

AUDREY GREGORI MELCHERT DE ALMEIDA

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS LAJES MISTAS
PROTENDIDAS**

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

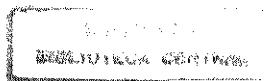
Orientador: Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI

Departamento de Estruturas - FEC - UNICAMP

Campinas - S.P.

Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP

1998



9903445

UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	1101/Amid
	1101/Amid
V.	Ex.
TEMPO BC/	36 306
PERL	229/99
C	<input type="checkbox"/>
D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREÇO	29 11,00
DATA	27/02/99
N.º CPD	

CM-00120267-5

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

AL64c Almeida, Audrey Gregori Melchert de
Contribuição ao estudo das lajes mistas
protendidas. / Audrey Gregori Melchert de Almeida.--
Campinas, SP: [s.n.], 1998.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira de Agostini
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

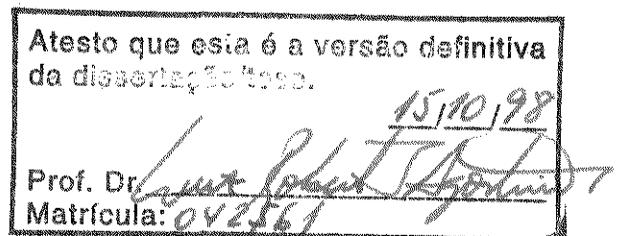
1. Lajes. 2. Concreto protendido. 3. Vigas de
concreto protendido - Testes. 4. Construção mista. 5.
Engenharia de Estruturas. 6. Concreto - Análise. I.
Agostini, Luiz Roberto Sobreira de. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil.
III. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS LAJES MISTAS
PROTENDIDAS**

Audrey Gregori Melchert de Almeida

Orientador : Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini



Campinas - S.P.

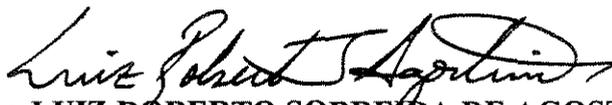
1998

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS LAJES
MISTAS PROTENDIDAS**

AUDREY GREGORI MELCHERT DE ALMEIDA

Tese de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. LUIZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI
Presidente/Orientador/UNICAMP**



**Prof. Dr. ROBERTO CHUST CARVALHO
UFSCAR**



**Prof. Dr. FRANCISCO ANTONIO MENEZES
UNICAMP**

Campinas, 07 de agosto de 1998

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini, pela eficiente orientação durante a execução deste trabalho.

Aos professores Doutores Francisco Antonio Menezes e Newton de Oliveira Pinto Júnior, pelo incentivo e sugestões durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos funcionários do Laboratório de Construção Civil pela colaboração na execução dos ensaios.

Ao suporte oferecido pela Capes através da concessão da bolsa de mestrado.

À Tatu Pré-Moldados.

Aos meus familiares, que tanto me incentivaram.

À todos que direta ou indiretamente contribuíram na realização deste trabalho.

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	vi
LISTA DE FLUXOGRAMAS	vi
NOTAÇÕES	vii
RESUMO.....	xi
ABSTRACT.....	xii
INTRODUÇÃO	I.1
1 - LAJE MISTA PROTENDIDA.....	1.1
2 - DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXISTENTE PARA A VERIFICAÇÃO DE LAJE MISTA PROTENDIDA	2.1
2.1 - Generalidades	2.1
2.2 - Tensões Admissíveis dos Materiais	2.3
2.3 - Característica da Seção Transversal	2.4
2.4 - Características dos Materiais.....	2.6
2.4.1 - Concreto	2.6
2.4.2 - Lajota	2.6
2.4.3 - Laje	2.7
2.5 - Entrada de Dados.....	2.8
2.6 - Parâmetros Adotados nos Cálculos	2.8
2.7 - Sobrecarga.....	2.9
2.8 - Determinação da Tensão no Concreto.....	2.9
2.9 - Consideração dos Apoios Provisórios.....	2.10
2.10- Vinculações	2.12

2.11 - Cálculo do Momento Resistente.....	2.18
2.12 - Fases de Verificação.....	2.20
2.13 - Armadura de Borda	2.22
3 - MÉTODO DAS FIBRAS DE FLUÊNCIA	3.1
3.1 - Determinação da Perda da Força de Protensão por Retração e Fluência, Através da Equação Diferencial de Dischinger	3.1
3.1.1 - Protensão Axial	3.1
3.1.2 - Protensão Excêntrica.....	3.5
3.2 - O método das Fibras de Fluência de Busemann.....	3.8
3.2.1 - Apenas Um Cabo Resultante	3.8
3.2.2 - Mais de Um Cabo Resultante e Forte Armadura Passiva (Método Busemann - Habel).....	3.11
4 - PERDAS PROGRESSIVAS, RETRAÇÃO DIFERENCIAL E FLECHAS EM ESTRUTURAS COMPOSTAS	4.1
4.1 - Perdas Progressivas	4.1
4.1.1 - Cálculo das Perdas Progressivas Segundo a NBR 7197.....	4.3
4.1.1.1 - Fluência do Concreto.....	4.6
4.1.1.2 - Retração do Concreto	4.9
4.1.1.3 - Relaxação do Aço.....	4.11
4.1.1.4 - Equação para o Cálculo das Perdas Progressivas.	4.13
4.2 - Retração Diferencial.....	4.14
4.3 - Flechas em Estruturas Compostas.....	4.17
5- PARTICULARIDADES DO PROGRAMA PARA A NOVA SEÇÃO TRANSVERSAL (π invertido).....	5.1

5.1 - Seção Transversal.....	5.1
5.2 - Consideração das Fibras de Fluência	5.4
5.3 - Cálculo das Perdas Progressivas	5.7
5.4 - Consideração da Retração Diferencial	5.12
5.5 - Cálculo das Flechas	5.15
5.6 - Guia de Utilização do Programa para Cálculo de Laje Mista Protendida.....	5.18
5.6.1 - Objetivo.....	5.18
5.6.2 - Dados de Entrada	5.18
5.6.2.1 - Dados de Fábrica	5.18
5.6.2.2 - Dados das Vigas	5.20
5.6.2.3 - Dados da Obra	5.21
5.6.3 - Disposição da Tela.....	5.25
CONCLUSÕES	C.1
ANEXOS	A.1
A1 - Ensaios de Avaliação das Vigotas com Seção Convencional	A.1
A.1.1 - Generalidades.....	A.1
A.1.2 - Dados Obtidos nos Ensaios.....	A.4
A.1.3 - Análise dos Resultados	A.22
BIBLIOGRAFIA	B.1

2.18	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q sem estal e vigota livremente apoiada nas duas extremidades	2.14
2.19	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q sem estal e vigota engastada em uma das extremidades	2.14
2.20	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q sem estal e vigota engastada nas duas extremidades	2.15
2.21	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 1 estal e vigota livremente apoiada nas duas extremidades	2.15
2.22	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 1 estal e vigota engastada em uma das extremidades	2.16
2.23	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 1 estal e vigota engastada nas duas extremidades	2.16
2.24	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 2 estais e vigota livremente apoiada nas duas extremidades	2.17
2.25	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 2 estais e vigota engastada em uma das extremidades	2.17
2.26	Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 2 estais e vigota engastada nas duas extremidades	2.18
2.27	Tensões e deformações em uma peça protendida já trabalhando como peça de concreto armado	2.19
2.28	Tensão em uma viga de seção retangular	2.22
3.1	Prisma axialmente protendido, segundo Leonardt.....	3.1
3.2	Curvas de deformação lenta e retração com o tempo	3.3
3.3	Forças atuantes numa peça sujeita a protensão excêntrica e carregamento externo permanente.....	3.5

5.7	Tela padrão do programa de laje mista protendida	5.25
5.8	Tela padrão do programa de laje mista protendida para verificação de vigas	5.27
5.9	Arquivo texto de verificação da viga	5.28
5.10	Tela padrão do programa de laje mista protendida para cálculo dos vãos máximos	5.29
5.11	Arquivo texto de verificação de vãos máximos.....	5.30
A.1	Foto do esquema geral do ensaio.....	A.1
A.2	Foto do defletômetro mecânico para medida de deformação	A.1
A.3	Seção transversal da vigota em forma de T invertido com a disposição das armaduras protendidas.....	A.2
A.4	Curva carga x deformação para a vigota 3110	A.5
A.5	Seção transversal detalhada da vigota 3110	A.5
A.6	Foto da seção transversal da vigota 3110	A.6
A.7	Foto da ruptura da vigota 3110 com 700 kgf.....	A.6
A.8	Curva carga x deformação para a vigota 4110	A.8
A.9	Seção transversal detalhada da vigota 4110	A.8
A.10	Foto da seção transversal da vigota 4110	A.9
A.11	Foto da ruptura da vigota 4110 com 550 kgf.....	A.9
A.12	Curva carga x deformação para a vigota 2110	A.11
A.13	Seção transversal detalhada da vigota 2110	A.11
A.14	Foto da seção transversal da vigota 2110	A.12
A.15	Foto da ruptura da vigota 2110 com 820 kgf.....	A.12
A.16	Curva carga x deformação para a vigota 4111	A.14
A.17	Seção transversal detalhada da vigota 4111	A.14

A.18	Foto da seção transversal da vigota 4111	A.15
A.19	Foto da ruptura da vigota 4111 com 700 kgf.....	A.15
A.20	Curva carga x deformação para a vigota 2000	A.17
A.21	Seção transversal detalhada da vigota 2000	A.17
A.22	Foto da seção transversal da vigota 2000	A.18
A.23	Foto da ruptura da vigota 2000 com 420 kgf.....	A.18
A.24	Curva carga x deformação para a vigota 2010	A.20
A.25	Seção transversal detalhada da vigota 2010	A.20
A.26	Foto da seção transversal da vigota 2010	A.21
A.27	Foto da ruptura da vigota 2010 com 590 kgf.....	A.21

NOTAÇÕES

A_c	Área da seção transversal de concreto
A_{cc}	Área de concreto comprimido
A_s	Área da seção transversal da armadura passiva
A_f	Área total da armadura : $A_s + A_p$
A_i	Área da seção ideal
A_L	Área da seção de concreto local
A_p	Área da seção transversal da armadura protendida = $A_{p1} + A_{p2}$
A_{p1}	Área das armaduras que formam o cabo resultante 1
A_{p2}	Área das armaduras que formam o cabo resultante 2
b_f	Largura da mesa das vigas de seção T
b_w	Largura das vigas de seção retangular ou da nervura das vigas de seção T
c	Distância entre os pontos k_1 e k_2
d	Distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal ao ponto de maior encurtamento de uma seção transversal da peça fletida, medida normalmente à linha neutra (altura útil)
E_c	Módulo de deformação longitudinal do concreto
$E_{c\text{capa}}$	Módulo de deformação longitudinal do concreto local
ϵ_{cs00}	Deformação específica do concreto por retração
ϵ_{cc}	Deformação por fluência do concreto
e_p	Excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto
E_p	Módulo de deformação longitudinal do aço da armadura protendida
ϵ'_p	Deformação de pré-alongamento

