.
- Elasticidade atrasada devida à pasta de cimento atuar como um retentor das deformações elásticas da estrutura formada pelos agregados e cristais de gel. Essa componente é acompanhada pelos dois fatores acima mencionados.
- Deformações permanentes causadas por microfissuração localizadas.

3.5.1 Fatores que Afetam a Fluência

a) Tipo de Agregado

Segundo **MEHTA & MONTEIRO (1994)**, a granulometria, dimensão máxima, forma e textura do agregado também têm sido sugeridos como fatores que influenciam a retração e a fluência do concreto. Geralmente, o módulo de deformação é o mais importante: a influência das outras características do agregado pode ser indireta, isto é, através do seu efeito no conteúdo de agregado do concreto ou na capacidade de adensamento da mistura do concreto.

Não somente a fluência, mas também a deformação elástica do concreto é afetada pelas propriedades do agregado, sendo isso analisado em termos do módulo de elasticidade do material. Geralmente calcários e quartzo têm módulos de deformação mais altos que os de arenito e seixos.

Segundo **WASSERMANN & BENTUR (1996)**, a porosidade do agregado tem também uma influência na deformação lenta do concreto. Verifica-se que o módulo de elasticidade do material não depende somente da estrutura do material, principalmente a sua porosidade, visto que os agregados também

influenciam a resistência do concreto devido as suas características físicas e químicas.

b) Tempo e Porosidade

A difusão da água adsorvida e da água mantida por tensão capilar nos pequenos poros da pasta endurecida de cimento, para grandes vazios capilares dentro do sistema ou para a atmosfera, é um processo dependente do tempo que acontece ao longo de grandes períodos. Com um aumento na umidade do interior para a superfície externa do concreto torna-se, mais lenta.

c) Consumo de Cimento e Água

Em geral, a influência do consumo de cimento e água no concreto sobre a retração e a fluência não é direta, porque um aumento no volume do agregado, e conseqüentemente, um acréscimo correspondente nas deformações do concreto depende da umidade relativa. Para um dado aumento na relação água-cimento, tanto a retração como a fluência aumentam.

Uma diminuição na resistência, portanto no módulo de deformação, e um aumento na permeabilidade do sistema, provavelmente são os responsáveis por isso. Os dados citados por MEHTA & MONTEIRO (1994), mostram que para uma dada relação água-cimento, tanto a retração por secagem como a fluência aumentam com o aumento do consumo de cimento, em função de uma quantidade maior de pasta de cimento, que contribui para uma maior reação de hidratação no concreto.

d) Idade de Aplicação da Carga

Segundo SMERDA & KRISTEK (1988), a velocidade da fluência sob carga durante as primeiras semanas é muito maior para concretos carregados a uma idade prematura do que para concretos velhos, verificando-se que a velocidade da fluência após um mês de carga é independente da idade de aplicação da carga. Para

idades de aplicação da carga maiores do que 28 dias, a influência da idade de aplicação da carga na fluência é desprezível. Verifica-se que para idades avançadas de aplicação da carga, a fluência é independente da idade de aplicação da carga.

A influência da idade de aplicação da carga na fluência, surge essencialmente do endurecimento da pasta de cimento e, podemos considerar a idade de aplicação da carga em termos da relação tensão- resistência. Verifica-se que para idades avançadas, o desenvolvimento da resistência ocorre a uma velocidade rápida e assim, a fluência a idades avançadas é pequena. Conseqüentemente, a influência da idade de aplicação da carga na fluência pode ser qualitativamente entendida em termos do desenvolvimento da resistência.

Quando a hidratação cessa, tal como no caso de uma cura prolongada, não existe nenhuma mudança da resistência durante o período sob carga de longa duração, e assim, a fluência independe da idade da aplicação da carga. A mesma razão pode ser aplicada devido a diferença no desempenho do concreto curado com água e curado a seco.

3.5.2 Fluência Recuperável

Quando o concreto é submetido a uma tensão ao longo do tempo e depois descarregado, ocorre uma reversibilidade da deformação. De acordo com NEVILLE (1983), essa recuperação ocorre de duas maneiras: primeiramente, há uma recuperação instantânea, que representa a deformação elástica correspondente à tensão removida e ao módulo de elasticidade no tempo de remoção da carga.

Essa recuperação imediata é seguida por uma recuperação adicional gradual, chamada fluência recuperável, ou fluência reversível, sendo análoga à fluência sob carregamento, como mostra a Figura 8, seguinte.

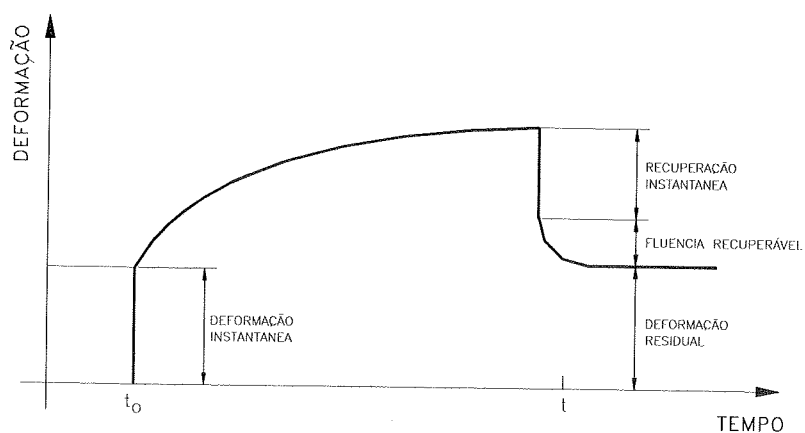


FIGURA 8- Recuperação Instantânea e Fluência Recuperável
[NEVILLE (1983)]

Verifica-se que a fluência recuperável é menor, isto é, a fluência é parcialmente reversível. NEVILLE (1983) não considera a recuperação como um fenômeno elástico, mas sim uma simples manifestação de uma ligeira expansão da pasta de cimento, aliviada da carga à medida que o concreto vai voltando ao estado de equilíbrio higrométrico com o meio ambiente.

A deformação recuperável, que depende do tempo, é realmente recuperável por causa da tensão aplicada; a recuperação e a energia potencial dependente do tempo impõem uma tensão deviatória ao material viscoso. Durante o tempo da recuperação da energia potencial, certas dissipações como a relaxação e transferência de tensões podem ocorrer. De acordo com BRAGUIM (1995), se na seqüência do descarregamento atuar outro ciclo de carregamento-descarregamento, não é difícil perceber que poderá ocorrer um aumento das deformações residuais, uma vez que o valor da deformação elástica recuperável é sempre menor que o valor correspondente à deformação originada no carregamento.

Segundo TAERWE & YUE (1992), informações sobre a fluência recuperável são de suma importância no cálculo do desempenho do concreto quando este é submetido a tensões com o tempo, e também na elucidação do mecanismo da fluência. Muitas teorias postulando um mecanismo reversível ou parcialmente reversível da fluência são baseadas na relação entre fluência e a subsequente

recuperabilidade, sendo que as investigações no desempenho da fluência do concreto e da fluência recuperável após descarregamento têm relatado que o conhecimento desse fenômeno ainda é limitado, quando se compara com a fluência sob carga de longa duração.

3.5.3 Fatores que Afetam a Fluência Recuperável

A fluência recuperável sob carga de compressão axial é influenciada pelos seguintes fatores:

a) Efeito do Agregado

Estudos feitos por **BEDNAR (1979)**, indicaram que a recuperabilidade elástica instantânea do concreto após descarregamento é, para qualquer tempo, maior do que o valor calculado usando o valor do módulo de elasticidade para carregamento virgem para a mesma idade.

As diferenças são causadas pela redistribuição das tensões dependentes do tempo no concreto, causando uma microfissuração na argamassa e uma conseqüente perda da resistência do material. Ocorre então um grande aumento da deformação de compressão instantânea, bem como da deformação recuperável retardada de compressão.

BEDNAR (1979) mostra ainda que, após um período de 2 anos, amostras de concreto submetidas à fluência foram descarregadas e a recuperação elástica instantânea e a subsequente fluência recuperável foram medidas, sendo que os valores da recuperação elástica da deformação foram diferentes dos cálculos matemáticos.

O aumento da deformação devido à fluência compressiva e à retração do cimento, simultaneamente, causa um aumento da deformação do agregado. Para concretos leves, o agregado é mais deformável do que para concretos normais, isto é, ele tem um módulo de elasticidade baixo.

b) Ações de Longa Duração

A magnitude das ações de longa duração influenciam a fluência recuperável, visto que quando o concreto é carregado a diferentes tensões para a mesma idade, e é descarregado completamente à mesma idade, a deformação por fluência recuperável é uma função linear da tensão aplicada. A fluência recuperável é influenciada pelo histórico do carregamento, conforme estudos feitos por TAERWE & YUE (1992), mostrando que a fluência recuperável se desenvolve muito rapidamente para um tempo imediato após o descarregamento, quando a amostra é carregada com uma duração curta da carga, ou uma idade precoce.

3.6 MICROFISSURAÇÃO SOB AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO

O concreto exibe deformações por fluência com o tempo sob carga de longa duração, e a magnitude da fluência é influenciada por alguns fatores intrínsecos. Segundo NEVILLE (1983), verifica-se que, no descarregamento, uma porção da deformação é recuperável com o tempo.

A parte irrecuperável da fluência se deve em parte à deformação, em função de um processo irreversível de fissuração que ocorre sob carga de longa duração. Sob uma tensão de aproximadamente 70% da resistência última, a fluência cresce em função do aumento de microfissuras na região interfacial entre o agregado e a matriz de argamassa. Para tensões entre 30 a 50% da resistência última, as microfissuras começam a ocorrer na fluência do concreto. A figura 9 mostra o efeito das tensões nas deformações de concretos a diferentes idades, após carregamento.

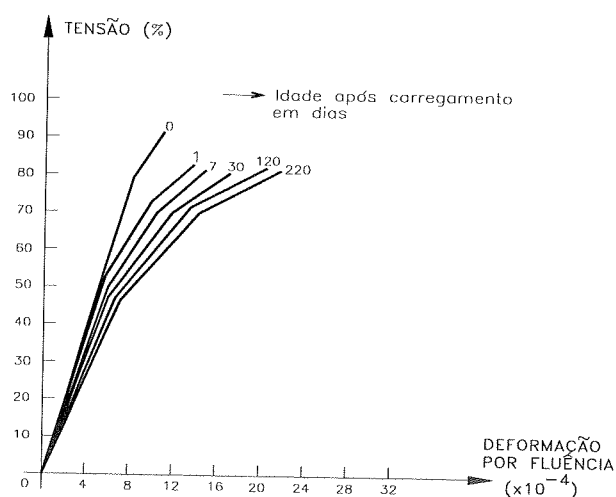


FIGURA 9- Desenvolvimento da Deformação sob Carga Constante de Longa Duração. [RAVINDRARAJAH & SWAMY (1989)].

A figura 9 mostra o efeito das tensões na deformação total de concretos em diferentes idades após carregamento. Da análise do gráfico, fica evidente que as deformações aumentam com um aumento na tensão em função do aumento da deformação lenta com o tempo após carregamento.

Verifica-se que sob carregamentos de longa duração, o mecanismo em que as microfissuras se desenvolvem e se propagam pode ser explicado pela consideração da distribuição da deformação interna do concreto.

Estudos do desempenho micro-mecânico do concreto feitos por SWAMY & RAVINDRARAJAH (1982), revelaram que sob carga de longa duração existe um processo de transferência de carga dependente do tempo da matriz de argamassa para as partículas do agregado na região de ligação. Durante esse processo as ligações estão sujeitas a aumentos nas tensões, resultando em uma formação de microfissuras de ligação.

SHAH & CHANDRA (1970), consideram que as microfissuras sob tensões de longa duração ocorrem em função das tensões que são influenciadas pela presença da umidade. A energia necessária para as microfissuras é reduzida por causa da redução na face de tração, quando a água é adsorvida para as faces dos

sólidos. O aumento na fluência do concreto pode ser parcialmente devido à propagação de microfissuras.

De acordo com **RAVINDRARAJAH & SWAMY (1989)**, fica evidente que as deformações totais aumentam rapidamente com um aumento na tensão, devido ao aumento da fluência com o tempo, após carregamento.

As microfissuras são responsáveis por somente uma parte da deformação associada à carga de longa duração, sendo essa parte irrecuperável, com o desenvolvimento das microfissuras em função das microfissuras existentes, durante a aplicação da carga. Algumas observações similares foram relatadas por **CARRASQUILLO et al. (1981)**, sob carregamento de curta duração com o aparecimento de fissuras em função do carregamento no concreto. As causas da fissuração no concreto, sob carga de longa duração, são várias.

É um processo dependente do tempo, e a deformação associada à fissuração contribui parcialmente para a porção irrecuperável da deformação por fluência no concreto, visto que as altas tensões contribuem consideravelmente na microfissuração, e estas para a deformação por fluência.

3.7 AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO

As deformações não-lineares do concreto, devidas ao fenômeno da fluência, são consequência das tensões mantidas constantes ao longo do tempo, que excedem o limite de proporcionalidade em relação as tensões. As microfissuras na estrutura do concreto são desenvolvidas ao longo do tempo, causando deformações plásticas; se, entretanto, as tensões excederem a resistência do concreto sob carga de longa duração, as microfissuras continuam a se desenvolver e a se generalizar em função da magnitude da carga, podendo chegar à ruína do material.

Segundo **MEHTA & MONTEIRO (1994)** o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a compressão mostra um comportamento linear elástico até 30% da resistência final, porque sob cargas rápidas, as microfissuras na zona de transição permanecem inalteradas.

Para tensões acima deste ponto, a curva mostra um aumento gradual de curvatura até 75% a 90% da tensão de ruptura, depois bruscamente muda de declividade e finalmente diminui até que o concreto sofra ruptura.

A partir da forma da curva tensão-deformação, ocorre que, para uma tensão entre 30 a 50% da carga de ruptura, as microfissuras na zona de transição apresentam uma certa extensão devido a concentração de tensões nas extremidades das fissuras. Até esse ponto, a propagação das fissuras é admitida estável no sentido de que os comprimentos das fissuras rapidamente atingem os seus valores finais se a tensão aplicada é mantida constante. Para uma tensão entre 50% a 75% da tensão de ruptura, o sistema de fissuras tende a se tornar instável, à medida que as fissuras da zona de transição começam novamente.

Quando a energia interna disponível excede a energia para liberar as fissuras, a velocidade de propagação das fissuras aumenta e o sistema torna-se instável. Isso ocorre para tensões de compressão acima de 75% da tensão de ruptura, sendo que a ruína completa do concreto pode ocorrer pela união das fissuras da argamassa e da zona de transição.

Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), o nível de tensão de aproximadamente 75% da tensão de ruptura, que representa o início da propagação instável das fissuras, é associada à deformação volumétrica máxima. Verifica-se que quando a tensão se aproxima da tensão de ruptura do material, o concreto apresenta uma ruptura dependente do tempo, isto é, sob condições de tensão de compressão constante e contínua, a união das fissuras entre a zona de transição e a matriz conduzirá à ruptura do concreto em um nível de tensão que é menor do que a resistência sob carregamento rápido. Verifica-se que, a medida que o valor da tensão mantida constante se aproxima da tensão final do carregamento rápido, o tempo de ruína diminui.

Esse fato foi constatado por RÜSCH (1960), em ensaios de corpos-de-prova de concreto de 56 dias de idade. De acordo com RÜSCH (1960), observa-se experimentalmente que a resistência do concreto sob a ação de cargas de longa duração é menor do que sob o efeito de carregamento de curta duração, como mostra a Figura 10.

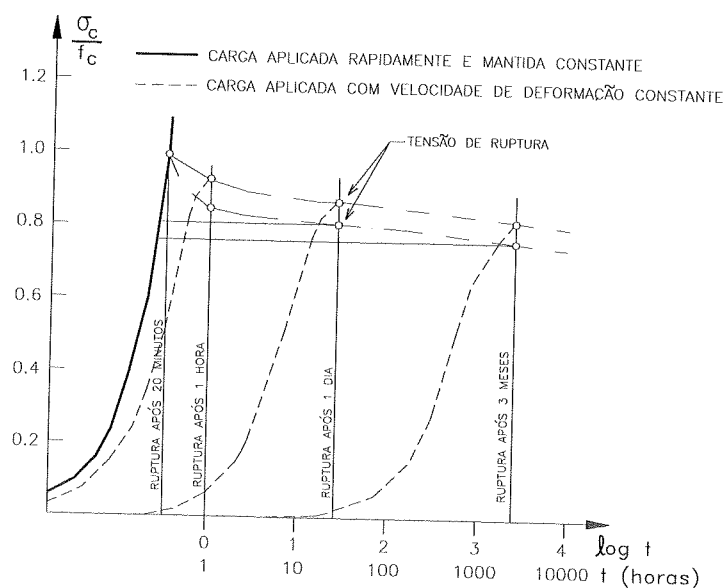


FIGURA 10- Influência da Duração do Carregamento
[RÜSCH (1960)]

Para diferentes rupturas, ocorridas todas elas com a mesma duração do carregamento, é maior a resistência do concreto carregado progressivamente, que a do concreto carregado rapidamente e mantido constante ao longo do tempo. A Figura 11 mostra a representação das deformações do concreto como uma função das tensões aplicadas, para alguns tempos de carregamentos.

Segundo RÜSCH (1960), para um tempo infinito de carregamento, a curva representa as variações de todas as deformações do concreto, inclusive as deformações não-elásticas. O diagrama mostrado na Figura 11, é limitado na sua parte superior pela curva representando a resistência última do concreto para cargas com várias durações de carregamento.

Verifica-se, pelo gráfico, que nenhuma proporcionalidade limite é evidente, podendo-se porém assumir que, para cargas pequenas, as deformações por fluência e as deformações elásticas são proporcionais às tensões aplicadas.

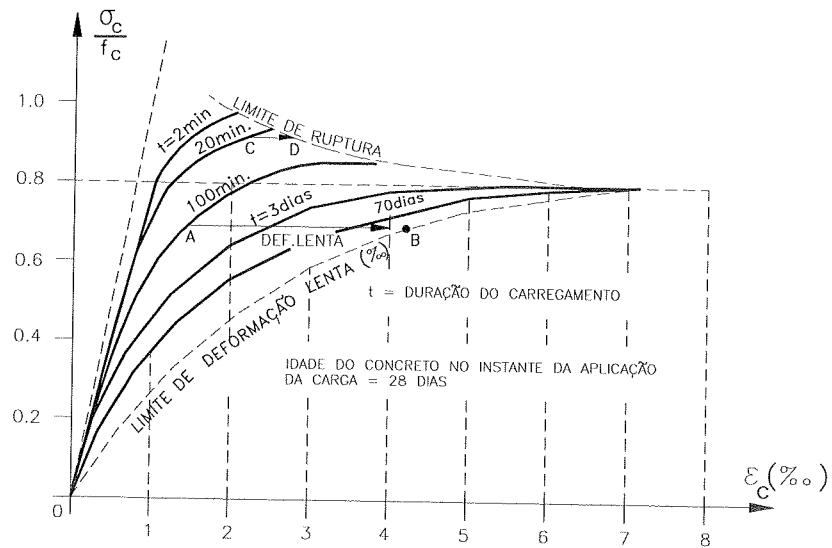


FIGURA 11- Curva Tensão-Deformação Característica para Algumas Durações de Carregamentos de Compressão.

[RÜSCH (1960)]

RÜSCH (1960), mostra que a característica não-linear das deformações é um resultado das microfissuras discretas presentes no concreto; essas deformações devidas às microfissuras aumentam as deformações por fluência, concluindo-se que a resistência a longo prazo do concreto a diferentes idades, é consideravelmente afetada pelo fator tempo.

3.8 EFEITO DA VELOCIDADE DE CARREGAMENTO

Com o aumento da duração do carregamento, as resistências caem, e as deformações aumentam, sendo então a velocidade de carregamento um fator na resistência do concreto sob carga de longa duração.

As condições de carregamento reais para as estruturas de concreto são normalmente baseadas na suposição de que as cargas são aplicadas a uma velocidade comparativamente alta, sob um valor máximo por um certo intervalo de tempo. A ruína do concreto pode então ocorrer a carregamentos menores do que esses correspondentes a uma ruína “rápida” do concreto, mas somente após ter sido a carga

aplicada por um certo período de tempo; desta maneira, a resistência do concreto para cargas de longa duração pode ser considerada como uma consequência da “fadiga estática” do concreto, sendo análoga aos efeitos de cargas dinâmicas.

De acordo com **RÜSCH (1960)**, a escolha da velocidade de deformação tem um forte efeito na forma da curva tensão-deformação, visto que com uma diminuição da velocidade de carregamento, são grandes os efeitos da fluência e retração agindo na estrutura do concreto. Naturalmente, existe uma série de fatores secundários em adição a esses de resistência e tempo, tais como tipo de cimento, classificação e módulo de elasticidade dos agregados, temperatura e umidade, que influenciam a curva tensão-deformação. De acordo com **RÜSCH (1960)**, observa-se que:

- quanto menor a velocidade de deformação, isto é, quanto maior a duração da carga, menor é a resistência de ruptura.
- com a tensão levada até um certo valor em carregamento rápido, e mantendo-se tal tensão constante, a ruptura pode ocorrer depois de um certo tempo. Pode-se observar que existem dois fatores que atuam em sentido contrário; a diminuição da resistência do concreto pela duração prolongada do carregamento e o aumento da resistência do concreto ao longo do tempo, em função do endurecimento, independente da atuação da carga.