- P_{∞} Força de protensão após as perdas
- q Carga acidental uniformemente distribuída ; sobrecarga
- R_c Resultante das tensões de compressão na seção transversal
- R_t Resultante das tensões de tração na seção transversal
- t Idade fictícia do concreto
- U Umidade relativa do ar
- V Força cortante
- V_{g1g2} Força cortante devido às cargas permanentes
- V_q Força cortante devido à carga acidental
- x Distância da extremidade da viga até o local a ser analisado ou;
Distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento
- y Distância da fibra analisada ao centro de gravidade da seção ou;
Altura do diagrama retangular de tensões de compressão do concreto,
na seção transversal de uma peça fletida
- y_1 Distância do centro de gravidade da seção de concreto até o ponto k_1
- y_2 Distância do centro de gravidade da seção de concreto até o ponto k_2
- y_{c1} e y_{c2} Distância entre o centro de gravidade do concreto até k_1 e k_2
respectivamente
- y_{f1} e y_{f2} Distância entre o centro de gravidade da armadura até k_1 e k_2
respectivamente
- z Braço da alavanca
- σ Tensão normal
- σ_{pd} Tensão na armadura de protensão
- α_p Razão entre módulos de deformação do aço de protensão e do concreto
- Δ Porcentagem das perdas de protensão

Apresenta-se neste trabalho um procedimento de verificação do dimensionamento de lajes mistas protendidas, compostas por vigotas pré-moldadas com seção transversal em forma de π invertido, protendidas pelo sistema de pré-tração e complementadas na obra com o lançamento de concreto local.

Foram previstos na fase de construção três casos de escoramento com 0,1 ou 2 estais.

Assim, desenvolveu-se uma rotina para a verificação automatizada destas lajes.

Apresenta-se também o método das fibras de fluência utilizado na determinação das perdas de protensão, o problema da retração diferencial e o cálculo das perdas progressivas, importantes para este tipo de estrutura.

This dissertation presents a procedure to verify the calculation of composite prestressed concrete slabs. This is formed by precast beams with inverted π cross section, prestressed by the pretensioning system and finished in the construction site with local concrete.

Were foreseen three supportable cases in the construction stage with 0, 1 or 2 supports.

Therefore, it was developed a program to automatized verification of these slabs.

Were also considerate in the determination of the losses of prestress the fibers of creep method, the problem of differential shrinkage and progressives losses, very importants for this kind of structure.

Keywords: Composite Prestressed Concrete Slabs; Losses of Prestress.

As primeiras experiências de uso do concreto protendido datam do final do século passado. Estas foram tentativas fracassadas devido às perdas por retração e fluência do concreto que praticamente anularam as forças iniciais de protensão.

Com o desenvolvimento dos aços de alta resistência, o problema das perdas progressivas foi solucionado. Deve-se lembrar que estes aços não são viáveis no concreto armado devido à presença de fissuras de abertura exagerada que aparecem devido às grandes deformações destes aços, necessárias para explorar a sua alta resistência.

Assim, neste século, com o conhecimento da retração, da fluência do concreto, com a disponibilidade de aços de alta resistência e com o desenvolvimento de técnicas para a execução da protensão, é que o concreto protendido obteve êxito.

O concreto protendido trouxe algumas vantagens para a construção em concreto, tais como: a eliminação das tensões de tração e portanto da fissuração do concreto; a redução das dimensões da seção transversal, devido ao emprego obrigatório de aços e concretos de maior resistência; a diminuição das flechas e o desenvolvimento de métodos construtivos, como balanços sucessivos, pré-moldados e outros.

A evolução dos processos construtivos é muito importante para os países que possuem carência de habitações, como é o caso do Brasil, principalmente se esta evolução se traduzir num sistema que permita atender, com grande versatilidade, as exigências de alta qualidade e baixos custos.

As lajes mistas protendidas cabem muito bem a este papel. Assim, no presente trabalho de pesquisa, optou-se por desenvolver um programa para a verificação de laje mista protendida utilizando vigotas pré-moldadas protendidas com a forma da seção transversal diferenciada (π invertido), desde a fase de estiramento dos fios de protensão até a fase de utilização da laje.

Com a presença quase sempre da contra-flecha nas vigotas, há uma diminuição das flechas devido às cargas finais. Pode-se ter também uma economia de escoramento, sendo estas vigotas muitas vezes autoportante, isto é, tendo capacidade mecânica suficiente para sustentar-se com apoios apenas nas extremidades. O fato da nova seção transversal ser em forma de π invertido também contribuirá para a capacidade autoportante da mesma.

Este trabalho de pesquisa também tem o objetivo de contribuir para o estudo de lajes mistas protendidas, desenvolvendo assuntos importantes que são pouco difundidos como retração diferencial, método das fibras de fluência entre outros.

1 - LAJE MISTA PROTENDIDA

Entende-se como laje mista protendida uma laje composta de vigas pré-moldadas protendidas (vigotas), materiais inertes de enchimento e uma capa de concreto local.

As vigotas pré-moldadas protendidas são uniformemente distribuídas e o espaço entre elas é preenchido com elementos inertes de cerâmica, concreto ou isopor. Para enrijecer o conjunto é feita uma concretagem local que também complementa a seção resistente com uma mesa fina de compressão (Ver figura 1.1). Pode-se também, nessa mesa, colocar armaduras passivas que não são protendidas, com a finalidade de se conseguir um engastamento parcial nos apoios de extremidade, com a finalidade de obter alguma continuidade ou para evitar fissuração sob cargas concentradas.

O funcionamento estrutural da laje mista protendida é semelhante o de uma laje armada em uma direção, mas para isso deve-se assegurar uma boa aderência entre o concreto local e as vigotas.

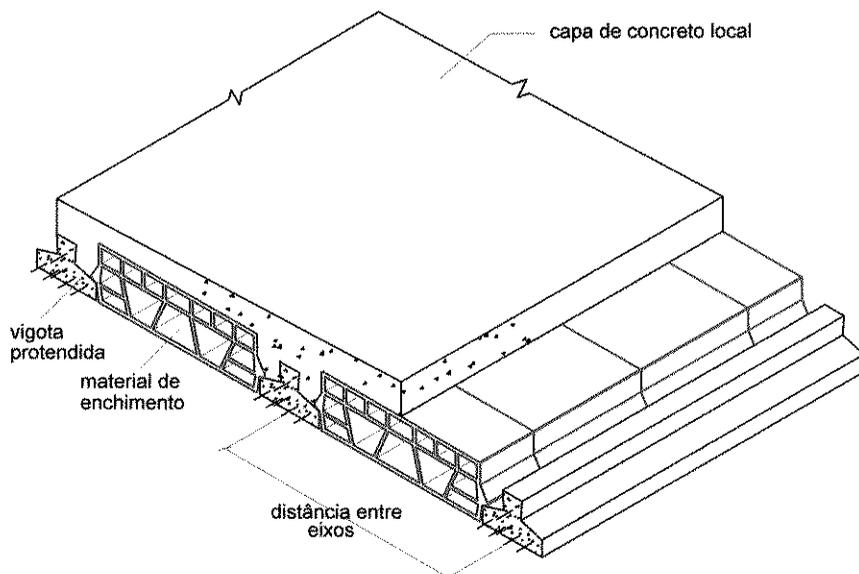


figura 1.1 - Esquema geral de uma laje mista protendida com vigotas em forma de T invertido

As vigotas são protendidas pelo sistema de pré-tração, onde o estiramento da armadura de protensão é feito antes do lançamento do concreto, utilizando-se apoios independentes da peça (blocos de ancoragem). Sobre os cabos estirados com a força P_i é efetuada a concretagem. Após o concreto ter atingido a resistência suficiente, os fios são desligados dos blocos. Nesta fase, a força aplicada no concreto é P_0 . A ancoragem no concreto se dá por aderência (Ver figura 1.2).

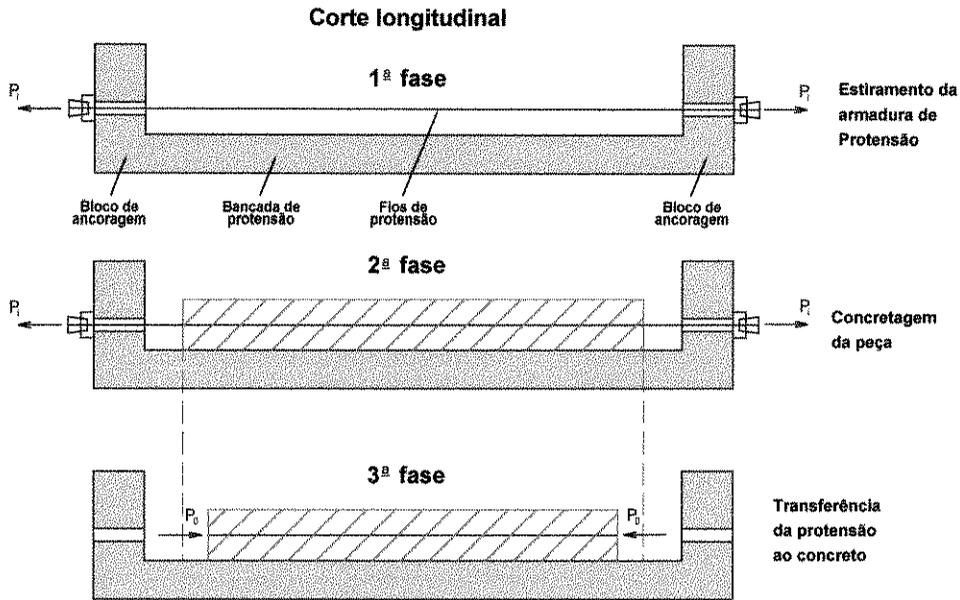


figura 1.2 - Sequência para aplicação da protensão pelo sistema de pré-tração

No instante em que os fios são desligados, a protensão é transferida totalmente dos blocos de ancoragem para o concreto, podendo ocorrer nessa transferência diversos fenômenos. Entre eles estão:

- o concreto pode não resistir à elevada compressão aplicada pelos cabos;
- o concreto pode possuir uma região submetida à tração e fissurar em consequência da protensão excêntrica;
- os fios aderentes podem escorregar, diminuindo a protensão;
- as perdas progressivas, deformação lenta e retração podem consumir uma fração elevada da força de protensão.

Portanto, na usina onde são fabricadas as vigotas pré-moldadas protendidas, deve-se ter um controle rigoroso, tomando cuidado na hora do desligamento dos cabos dos blocos de ancoragem, para constatar se a resistência do concreto, tanto à tração quanto à compressão é suficiente.

Quanto às perdas progressivas, como são grandes, é recomendado utilizar aço RB. Estas perdas serão estudadas em capítulo a parte.

A perda por atrito ao longo do cabo não existe em peças protendidas pelo sistema de pré-tração. A tensão inicial no aço é elevada em toda a extensão da peça e não apenas na região vizinha às ancoragens.