Tendo em vista estes fatores, a resistência a curto prazo é definida como a resistência de um corpo de prova moldado na mesma época e nas mesmas condições do corpo de prova do ensaio, e que permanece descarregado até o instante em que o corpo de prova gêmeo rompe sob carga mantida, ocasião em que o primeiro é levado à ruptura em um ensaio rápido (10 minutos de duração).

Desse modo, os resultados no ensaio lento e no ensaio rápido são comparáveis, pois ambos referem-se à mesma idade do concreto, e portanto, com o mesmo grau de endurecimento. Verifica-se que o efeito “**RÜSCH**” é uma consequência da deformação lenta do concreto, que atua em função das suas propriedades relacionadas à estrutura do gel de cimento, bem como da microfissuração progressiva, que leva ao aumento das deformações.

3.9 CÁLCULO DA FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO

As equações apresentadas são baseadas nas recomendações do **CEB-FIP-MODEL CODE 1990** e **ACI COMMITTEE-209**, “Cálculo da Fluência, Retração e Efeitos de Temperatura nas Estruturas de Concreto (1992)”.

3.9.1 Segundo o CEB-FIP MODEL CODE 1990

A equação (1) expressa a deformação total no tempo t , instantâneo após fluência, devido à uma tensão $\delta_c(t_0)$ introduzida num tempo t_0 , sendo a seguinte:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\delta_c(t_0)}{\varepsilon_c(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] \quad (3.1)$$

onde:

$\varepsilon_c(t)$ é o módulo de elasticidade para a idade t_0 .

$\varphi(t, t_0)$ é a taxa de fluência para a deformação instantânea

3.9.1.1 Parâmetros que Afetam a Fluência

a) Idade de Carregamento

A fluência depende da idade do carregamento t_0 e do tamanho do período t_0 a t , onde t é o instante em que o valor da fluência é considerada (t_0 e t são em dias).

A fluência depende da umidade relativa, RH(%) e da espessura fictícia h_0 (mm) dada por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{\mu} \quad (3.2)$$

onde: A_c e μ são respectivamente, a área e o perímetro em contato com a atmosfera da seção transversal do elemento considerado.

O valor do coeficiente de fluência é inversamente proporcional a $\sqrt{f_{cm}}$, onde f_{cm} dado em MPa é a resistência média à compressão do concreto para a idade de 28 dias. O valor de f_{cm} pode ser estimado por:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8MPa \quad (3.3)$$

sendo f_{ck} a resistência característica à compressão cilíndrica dada em MPa, de dimensões 15x30 cm curados em água à $20 \pm 2^\circ\text{C}$ e testados a idades de 28 dias.

b) Efeito da Temperatura na Maturidade

Quando a temperatura é maior ou menor do que 20°C , o efeito da temperatura na maturidade do concreto pode ser considerada pelo uso da idade ajustada t_T dada por:

$$t_T = \sum_{i=1}^n \left[\Delta t_i \exp \left(13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right) \right] \quad (3.4)$$

onde t_T é a idade do concreto ajustada para a temperatura; Δt_i é o número de dias em que a temperatura $T(\Delta t_i)$ em graus Célsius prevalece. Para a aplicação da equação (4), a idade de t_0 ou t é dividida em n intervalos, e a temperatura que prevalece é assumida para tal análise.

c) Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto, $E_c(28)$ (MPa), a idade de 28 dias para concreto de peso normal pode ser estimado por:

$$E_c(28) = 21500(f_{cm} / f_{cm0}) \quad (3.5)$$

onde: $f_{cm0} = 10$ MPa

Quando a resistência média compressiva não é conhecida, $E_c(28)$ pode ser estimado da resistência característica à compressão, f_{ck} (MPa) aos 28 dias pela equação:

$$E_c(28) = 21500 \left[(f_{ck} + \Delta_f) / f_{cm0} \right]^{1/3} \quad (3.6)$$

onde: $\Delta f = 8$ MPa.

As equações (5) e (6) aplicam-se quando agregados quartzólicos são usados. Para outros agregados, multiplicar $E_c(28)$ por um fator variando entre 0,7 e 1,2.

Quando módulo de elasticidade é usado para uma análise elástica, com consideração da fluência, o valor de $E_c(28)$ deve ser reduzido por um fator 0,85 para se levar em conta a deformação quase instantânea que ocorre após carregamento.

d) Desenvolvimento da Resistência e Módulo de Elasticidade com o Tempo

A resistência média à compressão $f_{cm}(t)$ a idade t (dias) pode ser estimada da resistência f_{cm} aos 28 dias pela seguinte equação:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.7)$$

onde:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[S \left(1 - \sqrt{28/t} \right) \right] \quad (3.8)$$

sendo S um coeficiente que depende do tipo de cimento, dado por:

- S = 0,2 para cimento com alta resistência de endurecimento rápido;
- S = 0,25 para cimento de endurecimento normal e rápido;
- S = 0,38 para cimento de endurecimento lento.

O módulo de elasticidade do concreto à idade t pode ser estimado por:

$$E_c(t) = \beta_E(t) \cdot E_c(28) \quad (3.9)$$

com:

$$\beta_E(t) = \sqrt{B_{cc}(t)} \quad (3.10)$$

e) Resistência a Tração

A resistência a tração do concreto pode estar sujeita à uma grande variação pelos efeitos ambientais. Valores mínimos e máximos das características de resistência à tração axial f_{ctk} (MPa) pode ser estimado por:

$$f_{ctk,min} = 0,95 \left(f_{ck} / f_{ck0} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.11)$$

$$f_{ctk,max} = 1,85 \left(f_{ck} / f_{ck0} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.12)$$

onde:

$$f_{ck0} = 10 \text{ MPa}$$

Deve ser levado em consideração quando a resistência à tração do concreto é usado na análise dos deslocamentos. O valor da resistência à tração assumida em tal análise pode indicar se a fissuração ocorre ou não. A fissuração pode

aumentar substancialmente os deslocamentos. Conseqüentemente, quando os deslocamentos são críticos, tal análise deve ser baseada no valor mínimo da resistência à tração.

f) Fluência sob Tensões não Excedendo 40% da Resistência Média à Compressão

O coeficiente de fluência é dado de acordo com :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t - t_0) \beta_E(t_0) \quad (3.13)$$

onde:

β_c é o coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo após carregamento, e φ_0 é um coeficiente de fluência dado por:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH}(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (3.14)$$

sendo:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - (RH / 100)}{0,46 \left(h_0 / h_{ref} \right)^{\frac{1}{3}}} \quad (3.15)$$

com: $h_{ref} = 100$ mm

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\sqrt{f_{cm} / f_{cm0}}} \quad (3.16)$$

com: $f_{cm0} = 10$ Mpa

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (3.17)$$

O símbolo $h_0(\text{mm})$ é definido como a espessura fictícia do elemento definido pela equação (2). O desenvolvimento da fluência com o tempo é expressada por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.18)$$

onde:

$\beta_H(\text{mm})$ é uma função da espessura fictícia $h_0(\text{mm})$ e da umidade relativa RH(%).

$$\beta_H = \frac{150h_0}{h_{ref}} \left[1 + (0.012RH)^{18} \right] + 250 \leq 1500\text{mm} \quad (3.19)$$

onde:

$$h_{ref} = 100 \text{ mm}$$

g) Efeito do Tipo de Cimento na Fluência

A fluência do concreto depende do grau de hidratação para a idade de carregamento t_0 e do tipo de cimento empregado.

Esse efeito pode ser levado em consideração pela modificação de t_0 , usando a seguinte equação:

$$t_0 = t_0, t \left[\frac{9}{2 + (t_0, t)^{1,2}} \right]^\alpha \geq 0,5 \quad (3.20)$$

onde:

t_0, t (dias) é a idade do concreto para carregamento ajustada pela equação (4). α é um coeficiente igual a -1,0, 0 ou 1,0 respectivamente para cimento de endurecimento lento, cimento de endurecimento normal e cimento de endurecimento rápido.

h) Retração

A retração se inicia num tempo t_s (dias) quando a cura é terminada.

Por outro lado, quando o concreto é imerso em água num tempo t_s ocorre a expansão. A expansão ou a retração num tempo t (dias) pode ser estimada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (3.21)$$

onde:

$\beta_s(t-t_s)$ é uma função que descreve o desenvolvimento da retração ou expansão com o tempo, dado por:

$$\beta_s(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{350 \left(h_0 / h_{ref} \right)^2 + t - t_s} \right)^{0,5} \quad (3.22)$$

sendo ε_{cs0} a retração fictícia dada por:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (3.23)$$

sendo:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = 10^{-6} \left[160 + 10 \beta_{sc} (9 - f_{cm} / f_{cm0}) \right] \quad (3.24)$$

com β_{sc} igual a 4, 5 ou 8 respectivamente para cimento de endurecimento lento, normal ou de endurecimento rápido.

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \text{ para } 40\% \leq RH \leq 99\% \quad (3.25)$$

$$\beta_{RH} = +0,25 \text{ para } RH \geq 99\% \text{ (imerso em água)} \quad (3.26)$$

O sinal positivo de β_{RH} indica expansão, e $RH(\%)$ é a umidade relativa.

3.9.2 SEGUNDO O ACI COMMITTEE-209

O American Concrete Institute Committee 209 sugere algumas equações que levam em consideração um grande número de variáveis afetando a magnitude da fluência e da retração. As seguintes equações são consideradas aplicadas em “condições normais”. O termo “condições normais” é definido por um número de variáveis com relação ao material.

a) Fluência

O coeficiente de fluência no tempo t para idade de carregamento t_0 é dada por:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0,6}}{10 + (t - t_0)^{0,6}} \cdot \varphi_u \quad (3.27)$$

onde:

$$\varphi_u = \varphi(t_\infty, t_0) \quad (3.28)$$

onde φ_u é a fluência última, após um período longo de 10.000 dias para uma idade de carregamento t_0 . O valor φ_u é dado por: $\varphi_u = 2,35 \gamma_c$.

Onde:

γ_c é um fator de correção, função da idade de carregamento t_0 , dado por:

$$\gamma_c = 1,25 t_0^{-0,118}$$

b) Retração

Para concreto a cura úmida, a retração livre que ocorre entre $t_0 = 7$ dias e a qualquer tempo, tem-se:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \frac{t - t_0}{35 + (t - t_0)} (\varepsilon_{cs})_u \quad (3.29)$$

com $t_0 = 7$

Para o concreto curado ao ar, a retração entre $t_0 = 1$ à 3 dias e qualquer tempo, fica:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0 = 1 \text{ a } 3) = \frac{t - (1 \text{ a } 3)}{55 + (t - 1 \text{ a } 3)} (\varepsilon_{cs})_u \quad (3.30)$$

sendo $(\varepsilon_{cs})_u$, a retração última, dada por:

$$(\varepsilon_{cs})_u = -780 \times 10^6$$

4 INFLUÊNCIA DO EFEITO CONSTRUTIVO INCREMENTAL EM EDIFÍCIOS ALTOS

4.1 INTRODUÇÃO

Muitas normas de projeto de estruturas de concreto são elaboradas levando-se em conta o desempenho das estruturas durante a sua vida em serviço. Segundo **ROSOWSKY et al. (1994)**, geralmente é conhecido que a maioria das patologias das estruturas ocorrem durante a fase de construção do edifício; entretanto, verifica-se que poucos códigos levam em consideração os processos construtivos das estruturas na fase de projeto em relação as cargas prematuras que ocorrem na estrutura.

Como consequência, verifica-se que a estrutura quando é iniciada pode ser muito diferente da estrutura completa, com pouca rigidez, resistência e durabilidade ainda não completamente desenvolvidas.

Em função disso, durante esse período de “tempo de vida” da estrutura, as cargas podem ser bem diferentes das cargas de serviço típicas, e pode ocorrer que os seus efeitos possam ser especialmente críticos para a ruína da estrutura.

De acordo com **ROSOWSKY et al. (1994)**, as cargas atuantes na estrutura ainda jovem em termos de resistência é crítica pelas seguintes razões:

- As resistências a idades precoces do concreto são baixas e a rigidez das lajes não é totalmente desenvolvida nessa fase; sendo assim, a capacidade de carga pode não ser assegurada, e cargas atuantes concentradas podem não ser adequadamente distribuídas na estrutura;

- Os sistemas de escoramento são geralmente muito menos rígidos do que as lajes apoiadas; assim sendo, a completa capacidade de transferência de cargas de um nível para outro não é geralmente avaliada durante a construção;

- Em muitas estruturas de concreto armado na fase de construção, os escoramentos e os sistemas de fôrmas não garantem completamente a transferência de carga na estrutura durante a sua fase de construção;

- Os diferentes procedimentos de construção podem envolver diferentes tipos de equipamentos, de formas e de cargas. Em função do ganho de tempo e dinheiro, reduzem-se os ciclos de escoramentos com redução do número de escoras e remoção prematura das fôrmas, com o concreto sendo então solicitado a uma idade prematura em termos de resistência.

Do exposto acima, de acordo com **ROSOWSKY et al. (1994)**, verifica-se que a variabilidade das cargas de construção tem um efeito muito significativo nas máximas cargas nos escoramentos e máximos momentos fletores atuantes na estrutura.

De acordo com **SORIANO & FONTE (1989)**, com a utilização dos computadores digitais, a tarefa de se obter métodos de cálculo cada vez mais próximos dos exatos tem sido fortemente incrementada para a determinação exata do comportamento das estruturas. Com o uso de programas para análise dos mais variados tipos de estruturas, no caso específico de estruturas de edifícios, evoluiu-se rapidamente do processo de viga contínua e pilares para a adoção de um modelo de grelha sobre apoios elásticos, pórticos planos e pórticos espaciais com diafragma.

Entretanto, todos esses modelos têm sido usados considerando-se a estrutura do edifício como totalmente construída, e com todo o carregamento permanente agindo de modo instantâneo na estrutura. Em função disso, devido aos processos construtivos, parte deste carregamento passa a solicitar a estrutura à medida que a mesma vai sendo construída, gerando por conseguinte esforços internos não computados nos projetos.

Segundo **CORREA & RAMALHO (1993)**, nos edifícios altos, este fato traz maiores problemas em função dos deslocamentos diferenciais dos nós verticais ao nível de cada andar. Verifica-se, entretanto, que na literatura científica há um reduzido número de trabalhos a respeito do assunto. Isso se deve ao fato de que a correta consideração desses efeitos exige condições bastante rigorosas, tais como a adoção de modelos matemáticos muito elaborados, sobreposição de vários

pavimentos com a consideração do escoramento, valores confiáveis das características de resistência e deformabilidade do concreto ao longo do tempo, conhecimento do cronograma de execução da obra, e definição dos sistemas de fôrma e escoramentos a serem utilizados na edificação. Dentro desse enfoque, percebe-se que uma avaliação genérica a respeito do problema dificilmente levaria a resultados conclusivos.

A seguir, faz-se uma breve revisão bibliográfica sobre o cálculo de pavimentos de concreto levando-se em consideração os sistemas construtivos, mostrando sua influência na redistribuição dos esforços e no aumento das flechas e deformações devido aos ciclos de construção nessas estruturas.

4.1.1 Segundo SORIANO & FONTE(1989)

De acordo com SORIANO & FONTE (1989), existem diversas técnicas construtivas de edifícios de andares múltiplos. Para edifícios em concreto armado, tem-se por exemplo, concretagem “in loco”, com a utilização de fôrmas fixas, fôrmas deslizantes, pré-fabricação, etc.

A concretagem “in loco” com a utilização de formas fixas é o procedimento mais tradicional, sendo a edificação construída andar por andar.

Também em edifícios metálicos tem-se procedimentos de montagem andar por andar, com o sistema de escoramentos de cada laje, no caso de concretagem “in loco”, apoiando-se no nível do piso imediatamente inferior, ou utilizando o próprio nível da laje em questão para suporte das fôrmas.

De acordo com SORIANO & FONTE (1989), em função da diversidade de tipos e cronologias de escoramentos, construções ou montagem de elementos estruturais, descimbramentos, bem como construção de painéis de alvenaria, faz-se inicialmente uma abstração do efeito localizado do escoramento supondo que a edificação seja construída laje por laje e com a aplicação da respectiva carga do andar em questão.

Essa abordagem pode ser verificada através de uma análise do efeito construtivo incremental feita por SORIANO & FONTE (1989) admitindo-se o

comportamento elástico linear na análise de dois pórticos planos em concreto armado com 16 e 26 andares respectivamente.

Nessa análise foram utilizados modelos clássicos e modelos incrementais, cujos resultados foram então comparados. Para tal análise, é mostrado uma sequência de colocação da carga nas estruturas de acordo com a figura 12, que mostra uma simulação proposta para um procedimento construtivo de um pórtico plano de um único vão com procedimento de construção “de baixo para cima”.

Segundo os autores, nesse modelo de análise, os pontos nodais e elementos da estrutura sofrem influência apenas dos carregamentos que atuam após a construção do andar correspondente aos mesmos. Assim sendo, os deslocamentos não são calculados segundo um referencial único, isto é, são calculados em relação sempre a partir da posição não deformada.

Entretanto, segundo os autores, os esforços mais desfavoráveis nem sempre ocorrem após a total construção da edificação. De acordo com o representado na figura, o escoramento para efeito de construção do andar superior transfere o peso próprio deste andar para o andar imediatamente inferior. Simultaneamente com esta carga, tem-se que descarregar o peso próprio do andar n que foi transferido, na etapa anterior ao andar $(n-1)$ pelos escoramentos do andar n . Este procedimento pode ser alterado para outras cronologias de escoramentos, descimbramentos e execução de alvenaria.

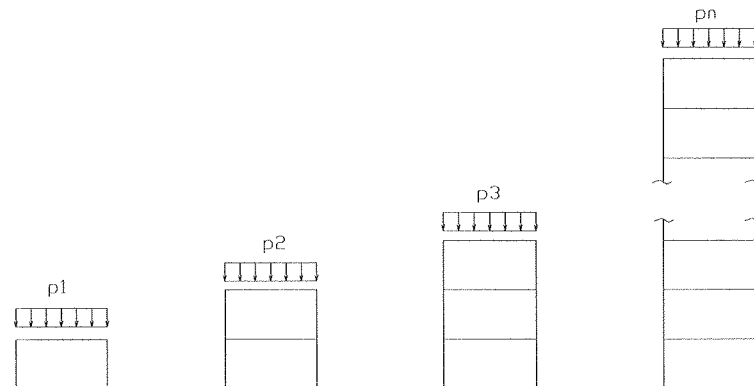


FIGURA 12- Procedimento de Construção “de Baixo para Cima” numa Simulação em um Pórtico Plano.

[SORIANO & FONTE (1989)]

Entretanto, um outro procedimento de análise proposto para as estruturas é mostrado na figura 13, cujas linhas interrompidas são os andares superiores ao andar onde se aplica o carregamento vertical permanente. A partir do carregamento (n-1) considerou-se o efeito dos andares superiores ao andar (n-1) através dos esforços solicitantes nas extremidades inferiores das colunas do andar n com sentidos contrários.

De acordo com a figura 13, no andar n tem-se que aplicar o efeito das colunas do andar (n+1), mas sem a influência do carregamento de alvenaria do andar, considerado na etapa anterior. Assim, em cada etapa tem-se que analisar separadamente o carregamento de alvenaria.

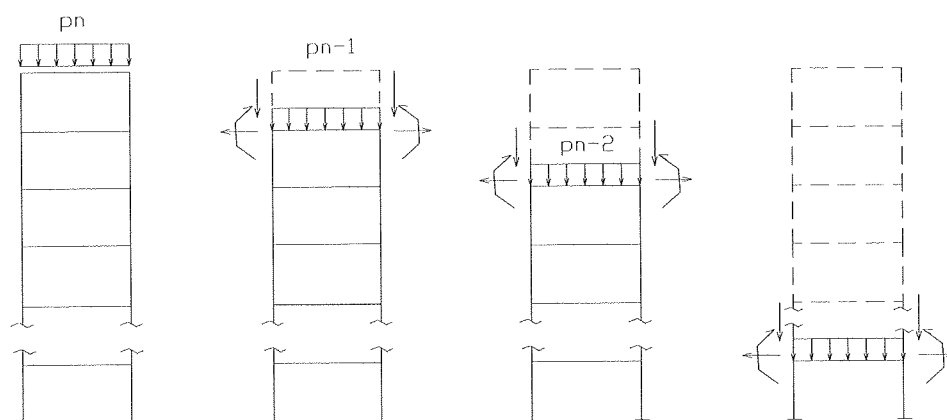


FIGURA 13- Simulação Construtiva “de Cima para Baixo”
[SORIANO & FONTE (1989)]

Para a análise do pavimento, SORIANO & FONTE (1989) consideraram o processo construtivo com o carregamento permanente em cada andar, porém, sem o efeito do escoramento e alvenaria, como mostra a figura 14 a seguir. Para as análises, os autores utilizaram o modelo proposto da figura 12 em questão, em um pórtico plano de dois vãos.

O pórtico analisado possui estrutura convencional de vigas e pilares, constituído de 16 andares-tipo com pilares e vigas de seção transversal constante de (25 x 110 cm) e (20 x 70 cm) respectivamente.

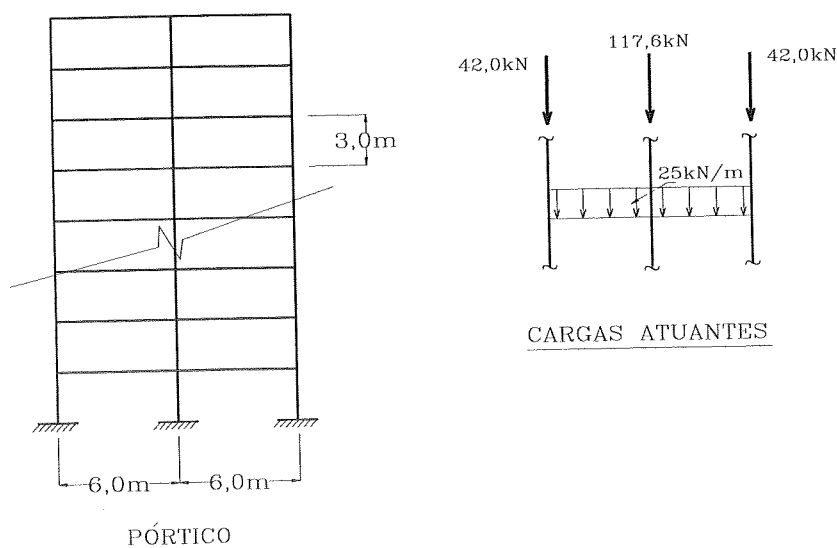


FIGURA 14- Pórtico Plano Analisado e Cargas Atuantes
[SORIANO & FONTE (1989)]

Os resultados foram obtidos através dos seguintes modelos de análise:

- Modelo 1: os pórticos são carregados de uma única vez considerando-se as deformações axiais dos pilares;
- Modelo 2: Idem, não se permitindo deformações axiais dos pilares;
- Modelo 3: os pórticos são carregados segundo a concepção incremental andar por andar descrita anteriormente, considerando-se as deformações axiais das colunas. Entretanto, nas análises feitas pelos autores, não se levou em consideração a fluência e a retração na estrutura analisada, nem uma possível deformabilidade dos escoramentos ao longo das análises. O resultado dos momentos fletores no pilar da esquerda P1 para os modelos analisados por SORIANO & FONTE (1989), são mostrados na tabela 1 a seguir, e nas figuras 15 e 16 que mostram a evolução dos esforços ao longo da altura do edifício para os 3 modelos de análise e as variações

ocorridas em função dos procedimentos propostos de análise adotado para a estrutura em questão

TABELA 1- Momentos Fletores no Pilar P1 (kN.m)

Andar	Modelos de Analise					
	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
	Pilar P1		Pilar P1		Pilar P1	
	Base	Topo	Base	Topo	Base	Topo
1	24,4	41,1	20,7	36,9	33,0	73,2
2	45,1	46,3	37,6	36,9	13,1	77,7
3	51,6	52,5	37,8	36,9	20,3	83,8
4	55,9	57,4	36,9	36,9	25,1	68,9
5	60,2	61,6	36,9	36,9	28,6	92,6
6	69,2	65,4	36,9	36,9	31,0	95,7
7	69,5	68,8	36,9	36,9	32,5	97,4
8	70,9	71,7	36,9	36,9	33,1	98,1
9	73,5	74,3	36,9	36,9	33,1	98,5
10	75,9	76,5	36,9	36,7	32,0	97,6
11	77,8	78,5	36,9	36,9	30,2	95,9
12	79,5	80,1	36,9	36,9	27,6	93,4
13	80,7	80,5	36,9	36,6	24,4	90,0
14	82,9	79,1	37,2	35,5	20,6	86,4
15	84,5	92,4	38,5	41,0	15,6	85,4
16	75,8	153,8	32,5	68,0	5,8	78,5

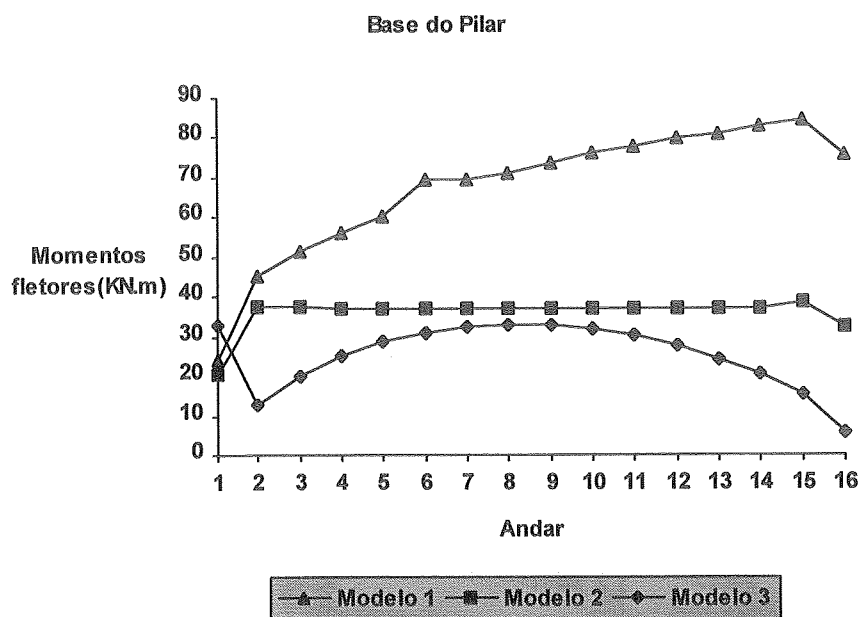


FIGURA 15- Momentos Fletores ao Longo da Altura do Edifício

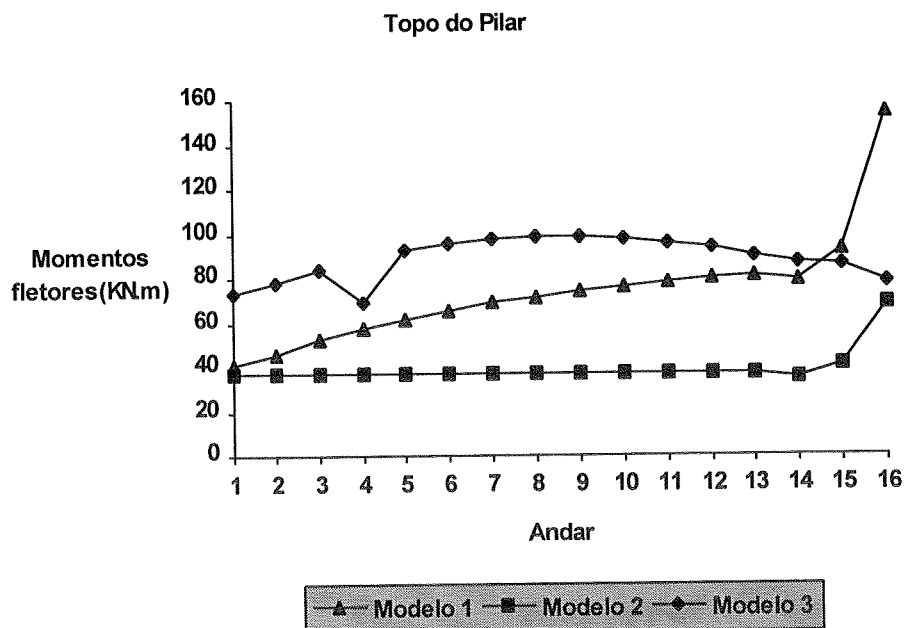


FIGURA 16- Momentos Fletores ao Longo da Altura do Edifício

Da análise da tabela 1 e das figuras 15 e 16, observa-se que no modelo 1, em que os pórticos são carregados de uma única vez considerando-se as deformações axiais dos pilares, os momentos crescem ao longo da altura.

Nos momentos negativos ocorre uma variação gradual dos valores do primeiro ao último andar. Da análise da tabela 1, verifica-se que no andar superior ocorre uma variação brusca para 153,8 kN.m.

No modelo 2 proposto, praticamente não ocorrem variações nos momentos fletores até o penúltimo andar. No modelo 3, quando os pórticos são carregados segundo a concepção incremental por andar, os momentos aumentam na base até a metade da altura do pórtico quando então começam a diminuir.

No modelo 1 os momentos máximos ocorrem na parte superior e no modelo 3, na parte intermediária. Dos modelos analisados e propostos por SORIANO & FONTE (1989), verifica-se que os resultados do modelo 1 afastam-se muito dos relativos ao modelo 3, com a consideração do carregamento incremental, principalmente no que se refere aos momentos fletores positivos.

Das análises feitas, verifica-se que a adoção de um modelo de carga incremental em edifícios altos leva à uma análise mais realista da estrutura; a

filosofia do modelo de acompanhar os esforços que ocorrem na estrutura ao longo da construção acarreta um considerável trabalho numérico a nível de projeto.

Entretanto, do exposto acima, **SORIANO & FONTE (1989)** sugerem uma sequência de construção e carregamento simplificado a seguir.

- Construção andar por andar;
- Ativação do carregamento gravitacional permanente composto por peso próprio da estrutura, revestimento e alvenaria, por ocasião da retirada do escoramento do andar;
- Consideração de carregamentos de sobrecarga vertical, ação do vento e efeito da temperatura.

4.1.2 Segundo **CORRÊA & RAMALHO (1993)**

De acordo com **CORRÊA & RAMALHO (1993)**, o projeto de uma estrutura de um edifício de concreto armado é normalmente realizado considerando-se apenas as ações atuantes finais, com a resistência do concreto aos 28 dias.

Entretanto, durante as etapas de construção, a estrutura estará submetida a ações muito diferentes das finais. Além disso, a resistência do concreto varia com o tempo, em função do seu amadurecimento.

Dessa maneira, a razão entre os esforços solicitantes e resistentes em um dado momento, pode ser bastante diferente da considerada pelo projetista.

CORREA & RAMALHO (1993) fizeram análises em uma obra específica com a adoção de um sistema construtivo, onde essas análises pudessem ser realizadas com rigor, com a hipótese de não haver deformabilidade do concreto.

Para as análises desejadas, os autores optaram por uma separação entre 2 grupos de elementos: pilares e pavimentos (vigas e lajes).

Nas análises dos procedimentos construtivos, **CORREA & RAMALHO (1993)**, utilizaram um sistema construtivo que pela sua eficiência e rapidez pudesse representar condições mais severas para a estrutura. Foram utilizados os sistemas de formas ENCOL, que permitem a concretagem de um pavimento tipo a cada 7 dias. Nesta análise, não se considerou a fluência do concreto em idade precoce.

O pavimento analisado possui estrutura convencional composta por 1 subsolo, 1 térreo e 12 pavimentos tipo. Utilizou-se uma resistência do concreto de 21 MPa aos 28 dias. O cronograma de concretagem dos pavimentos tipo com a utilização desse sistema é mostrado na figura 17.

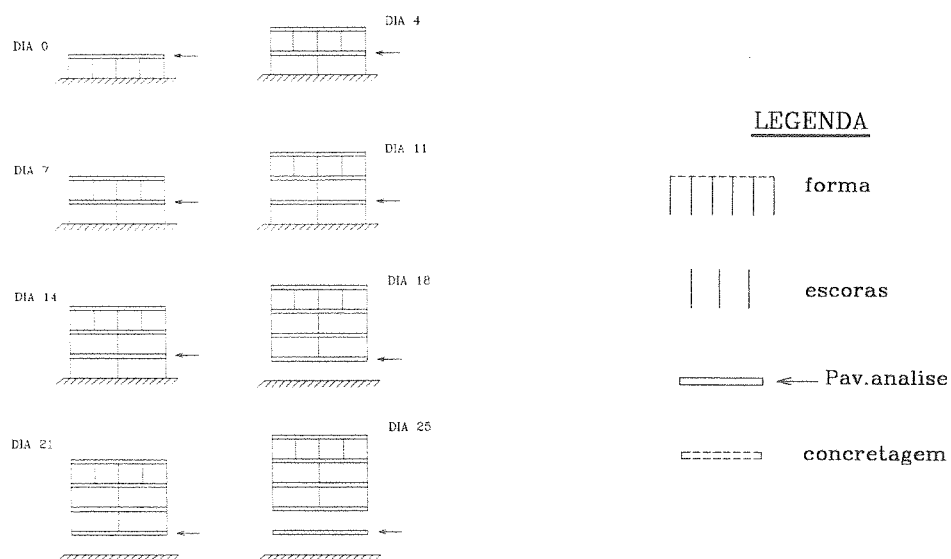


FIGURA 17- Cronograma de Concretagem Utilizando o Sistema de Formas ENCOL
[CORREA & RAMALHO (1993)]

A seqüência construtiva para as análises mostrada na figura 17 é a seguinte:

- passo 1: As escoras e as formas são posicionados para a concretagem do primeiro pavimento.
- Passo 2: Posiciona-se as escoras e as formas no piso superior, e concretiza-se o pavimento.

- Passo 3: Posiciona-se as escoras e formas, e concretiza-se o pavimento do nível superior.

- Passo 4: Retira-se os escoramentos do primeiro nível.

- Passo 5: Posiciona-se as escoras e as formas no piso subsequente, e concretiza-se o pavimento.

A figura 18 mostra o pavimento analisado com o posicionamento das escoras de lajes e vigas da estrutura.

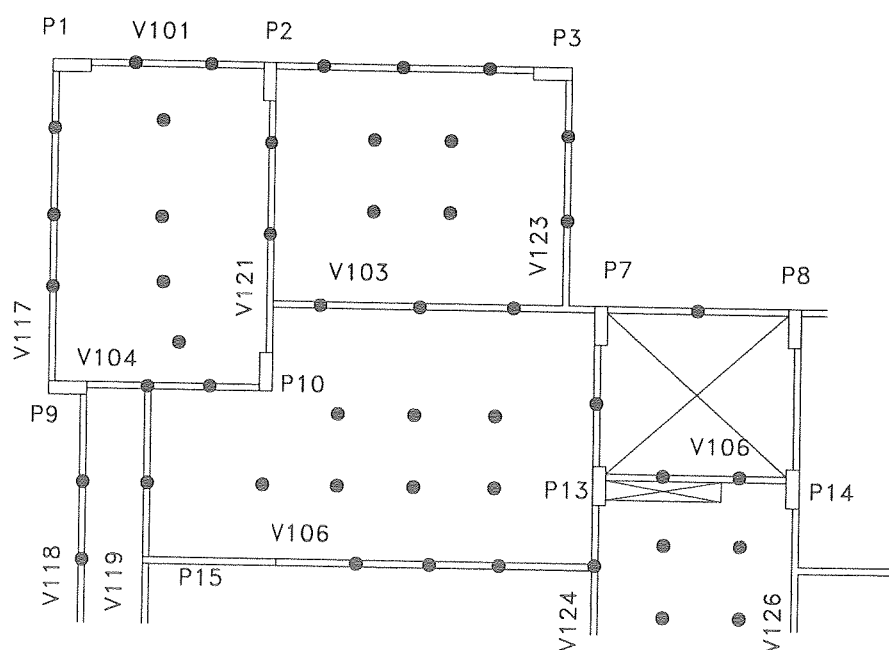


FIGURA 18- Pavimento Analisado e Posicionamento dos Escoramentos
[CORREA & RAMALHO (1993)]

Para a análise da estrutura, o pavimento analisado por CORREA & RAMALHO (1993) teve sua geometria modelada em elementos finitos e foram considerados separadamente o peso próprio da estrutura e a alvenaria. A figura 19 mostra a perspectiva de um dos modelos em elementos finitos analisados.

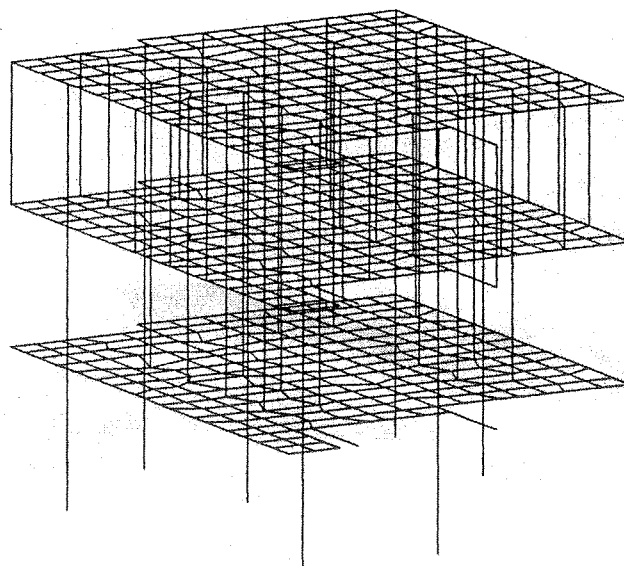


FIGURA 19- Pavimento Tipo Analisado em Elementos Finitos
[CORREA & RAMALHO (1993)]

Os resultados dessa análise encontram-se organizados nas tabelas 2 a 4 a seguir.

TABELA 2- Forças Normais Atuantes nos Pilares. (seção abaixo do pavimento tipo).(kN).

Idade	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
4 dias	14,5	30,4	14,7	33,0	25,9	32,3	32,5	60,4
14 dias	51,5	126,6	52,7	107,2	101,7	150,3	101,5	209,5
28 dias	105,6	271,1	109,7	334,5	186,3	317,7	304,5	415,0
5 meses	357,2	892,3	389,5	140,8	597,7	1016	981,4	1198
13 meses	540,4	1446,9	640,7	565,6	872,4	1553	1255	1689
27 meses	610,9	1728,5	715,2	778,1	1014	1945	1436	2083

A tabela 2 apresenta os esforços normais solicitantes para todos os pilares analisados, e a tabela 3 mostra as reações nos pilares por serviços executados.

TABELA 3- Reações nos Pilares por Serviços Executados (KN).

Pilar	Peso Próprio	Alven.	Emboço Externo	Emboço Interno	Contra Piso	Sobrec.	Total
P1	21,13	8,64	7,89	4,08	3,30	5,87	50,91
P2	54,22	20,14	11,06	22,02	13,14	23,47	144,05
P3	21,93	10,53	8,09	9,36	3,48	6,21	59,60
P7	66,90	24,00	6,00	19,45	9,95	17,76	144,06
P9	37,25	12,56	9,42	6,86	6,61	11,80	84,50
P10	63,54	24,91	0,91	21,80	18,28	32,65	162,09
P13	60,90	16,72	- 1,11	15,54	8,45	15,07	115,57
P15	83,00	16,91	5,84	16,60	18,42	32,88	173,65
Total	408,87	134,42	48,10	115,71	81,63	145,70	934,43

Segundo CORRÊA & RAMALHO (1993), para a determinação das normais resistentes para as mesmas datas em que foram determinadas os esforços solicitantes, foi necessário verificar a resistência característica do concreto em todas as datas.

Os autores fizeram para uma análise mais completa, a utilização de resistência do concreto de 21 MPa, com controle da sua resistência efetuado aos 28 a 63 dias respectivamente. A tabela 4 mostra os valores obtidos respectivamente em kN.

De acordo com CORREA & RAMALHO (1993), da análise dos pilares do pavimento, observa-se que para esses pilares, o crescimento dos esforços resistentes é muito mais rápido que o dos esforços solicitantes, podendo-se garantir para todas as peças analisadas condições de segurança muito satisfatórias durante a execução da obra.

TABELA 4 - Forças Normais Resistentes nos Pilares (kN)

Idade	P1	P2	P3	P7	P9	P10	P13	P15
Controle aos 28 dias								
4 dias	382,0	1387,0	460,0	1168,0	656,0	1614,0	906,0	1462,0
14 dias	577,0	1627,0	640,0	1600,0	909,0	1845,0	1338,0	1927,0
28 dias	652,0	1728,0	716,0	1778,0	1014,0	1945,0	1517,0	2085,0
5 meses	759,0	1883,0	829,0	2050,0	1172,0	2098,0	1788,0	2333,0
13 meses	791,0	1933,0	866,0	2136,0	1225,0	2148,0	1873,0	2419,0
27 meses	811,0	1964,0	889,0	2191,0	1257,0	2180,0	1930,0	2486,0
Controle aos 63 dias								
4 dias	357,0	1340,0	422,0	1075,0	603,0	1568,0	815,0	1358,0
14 dias	520,0	1550,0	583,0	1463,0	830,0	1770,0	1202,0	1802,0
28 dias	590,0	1644,0	653,0	1630,0	928,0	1862,0	1370,0	1956,0
5 meses	693,0	1784,0	758,0	1882,0	1072,0	2002,0	1618,0	2172,0
13 meses	726,0	1831,0	790,0	1963,0	1119,0	2047,0	1698,0	2242,0
27 meses	743,0	1858,0	811,0	2007,0	1147,0	2075,0	1746,0	2289,0

Ainda segundo CORREA & RAMALHO(1993), essa condição é válida entretanto, apenas quando se puder contar com um escoramento eficiente. Verifica-se que caso isso não aconteça, os riscos para a estrutura passam a ser consideráveis, uma vez que , os esforços solicitantes não são avaliados durante a fase de colocação da carga na estrutura em questão

4.1.3 Segundo GARDNER & FU (1987)

Uma complicação ainda maior ocorre, de acordo com GARDNER & FU (1987), quando as cargas de construção são aplicadas a estruturas que não tem ainda uma resistência elevada quando comparada com a sua resistência aos 28 dias.