A figura 1.3 abaixo mostra as perdas de protensão num cabo reto protendido pelo sistema de pré-tração ao longo do tempo.

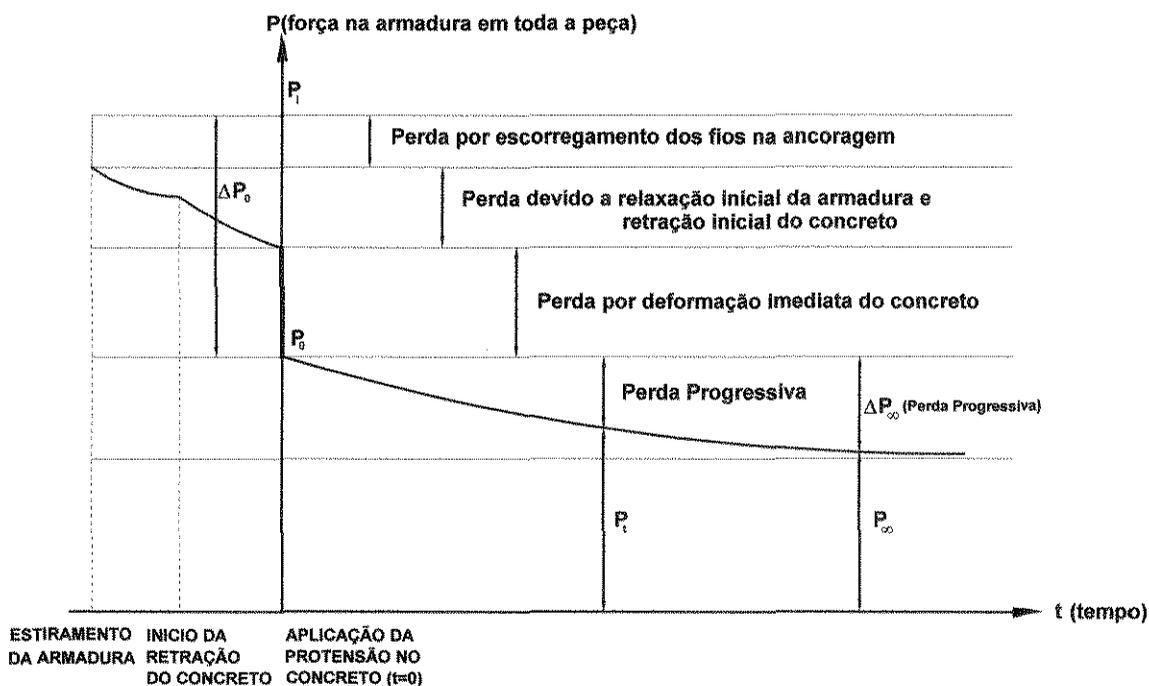


figura 1.3 - Curva força de protensão x tempo pelo sistema de pré-tração

2 - DESCRIÇÃO DO PROGRAMA EXISTENTE PARA A VERIFICAÇÃO DE LAJE MISTA PROTENDIDA

Elaborado pelos Professores Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini e Dr. Francisco A. Menezes, o programa em questão, para o cálculo de laje mista protendida, foi baseado em um trabalho desenvolvido pelo Prof. Dr. Vasconcelos, A.C. e Ferreira, M.O. [7] e serviu de base para este trabalho de pesquisa.

Abaixo serão descritos os parâmetros que foram considerados e as sequências de cálculo utilizadas neste programa.

2.1- GENERALIDADES

O programa faz a verificação da laje mista protendida desde a fase de estiramento do fio de protensão na construção das vigotas em forma de T invertido até a aplicação da sobrecarga na laje mista. Esta laje, como descrito anteriormente, é composta de vigotas pré-moldadas protendidas, material de enchimento (elementos inertes) entre estas vigotas e uma capa de concreto local.

A vigota pré-moldada protendida é produzida pelo sistema de pré-tração.

Na usina, a seção transversal da vigota é praticamente constante, podendo somente variar a altura, conforme mostrado na figura 2.1. Existem posições já preestabelecidas para a armadura de protensão, podendo-se apenas variar a disposição, o diâmetro desta armadura e o número de cabos.

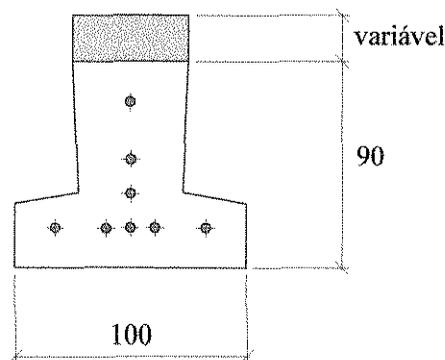


figura 2.1 - Seção transversal padrão da vigota em forma de T invertido utilizada no programa existente

Porém, na obra, esta seção será complementada com o concreto local, e poderá variar dependendo da altura de laje desejada, da altura do material inerte e da distância entre eixos. Ver a figura 2.2.

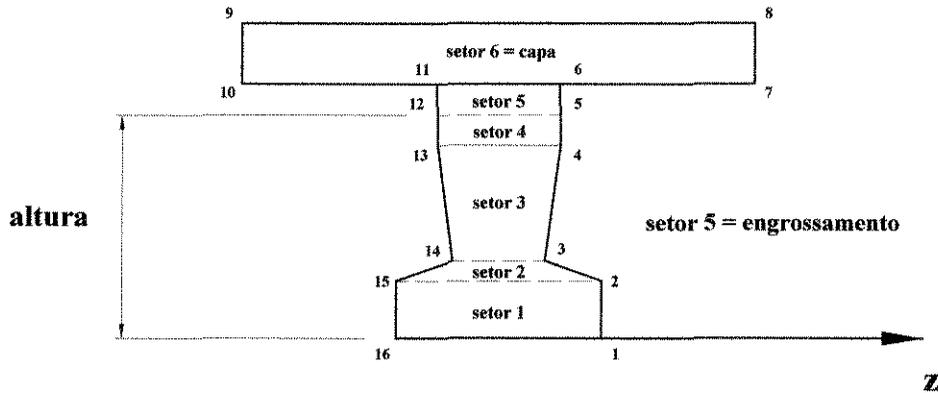


figura 2.2 - Seção transversal resistente final

Os setores 1 a 4 formam a vigota pré-moldada protendida na usina.

O setor 5 (engrossamento) pode ou não existir, dependendo da altura do material inerte utilizado, ou seja, se o material inerte for maior que a vigota existirá o engrossamento, caso contrário, não.

O setor 6 é a capa de concreto local que contribuirá na mesa de compressão.

As coordenadas dos pontos 1 a 4 e 13 a 16 são preestabelecidas e as coordenadas dos pontos 5 e 12 são definidas através da altura da vigota fornecida pelo usuário.

Percebe-se que a análise da seção é complexa. De acordo com a fase da obra, tem-se diferentes seções resistentes.

Adotaram-se 4 fases de verificação :

f1: Esta fase foi considerada como a hora da protensão (na usina) com a força P_i (sem perda) e com a seção transversal composta pelos setores 1 a 4.

f2: Esta fase foi considerada dois dias após a protensão quando o cabo é desligado dos blocos de ancoragem e ocorre a transferência da protensão para o concreto.

Adotou-se que 70% da perda de protensão já ocorreu. A seção resistente é a mesma que da fase 1. Nesta fase o carregamento atuante, além da protensão, é o peso próprio da vigota (g_1).

f3: Esta fase foi considerada sete dias após a protensão, quando a vigota já será colocada na obra. Considera-se que toda a perda já ocorreu, trabalhando-se com P_∞ . Além da protensão, atuam $g_1 + g_2$, onde g_2 é o peso das outras cargas permanentes: material inerte e capa (que ainda não contribui na resistência).

f4: Nesta fase a capa do concreto já atingiu a resistência para a contribuição na seção resistente. Além das cargas g_1 e g_2 , atua também a carga acidental (q).

Para todas estas fases a resistência do concreto depende da idade considerada f_{ck2} , f_{ck7} ou f_{ck28} .

2.2 - TENSÕES ADMISSÍVEIS DOS MATERIAIS

Tensão Admissível do Concreto a Compressão

A máxima compressão do concreto, imposta pela norma, é $0,7 f_{ck}$.

Tensão Admissível do Concreto a Tração

A resistência característica a tração do concreto é dada pela NBR 6118:

se $f_{ck} \leq 180$ (kgf/cm²)

$$f_{ctk} = 0,10 f_{ck} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

se $f_{ck} > 180$ (kgf/cm²)

$$f_{ctk} = 0,06 f_{ck} + 7 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Os valores de cálculo para compressão e tração são respectivamente:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad \text{e} \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,4}$$

Módulo de Deformação do Concreto

O módulo de deformação longitudinal secante do concreto é dado pela fórmula:

$$E_c = 0,9 \cdot 21.000 \cdot \sqrt{f_{ck} + 35} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

Tensão Admissível do Aço

Pela norma NBR 7197:

$$f_{pyk} = 0,85 f_{ptk}, \quad \text{onde } f_{ptk} \text{ é o valor característico da resistência a tração do aço}$$
$$f_{pyk} \text{ é o valor característico da tensão de escoamento do aço}$$

Os valores de cálculo são:

$$f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{1,15} \text{ e } f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{1,15}$$

Para a condição de pré-tração, a norma limita a tensão inicial da armadura de protensão em:

$$\text{o menor entre } \begin{cases} 0,81 \cdot f_{ptk} \\ 0,95 \cdot f_{pyk} \end{cases}$$

Como para cada fase de verificação existe uma perda de protensão diferente, estes valores de cálculo também serão alterados, dependendo de cada fase.

2.3 - CARACTERÍSTICA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

As características da seção tais como: área, momento de inércia, posição do centro de gravidade e a excentricidade do cabo resultante, foram calculadas dependendo da fase de solicitação.

Para a fase 4, existe a contribuição do concreto da capa na mesa de compressão. A largura da mesa de compressão (b_f) foi definida pela norma NBR 6118 como mostrado na figura 2.3 a seguir:

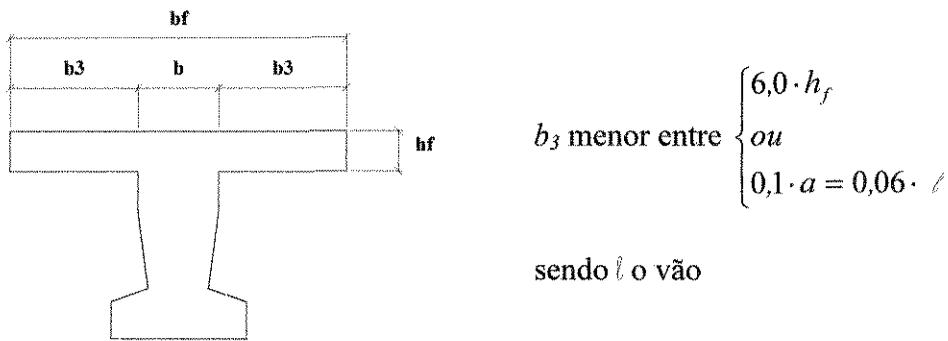


figura 2.3 - Largura da mesa de compressão, segundo a NBR 6118

onde a para o caso mais desfavorável é $3/5 l = 0,6 l$, considerando um engaste parcial nas duas extremidades.