Segundo GARDNER & FU (1987), como consequência, com a aceleração dos processos construtivos podem ocorrer elevadas cargas no concreto ainda jovem, e com uma resistência bem inferior à sua resistência de projeto. Pode assim ocorrer

dano à estrutura, aumentando-se a probabilidade de ruína estrutural, de acordo com análises feitas por **GARDNER & FU (1985)**¹.

Uma outra consideração a ser feita é que cargas relativamente elevadas, provenientes dos escoramentos e equipamentos durante a sua fase de construção aplicadas a pavimentos com baixa resistência e com baixo módulo de elasticidade podem causar enormes flechas iniciais. Como consequência das elevadas tensões desenvolvidas, a deformação lenta provoca a elevação das flechas por ações de longa duração nos pavimentos.

Um resumo de alguns estudos de flechas de longa duração medidas nas estruturas ao longo dos últimos 40 anos, é mostrado na tabela 5, que mostra a evidência e a preocupação com relação às cargas atuantes nas estruturas durante a sua fase de construção.

TABELA 5- Relação de Flechas de Longa Duração ao Longo dos Anos nas Estruturas.

Referência	Ano	Idade da Flecha Inicial (Dias)	Idade da Flecha Final	Relação de Flechas
Washa	1947	28	5 anos	3,9
Csiro	1961	10	8 meses	12
Taylor and Helman	1970	14	2,5 anos	6-8
Taylor	1971	56	1 ano	3,9
			3,5 anos	6,3
			8 anos	6,7
Jenkins	1972	10	1 ano	2,6
Yamamoto	1982	1-28	112 dias	4,4-6,4
Sbarounis	1984	-	1 ano	4,2-6,4

Segundo **GARDNER & FU (1987)**, as operações básicas de um procedimento típico de construção, são a colocação do concreto em um novo piso e a remoção dos apoios do nível inferior a cada 4 ou 5 dias após a concretagem do pavimento. Para um sistema de escoramentos, **GRUNDY** e **KABAILA** apud **GARDNER & FU (1987)**, desenvolveram um método simplificado de análise em pavimentos baseado nas seguintes hipóteses:

¹GARDNER, J. (1985). "Shoring, Reshoring and Safety". Concrete International: Design & Construction. v. 7, n. 4.

1. Os escoramentos são infinitamente rígidos quando comparados com as lajes do pavimento;
2. A retração e a deformação lenta do concreto nos pavimentos são considerados desprezíveis;
3. O pavimento trabalha elasticamente;
4. A carga aplicada na estrutura é distribuída entre as lajes na proporção da sua rigidez relativa à flexão;
5. A fundação é infinitamente rígida quando comparada com a rigidez do pavimento analisado.

A figura 20 mostra uma simulação de construção de um edifício de múltiplos andares proposto por **GARDNER & FU (1987)**, com um sistema de formas de três níveis, para um modelo de ciclo de colocação da carga de concreto de 7 dias com retirada dos escoramentos a cada 5 dias, respectivamente.

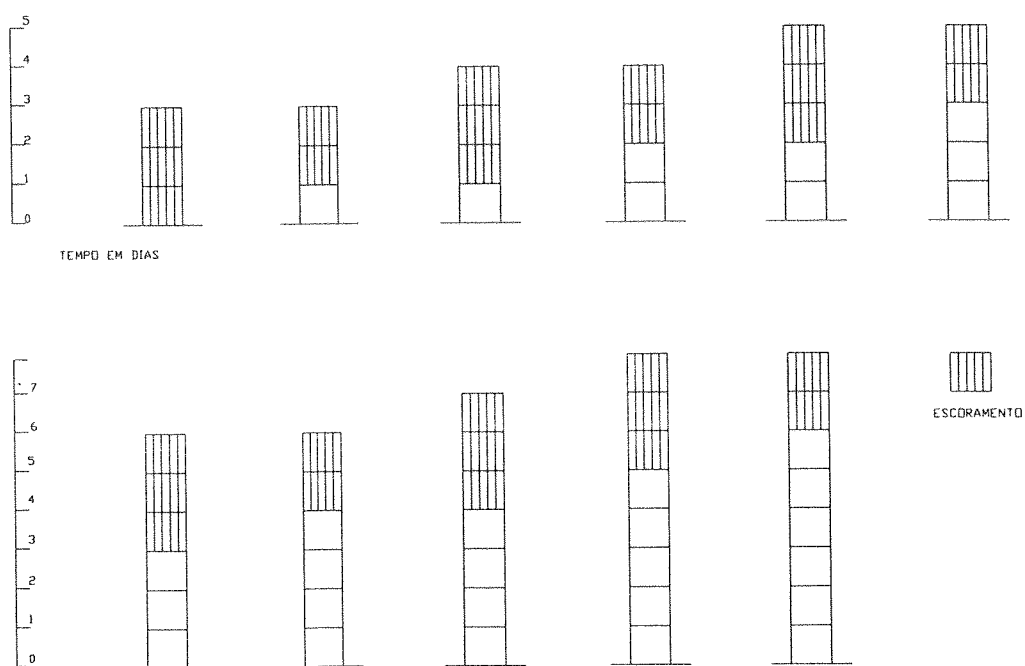


FIGURA 20- Simulação Construtiva com Três Níveis de Fôrmas
[GARDNER & FU (1987)]

GARDNER & FU (1987), na simulação construtiva proposta, os três primeiros pisos apoiados pelos escoramentos não se deformam. Sendo assim, toda a carga é transferida pelas formas diretamente para a fundação. Aos 26 dias, o nível dos escoramentos é removido e as lajes se deformam. As escoras removidas são colocadas no terceiro piso da laje e o quarto piso é então concretado. Como consequência, todas as lajes podem estar então solicitadas pelo seu peso e por uma certa parcela da carga dos pavimentos superiores.

De acordo com **GARDNER & FU (1987)**, quando o sistema de formas é posicionado sobre o pavimento, a carga atuante na laje inferior pode aumentar até 2,36 vezes o seu peso devido ao ciclo construtivo. Isso mostra a importância de uma análise de comportamento da estrutura durante o seu processo de construção, principalmente às primeiras idades. Outro sistema construtivo proposto pelos autores, mostrado na figura 21, sugere uma técnica de reescoramento com um nível de formas, escoras e alguns níveis de reescoramentos.

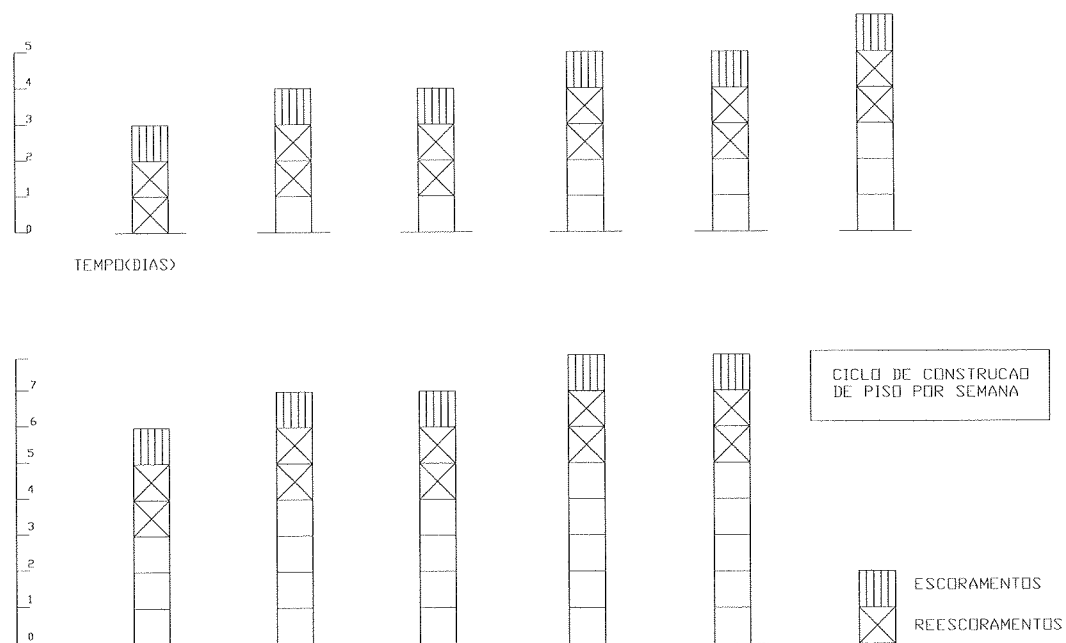


FIGURA 21- Simulação Construtiva de uma Escora e duas Reescoras
[GARDNER & FU (1987)]

Da análise do sistema construtivo proposto na figura 21, pode-se perceber que a técnica de reescoramentos envolve tipicamente somente um nível de formas, escoras e alguns níveis de reescoramentos. Fica evidente que a carga durante a concretagem se transmite para as várias lajes do sistema; entretanto, as cargas são bem menores que as de serviço, aumentando-se porém o carregamento imposto às idades prematuras no concreto. Como consequência, as elevadas tensões desenvolvidas em função das cargas atuantes na fase de construção, podem causar ao longo do tempo de construção, uma probabilidade de ruína, ou grandes flechas por fluência ao longo do tempo, na estrutura. Esse fato foi investigado em edifícios altos, verificando-se que as flechas de longa duração medidas foram muito maiores que as flechas de longa duração calculadas usando as propriedades do concreto com 28 dias de idade. Entretanto, conforme relata GARDNER & FU (1987), nas estruturas reais, as elevadas cargas de construção são ignoradas quando se projetam tais estruturas.

GARDNER & FU (1987), constataram esse fato através de ensaios experimentais em três modelos de lajes simplesmente apoiadas submetidas a uma certa parcela do carregamento final.

As lajes ensaiadas possuíam espessura de 6,5 cm apoiadas em pilares de dimensões 20 x 20 cm. Cada laje foi moldada com vãos de 1,96 x 1,96 m respectivamente. A resistência utilizada nos modelos ensaiados foi estimada em 27,8 MPa aos 28 dias.

Para a aplicação da carga nas lajes, foram utilizados blocos de concreto de dois tipos: blocos de 14,4 Kg e 16,6 Kg respectivamente.

Para análise dos efeitos construção na estrutura, os autores utilizaram uma equação proposta, que é simplesmente a soma das flechas imediatas multiplicadas por um fator que leva em consideração as cargas de construção, a deformação lenta e a retração do concreto.

$$\delta_L = \delta_s \times \text{fator} \quad (4.1)$$

sendo:

$$\delta_s = \frac{\text{carga do serviço}}{\text{carga da construção}} \times \delta_c \quad (4.2)$$

onde:

$$\text{fator} = 1 + 2,8 \frac{C_u}{2,35} + 1,2 \frac{\varepsilon_{shu}}{800} \quad (4.3)$$

sendo: C_u a fluência última, δ_L é a flecha de longa duração e δ_s e δ_c são as flechas de serviço e de construção respectivamente.

Para uma última análise dos modelos levando-se em conta a retração GARDNER & FU (1987) utilizaram a seguinte equação, dada por:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{t}{t+35} \varepsilon_{shu} \quad (4.4)$$

Para tais medições das deformações por fluência, os autores utilizavam a equação proposta pelo ACI-COMMITTEE 209, dada abaixo:

$$C_t = 1,25 \cdot t_0^{-0,118} \cdot \frac{(t-t_0)^{0,6}}{10 + (t-t_0)^{0,6}} \cdot C_u \quad (4.5)$$

sendo C_u a fluência última, C_t o coeficiente de fluência no tempo t e t_0 é a idade do carregamento. A tabela 6 mostra as flechas de 1.000 dias calculadas pela equação (4.1) proposta, e as flechas medidas nos modelos de lajes ensaiadas.

TABELA 6- Comparação das Medições e equações Propostas

Modelo	Retração (x 10 ⁻⁶)	Carga de Construção (KPa)	Carga de Serviço (KPa)	Flecha de Serviço (mm)	Flecha por Fluência (mm)	Flecha Experimental (mm)
1	769	3,64	2,73	1,20	5,48	6,51
2	652	5,03	3,785	1,47	6,46	7,57
3	677	3,785	2,785	2,12	9,39	9,65

Da análise da tabela 6, fica evidente que no caso dos processos construtivos, em função das cargas atuantes, a fluência pode ocorrer ao longo do

tempo, acarretando um aumento nas deformações da estrutura. Esse fato pode ser preocupante quando não se considera esse fator nos projetos de estruturas de concreto. Esse problema pode ser levado em conta nos processos construtivos com um número de formas e escoramentos eficientes, e a adoção de concretos de elevada resistência inicial.

4.1.4 Segundo MOSSALAM & CHEN (1992)

Uma outra abordagem do assunto pode ser relatada por MOSALLAM & CHEN (1992). Segundo os autores, os pórticos de edifícios altos são normalmente analisados de acordo com a simplificação de que as cargas são impostas quando a estrutura está totalmente terminada. Em virtude disso, praticamente todas as estruturas elevadas podem exibir grandes deformações axiais diferenciais; como consequência, são introduzidos na estrutura ainda jovem, substanciais momentos nas ligações entre vigas e lajes, que levam a erros grosseiros em função dessa simplificação.

O efeito do carregamento incremental em função dos processos construtivos “passo a passo” em edifícios altos foi estudado por CHAKRABARTI et ali (1978)² e SELVARACK & SHARMA (1974)³, que concluíram em suas investigações que a simulação da sequência de construção na análise levava a erros e a uma considerável variação nos momentos fletores de projeto obtidos em comparação com a análise convencional.

De acordo com MOSALLAM & CHEN (1992), é evidente que parte da carga é aplicada em estágios enquanto a construção da estrutura prossegue, sendo que parte do total da carga é imposta após o término da construção.

Conseqüentemente, esse aspecto do carregamento incremental em função dos processos construtivos “passo a passo” das estruturas, tem uma importância muito grande nas análises finais das tensões. Tal fato foi constatado por

²CHAKRABARTI, S.C. et ali.(1978). “Effect of sequence of construction in the analysis of multistory building frame”. Building and Environment, England. v. 13, n. 1.

HADIPRIONO & WANG (1986)⁴, que estudaram e examinaram as causas que resultaram em 85 colapsos de sistemas de formas num período de 1961 até 1982. Segundo esses autores, em muitos desses colapsos, uma velocidade excessiva da colocação do concreto, e o uso de equipamentos impõe significativos esforços ao pavimento.

MOSALLAM & CHEN (1992) propõem um modelo analítico para uma simulação mais realista dos processos construtivos, pela consideração das cargas permanentes e acidentais num pórtico de 10 pavimentos, como mostra a figura 22.

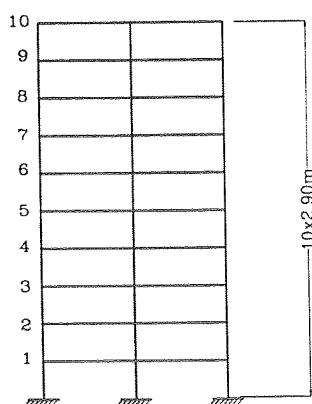


FIGURA 22- Elevação do Modelo Analisado
[MOSALLAM & CHEN (1992)]

MOSALLAM & CHEN (1992) utilizaram um modelo tridimensional para o pórtico em questão, e o efeito das cargas de construção foi analisado com a simulação do processo construtivo e sem a simulação do processo construtivo. Para tais análises, foram feitas as seguintes hipóteses básicas:

1. As lajes e os pilares trabalham elasticamente, e suas rigidezes são dependentes do tempo;
2. Os escoramentos são apoios elásticos uniformes com igual rigidez axial;
3. As ligações entre os escoramentos e as lajes são admitidas articuladas;
4. A fundação é admitida como rígida.

³SELVARAK, S; SHARMA, S.P.(1974). "Influence of construction sequence on the stress in tall building". Bangkok.

⁴HADIPRIONO, F.C.; WANG, H.K.(1986). "Analysis of causes of formwork failures in concrete structures". Journal of construction engineering and management, ASCE, v. 112, n. 1.

O sistema de formas e posicionamento dos escoramentos para essa análise é mostrado na figura 23 a seguir.

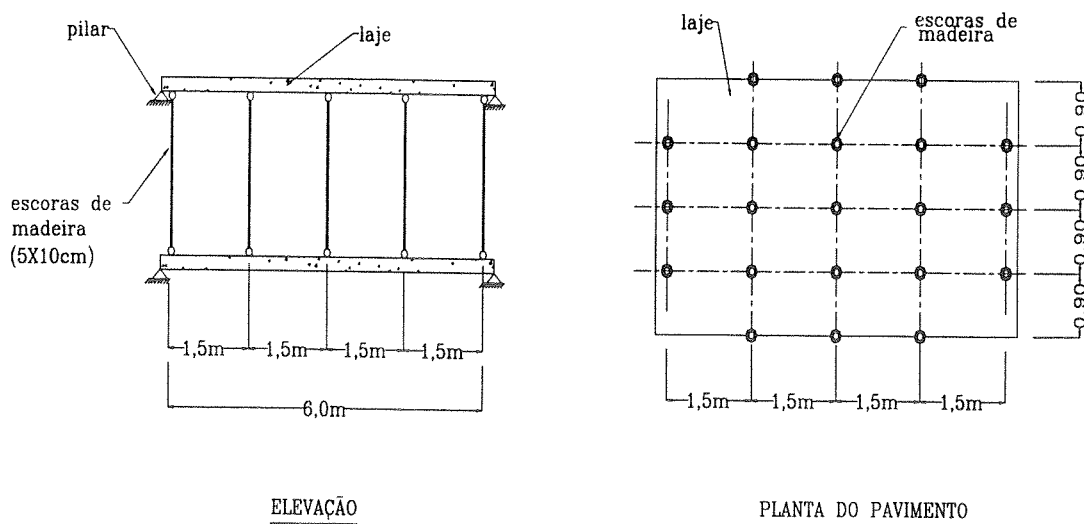


FIGURA 23- Sistema de Formas para o Modelo Analisado
[MOSALLAM & CHEN (1992)]

Para as análises, a carga de construção foi dividida em carga acidental e permanente. A carga permanente simula o peso do pavimento. A carga de longa duração inclui o peso de formas, braços de madeira e os equipamentos de construção.

MOSALLAM & CHEN (1992) consideraram as cargas de construção expressadas em termos de D , o peso do pavimento. A carga acidental foi considerada como $0,1D$ respectivamente, levando-se em consideração o efeito das formas, escoras e braços de madeira. A carga acidental extraordinária é considerada com o valor de $0,5 D$ respectivamente.

O módulo de elasticidade E_c aos 28 dias e a resistência do concreto de lajes e pilares é de $2,6 \times 10^4$ MPa e 27 MPa respectivamente. O módulo de elasticidade para a madeira é adotado como $1,16 \times 10^4$ MPa.

MOSALLAM & CHEN (1992) consideraram uma variação linear da distribuição das cargas de construção para o início e final dos passos de construção. Verifica-se que a carga de construção carregada pelos sistemas de escoramentos é

equivalente à um processo de aplicação de uma série de cargas concentradas de igual magnitude e opostas na direção da carga das escoras.

Para a análise em questão, o procedimento construtivo proposto por **MOSALLAM & CHEN (1992)** consiste dos seguintes passos de construção da estrutura.

- Passo 1: colocação de concreto no nível 1;
- Passo 2: colocação de concreto no nível 2;
- Passo 3: colocação de concreto no nível 3;
- Passo 4: remoção dos escoramentos sob o nível 1;
- Passo 5: colocação de concreto no nível 4;
- Passo 6: remoção dos escoramentos sob o nível 2;
- Passo 7: colocação de concreto no nível 5;
- Passo 8: remoção dos escoramentos sob o nível 3;
- Passo 9: colocação de concreto no nível 6;
- Passo 10: remoção dos escoramentos sob o nível 4.

A figura 24 mostra os resultados dos momentos fletores, com a consideração ou não dos processos de construção, bem como a relação dos momentos fletores das vigas dos vãos A e B do pórtico em diferentes níveis do edifício analisado por **MOSALLAM & CHEN (1992)**.