Deve-se lembrar também que b_f deve ser menor ou igual a distância entre os eixos.

Com a relação entre os módulos de deformação $\alpha_p = \frac{E_{aco}}{E_{viga}}$, calculou-se o incremento da área para a consideração da seção homogeneizada.

A capa de concreto e o engrossamento (se existir) devem ser adicionados às outras características geométricas. Como os módulos de deformação do concreto da vigota protendida e do concreto local são diferentes, homogeneizou-se a seção. Calculou-se então a área, a posição do centro de gravidade e o momento de inércia para a seção homogeneizada total.

A posição do cabo resultante é calculada simplesmente somando todas as coordenadas y dos cabos (em relação ao eixo z) e dividindo pelo número de cabos. As posições dos furos foram preestabelecidas.

A excentricidade é a distância entre a posição do cabo resultante e a posição do centro de gravidade da seção homogeneizada total. Ela foi calculada pela diferença das coordenadas destas posições em relação ao eixo z . Ver figura 2.4 a seguir:

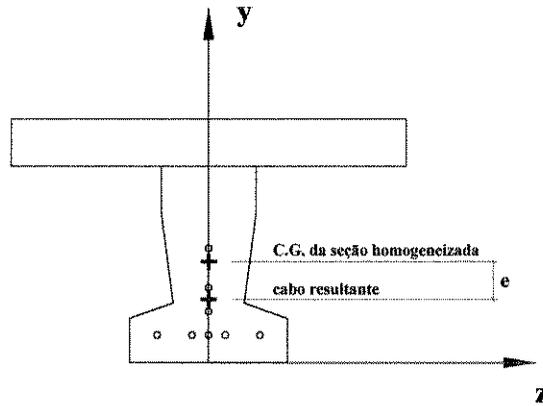


figura 2.4 - Eixos de referência da seção resistente

2.4 - CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS

2.4.1 - Concreto

O peso específico do concreto da vigota foi adotado igual a $2,5 \text{ tf/m}^3$ e do concreto da capa igual a $2,4 \text{ tf/m}^3$.

2.4.2 - Lajota

O comprimento da lajota foi adotado igual a 20 cm. A altura deve ser fornecida pelo usuário. A distância entre eixos da vigota também será fornecida pelo usuário.

Pode-se ter dois tipos de arranjo:

arranjo simples

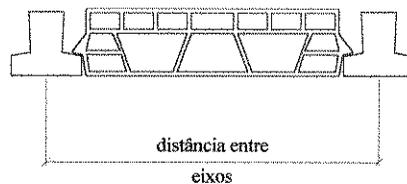


figura 2.5 - Esquema do arranjo simples

arranjo duplo

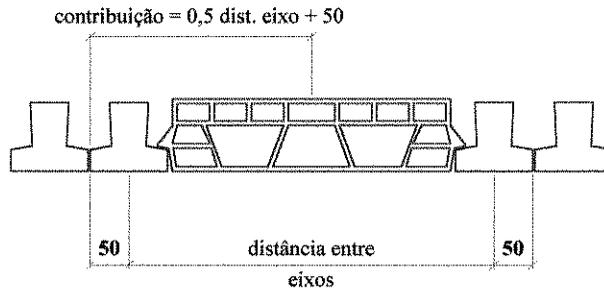


figura 2.6 - Esquema do arranjo duplo

2.4.3 - Laje

Tendo a altura da vigota e a altura da lajota verifica-se se existe o engrossamento ou não. Se a altura da vigota for maior ou igual que a altura da lajota não existe engrossamento ($h_e = 0,0$) e a altura da laje será igual a altura da vigota mais h_f (espessura da capa).

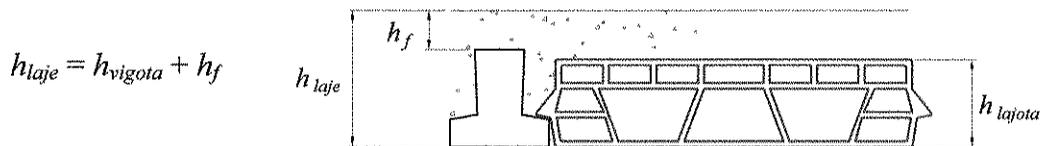


figura 2.7 - Definição da altura da laje sem engrossamento

Se a altura da vigota for menor que a altura da lajota, existirá o engrossamento (h_e), e a altura da laje será igual a altura da lajota mais h_f .

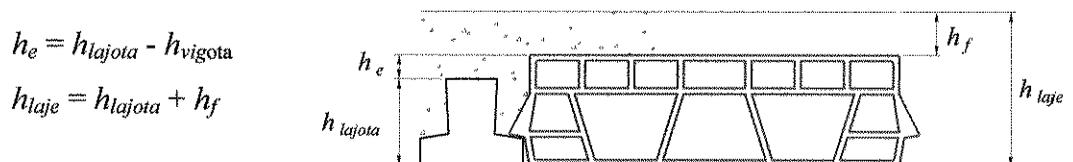


figura 2.8 - Definição da altura da laje com engrossamento

2.5 - ENTRADA DE DADOS

Para a utilização do programa o usuário deve fornecer os seguintes dados:

- resistência a compressão do concreto da vigota aos 2, 7 e 28 dias
- tipo de aço : CP 150RN ou CP 175RN
- resistência do concreto feito no local aos 28 dias
- número e disposição dos cabos
- diâmetro dos cabos: ϕ 4,0 mm ou ϕ 5,0 mm
- sobrecarga
- vão da viga
- número de escoras, podendo ser 0, 1 ou 2
- vinculações de extremidade $\left\{ \begin{array}{ll} \text{apoio – apoio} & \text{(a-a)} \\ \text{apoio – engaste} & \text{(a-e)} \\ \text{engaste – engaste} & \text{(e-e)} \end{array} \right.$
- diâmetro para armadura de borda caso tenha sido considerado vinculação diferente de (a-a)

2.6 - PARÂMETROS ADOTADOS NOS CÁLCULOS

A perda de protensão devido as perdas progressivas, retração e fluência do concreto e relaxação do aço, foi estimada em 8%.

Adotou-se também a variação padrão de tensão do manômetro de 50 kgf/cm².

Usou-se para a identificação da vigota quatro números, dependendo do número de cabos em cada camada. Na primeira camada pode-se ter quatro cabos, e da segunda até a quarta camada apenas um cabo. Portanto, se existirem todos os cabos, a viga será identificada pelo nº 4111. Quando em alguma camada não existir cabo, o número correspondente a esta camada deverá ser zero.

2.7 - SOBRECARGA

A sobrecarga fornecida pelo usuário deve conter: as cargas acidentais, que são todas as cargas que podem atuar sobre a estrutura de edificação em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, etc...) e as cargas permanentes, que são o peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanente (revestimentos, paredes divisórias, etc...).

Na sobrecarga não se deve incluir o peso próprio da laje (vigota + blocos + capa) que já foram levados em consideração no cálculo.

Com a sobrecarga calculou-se o carregamento na vigota através da largura de contribuição. Para um arranjo simples a largura de contribuição é a distância entre eixos e para um arranjo duplo a largura de contribuição está mostrada na figura 2.6.

$$q = \text{sobrecarga} \times \text{largura de contribuição}$$

2.8 - DETERMINAÇÃO DA TENSÃO NO CONCRETO

A tensão no concreto é determinada pela expressão abaixo:

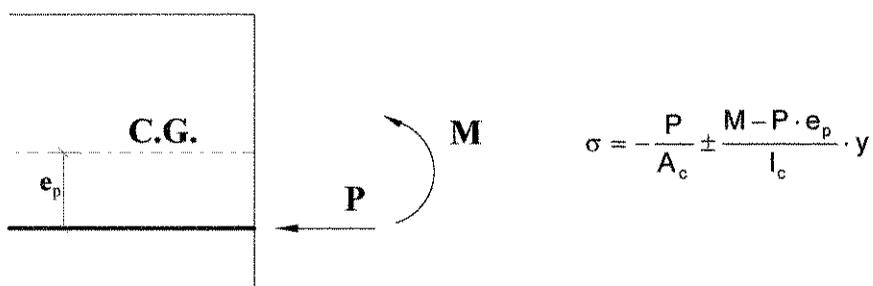


figura 2.9 - Forças atuantes numa peça sujeita a compressão excêntrica e carregamento externo

Se a tensão for de compressão deve ser inferior a $0,7 f_{ck}$ e se for de tração inferior a $1,2 f_{ctk}$.

2.9 - CONSIDERAÇÃO DOS APOIOS PROVISÓRIOS

A peça pré-moldada, quando atua apenas o peso próprio (g_1), é autoportante vencendo o vão l , conforme figura 2.10 abaixo:

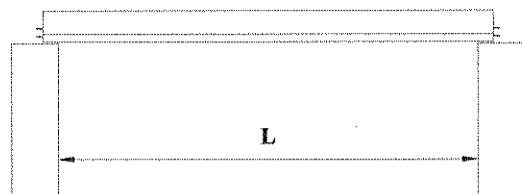


figura 2.10 - Esquema geral da vigota sem escoramento

Quando é adicionado o restante da carga permanente (material de enchimento e capa), pode ser necessário considerar um ou dois apoios provisórios, pois caso contrário, a vigota pode romper ou se deformar excessivamente.

Neste caso, o apoio provisório (estal) deve apenas tocar a vigota pré-moldada, sem forçá-la para cima e também deixar atuar M_{g1} . Ou seja, apenas para a carga g_2 a vigota deve funcionar como contínua.

No caso de um estal, este foi considerado colocado no meio do vão, e no caso de 2 estais, utilizou-se a relação de vãos: $0,4l - 0,2l - 0,4l$. Veja a figura 2.11 abaixo:

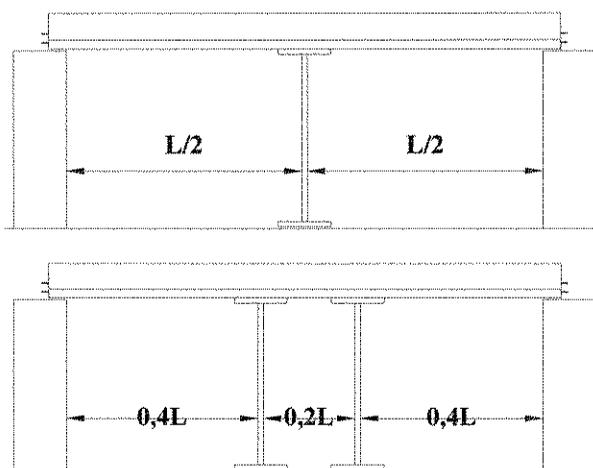


figura 2.11 - Esquema geral da vigota na fase de construção com 1 e 2 estais

Para mais de dois estais é possível imaginar que a vigota esteja apoiada em toda sua extensão ao receber a carga g_2 , podendo-se então desprezar o efeito de M_{g_2} .