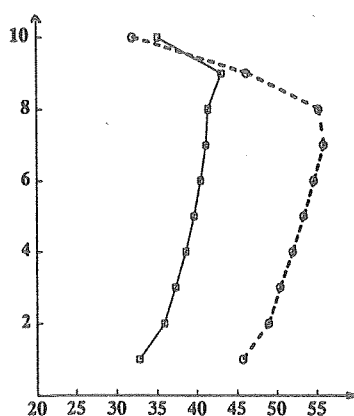


FIGURA 24- Momentos nas Vigas em Função do Processo Construtivo e Análise Convencional da Estrutura.

[MOSALLAM & CHEN (1992)]

Os resultados da figura 24 mostram que a incorporação da sequência de construção incremental leva a uma drástica mudança nos momentos finais, quando são comparados com as análises convencionais.

Para uma avaliação das forças nos elementos, as estruturas de edifícios altos devem ser analisadas apropriadamente com uma sequência de construção.

Segundo os autores, uma importante conclusão está no fato de que os detalhes de projeto são significativos na determinação dos procedimentos construtivos, prevendo na sua análise inicial, as cargas que atuam na estrutura ainda jovem.

4.1.5 Segundo ZAPATA & BAZANT (1986)

É comum na prática, apoiar o piso de concreto dos edifícios por um sistema de escoramentos e cimbramentos nos pisos anteriores já deformados a uma idade prematura, em função do interesse da economia e do andamento da construção; como consequência, com uma retirada dos escoramentos antes do ganho de resistência adequado do concreto, podem ocorrer variações drásticas na estrutura.

De acordo com ZAPATA & BAZANT (1986), o mais importante avanço nesse estudo foi realizado por GRUNDY & KABAILA (1963)⁵, que apresentaram uma verificação experimental em que as deformações dos pavimentos de concreto são consideradas como elásticas; as deformações axiais dos escoramentos bem como dos pilares dos edifícios foram considerados desprezíveis e as reações de apoio dos escoramentos são consideradas uniformemente distribuídas sob o pavimento.

Com essas suposições, os autores mostraram que as forças nos escoramentos calculadas estavam de acordo com as medições reais nas estruturas. Trabalhos subseqüentes foram realizados por GRUNDY & KABAILA (1963), que consideraram várias seqüências de construção, incluindo a técnica de

⁵GRUNDY, P; KABAILA, A. (1963). "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings". ACI Journal, n. 60.

reescoramentos, que levava a uma drástica redução nas sobrecargas dos pisos inferiores.

Para as análises dos processos construtivos, **ZAPATA & BAZANT (1986)** consideram os escoramentos e os pilares como elementos inextensíveis, e as reações dos escoramentos como uniformemente distribuídas, como mostra a figura 25. Para as análises dos pavimentos e comparações com medições **ZAPATA & BAZANT (1986)** propõe a seguinte função fluência para se levar em conta a fluência no pavimento em questão.

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} \left[1 + \theta_1 (t'^{-m} + \alpha) (t - t')^n \right] \quad (4.6)$$

cujos valores dos parâmetros são:

$m = 1/3$, $n = 1/8$, $\alpha = 0,05$ e $\theta_1 = 4,5$. E_0 representa o módulo de elasticidade assintótico sendo tomado como $E_0 = 1,5 E_c$.

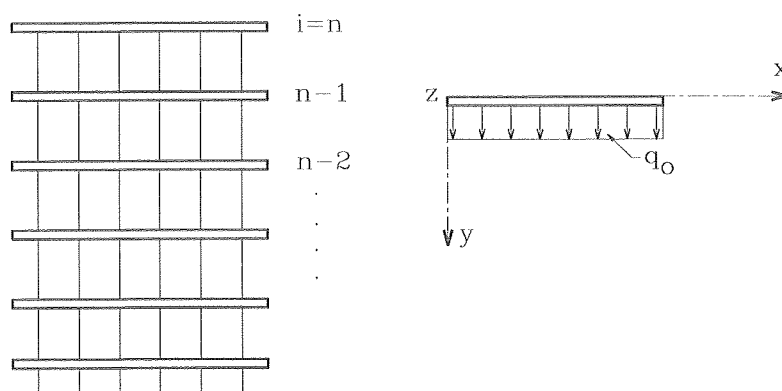


FIGURA 25- Modelo de Pavimento com os Escoramentos
[ZAPATA & BAZANT (1986)]

A tabela 7 resume os dados numéricos dos escoramentos na análise, levando-se em consideração a fluência, e as flechas do pavimento. Os resultados são dados para o momento t_a após a idade de 1.000 dias após a concretagem.

TABELA 7- Relações das Flechas Calculadas

TIPO	TIPO	Ciclo de 5 Dias		Ciclo de 10 dias		Ciclo de 15 dias	
		Escora	Reescora	T _a	1.000 dias	T _a	1.000 dias
1	0	8,55	10.80	8.13	9.77	7.70	8.84
1	1	7,75	10.19	7.24	8.81	6.85	7.93
1	2	7,50	9.85	6.93	8.37	6.55	7.52
1	3	7.40	9.62	6.79	8.11	6.41	7.27
1	4	7.35	9.45	6.71	7.91	6.34	7.10
2	0	8.17	9.57	7.60	8.36	7.18	7.55
2	1	7.14	9.30	6.64	7.97	6.28	7.18
2	2	6.87	9.15	6.34	7.76	6.00	6.98
2	3	6.76	9.04	6.20	7.61	5.86	6.85
2	4	6.72	8.96	6.14	7.52	5.79	6.76
3	0	7.88	8.82	7.28	7.62	6.88	6.89
3	1	6.74	8.67	6.25	7.40	5.93	6.67
3	2	6.51	8.58	5.99	7.27	5.67	6.55
3	3	6.42	8.51	5.89	7.18	5.57	6.48
3	4	6.39	8.46	5.84	7.12	5.52	6.42

A tabela 7 mostra que as flechas aumentaram com uma diminuição do número de escoramentos, e também com uma diminuição da duração do ciclo de construção. Percebe-se, pela análise da tabela, que a aceleração do ciclo de construção pode levar a um aumento das flechas finais na estrutura em questão. Segundo ZAPATA & BAZANT (1986), para uma análise mais precisa, tendo em vista a sequência construtiva incremental, percebe-se que as flechas de longa duração dos pisos devem ser calculadas levando-se em consideração o carregamento histórico a idades prematuras, que pode influenciar significativamente as deformações de longa duração nas estruturas.

4.1.6 Segundo LIU & CHEN (1987)

Um modelo de análise da influência da deformação lenta em edifícios altos de concreto armado que leva em consideração, conjuntamente com a fluência do concreto, um modelo de fluência para a madeira é proposto por LIU & CHEN (1987). Os autores consideraram nessa análise a influência das deformações dependentes do tempo do concreto e dos escoramentos de madeira na distribuição das cargas e flechas nos pavimentos de edifícios. De acordo com LIU & CHEN (1987), a influência da deformação lenta dos materiais durante a construção tem sido

notada, à mais de 30 anos, assumindo-se geralmente que a fluência tem um papel significativo para as construções de concreto, especialmente quando essas estruturas são carregadas a uma idade prematura. A equação proposta para tal análise é a seguinte:

$$J_w(t, t^*) = \frac{1}{E_w} + \frac{\phi_{wt}}{E_w} \quad (4.7)$$

onde E_w é o módulo de elasticidade da madeira, e ϕ_{wt} é o coeficiente de fluência da madeira que poder ser aproximadamente:

$$\phi_{wt} = 1 - e^{-0,038(t-t^*)^{0,633}} \quad (4.8)$$

sendo $(t-t^*)$ em dias.

A figura 26 mostra o modelo laje-escoramento proposto por LIU & CHEN (1987) para se levar em consideração as cargas dos escoramentos no pavimento.

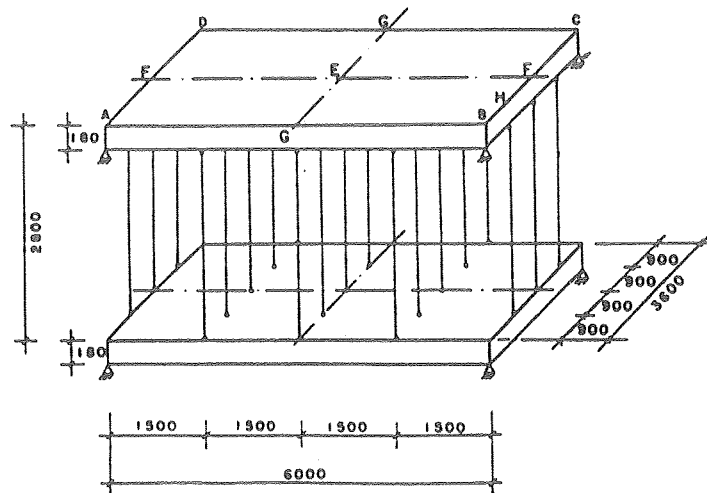


FIGURA 26- Modelo de Cálculo Proposto
[LIU & CHEN (1987)]

Para as análises, foram feitas as simplificações expostas a seguir:

- As lajes de concreto são consideradas elásticas e sua rigidez é considerada dependente do tempo;
- Foi considerada uma diminuição da rigidez da laje, causada pela fissuração ou pela duração da carga;
- A rotação das lajes é admitida totalmente livre;
- Os escoramentos são considerados apoios contínuos com igual rigidez ao longo do seu comprimento
- A rigidez da fundação é considerada como uma laje de rigidez equivalente.

No procedimento de análise, LIU & CHEN (1987) assumem a inclusão de dois níveis de escoramentos e um nível de reescoramento, com a adoção da seguinte seqüência construtiva:

- Passo 1: colocação do concreto no nível 1; a carga é então, transmitida pelos escoramentos. No final dessa operação, o peso total da laje é distribuído para os escoramentos.

- Passo 2: colocação do concreto no nível 2.

- Passo 3: remoção dos primeiros níveis de escoramentos;

- Passo 4: colocação dos reescoramentos sob o primeiro piso tal que os reescoramentos não carreguem todas as lajes, não causando mudanças na distribuição de cargas no pavimento;

- Passo 5: colocação do concreto no nível 3, similar aos passos 1 e 2. As forças internas devidas à colocação do concreto do terceiro piso podem sofrer modificações devidas à influência da fluência dos escoramentos do primeiro, segundo e terceiro pisos, respectivamente.

- Passo 6: remoção dos primeiros reescoramentos do pavimento.

- Passo 7: remoção dos escoramentos sob o segundo pavimento.

- Passo 8: os reescoramentos colocados no segundo piso não influenciam as forças internas.

- Passo 9: colocação do concreto no quarto nível; similar ao passo 2 e 5 respectivamente.

- Passo 10: remoção dos reescoramentos do segundo piso.

LIU & CHEN (1987) consideraram nas análises escoramentos uniformemente distribuídos no pavimento. Foram analisados dois casos em questão:

- Caso A: Velocidade de carregamento ou de construção de um pavimento por semana, que mostra um caso mais realista de construção;

- Caso B: Velocidade de construção de um pavimento a cada dois dias. Este caso representa uma situação extrema de alta velocidade de construção, sendo então estimada a influência da deformação lenta no concreto jovem. A tabela 8 mostra a comparação dos resultados que levam em consideração o procedimento convencional de construção, modelo tridimensional e pela análise proposta que leva em consideração a fluência da madeira. A tabela 9 resume a comparação entre os dois casos A e B analisados.

TABELA 8- Comparação dos Resultados A e B por Diferentes Métodos

		Análise Convencional		Método Tridimensional			Considera Fluência da Madeira		
		1	2	3	4	5	6	7	8
Passo	Nível	N_{max}	M_{max},D	N_{max}	M_{max},D	Δ_{max} (mm)	N_{max}	M_{max},D	Δ_{max} (mm)
1	1	1.00		1.00	0.00	0.43	0.97	0.03	0.48
2	1	2.00		1.86	0.26	0.80	1.76	0.31	0.87
	2	1.00		1.00	0.00	0.80	0.96	0.03	0.86
3	1		1.00		1.30	1.92		1.23	1.97
	2	0.00	1.00	0.81	0.70	1.57	0.79	0.77	1.59
5	1	1.00	1.00	0.48	1.50	2.13	0.38	1.45	2.21
	2	1.00	1.00	0.98	1.09	2.08	0.94	1.19	2.14
	3	1.00		1.00	0.00	0.95	0.99	0.04	1.01
6	1		1.33		1.72	2.34		1.63	2.37
	2	0.33	1.34	0.95	1.20	2.20	0.92	1.28	2.23
	3	0.67	0.33	0.99	0.07	1.02	0.98	0.09	1.07
7	1		1.00		1.00	1.58		1.00	1.70
	2		1.50		1.62	2.69		1.63	2.66
	3	0.50	0.50	0.87	0.38	1.37	0.87	0.45	1.50
9	1		1.34		1.22	1.78		1.09	1.81
	2	0.34	1.83	0.26	1.94	3.01	0.11	1.79	2.85
	3	1.17	1.83	1.19	0.84	1.96	0.91	0.70	1.85
	4	1.00		1.00	0.00	1.02	0.57	0.50	1.08
10	1		1.00		1.00	1.58		1.00	1.72
	2		1.95*		2.06*	3.12		1.84	2.90
	3	0.95	0.94	1.07	0.90	0.90	0.91	0.73	1.88
	4	0.89	0.11	0.99	0.04	1.07	0.55	0.52	1.10

D = Peso próprio da laje; M = Carga de Laje; N = Carga de Escoramentos; Δ = Flecha relativa das lajes

Da análise da tabela 8 percebe-se que, pela consideração da influência da deformação lenta na madeira, as cargas nos escoramentos e momentos no piso foram reduzidos por aproximadamente 5% à 11%, respectivamente. As flechas residuais do pavimento aumentaram em 9%. Isso ocorre em função das deformações por fluência do pavimento com o concreto ainda jovem (passo de análise 1). Por outro lado, se a deformação lenta é considerada, a rigidez das lajes é diminuída devido à duração do carregamento. Como consequência, a influência da fluência no concreto transfere parte da carga permanente para as outras lajes jovens. Consequentemente a deformação lenta leva a uma redução dos máximos momentos nas lajes e máximas cargas de escoramento, e a um aumento das flechas residuais do pavimento analisado.

TABELA 9- Comparação entre os Exemplos A e B

Passo	Nível	Método Convencional		Método que leva em consideração a fluência das escoras de Madeira					
				Exemplo A			Exemplo B		
		1	2	3	4	5	6	7	8
		N_{max}	$M_{max} \cdot D$	N_{max}	$M_{max} \cdot D$	Δ_{max} (mm)	$N_{max} \cdot D$	$M_{max} \cdot D$	Δ_{max} (mm)
1	1	1.00		0.97	0.03	0.48	0.98	0.01	0.46
2	1	2.00		1.76	0.31	0.87	1.79	0.30	0.82
	2	1.00		0.96	0.03	0.86	0.99	0.01	0.82
3	1		1.00		1.23	1.97		1.33	1.79
	2	0.00	1.00	0.79	0.77	1.59	0.82	0.67	1.46
5	1	1.00	1.00	0.38	1.45	2.21	0.39	1.55	2.00
	2	1.00	1.00	0.94	1.19	2.14	0.98	1.10	1.96
	3	1.00		0.99	0.04	1.01	0.99	0.02	0.98
6	1		1.33		1.63	2.37		1.74	2.15
	2	0.33-	1.34	0.92	1.28	2.23	0.96	1.19	2.04
	3	0.67	0.33	0.98	0.04	1.07	0.99	0.07	1.03
7	1		1.00		1.00	1.70		1.00	1.45
	2		1.50		1.63	2.66		1.62	2.50
	3	0.50	0.50	0.87	0.45	1.50	0.88	0.38	1.34
9	1		1.34		1.09	1.81		1.09	1.54
	2	0.34	1.83	0.11	1.79	2.85	0.11	1.77	2.65
	3	1.17	1.83	0.91	0.70	1.85	0.92	0.63	1.63
	4	1.00		0.57	0.50	1.08	0.57	0.50	1.01
10	1		1.00		1.00	1.72		1.00	1.47
	2		1.95		1.84	2.90		1.83	2.70
	3	0.95	0.94	0.91	0.72	1.88	0.91	0.66	1.65
	4	0.89	0.11	0.55	0.52	1.10	0.56	0.51	1.02

D = Peso próprio da laje; M = Carga de Laje; N = Carga de Escoramentos; Δ =

Flecha relativa das lajes

A tabela 9 resume uma comparação entre os casos analisados A e B respectivamente. Pode-se verificar que o efeito da fluência do concreto no caso B aumenta a carga nos escoramentos em 2% respectivamente, com uma consequente diminuição dos momentos e flechas do pavimento em 1% à 15%, respectivamente. No caso B, com a utilização de concretos de elevada resistência inicial, ocorre que o concreto é carregado a uma idade muito jovem. Como resultado, o módulo efetivo do concreto é menor do que no caso normal.

Das análises feitas por LIU & CHEN (1987), percebe-se que a influência da deformação lenta na distribuição de cargas em edifícios altos de concreto armado durante a sua fase de construção pode ser estimada através de uma análise rigorosa das tensões.

De acordo com os resultados apresentados no caso A, que representa os casos práticos de construção, a influência da fluência e o desempenho não linear dos escoramentos levaram a um aumento das flechas residuais das lajes do pavimento em aproximadamente 10%.

No caso B, que representa um exemplo extremo, deve-se levar em consideração a influência do concreto jovem, visto que a sua resistência durante a fase de construção pode ser afetada significativamente.

Das análises feitas, percebe-se que, quando se considera as cargas provenientes dos escoramentos nas estruturas, podem ocorrer variações significativas nos valores dos esforços solicitantes, em vez que, tendo a estrutura pouca rigidez durante a sua fase de construção, os valores dos esforços solicitantes mudam à medida que a construção prossegue.

Para uma análise mais criteriosa do problema, poderia-se levar em consideração a fluência do concreto à uma idade prematura de resistência. Fato este, que pode vir a agravar ainda mais o problema em função das cargas precoces atuantes na estrutura durante a sua fase de construção, com a estrutura tendo uma resistência muito baixa. No capítulo 6 é realizado um ensaio de fluência em corpos de prova com idades de 5 e 7 dias respectivamente, onde se procura evidenciar e analisar a queda da resistência do concreto sob carga de longa duração.

5 ANÁLISE INCREMENTAL DE UM PÓRTICO PLANO

5.1 APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

A seguir é feita uma análise em um pórtico plano de 20 andares, onde é levado em conta a concepção de análise convencional em que as cargas atuantes na estrutura é suposta atuante instantaneamente em toda a estrutura, e com a resistência do concreto tomada com a sua resistência padrão aos 28 dias, e a concepção de análise incremental em que a estrutura é construída em estágios sequenciais. Foram adotados assim, os dois tipos de modelos de análise em questão:

Modelo 1: Analisa a estrutura de maneira convencional, normalmente realizada em escritórios de projeto, com todas as cargas supostas atuantes instantaneamente na estrutura em questão e com o módulo de elasticidade do concreto à idade de 28 dias respectivamente;

Modelo 2: Analisa a estrutura de maneira incremental, ou seja, construção “andar por andar”. Esse tipo de análise leva à um comportamento mais realista da estrutura, uma vez que trata do comportamento real da estrutura na fase de construção em que as cargas são impostas à idades precoces em termos de resistência e com baixo módulo de resistência do concreto.

Desta maneira, o módulo de elasticidade do concreto é variável ao longo do tempo, com as cargas sendo então impostas na estrutura ao longo da sua construção. Em função disso, pode ocorrer mudanças nos esforços solicitantes na estrutura que não seriam levados em consideração em uma análise convencional.

5.2 - METODOLOGIA

Para tais procedimentos, utilizou-se um programa de análise incremental de autoria de **KRIPKA, M. (1990)**¹, que leva em consideração uma seqüência construtiva incremental ao longo da estrutura. Entretanto, não se levou em conta a fluência no concreto nas análises feitas na estrutura em questão, pois o programa de análise estrutural incremental não levava em conta tal hipótese de cálculo.

Para a análise em questão, foram adotadas as seguintes hipóteses descritas abaixo:

- A estrutura tem a sua rigidez dependente do tempo com o módulo de elasticidade variando ao longo do tempo da construção, porém sem considerar a fluência e a retração na estrutura;

- Os escoramentos foram considerados como apoios contínuos com igual rigidez ao longo do seu comprimento, e infinitamente rígidos e supostos atuando como um carregamento uniformemente distribuído para propósitos de análise;

- A fundação é considerada como tendo uma rigidez supostamente infinita; de acordo com as hipóteses de análise, quando se leva em conta o carregamento incremental.

- Para os modelos de análise convencional e incremental, desprezou-se as deformações axiais dos pilares ao longo da altura da edificação.

Adotou-se um carregamento uniformemente distribuído atuando nas vigas do pórtico de 20 kN/m, carregamento esse que já considera o peso dos escoramentos com uma parcela da carga distribuída.

Para a análise em questão, foi utilizado concreto com resistência de 20 MPa aos 28 dias. O tempo de concretagem e retirada dos escoramentos na estrutura foi adotado com um ciclo de 7 dias, e com uma utilização de três níveis de escoramentos.