Os esforços provenientes de g_1 e g_2 quando se tem 0, 1 e 2 estais são determinados como apresentado a seguir:

Para 0 estal

$$V = \frac{g \cdot l}{2}$$

$$M = V \cdot x - \frac{g \cdot x^2}{2}$$

onde $g = g_1 + g_2$

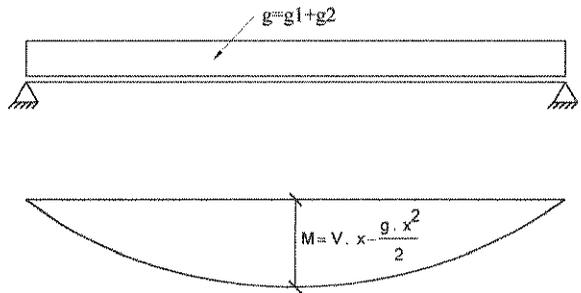


figura 2.12 - Esforços provenientes de g_1 e g_2 sem estal

Para 1 estal

$$V = \frac{g_1 \cdot l}{2} + \frac{3}{16} \cdot g_2 \cdot l$$

$$M = V \cdot x - \frac{g \cdot x^2}{2}$$

A posição de momento máximo

positivo é:

$$x_{max} = \frac{8 \cdot g_1 + 3 \cdot g_2}{g_1 + g_2} \cdot \frac{l}{16}$$

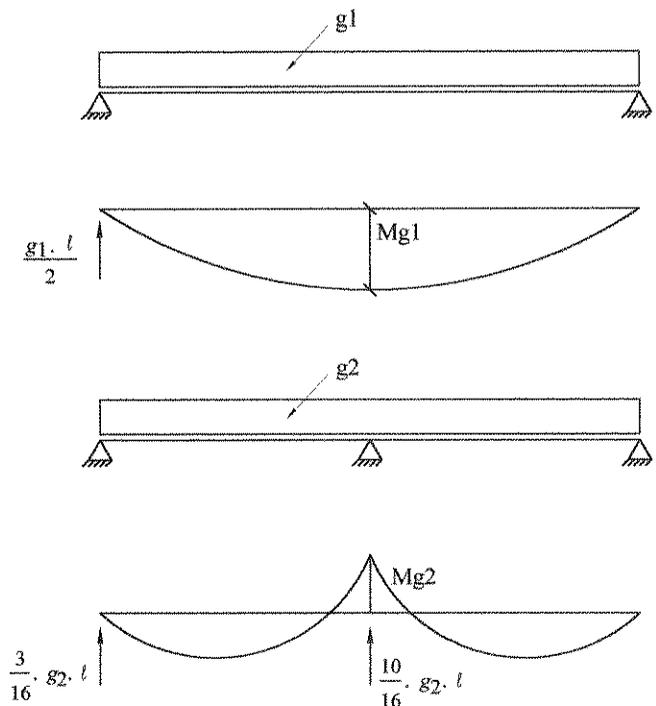


figura 2.13 - Esforços Provenientes de g_1 e g_2 com 1 estal

- caso e-e: vigotas parcialmente engastadas nas duas extremidades (45% do momento do caso a-a, segundo prof. Dr. Vasconcelos, A.C. [7]). Ver figura 2.16 abaixo:

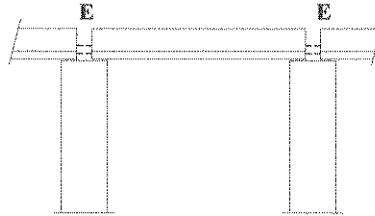


figura 2.16 - Esquema geral da vigota engastada nas duas extremidades

- caso e-a: vigotas parcialmente engastadas em apenas uma das extremidades (45% do caso a-a, segundo prof. Dr. Vasconcelos, A.C. [7]). Ver figura 2.17 abaixo:

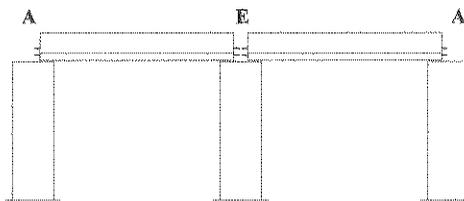


figura 2.17 - Esquema geral da vigota engastada em uma das extremidades

Para o caso de vigotas com apoios provisórios, quando o concreto local atinge a resistência preestabelecida, e estes são retirados as reações nestes apoios deixam de existir, o que equivale a sobrepôr, na nova seção, força igual e oposta a essas reações. Deve-se salientar que estas reações eram devidas apenas a g_2 , pois com g_1 a peça é autoportante.

Os esforços provenientes de g_1 , g_2 e q quando se tem 0, 1 e 2 estais e para diferentes condições de vinculação são determinados como apresentado a seguir:

Para 0 estal

Articulado-Articulado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot \ell}{2}$$

$$V_q = \frac{q \cdot \ell}{2}$$

$$M_{g_1g_2} = V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

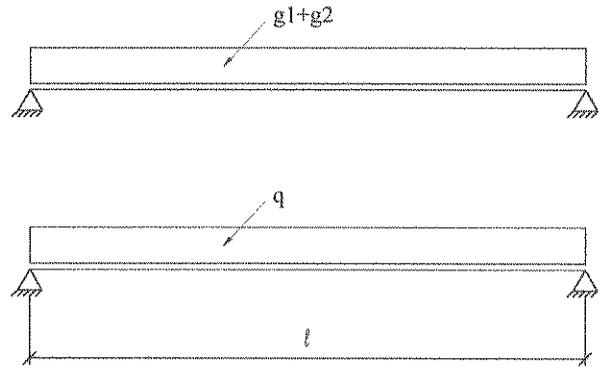


figura 2.18 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q sem estal e vigota livremente apoiada nas duas extremidades

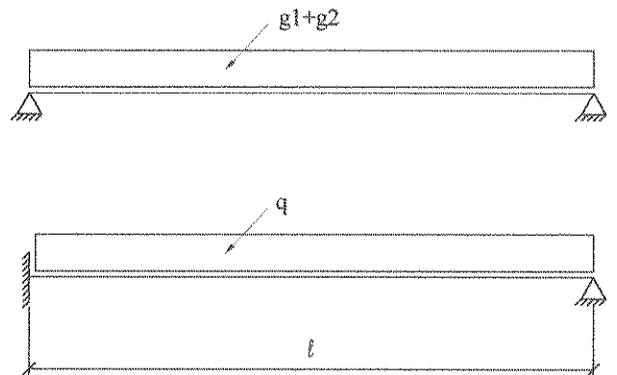
Engastado-Articulado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot \ell}{2}$$

$$V_q = \frac{89 \cdot q \cdot \ell}{160}$$

$$M_{g_1g_2} = V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = -\frac{9 \cdot q \cdot \ell^2}{160} + V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$



sendo o primeiro termo 45% de $M_{q\text{máx}}$ para a-a

figura 2.19 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q sem estal e vigota engastada em uma das extremidades

Engastado-Engastado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l}{2}$$

$$V_q = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$M_{g_1g_2} = V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = -\frac{9 \cdot q \cdot l^2}{160} + V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

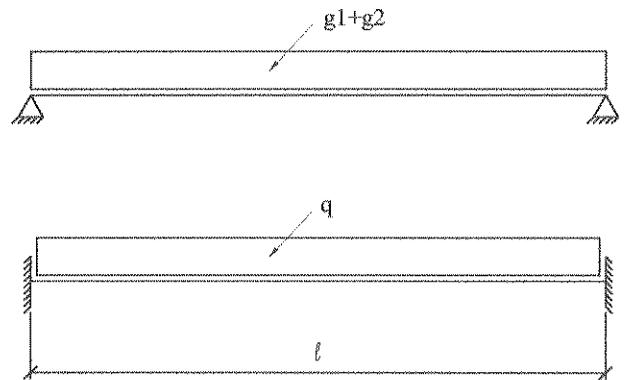


figura 2.20 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q sem estal e vigota engastada nas duas extremidades

Para 1 estal

Articulado-Articulado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l}{2}$$

$$V_q = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$M_{g_1g_2} = V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

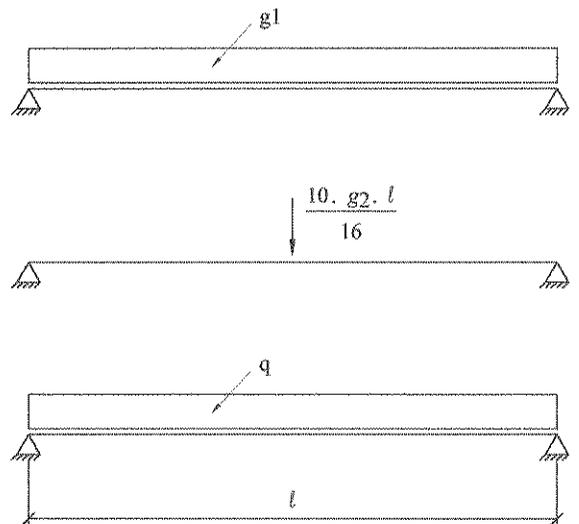


figura 2.21 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 1 estal e vigota livremente apoiada nas duas extremidades

Engastado-Articulado

$$V_{g_1g_2} = \frac{g_1 \cdot \ell}{2} + \frac{73}{128} \cdot g_2 \cdot \ell$$

$$V_q = \frac{89 \cdot q \cdot \ell}{160}$$

$$M_{g_1g_2} = -\frac{9 \cdot g_2 \cdot \ell^2}{128} + V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = -\frac{9 \cdot q \cdot \ell^2}{160} + V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

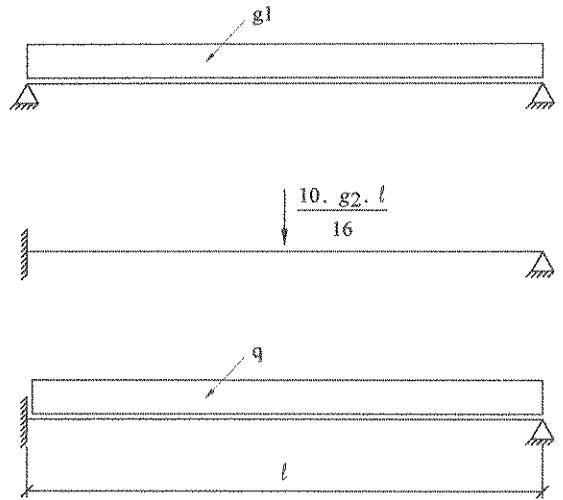


figura 2.22 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com l estal e vigota engastada em uma das extremidades

Engastado-Engastado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot \ell}{2}$$

$$V_q = \frac{q \cdot \ell}{2}$$

$$M_{g_1g_2} = -\frac{9 \cdot g_2 \cdot \ell^2}{128} + V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = -\frac{9 \cdot q \cdot \ell^2}{160} + V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

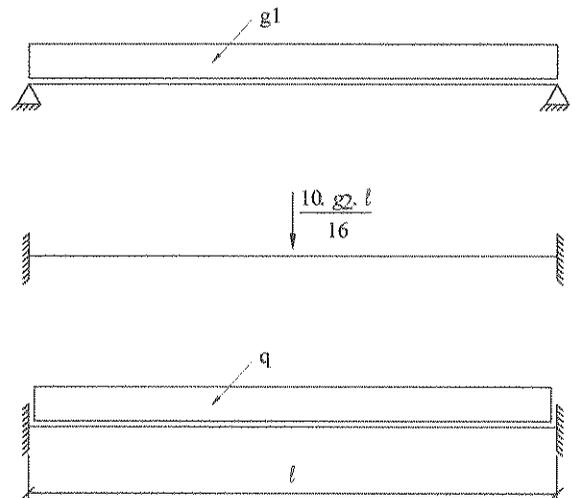


figura 2.23 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com l estal e vigota engastada nas duas extremidades

Para 2 estais

Articulado-Articulado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot \ell}{2}$$

$$V_q = \frac{q \cdot \ell}{2}$$

$$M_{g_1g_2} = V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

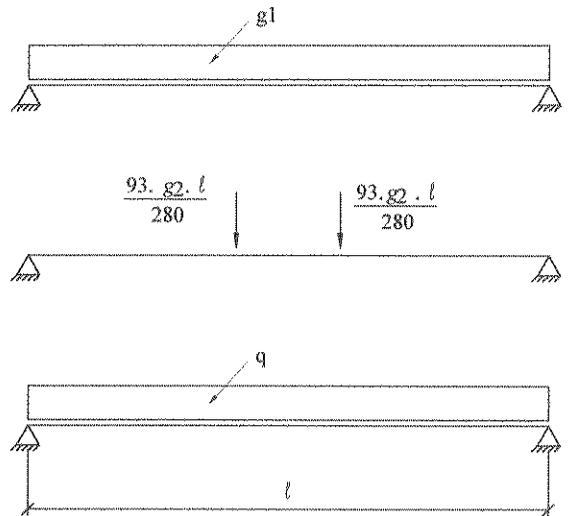


figura 2.24 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 2 estais e viga livremente apoiada nas duas extremidades

Engastado-Articulado

$$V_{g_1g_2} = \frac{g_1 \cdot \ell}{2} + \frac{783,73}{1400} \cdot g_2 \cdot \ell$$

$$V_q = \frac{89 \cdot q \cdot \ell}{160}$$

$$M_{g_1g_2} = -\frac{83,7 \cdot g_2 \cdot \ell^2}{1400} + V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = -\frac{9 \cdot q \cdot \ell^2}{160} + V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

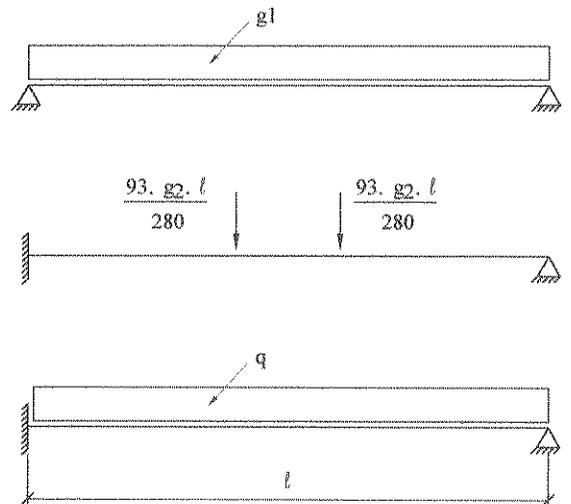


figura 2.25 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 2 estais e viga engastada em uma das extremidades

Engastado-Engastado

$$V_{g_1g_2} = \frac{(g_1 + g_2) \cdot \ell}{2}$$

$$V_q = \frac{q \cdot \ell}{2}$$

$$M_{g_1g_2} = -\frac{83,7 \cdot g_2 \cdot \ell^2}{1400} + V_{g_1g_2} \cdot x - \frac{(g_1 + g_2) \cdot x^2}{2}$$

$$M_q = -\frac{9 \cdot q \cdot \ell^2}{160} + V_q \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

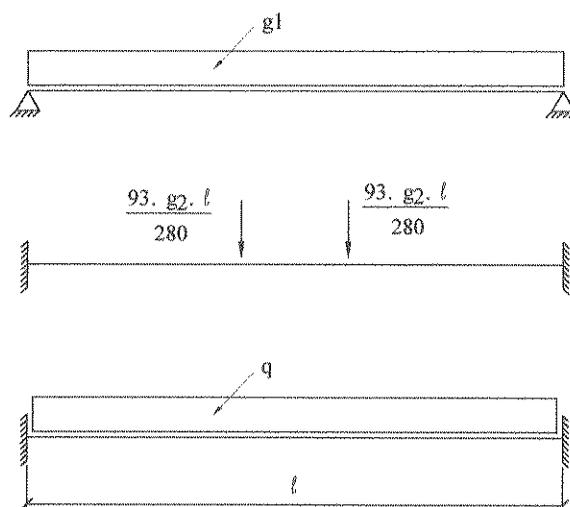


figura 2.26 - Esforços provenientes de g_1 , g_2 e q com 2 estais e vigota engastada nas duas extremidades

2.11 - CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE

O cálculo do momento resistente de uma seção de concreto protendido é muito semelhante ao cálculo das peças de concreto armado comum. As hipóteses de cálculo também são as mesmas: a resistência a tração do concreto é nula, a aderência do concreto e armadura é considerada perfeita, o estado limite último por esmagamento do concreto na compressão é caracterizado pelo encurtamento de 3,5‰ e o estado limite último por alongamento plástico excessivo da armadura é caracterizado pelo alongamento de 10‰.

A única diferença está no alongamento inicial da armadura de protensão, denominada deformação de pré-alongamento, dada pela expressão abaixo:

$$\varepsilon_p^i = \frac{P_\infty}{A_p \cdot E_p} + \frac{P_\infty}{E_c} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right)$$

O primeiro termo da expressão acima é o alongamento da armadura de protensão devido à força de protensão final (P_∞) e o segundo termo é o alongamento da armadura de protensão devido à descompressão do concreto, causada pela flexão produzida pelas cargas externas. Esta deformação de pré-alongamento é a deformação da armadura desde a aplicação da força de protensão até a hora em que a

tensão do concreto no centro de gravidade da armadura é nula, ou seja, a tensão de compressão no concreto devido à força de protensão iguala a tensão de tração do concreto devido às cargas externas.

A partir deste instante, se as cargas externas produzirem maiores solicitações, surgirão as primeiras fissuras e a peça passará a trabalhar como concreto armado. Ver figura 2.27 abaixo:

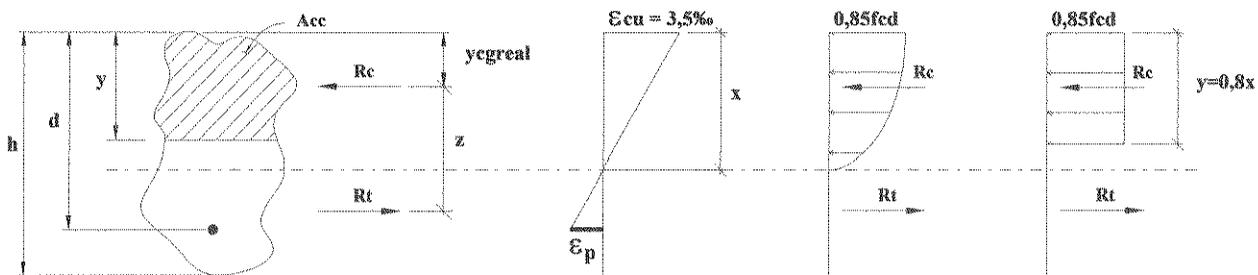


figura 2.27 - Tensões e deformações em uma peça protendida já trabalhando como peça de concreto armado

$$R_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc}$$

$$R_t = \sigma_{pd} \cdot A_p$$

Por equilíbrio:

$$\begin{cases} R_c = R_t \\ A_{cc} = \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p}{0,85 \cdot f_{cd}} \end{cases}$$

Adotando-se um valor para σ_{pd} acha-se a área da seção comprimida. Com esta área encontra-se o valor de y e calcula-se a deformação da armadura como peça de concreto armado.

A deformação como peça de concreto armado é:

$$\varepsilon_p = 3,5\text{‰} \cdot \frac{d - x}{x} \leq 10\text{‰}, \text{ onde } x = 1,25 y$$

A deformação total da armadura é:

$$\varepsilon_{pu} = \gamma_{pi} \cdot \varepsilon'_p + \varepsilon_p$$

Com a deformação total da armadura acha-se a tensão, através de expressões ou pelos diagramas $\sigma \times \varepsilon$ do aço. Compara-se esta tensão encontrada com a adotada inicialmente (σ_{pd}). Se as tensões forem diferentes, adota-se a tensão encontrada como a inicial e repete-se o processo até que ocorra convergência.

O momento resistente é calculado pela expressão abaixo:

$$\text{Momento Resistente} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot z$$

O braço da alavanca é dado por $z = d - y_{cgreal}$.

Como simplificação, o programa adotou a deformação de pré-alongamento dada pela expressão abaixo:

$$\varepsilon'_p = \frac{\gamma_{pi} \cdot P_{\infty}}{A_p \cdot E_p} = \frac{\gamma_{pi} \cdot \sigma_{pi}}{E_p} \cdot (1 - \Delta), \text{ onde}$$

Δ : porcentagem das perdas

γ_{pi} : 0,90

σ_{pi} : tensão da armadura

E_p : módulo de deformação do aço

2.12 - FASES DE VERIFICAÇÃO

Na fase 1, que ocorre no momento da protensão do cabo na usina, respeitou-se a tensão limite da armadura de protensão.

Na fase 2, quando o concreto estava com 2 dias, verificou-se a tensão do concreto, nas bordas superior e inferior da seção resistente. Na armadura verificou-se a tensão do aço no cabo mais próximo e mais distante da borda inferior. As verificações foram feitas para a seção do meio do vão.

Na fase 3, dependendo do número de estais, escolheu-se as seções a serem analisadas.

- Para 0 estal: verificou-se no meio do vão.
- Para 1 estal: verificou-se no apoio, na seção de $M_{m\acute{a}x}$ positivo e no meio do vão, onde tem-se $M_{m\acute{a}x}$ negativo.
- Para 2 estais: verificou-se no apoio, na seção de $M_{m\acute{a}x}$, e nas seções relativas a $0,4 l$ e $0,5 l$.