¹ KRIPKA, M (1990). *Análise incremental construtiva de edificações*. Dissertação (Mestrado). COPPE/UF RJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Na análise em questão, foram adotados os seguintes passos de concretagem e retirada dos escoramentos expostas a seguir.

-Passo 1: Posicionamento dos escoramentos e formas no nível 1 da estrutura, e concretagem do pavimento;

-Passo 2: Posicionamento dos escoramentos e formas no nível 2, e concretagem do pavimento;

-Passo 3: Posicionamento dos escoramentos e formas no nível 3 em questão, e concretagem do pavimento;

-Passo 4: Posicionamento dos escoramento e formas no nível 4, e concretagem do pavimento;

-Passo 5: Retirada dos escoramentos e formas do nível 1;

-Passo 6: Posicionamento dos escoramentos e formas no nível 5, e concretagem do pavimento;

-Passo 7: Retirada dos escoramentos e formas do nível 2;

-Passo 8: Posicionamento dos escoramentos e formas do nível 6, e concretagem do pavimento;

-Passo 10: Retirada dos escoramentos e formas do nível 3.

A figura 27 mostra a geometria do modelo do pórtico a ser analisado, com seções de vigas e pilares de 12 x 40 cm e 20 x 20 cm respectivamente. A tabela 10 mostra os resultados dos momentos fletores e forças cortantes ao nível de cada andar dos pilares, para os dois modelos de análise; Modelo 1 convencional e Modelo 2 incremental, e a variação dos esforços solicitantes ao longo da altura do pórtico entre os dois modelos.

As figuras 28 e 29 mostram a comparação entre os momentos fletores ao longo da altura do pórtico analisado para o Modelo 1 e o Modelo 2 respectivamente.

As figuras 30 e 31 mostram a comparação entre os esforços cortantes ao longo da altura do pórtico para os dois modelos de análise, respectivamente.

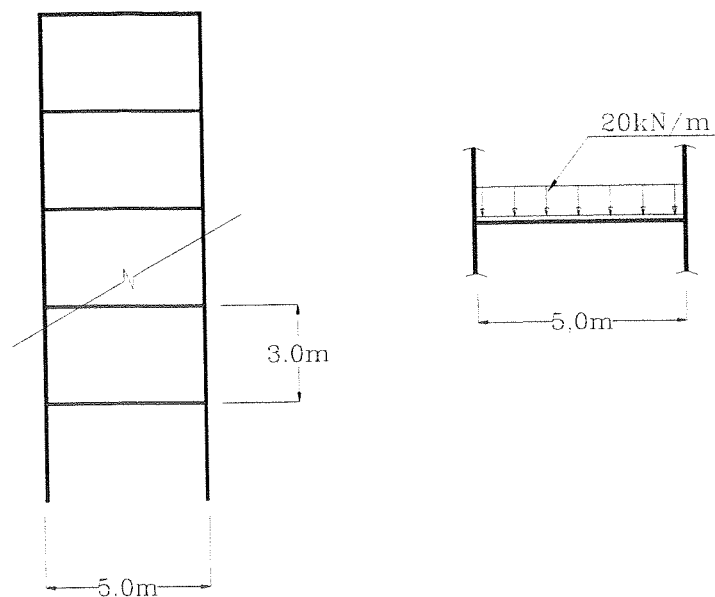


Figura 27- Modelo de Pórtico Analisado

TABELA 10 -Esforços Solicitantes para os Pilares

Nível do andar	Modelo 1		Modelo 2		Variação em relação ao Modelo 1 (%)	
	Momento Fletor (kN.m)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	Força Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)	Força Cortante (kN)
Térreo	5,357	5,34	8,41	7,310	+56,99	+36,89
1	14,43	9,89	16,82	6,50	+ 16,56	- 34,28
2	13,89	9,22	16,38	6,48	+ 17,93	- 29,72
3	13,97	9,32	16,38	6,48	+ 17,25	- 30,47
4	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
5	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
6	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
7	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
8	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
9	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
10	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
11	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
12	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
13	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
14	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
15	13,96	9,31	16,38	6,48	+ 17,33	- 30,39
16	13,96	9,31	16,38	6,47	+ 17,33	- 30,49
17	13,94	9,29	16,38	6,50	+ 17,50	- 30,03
18	14,07	9,36	16,38	6,59	+ 16,42	- 30,56
19	13,19	8,94	16,38	6,34	+ 24,18	- 29,08
20	19,31	11,80	16,38	7,45	- 15,17	- 36,86

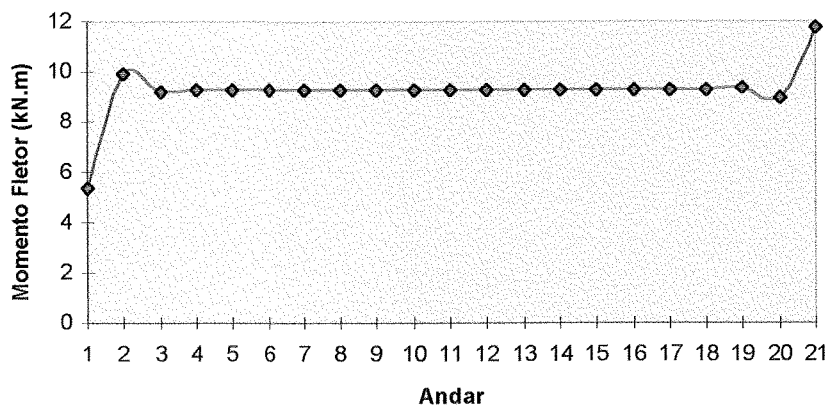


FIGURA 28 - Momentos Fletores do Modelo de Análise 1.

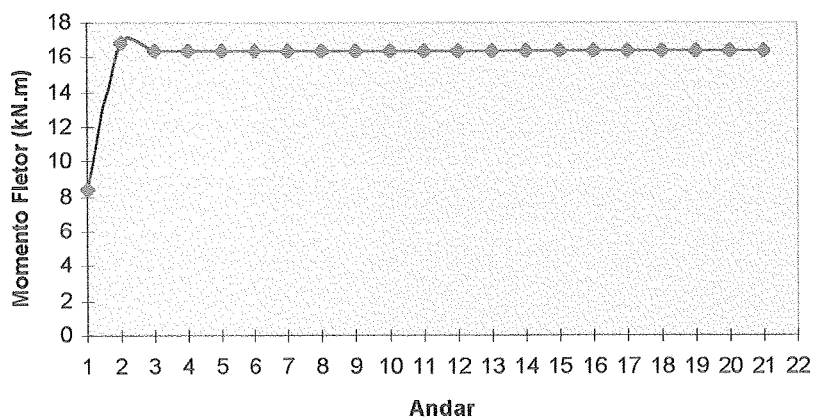


FIGURA 29- Momentos Fletores do Modelo de Análise 2.

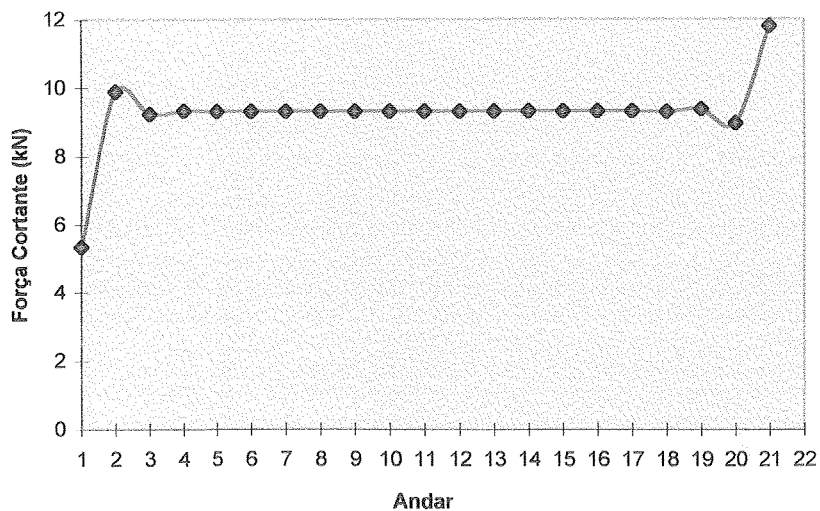


FIGURA 30 - Força Cortante do Modelo de Análise 1.

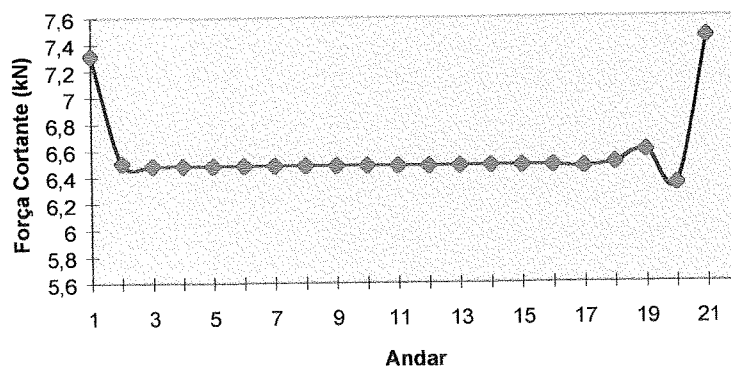


FIGURA 31 - Força Cortante do Modelo de Análise 2.

A tabela 11 mostra os valores dos momentos fletores positivos e negativos das vigas ao longo da estrutura e a variação dos esforços entre o Modelo 1 e o Modelo 2.

TABELA 11 - Momentos Fletores atuantes nas vigas

Nível do andar	Modelo 1		Modelo 2		Variação em relação ao Modelo 1 (%)	
	Momento Positivo (kN.m)	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (kN.m)	Momento Negativo (kN.m)	Momento Positivo (%)	Momento Negativo (%)
Térreo	-	-	-	-	-	-
1	36,60	25,90	42,40	20,10	+15,85	-22,39
2	34,29	28,21	43,05	19,45	+25,55	-31,05
3	34,63	27,87	43,06	19,44	+24,34	-30,25
4	34,57	27,93	43,06	19,44	+24,56	-30,39
5	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,49	-30,37
6	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,56	-30,37
7	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
8	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
9	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
10	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
11	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
12	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
13	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
14	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
15	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,37
16	34,58	27,92	43,06	19,44	+24,52	-30,38
17	34,56	27,94	43,05	19,45	+24,49	-30,39
18	34,76	27,74	43,13	19,37	+24,08	-30,17
19	33,51	29,18	42,56	19,94	+27,00	-31,66
20	43,16	19,34	46,40	16,10	+7,51	-16,75

As figuras 32 e 33 mostram a comparação entre os momentos fletores positivos das vigas para os modelos 1 e 2 ao longo da altura do pórtico, e as figuras 34 e 35 mostram a comparação entre os momentos negativos da viga ao longo do pórtico respectivamente. As figuras 36 e 37 mostram a variação da força cortante para os dois modelos de análise.

A tabela 12 e as figuras 38 e 39 mostram os deslocamentos nodais verticais de cada andar para os dois modelos de análise.

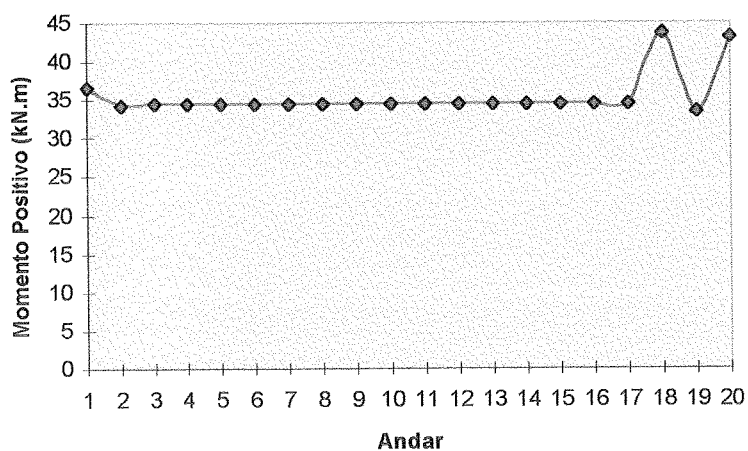


FIGURA 32- Momentos Fletores Positivos nas Vigas do Modelo de Análise 1.

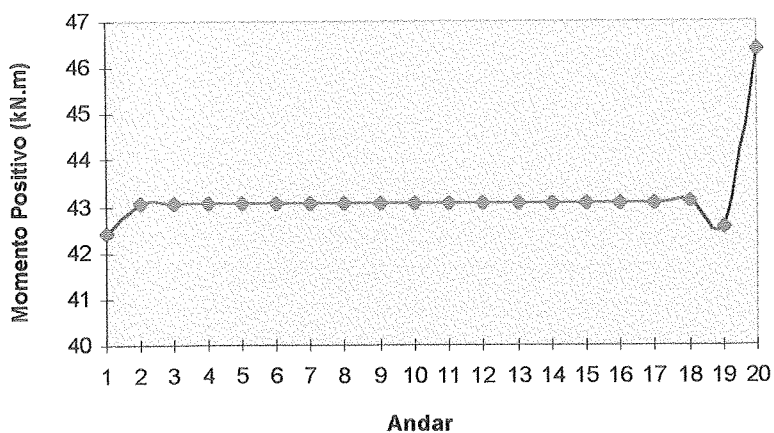


FIGURA 33 - Momentos Fletores Positivos nas Vigas do Modelo de Análise 2.

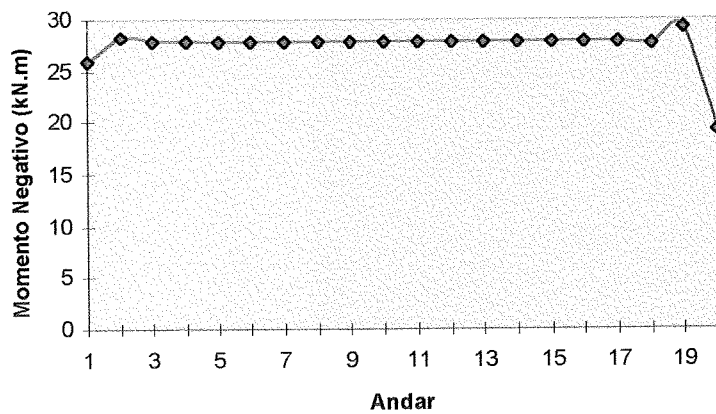


FIGURA 34 - Momentos Fletores Negativos nas Vigas do Modelo de Análise 1.

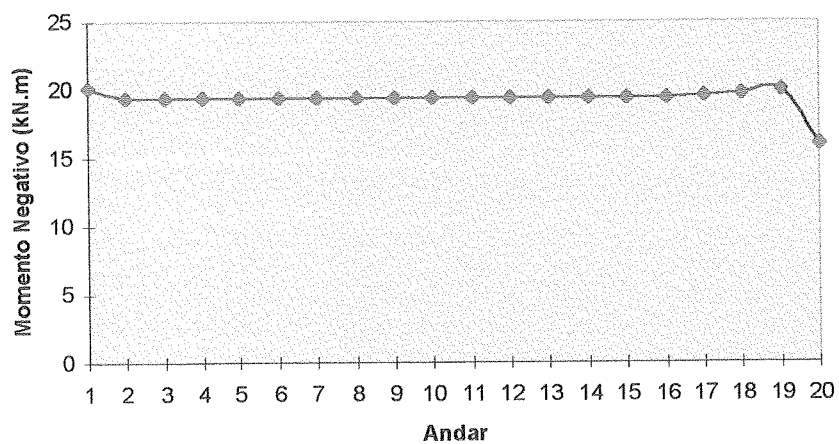


FIGURA 35 - Momentos Fletores Negativos nas Vigas do Modelo de Análise 2.

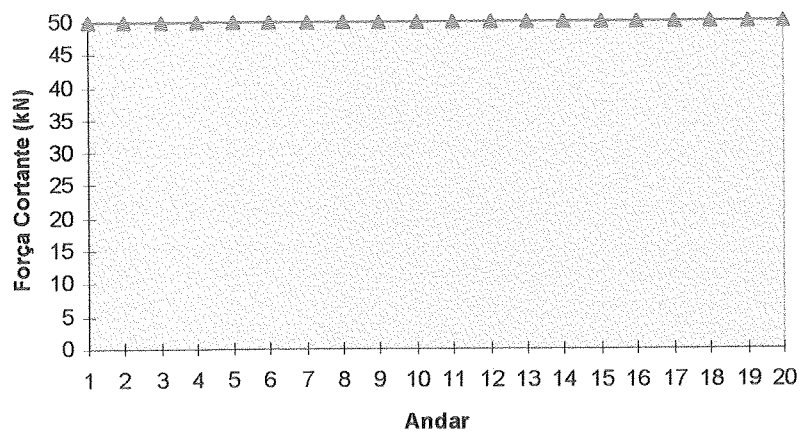


FIGURA 36 - Força Cortante nas vigas do Modelo de Análise 1.

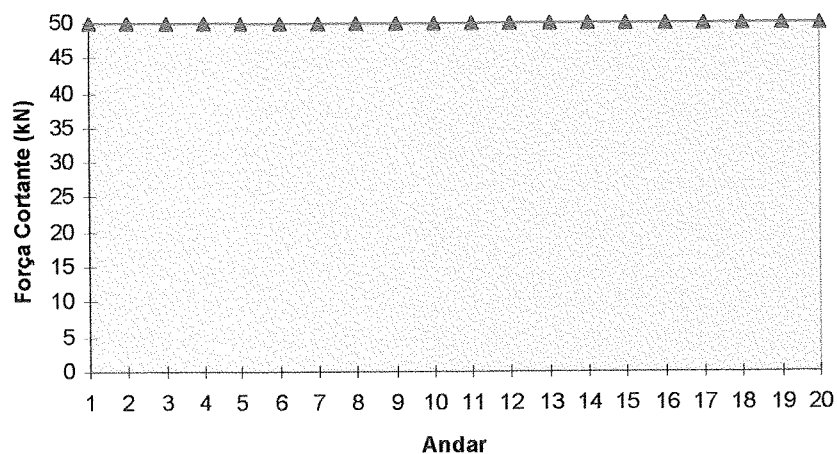


FIGURA 37 - Força Cortante nas vigas do Modelo de Análise 2.

TABELA 12 - Deslocamentos Nodais dos Andares.

Nível do Andar	Modelo 1	Modelo 2	Variação em relação ao Modelo 1 (%)
	Desl. Verticais (cm)	Desl. Verticais (cm)	
Térreo	0,000	0,000	0,00
1	0,923	0,508	-44,96
2	1,020	0,962	-5,68
3	1,491	1,364	-8,52
4	1,935	1,715	-11,37
5	2,354	2,015	-14,40
6	2,745	2,265	-17,48
7	3,112	2,465	-20,79
8	3,452	2,261	-34,50
9	3,770	2,715	-27,98
10	4,053	2,764	-31,80
11	4,315	2,764	-35,94
12	4,550	2,711	-40,41
13	4,759	2,611	-45,14
14	4,942	2,465	-50,12
15	5,100	2,465	-51,67
16	5,230	2,015	-61,47
17	5,335	1,715	-67,85
18	5,413	1,364	-74,80
19	5,465	0,962	-82,39
20	5,491	0,508	-90,75

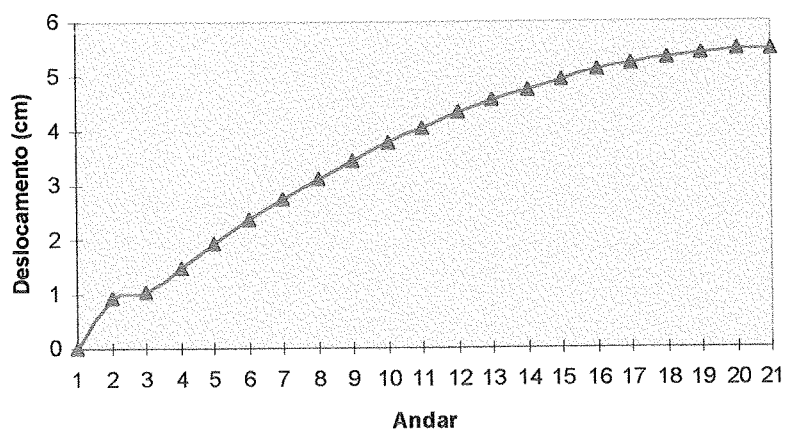


FIGURA 38 - Deslocamentos Nodais Verticais do Modelo de análise 1.

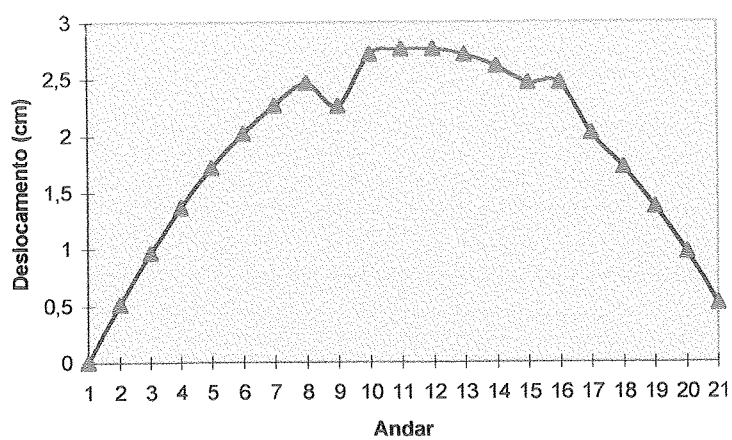


FIGURA 39 - Deslocamentos Nodais Verticais do Modelo de análise 2.