Para cada uma dessas seções analisou-se as tensões do concreto na borda superior e inferior da viga e também calculou-se o *Momento Resistente* através do Estado Limite Último, comparando com o valor $1,2 M_{g1g2}$. Na armadura analisou-se as tensões na posição do cabo mais baixo e mais alto da seção.

Na fase 4, dependendo do número de estais, também foram escolhidas as seções a serem analisadas.

- Para 0 estal: verificou-se no meio do vão.
- Para 1 estal: verificou-se na seção de $M_{m\acute{a}x}$ positivo e no meio do vão, onde tem-se $M_{m\acute{a}x}$ negativo.
- Para 2 estais: verificou-se na seção de $M_{m\acute{a}x}$ positivo, e nas seções relativas a $0,4 l$ e $0,5 l$.

Para cada uma dessas seções analisou-se as tensões no concreto na borda superior e inferior da viga, na borda superior da capa, e foi calculado o *Momento Resistente* através do Estado Limite Último, comparando com o valor $1,3 M_{g1g2} + 1,4 M_q$. Analisou-se também as tensões na posição do cabo mais baixo e mais alto da seção.

Também na fase 4 para o cálculo no estado limite de formação de fissura, foram calculadas as combinações quase-permanentes e as combinações frequentes de ações. O valor de γ_f é igual a 1,0 e a carga acidental comparece com os coeficientes de redução 0,2 e 0,3 respectivamente. Neste estado limite devem ser verificadas as tensões no concreto na borda superior e inferior da viga e na borda superior da capa.

3 - MÉTODO DAS FIBRAS DE FLUÊNCIA

No novo programa desenvolvido neste trabalho de pesquisa, utilizou-se o método das fibras de fluência de Busemann para o cálculo das tensões no concreto. Porém, antes de desenvolver este método será apresentada a equação de Dischinger.

3.1 - DETERMINAÇÃO DA PERDA DA FORÇA DE PROTENSÃO POR RETRAÇÃO E FLUÊNCIA, ATRAVÉS DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL DE DISCHINGER

3.1.1 - Protensão Axial

Considera-se um prisma protendido comprimido axialmente como na figura 3.1 abaixo:

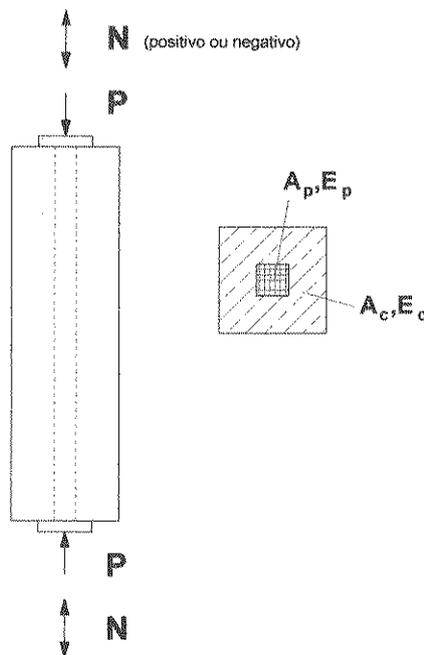


figura 3.1 - Prisma axialmente protendido, segundo Leonardt

Uma força longitudinal N atua ao longo do tempo com o valor constante juntamente com a força de protensão P , sobre um prisma de seção de concreto igual a A_c e sobre a armadura com seção A_p e módulo de elasticidade E_p . Para deduzir a

equação diferencial de DISCHINGER [24] seguiu-se a simples exposição de M. BIRKENMAIER.

Em cada instante o encurtamento do aço deverá ser igual ao encurtamento do concreto. Em um intervalo de tempo dt , a força de protensão diminui de $d\Delta P$. A expressão que iguala os dois encurtamentos é:

$$\frac{d\mathcal{E}_p}{dt} = \frac{-d\Delta P}{dt} \cdot \frac{1}{E_p \cdot A_p} = \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \frac{(P+N+\Delta P)}{A_c \cdot E_c} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \frac{d\Delta P}{dt} \cdot \frac{1}{E_c \cdot A_c}$$

Explicando cada fator da equação acima tem-se:

- No intervalo dt , a variação da deformação da armadura é:

$$d\mathcal{E}_p = \frac{d\Delta P}{E_p \cdot A_p}$$

- A deformação do concreto é devido a três parcelas:

$$d\mathcal{E}_c = \text{Def. Retração} + \text{Def. Lenta} + \text{Def. devido variação da força de protensão}$$

O primeiro termo refere-se a deformação devido a retração. Supondo que as curvas de retração $\mathcal{E}_{cs\infty}=f(t)$ e da fluência $\phi=f(t)$ sejam afins, tem-se :

$$\frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} = c$$

$$d\mathcal{E}_{cs\infty} = c \cdot d\phi = \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot d\phi$$

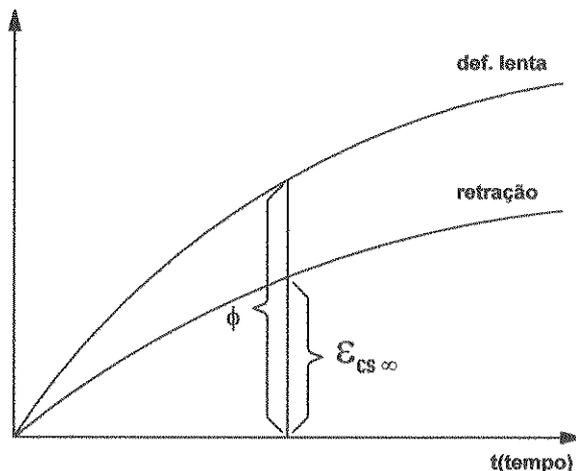


figura 3.2 - Curvas de deformação lenta e retração com o tempo

Para o segundo termo, supondo que a resultante das forças no concreto seja constante e tenha seu valor final $P+N+\Delta P$, o valor da deformação lenta é proporcional à deformação elástica, através do fator ϕ .

$$\mathcal{E}_{\text{elast}} = \mathcal{E} \cdot \phi \Rightarrow d\mathcal{E}_{\text{elast}} = \mathcal{E} \cdot d\phi$$

Onde
$$\mathcal{E} = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{P + N + \Delta P}{A_c \cdot E_c}$$

Assim
$$d\mathcal{E}_{\text{elast}} = \frac{P + N + \Delta P}{A_c \cdot E_c} \cdot d\phi$$

A deformação do concreto devido à variação da força de protensão é:

$$d\mathcal{E}_{cp} = \frac{d\Delta P}{E_c \cdot A_c}$$

Assim, igualando as expressões $d\mathcal{E}_p$ e $d\mathcal{E}_c$ em função do tempo tem-se a equação descrita anteriormente.

Esta equação pode ter a seguinte forma:

$$\frac{-d\Delta P}{dt} \cdot \left(1 + \frac{E_c \cdot A_c}{E_p \cdot A_p} \right) = \left(P + N + \Delta P + \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot E_c \cdot A_c \right) \cdot \frac{d\phi}{dt}$$

Fazendo $n = \frac{E_p}{E_c}$ e $\mu = \frac{A_p}{A_c}$, os parêntesis do 1º membro fica:

$$\left(1 + \frac{E_c \cdot A_c}{E_p \cdot A_p}\right) = 1 + \frac{1 \cdot 1}{\eta \cdot \mu} = 1 + \frac{1}{\eta \cdot \mu} = \frac{\eta \cdot \mu + 1}{\eta \cdot \mu}$$

Fazendo $\alpha = \frac{n \cdot \mu}{n \cdot \mu + 1}$ e $K = \left(P + N + \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot E_c \cdot A_c\right)$, a equação diferencial se

torna:

$$\frac{-1}{\alpha} \cdot \frac{d\Delta P}{dt} = (K + \Delta P) \cdot \frac{d\phi}{dt}$$

A solução da equação é:

$$\ln(K + \Delta P) = -\alpha \cdot \phi + c$$

A constante c é determinada pela condição de que para $t=0$, $\phi=0$ e $\Delta P = 0$.

Assim $c = \ln K$.

Portanto $\ln(K + \Delta P) = -\alpha \cdot \phi + \ln K$, que é o mesmo que $\ln \frac{(K + \Delta P)}{K} = -\alpha \cdot \phi$

Sendo “ e ” a base dos logaritmos naturais

$$K + \Delta P = k \cdot e^{-\alpha\phi}$$

$$\Delta P = -K(1 - e^{-\alpha\phi})$$

Assim

$$\Delta P = -\left(P + N + \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot E_c \cdot A_c\right) \cdot (1 - e^{-\alpha\phi})$$

$$\text{onde } \alpha = \frac{n \cdot \mu}{n \cdot \mu + 1}$$

3.1.2 - Protensão Excêntrica

Neste caso, foi tratado como as peças fletidas.

Seja uma peça submetida a uma força de protensão excêntrica ($P+\Delta P$) e a um momento devido as cargas permanentes (M_g) como na figura 3.3 abaixo:

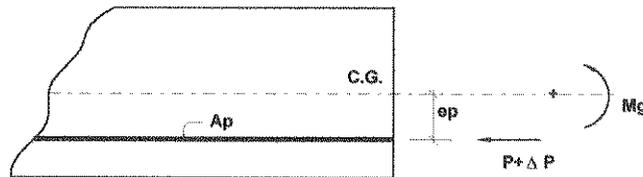


figura 3.3 - Forças atuantes numa peça sujeita a protensão excêntrica e carregamento externo permanente

Na armadura de protensão a variação da deformação devido a perda ΔP é:

$$d\mathcal{E}_p = \frac{d\Delta P}{E_p \cdot A_p}$$

A variação da deformação do concreto é a soma das três parcelas como a protensão axial.