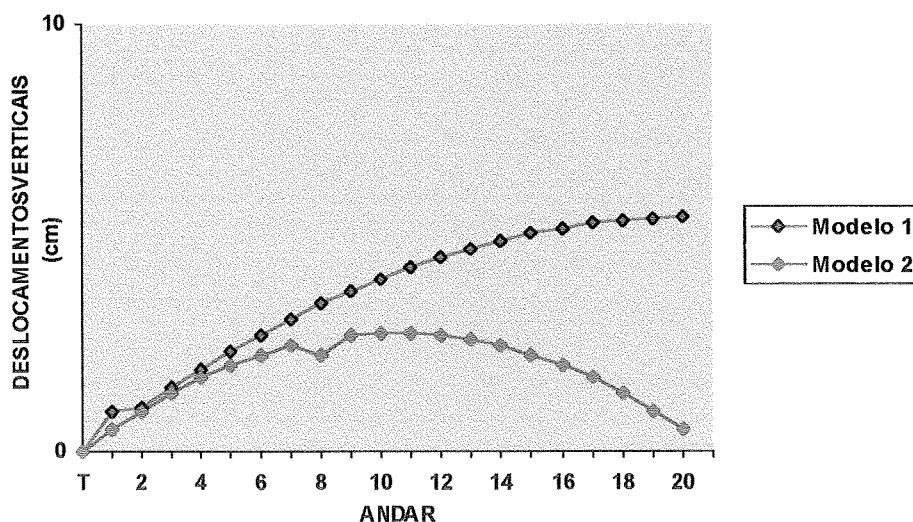


FIGURA 40- Comparação dos Deslocamentos Nodais Verticais entre os dois Modelos de Análise.

5.3- ANÁLISE DOS RESULTADOS

Da análise da Tabela 10 e das figuras 28 e 29, com relação aos momentos fletores, verificou-se que ocorreu em média, um aumento dos esforços no Modelo 2 em relação ao Modelo 1 em aproximadamente 56,99%.

Verificou-se também, que no último andar, ao nível do pavimento, ocorreu uma diminuição do momento fletor em aproximadamente 15,17% do modelo 2 em relação ao modelo de análise 1.

Verificou-se, entretanto, que todos os valores dos momentos fletores do modelo 2 ao longo da altura do pórtico foram sempre maiores do que o modelo 1 de análise convencional, com exceção do último andar.

No penúltimo andar, ocorreu um aumento de 24,18% para o modelo de análise construtiva incremental. As maiores variações dos momentos ocorreram no andar térreo e no penúltimo andar em questão, respectivamente.

Das análises da tabela 10 e das figuras 30 e 31, ocorreu em média, do modelo 2 em relação ao modelo 1, uma diminuição da força constante ao longo da altura do pórtico de aproximadamente 30,8%. O único valor contraditório com relação à essa análise ocorreu no andar térreo, onde, para o esforço cortante, verificou-se um aumento do modelo 2 em relação ao modelo 1 de aproximadamente 36,89%

Da análise da tabela 11 e das figuras 32 e 33 com relação aos momentos positivos nas vigas, ocorreu um aumento na média, do modelo 2, em relação ao modelo 1, em aproximadamente 23,38%. A maior diferença ocorreu no penúltimo andar, e o menor aumento ocorreu no último andar, de 7,51% respectivamente.

Com relação aos momentos negativos, da tabela 11 e das figuras 34 e 35, percebe-se uma diminuição significativa dos momentos fletores negativos ao longo da estrutura em aproximadamente 29,38% .

As menores diferenças ocorreram no andar térreo e no último andar respectivamente de 22,39% e 16,75%.

Da análise das figuras 36 e 37, percebe-se que não houve nenhuma diferença do esforço cortante das vigas da estrutura, do modelo 2 em relação ao modelo 1 respectivamente, mantendo constante todos os valores ao longo da altura.

Uma análise feita na tabela 12 e das figuras 38, 39 e 40, mostra que, ocorre uma variação brusca nos deslocamentos verticais ao longo da altura do pórtico. Para o modelo 1, ocorre um aumento uniforme dos deslocamentos ao longo da altura, com valor máximo no topo do edifício de valor 5,491 com respectivamente. Já para o modelo 2, de concepção incremental, o valor máximo do deslocamento vertical ocorre entre o 10° e o 11° andar respectivamente, com uma diminuição gradual até o topo do edifício, cujo valor é 0,508 cm. Ocorre um aumento gradual até o 11° andar e diminui gradualmente até o topo da estrutura em questão para o modelo 2.

Entretanto não ocorreu variação significativa dos deslocamentos do primeiro andar até o quarto andar respectivamente. O deslocamento vertical máximo ocorreu no topo para o modelo 1 e na parte intermediária da estrutura para o modelo 2 respectivamente.

De uma análise global dos resultados provenientes do Modelo 1 e Modelo 2, percebe-se que:

- Os deslocamentos nodais diferenciais de cada andar influenciam os esforços ao longo da altura, contraditórios entre os dois modelos de análise;
- A altura da edificação pode contribuir para o aumento da diferença entre os modelos de análise em questão;
- Se ocorrer uma possível diminuição da rigidez dos pilares, podem gerar esforços ainda maiores na estrutura;
- A adoção do modelo 2 de análise é válido, à medida que se possa utilizar de um cronograma de escoramentos e concretagem eficiente, montagem e descimbramento, e uma análise estrutural em que se possa obter os esforços mais desfavoráveis para a estrutura em questão.

Da análise global, evidencia-se que em certas situações os esforços solicitantes provenientes do modelo 1, que analisa a estrutura de maneira convencional, e com todas as ações atuando na estrutura fica contra a segurança em comparação com o modelo 2 que analisa a estrutura com o carregamento sequencial. Entretanto, em algumas situações esse fato pode se inverter com relação aos esforços.

De outra maneira, a importância do problema aumenta, quando a fluência começa a agir no concreto carregado à uma idade prematura. Dependendo da maturidade do concreto no instante do carregamento, as deformações podem aumentar significativamente as deformações elásticas da estrutura. No caso das estruturas com baixo módulo de elasticidade à idades prematuras, as cargas de construção podem aumentar significativamente as flechas imediatas devido a fissuração do concreto; sendo assim, aumenta significativamente os riscos para as

estruturas. Verifica-se entretanto, que nestas análises não foi levado em consideração a fluência no concreto, fato este que poderia agravar a situação em relação as análises feitas em função do carregamento precoce agindo nas estruturas em questão.

6 ENSAIO DE FLUÊNCIA

6.1 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

Para se analisar a queda da resistência do concreto ao longo do tempo, foram realizados ensaios de fluência ensaios de deformação lenta em corpos de prova cilíndricos, submetidos a 30% da carga de ruptura do material.

Foram moldados para os ensaios, 2 séries de corpos de prova sob carga de longa duração, com idades no instante de aplicação da carga, de 5 dias e 7 dias respectivamente. Foram adotados para os ensaios, corpos de prova cilíndricos de dimensões 10 x 20 cm, com uma resistência aos 28 dias de 20 MPa. Moldou-se inicialmente 22 corpos de prova, dos quais 6 corpos de prova foram utilizados nos ensaios; se fossem utilizados para a verificação do traço, estabelecido inicialmente. Para os ensaios, os corpos de prova foram curados imersos em água até a data dos respectivos ensaios, nas idades de 5 dias e 7 dias respectivamente. Na data dos referidos ensaios, os corpos de prova foram retirados dos tanques, os quais estavam imersos e foram então, colocados nos pórticos sob condições atmosféricas ambiente. Os corpos de prova descarregados, também foram colocados fora da água para que estes estivessem submetidos às mesmas condições atmosféricas dos corpos de prova sob carga mantida constante ao longo do tempo.

A escolha dos corpos de prova levou em consideração a capacidade de carga dos equipamentos utilizados; se fossem utilizados corpos de prova com dimensões de 15 x 30 cm, que são freqüentemente usados nas obras, a capacidade dos equipamentos para os ensaios seria ultrapassada em função da carga necessária a ser aplicada nos corpos de prova. Em relação a resistência de 20 MPa para os ensaios, e a escolha da idade de carregamento de 5 dias e 7 dias, levou-se em consideração o fato de que nos escritórios de projeto já se utilizem dessa resistência de 20 MPa para projetos das

estruturas usuais. Para a escolha da idade de carregamento, pode-se supor que, já ocorra na prática a construção de um pavimento com velocidades de 5 dias e 7 dias, em função dos processos construtivos utilizados nas estruturas durante a sua fase de construção, equipamentos, e ganho de tempo exigido durante a construção.

A utilização da carga de ruptura para os ensaios de 30% da resistência do material foi levada em consideração ao fato de que, nas idades de 5 dias e 7 dias, possa já estar atuando nas estruturas essa parcela da carga em questão. Essa parcela da carga pode ocorrer em função do peso dos escoramentos, reescoramentos, dos equipamentos de construção e do peso próprio atuando na estrutura.

6.2 CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS

O material utilizado para a realização dos ensaios é composto de cimento, areia média e brita 1. O cimento para os ensaios é da marca ITAÚ CP-II E-32 comum. A areia de granulometria média, e a brita são da região de São Carlos.

Adotou-se um traço da ordem de 1: 3,5 : 4,5 , com uma relação água-cimento de 0,73. Para a obtenção da resistência de 20 MPa aos 28 dias foram realizados ensaios com 6 corpos de prova , com idades de 3 dias, 7 dias e 28 dias respectivamente. Foram registrados através de um ensaio rápido à compressão uniaxial, as seguintes resistências:

- Aos 3 dias : 51,40 kN e 57,50 kN (média de 6,9 MPa);
- Aos 7 dias : 94,9 kN e 80,80 kN (média de 11,13 MPa);
- Aos 28 dias : 136,10 kN e 167,2 kN (média de 19,32 MPa).

A carga de ruptura do material estava estimada em 157,0 kN aos 28 dias (20 MPa). A tabela 14 mostra a data da realização dos ensaios para a obtenção da resistência obtida nos ensaios. Todos os ensaios foram realizados de acordo com a NBR-5739 / 93, “Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos”. Obteve-se nos ensaios, uma resistência média aos 28 dias de 19,32 MPa.

TABELA 13 - Resultado dos Ensaio a Compressão.

Data de Moldagem(21/ 05/ 96)

CORPO DE PROVA	IDADE (dias)	RESISTÊNCIA OBTIDA (MPa)
1	3	6,54
2	3	7,32
3	7	11,97
4	7	10,29
5	28	17,33
6	28	21,29

Inicialmente, estabeleceu-se realizar ensaios com corpos de prova com idades de 3 dias, 5 dias, e 7 dias comparando-se os resultados desses ensaios aos resultados de ensaios de corpos de prova submetidos à carga de ruptura aos 28 dias em um ensaio rápido à compressão.

No entanto, abandonou-se a realização dos ensaios com idades de 3 dias, em função de que, a carga de ruptura de 30% do material ultrapassava a sua resistência à idade de 3 dias. A resistência média aos 3 dias, de 6,9 MPa medida nos ensaios de compressão, estava muito próxima da carga de ensaio cujo valor é de 6,0 MPa; esse valor corresponde a 30% da resistência aos 28 dias. Os ensaios então, se resumiram em corpos de prova cilindricos com idades de 5 dias e 7 dias respectivamente, submetidos a parcela de 30% da carga de ruptura do material. Em vista disso foram mantidos sob carga, 08 corpos de prova durante 28 dias, 63 dias e 90 dias respectivamente.

Os resultados dos ensaios foram então, comparados com corpos de prova mantidos inicialmente descarregados e que foram rompidos num ensaio de compressão sob carga rápida na data final de cada ensaio de longa duração, os quais foram levados a ruptura com idades de 28 dias, 63 dias e 90 dias, também em um ensaio rápido.

6.3 INSTRUMENTAÇÃO

Foram adquiridos pelo Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, 04 macacos hidráulicos da marca ENERPAC e 04 células de carga para a realização dos ensaios de fluência no concreto.

Cada macaco hidráulico tem sua capacidade de carga estimada em 200 kN, e foram utilizados extensômetros da marca TRANSDUTEC (Indicador de deformação, modelo T.832), e uma caixa comutadora de 12 canais da marca HUGGENBERGER-ZURICH. Para a aplicação da carga nos corpos de prova, foi utilizada uma bomba hidráulica manual da marca ENERPAC. Foram necessários para a aplicação da carga nos corpos de concreto, a montagem de 2 pórticos metálicos para servir de suporte durante o tempo de aplicação da carga. A figura 41 mostra a geometria do pórtico e as suas medidas adotadas para a montagem.

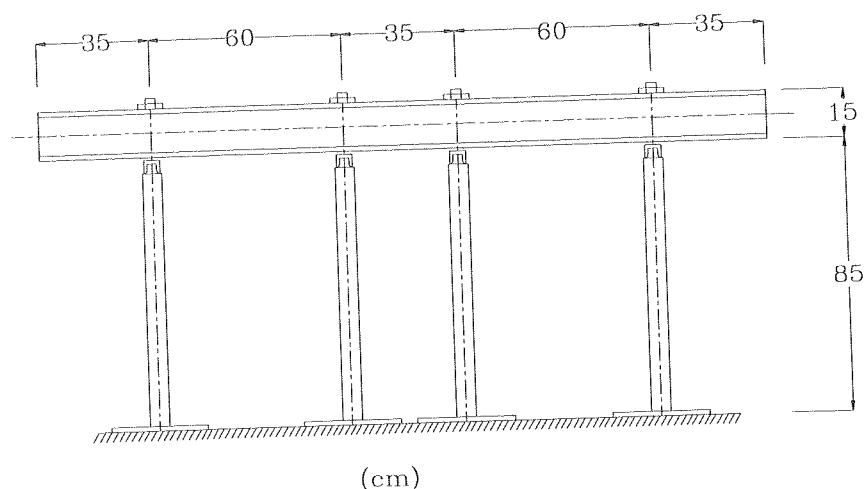


FIGURA 41 - Geometria Básica do Pórtico

As figuras 42 e 43 mostram os detalhes dos pórticos utilizados nos ensaios com os equipamentos já instalados conjuntamente com os corpos de prova, e os macacos utilizados nos ensaios.

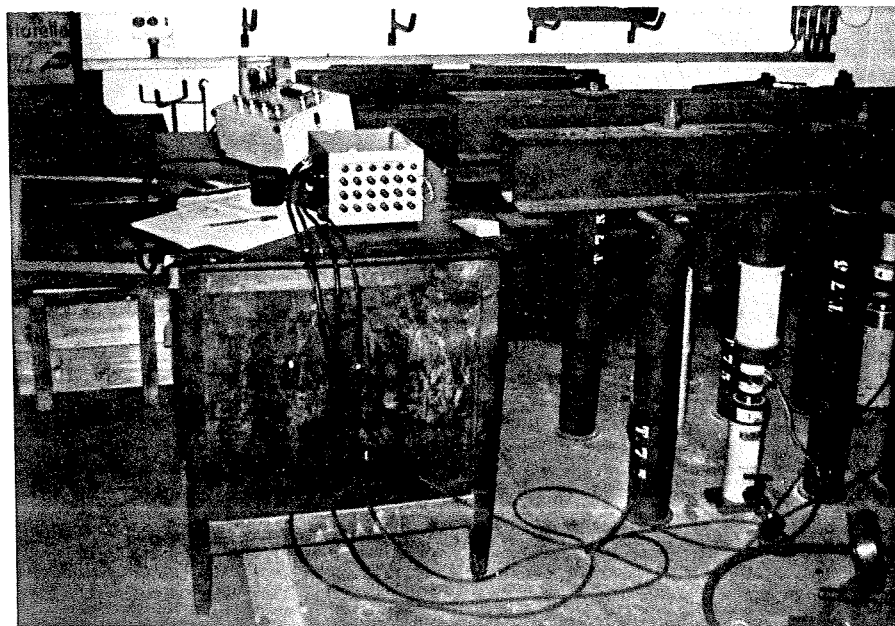


FIGURA 42 - Pórtico Metálico (Detalhe)

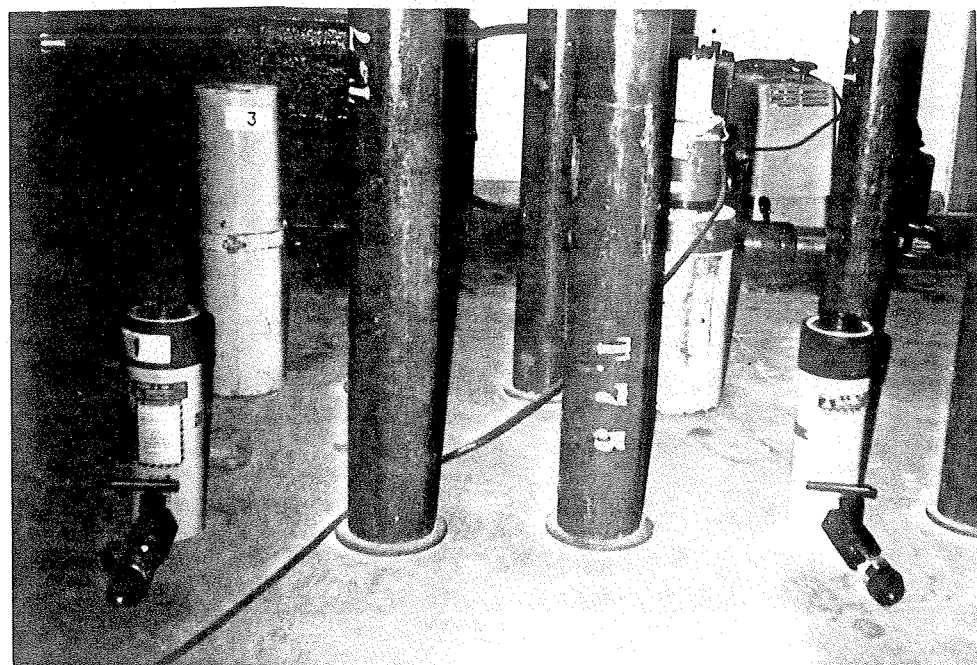


FIGURA 43 - Detalhe dos Macacos Utilizados

As figuras 44 e 45 mostram os detalhes dos extensômetros instalados e a bomba utilizada nos ensaios de fluência.

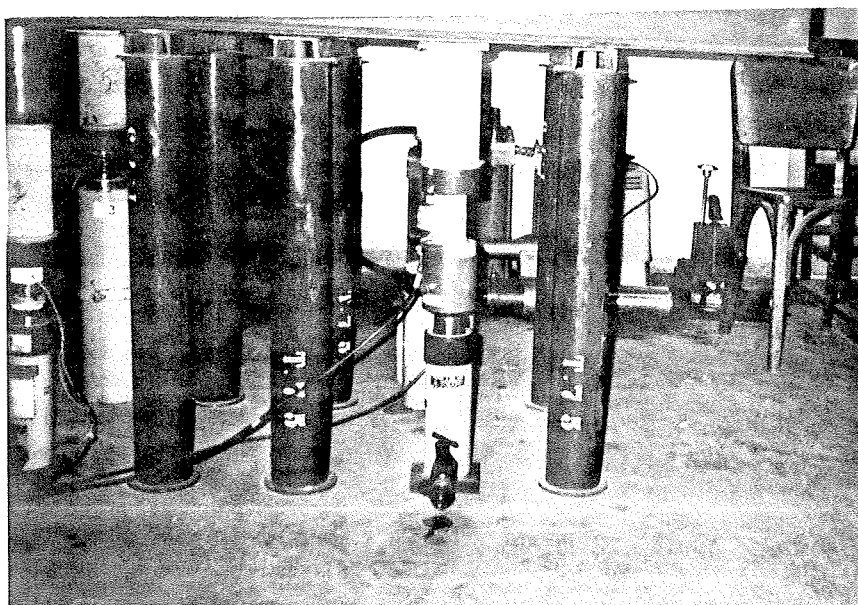


FIGURA 44 - Extensômetros Instalados ao Equipamento de Ensaio

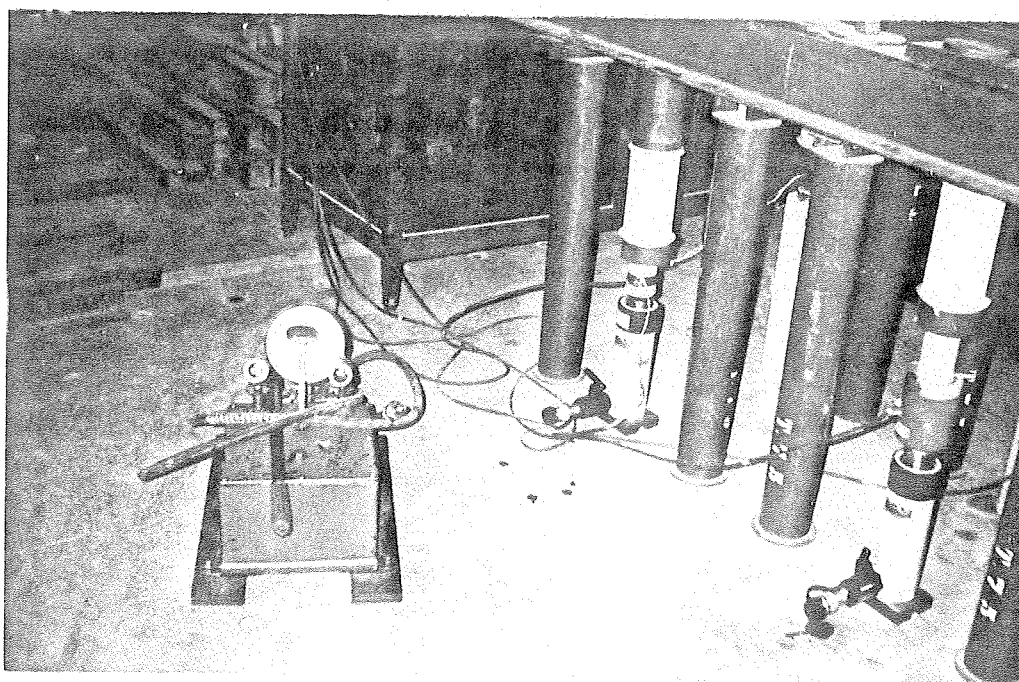


FIGURA 45 - Bomba Utilizada nos Ensaios (Detalhe).

As figuras 46 e 47 mostram os detalhes dos corpos de prova e da caixa comutadora utilizada durante os ensaios de deformação lenta.

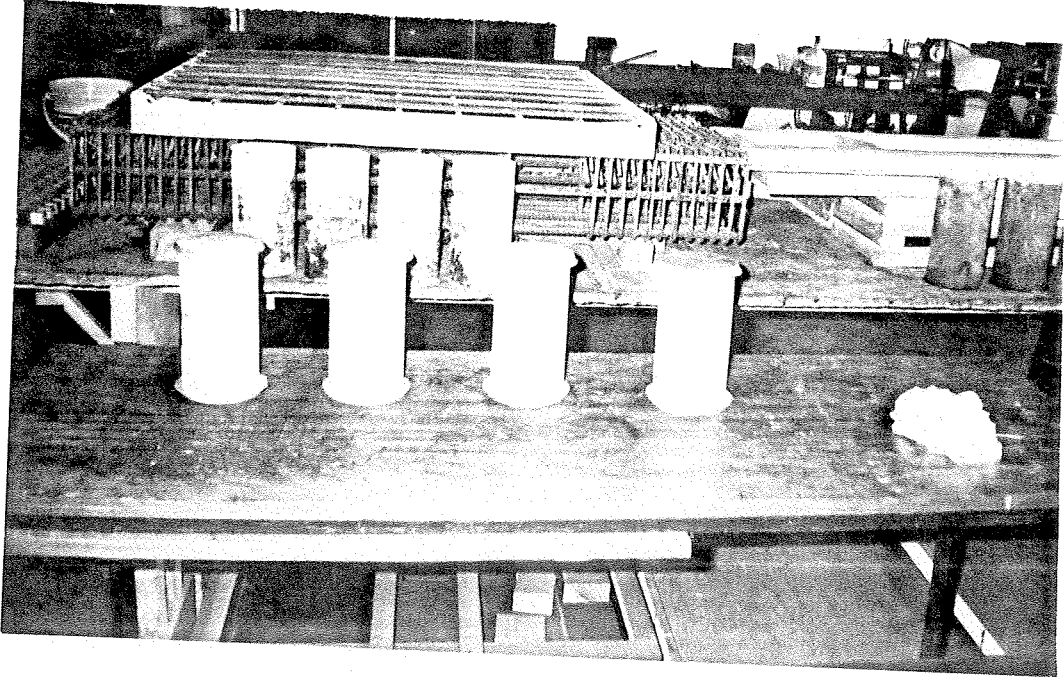


FIGURA 46 - Detalhe dos Corpos de Prova

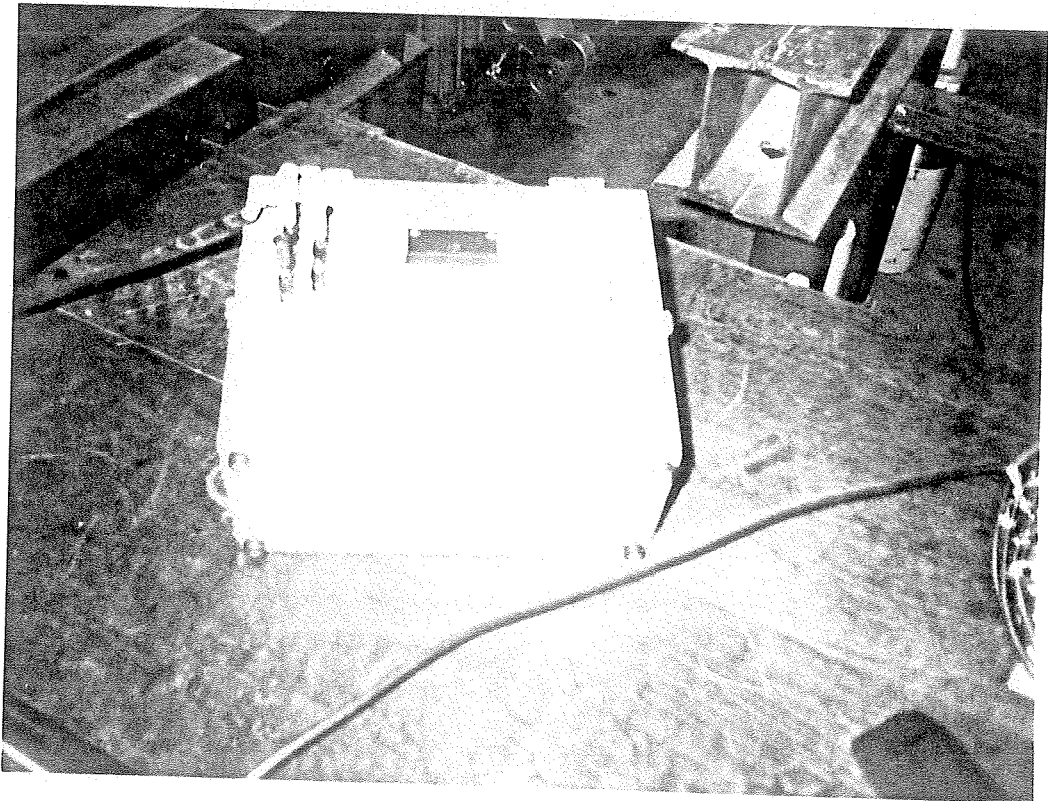


FIGURA 47 - Detalhe da Caixa Comutadora

6.4 PROCEDIMENTOS DO ENSAIO

Foram seguidos os seguintes procedimentos para a realização dos ensaios:

- Passo 1: Estabelecimento inicial do traço para a resistência de 20 Mpa aos 28 dias;
- Passo 2: Montagem dos Pórticos metálicos para posterior colocação dos macacos hidráulicos, células de carga e os respectivos corpos de prova;
- Passo 3: Colocação dos Instrumentos para as medições da carga a ser aplicada nos corpos de prova de concreto;
- Passo 4: Leitura inicial dos Instrumentos instalados;
- Passo 5: Moldam-se 8 corpos de prova para a primeira série dos ensaios, dos quais 4 desses corpos de prova serão carregados inicialmente com 30 % da carga de ruptura. Os 4 corpos restantes, serão mantidos descarregados até o instante da ruptura dos 4 corpos iniciais. Dos 4 corpos carregados inicialmente, 2 corpos de prova serão mantidos sob carga durante 28 dias, e 2 corpos de prova serão mantidos sob carregamento durante 90 dias.

Essa primeira série é constituída de corpos de prova com 5 dias de idade de carregamento. Ao final de cada ensaio, aos 28 dias e 90 dias, rompe-se num ensaio rápido, 02 corpos de prova descarregados a idades de 28 dias e 90 dias. Compara-se então, a resistência obtida nos dois tipos de ensaio, o ensaio de longa duração e o ensaio rápido;

Passo 6: Moldam-se 08 corpos de prova para a segunda série dos ensaios e repete-se o ensaio da mesma maneira que o passo anterior, porém com idade de carregamento de 7 dias, submetidos ao carregamento de longa duração durante 28 dias e 63 dias respectivamente.

O fato da adoção do tempo sob carregamento de 63 dias, deu-se em função da limitação do tempo previsto para a realização dos ensaios.

Ocorreram problemas técnicos nos equipamentos, e também a utilização de cimento inadequado que contribuíram para um certo atraso nos ensaios em questão. Como os ensaios eram de longa duração, na fase inicial dos ensaios

ocorreram ao final de cada ensaio, resistências de longa duração maiores do que as obtidas em ensaios rápidos.

Este fato evidenciou então, falha inicial dos equipamentos de ensaio que contribuíram para os problemas ocorridos. Compara-se também a resistência obtida para esses dois tipos de ensaios. Verificou-se que a temperatura média ambiente durante os ensaios, foi de 22 graus Célcus.

As tabelas 14 e 15 mostram os resultados dos ensaios lento e rápido para as série de corpos de prova ensaiados.

TABELA 14 - Resultado dos Ensaios à Idade de 5 Dias

Tempo sob Carregamento (dias)	Corpo de Prova Ensaiado	Ensaio Rápido (KN)	Ensaio Lento (KN)	Queda de Resistência (%)
28	1	157,00	148,00	5,73
28	2	157,00	139,73	11,00
90	3	160,50	136,70	14,83
90	4	175,35	139,13	20,65

TABELA 15 - Resultado dos Ensaios à Idade de 7 Dias

Tempo sob Carregamento (Dias)	Corpo de Prova Ensaiado	Ensaio Rápido (kN)	Ensaio Lento (kN)	Queda de Resistência (%)
28	1	156,23	142,00	8,97
28	2	153,00	137,00	10,45
63	3	159,60	134,60	15,66
63	4	166,00	105,40	26,09

6.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Da análise da tabela 14, para corpos de prova com idade de 5 dias mantido sob carregamento durante 28 dias, obteve-se uma queda da resistência de longa duração em relação ao ensaio rápido de aproximadamente 5,73% e 11,00%.

Em valores médios, verifica-se que ocorreu uma queda da resistência do concreto sob carga de longa duração de 8,37%.

Para os dois corpos de prova restantes, submetidos ao carregamento durante 90 dias, obteve-se nesses ensaios uma queda de resistência em relação ao ensaio rápido de aproximadamente 14,83% e 20,65% respectivamente. Em valores médios, ocorreu para esse ensaio uma queda de resistência de aproximadamente 17,74% em relação ao ensaio rápido. De uma análise prévia dos resultados, percebe-se que quando se compara globalmente esses ensaios, verifica-se que quando o concreto é submetido ao ensaio de longa duração durante 90 dias, ocorre uma diminuição da resistência em relação ao ensaio rápido.

Com relação aos resultados obtidos na tabela 15, para a idade de carregamento de 7 dias, com corpos de prova submetidos a carregamento durante 28 dias, verifica-se uma queda da resistência de longa duração de aproximadamente 8,97% e 10,45% em relação ao ensaio rápido, com a mesma idade de carregamento.

Do ensaio sob carregamento durante 63 dias, obteve-se para os ensaios uma queda da resistência de aproximadamente 15,66% e 26,09% respectivamente. Os valores médios mostram uma queda da sua resistência ao longo do tempo em aproximadamente 20,87%.

Das análises dos resultados, percebe-se através dos ensaios, que com o aumento da duração do carregamento, ocorreu uma diminuição da resistência do concreto ao longo do tempo. Para as idades de carregamento de 5 dias e 7 dias, os valores de queda da resistência foram consistentes, não obtendo nenhum valor contraditório ao longo dos ensaios realizados.

Deve-se entretanto verificar que, em função do reduzido número de corpos de prova, tais resultados poderiam ser mais confiáveis com a utilização de um significativo número de corpos de prova, que pudesse nos dar uma resposta mais confiável e segura em relação ao efeito da sua queda de resistência sob carregamento de longa duração à uma idade precoce em termos de resistência. Entretanto, das análises dos resultados, para as idades de 5 dias e 7 dias, ocorreram contradições. Os resultados em relação ao ensaio rápido para a idade de 7 dias sob carregamento mostraram-se contraditórios, uma vez que era de se esperar uma queda de resistência



menor, em função do seu maior grau de amadurecimento. Os resultados contraditórios ocorreram possivelmente em função dos seguintes motivos:

- Reduzido número de corpos de prova, os quais não deram condições de se analisar de maneira mais confiável os resultados obtidos;

- Com um número maior de corpos de prova, teríamos um maior número de pontos que nos permitiria um traçado mais correto da curva de resistência do concreto sob carregamento de longa duração, tanto para a idade de 5 dias como para a idade de 7 dias;

- Falta de equipamentos mais precisos que nos permitisse medir as deformações dos corpos de prova ensaiados ao longo do tempo de ensaio, e uma quantidade suficiente de macacos hidráulicos para a realização de um número maior de ensaios;

- Falta de uma câmara climatizada, que nos daria condições de realizar os ensaios em uma temperatura constante, a qual não afetaria os resultados obtidos ao longo dos ensaios e também não ocorreria de maneira significativa a retração do concreto;

- Equipamentos mais precisos, os quais nos daria valores mais confiáveis das resistências obtidas nos ensaios.

Entretanto, devida as características do concreto serem consideradas determinísticas em relação as ações atuantes na sua estrutura, os resultados apontam para uma possível queda da sua resistência ao longo do tempo, quando o concreto é carregado à uma idade precoce de resistência.

7 - CONCLUSÕES

O uso de sofisticados modelos computacionais e o rápido aceleramento das técnicas construtivas, requer uma certa modelagem das propriedades mecânicas do concreto à uma idade prematura de resistência, e com relação a uma resposta estrutural ao longo do tempo.

Das análises feitas neste trabalho, percebe-se que em um dado momento, os esforços solicitantes podem ser muito diferentes nas estruturas, em função das cargas de construção atuantes em uma idade prematura de resistência do concreto.

Esse fato ficou evidenciado nas análises que leva em consideração o efeito da aplicação incremental das cargas ao longo da altura da estrutura. Em função de uma rigidez menor da estrutura, podem ocorrer aumentos significativos dos esforços; valores esses não levados em consideração em uma análise convencional das estruturas. A importância do fato aumenta, em função de uma possível queda da resistência do concreto ao longo do tempo em uma idade prematura. Dessa maneira, percebe-se que, dependendo da maturidade do concreto no instante do carregamento, podem ocorrer deformações maiores do que as deformações elásticas e uma possível queda da resistência do concreto agravando assim, o problema em questão.

Pesquisas futuras devem ser desenvolvidas em função da impossibilidade de se considerar nas estruturas os efeitos da fluência à idade precoce com relação a resistência do concreto, sem a consideração de outras características nas deformações de longa duração. Com relação ao carregamento incremental, esse fato deveria ser analisado com mais rigor, e com a adoção de modelos de colocação da carga mais elaborados tais como, ação do vento, efeito de temperatura, e uma análise dos mais variados tipos de concepção estrutural, e a adoção de um modelo de sistemas de escoramentos conveniente que leve a um melhor avaliação dos esforços na fase de

construção das estruturas de concreto armado. Os modelos de análise incremental nas estruturas é importante, em virtude de que, com uma resistência pequena da estrutura na fase inicial de construção, e em função das cargas dos escoramentos e equipamentos , pode ocorrer a queda da resistência do concreto em função das elevadas tensões aplicadas nessas estruturas durante a sua construção.

Percebe-se que as cargas de construção e os sistemas construtivos, com a sobreposição de vários pavimentos com os escoramentos podem causar mudanças bruscas dos esforços solicitantes em função da baixa rigidez da estrutura na sua fase de construção. Espera-se assim, que os projetistas procurem dar mais atenção a esse tipo de problema , e considere esse fato na análise das estruturas no sentido de se prever melhor e com mais segurança, os esforços atuantes nas estruturas em questão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AVRAN, C. et al. (1981). *Concrete strenght and strains*. Amsterdam, Elsevier Scientific. v. 3.
- ALMUDAIHEEM, J.A. (1992). An improved model to predict the ultimate drying shrinkage of concrete. *Magazine of Concrete Research*, v. 44, n. 159, p. 81-85, June.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 209 (1992). *Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures*. Detroit, ACI.
- BAIKOV, V.N.; SIGALOV, E.E; MURASHEV, V.I. (1968). *Design of reinforced concrete structures*. Moscou, Mir.
- BAZANT, Z.P.; BAWEJA, S. (1994). Creep and shrinkage revisited. *ACI Materials Journal*, v. 91, n.2.
- BEDNAR, J. (1979). Agregate rebound effect on elastic and creep recovery of lightweight concrete. *Cement & Concrete Research*, v. 9, p.45-50, January.
- BRAGUIM, J.R. (1995). *O comportamento em serviço de vigas de concreto armado sob carregamento cíclico*. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- CARRASQUILLO, R.L. et al. (1981). Microcracking and behavior of hight streng concrete. *ACI Journal*, v. 78. p. 179-186.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1990). CEB-FIP Model Code 1990. *Bulletin d'Information*, n.203.

- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (1993). Evolução dos esforços solicitantes na estrutura durante a construção de edifícios de concreto armado. In: SEMINÁRIO DE DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS ESTRUTURAIIS, Brasília, 1993. Brasília, Encol. p. 22-50
- GARDNER, N.J.; FU, H.C. (1987). Effects of high construction loads on the long-term deflection of flat slabs. *ACI Structural Journal*, p. 349-360.
- HANSEN, W.; ALMUDAIHEEM, J.A. (1987). Ultimate drying shrinkage of concrete-influence of major parameters. *ACI Materials Journal*, v. 84, n.3, p.192-200, May-June.
- LIU, X.L; CHEN, W.F. (1987). Effect of creep on load distribution in multistory reinforced concrete buildings during construction. *ACI Structural Journal*, v. 84, n. 3, p. 192-200, May-June.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (1994). *Concrete: structure, properties and methods*. 2 ed. Englewood Cliffs, Prentice-Hall.
- MOSALLAM, K.; CHEN, W.F. (1992). Construction load distributions for laterally braced formwork. *ACI Structural Journal*, v. 89, n.4, p. 415, July.
- NEVILLE, A.M. (1970). *Creep of concrete*. Amsterdam, North-Holland..
- NEVILLE, A.M. (1982). *Propriedades do concreto*. 2.ed. São Paulo, Pini.
- NEVILLE, A.M.; DILGER, W.H; BROOKS, J.J. (1983). *Creep of plain and structural concrete*. London, Construction Press.
- POPOVICS, S. (1990). Analysis of the concrete strength versus water-cement ratio relationship. *ACI Materials Journal*, v. 87, n. 5.

- RAVINDRARAJAH, R.S.; SWAMY, R.N. (1989). Load effects on fracture of concrete. *Materials & Structures*, v. 22, n. 127, January.
- ROSOWSKY, D.V. et al. (1994). Modeling concrete placement loads during construction. *Structural Engineering Review*, v. 6, p. 71-84.
- ROSSI, P. (1989). Coupling between the propagation velocity and the vapour diffusion in concrete. *Materials & Structures*, v. 22, n. 128.
- RÜSCH, H. (1960). Researches towards a general flexural theory for structural concrete. *ACI Journal*.
- SMERDA, Z.; KRISTEK, V. (1988). *Creep and shrinkage of concrete, elements and structures*. Amsterdam, Elsevier.
- SHILSTONE, J. M. (1991). The water-cement ratio. *Concrete International*, v.13, n.9, September.
- SHAH, S.P.; CHANDRA, S. (1970). Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loading. *ACI Materials Journal*, v. 67, p. 816-825.
- SORIANO, H.L.; FONTE, A.Q.C. (1986). Influência do efeito construtivo incremental em edifícios altos. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2., São Paulo.
- SWAMY, R.N.; RAVINDRARAJAH, R. (1982). Influence of time on the aggregate-matrix bond under sustained load. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON BONDS BETWEEN CEMENT PASTES AND OTHER MATERIALS, France, Nov. *Proc.* p. 66-77

TAERWE, L.; YUE, L.L. (1992). Creep recovery of plain concrete and its mathematical modelling. *Magazine of Concrete Research*, v. 44, n. 161.

WASSERMAN, R.; BENTUR, A. (1996). Interfacial interaction in lightweight aggregate concretes and their influence on the concrete strength. *Cement and Concrete Composites*, v. 18, January.

ZAPATA, M.A.; BAZANT, Z. (1986). Creep deflections in slab buildings on forces in shores during construction. *ACI Structural Journal*, p. 719-726.