A deformação devido a retração é:

$$d\mathcal{E}_{cs\infty} = \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot d\phi$$

A deformação devido a deformação lenta, sob a ação de $P+\Delta P$ e de M_g é:

$$d\mathcal{E}_{elast} = \frac{\sigma_c}{E_c} d\phi$$

A tensão no concreto na altura do cg de A_p é :

$$\sigma_c = \left(\frac{P + \Delta P}{A_c} + \frac{(P + \Delta P) \cdot e_p^2}{I_c} - \frac{M_g \cdot e_p}{I_c} \right)$$

Assim

$$d\mathcal{E}_{elast} = \frac{\sigma_c}{E_c} d\phi = \left(\frac{P + \Delta P}{A_c} \left(1 + \frac{A_c \cdot e_p^2}{I_c} \right) - \frac{M_g \cdot e_p}{I_c} \right) \cdot \frac{d\phi}{E_c}$$

A tensão no concreto que a variação da força de protensão $d\Delta P$ produz na altura do cg de A_p é:

$$\sigma_c = d\Delta P \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right)$$

O que corresponde a deformação :

$$\frac{d\Delta P}{E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{A_c e_p^2}{I_c} \right)$$

Como $d\epsilon_p = d\epsilon_c$ tem-se

$$\frac{-d\Delta P}{dt \cdot E_p \cdot A_p} = \frac{\mathcal{E}_{csoo}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \left(\frac{P + \Delta P}{A_c} \left(1 + \frac{A_c \cdot e_p^2}{I_c} \right) - \frac{M_g \cdot e_p}{I_c} \right) \cdot \frac{d\phi}{E_c \cdot dt} + \frac{d\Delta P}{dt \cdot E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{A_c e_p^2}{I_c} \right)$$

sendo $i_c^2 = \frac{I_c}{A_c}$ e $i_c^2 = e_p \cdot y_p$, onde y_p = distância do antipolo do cg de A_p

$$\text{temos } \frac{A_c \cdot e_p^2}{I_c} = \frac{e_p^2}{i_c^2} = \frac{e_p}{y_p} \quad \text{e} \quad \frac{e_p}{I_c} = \frac{e_p}{i_c^2 \cdot A_c} = \frac{1}{A_c \cdot y_p}$$

Assim

$$\frac{-d\Delta P}{dt \cdot E_p \cdot A_p} = \frac{\mathcal{E}_{csoo}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \left(\frac{P + \Delta P}{A_c} \left(1 + \frac{e_p}{y_p} \right) - \frac{M_g}{A_c \cdot y_p} \right) \cdot \frac{d\phi}{E_c \cdot dt} + \frac{d\Delta P}{dt \cdot E_c \cdot A_c} \left(1 + \frac{e_p}{y_p} \right)$$

$$\frac{-d\Delta P}{dt \cdot E_p \cdot A_p} = \frac{\mathcal{E}_{csoo}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \left((P + \Delta P) \cdot \frac{e_p + y_p}{A_c \cdot y_p} - \frac{M_g}{A_c \cdot y_p} \right) \cdot \frac{d\phi}{E_c \cdot dt} + \frac{d\Delta P}{dt \cdot E_c} \left(\frac{e_p + y_p}{A_c \cdot y_p} \right)$$

Fazendo $A = A_c \cdot \frac{y_p}{e_p + y_p}$ e $F = -\frac{M_g}{e_p + y_p}$ temos:

$$\frac{-d\Delta P}{dt \cdot E_p \cdot A_p} = \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \left(\frac{(P + \Delta P)}{A} - \frac{M_g}{A \cdot (e_{p+y_p})} \right) \cdot \frac{d\phi}{E_c \cdot dt} + \frac{d\Delta P}{dt \cdot E_c \cdot A}$$

$$\frac{-d\Delta P}{dt \cdot E_p \cdot A_p} = \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \left(\frac{(P + \Delta P + F)}{A \cdot E_c} \right) \cdot \frac{d\phi}{dt} + \frac{d\Delta P}{dt \cdot E_c \cdot A}$$

Comparando esta última expressão com a expressão do primeiro caso de protensão axial, verifica-se que são idênticas se substituirmos A_c por A e N por F . A perda de protensão é então:

$$\Delta P = -\left(P + F + \frac{\mathcal{E}_{cs\infty}}{\phi} \cdot E_c \cdot A\right) \cdot (1 - e^{-\alpha\phi})$$

$$\text{onde } \alpha = \frac{n \cdot \mu}{n \cdot \mu + 1} \text{ e } \mu = \frac{A_p}{A}$$

Os significados de A (área equivalente) e F (substituição do momento M_g por um binário) serão melhor esclarecidos no próximo item.

3.2 - O MÉTODO DAS FIBRAS DE FLUÊNCIA DE BUSEMANN

3.2.1 - Apenas Um Cabo Resultante

Seja a seção da figura abaixo com um só cabo resultante protendido.

Sobre A_p atua uma força de protensão P a uma distância e_p de CG_c , onde CG_c é o centro de gravidade do concreto, a qual provoca na seção tensões σ_p . Esta tensão é nula na fibra 1. A fibra 1, a uma distância y_1 de CG_c é a fibra de fluência de BUSEMANN; a outra está na altura do centro de gravidade do cabo e é chamada fibra 2. Os pontos K_1 e K_2 são os pontos pertencentes aos eixos nesta seção com tensões σ_1 e σ_2 . Então, quando atuar em K_1 uma força normal N_1 , a tensão σ_N na fibra 2 será nula, em virtude da lei da reciprocidade. Ver figura 3.4 abaixo:

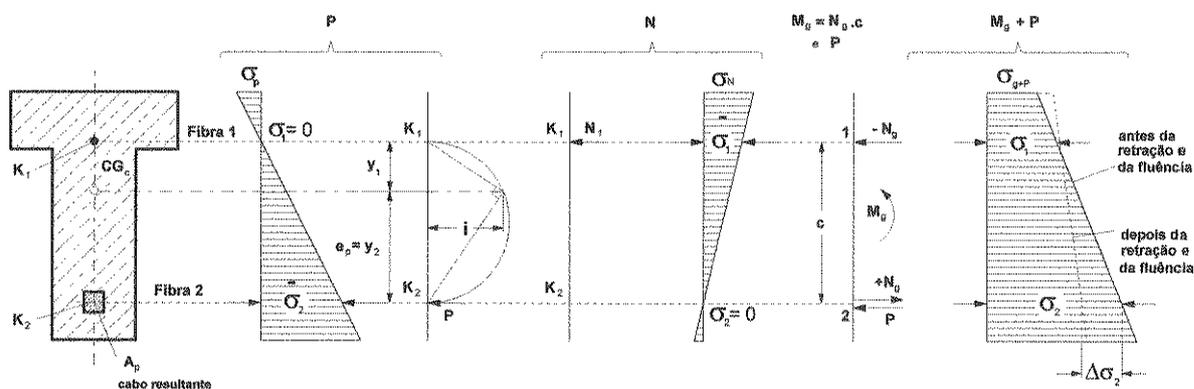


figura 3.4 - Fibras conjugadas ou fibras de Busemann, e tensões correspondentes σ_1 e σ_2 , segundo Leonardt

A propriedade das fibras de fluência é que a força normal N , aplicada em qualquer uma delas não dá lugar a tensões na outra fibra.

Isto significa que estas fibras não se influenciam mutuamente. Esta propriedade se conserva mesmo que varie o módulo de elasticidade ou ainda que o concreto se deforme com a retração e fluência, desde que o diagrama de “ ϵ ” permaneça linear. Portanto é possível estudar separadamente, para cada uma destas fibras, os efeitos de retração e fluência e obter resultados corretos das variações de tensões σ_1 e σ_2 , e a partir destas tensões obter o diagrama completo de tensões, supondo distribuição linear de tensões.

A posição da fibra 1 é determinada com o diagrama de tensões σ_p , ou segundo o procedimento gráfico da figura anterior. Para isto, marca-se o raio de giração $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ na horizontal passando pelo centro de gravidade da seção, na mesma escala desta, e depois traça-se um meio círculo passando pelo ponto K_2 e pelo ponto final de i , o qual corta a vertical no ponto K_1 .

Portanto tem-se:

$$i^2 = y_1 \cdot y_2 \quad \text{e} \quad i^2 = \frac{I_c}{A_c} \quad \text{assim}$$

$$y_1 = \frac{i^2}{y_2} = \frac{I_c}{A_c \cdot y_2}$$

A distância de K_1 e K_2 é $c = y_1 + y_2$.

Em seguida os esforços que atuam na seção são distribuídos nos pontos K_1 e K_2 , seguindo as leis elementares da estática, que substituem os momentos por um par de forças. As forças atuantes em K_1 e K_2 são : $-N_1 = +N_2 = \frac{M}{c}$

Os esforços cortantes não são levados em conta.

Primeiramente será considerado o caso de atuar somente a protensão P e o momento M_g devido a carga permanente. O par de forças em K_1 e K_2 devido ao momento M_g é:

$$-N_{1g} = +N_{2g} = \frac{M_g}{c}$$

Como a força de protensão P atua em K_2 , não será distribuída em K_1 .

Assim, na fibra 1 atua apenas $N_1 = -N_{1g}$ e na fibra 2 atua $N_2 = P + N_{2g}$.

As tensões nestas fibras 1 e 2 serão calculadas com as áreas equivalentes A_1 e A_2 .

As áreas equivalentes A_1 e A_2 constituem uma importante ajuda; com elas se pode expressar as tensões como se estas superfícies estivessem carregadas

centradamente. Elas representam a distribuição da área A_c nos pontos K_1 e K_2 em proporção inversa a suas distâncias do centro de gravidade.

Assim

$$A_1 = A_c \cdot \frac{y_2}{c} \quad \text{e} \quad A_2 = A_c \cdot \frac{y_1}{c}$$

Com A_1 e A_2 calculam-se as tensões σ_1 e σ_2 , como a seguir

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \quad \text{e} \quad \sigma_2 = \frac{N_2}{A_2}$$

Partindo que as fibras 1 e 2 não são influenciadas pelas forças atuando em 2 e 1, respectivamente, pode-se estudar o efeito da retração e fluência sobre as fibras 1 e 2, independentemente uma da outra e precisamente aplicando o caso do prisma comprimido centradamente.

A seguir tem-se o estudo das variações de tensões para o caso da figura anterior. Devido a retração e a fluência varia somente a força P . Assim é necessário achar apenas a perda de tensão $\Delta\sigma_2$ na fibra 2 e com a nova tensão $\sigma_2 - \Delta\sigma_2$ e σ_1 , pode-se obter a variação das tensões na viga devido a retração e fluência.

Como indicado anteriormente, a expressão que iguala os encurtamentos do aço e concreto na fibra 2 é:

$$\frac{-d\Delta P}{dt} \cdot \frac{1}{E_p \cdot A_p} = \frac{\epsilon_{cscc}}{\phi} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \frac{(P + N_{2g} + \Delta P)}{A_2 \cdot E_c} \cdot \frac{d\phi}{dt} + \frac{d\Delta P}{dt} \cdot \frac{1}{E_c \cdot A_2}$$

O encurtamento da fibra 2 devido a força atuando em 2 é simplesmente

$$\epsilon_2 = \frac{N_2}{A_2 \cdot E_c}$$

Esta expressão tem a mesma estrutura da descrita anteriormente só que no lugar de A_c aparece A_2 e no lugar de N a força $N_{2g} = \frac{M_g}{y_1 + y_2} = \frac{M_g}{c}$.

A diminuição da força de Protensão é então:



$$\Delta P = - \left(\frac{\mathcal{E}_{\text{CSO}}}{\phi} \cdot E_c \cdot A_2 + P + N_{2g} \right) \cdot (1 - e^{-\alpha_2 \phi})$$

onde

$$N_{2g} = \frac{Mg}{c} \quad A_2 = A_c \cdot \frac{y_1}{c}$$

$$\sigma_{2p} = \frac{P}{A_2} \quad \sigma_{2g} = \frac{N_{2g}}{A_2}$$

$$\alpha_2 = \frac{\eta \cdot \mu_2}{1 + \eta \cdot \mu_2}, \text{ onde } \mu_2 = \frac{A_p}{A_2}$$

A perda de tensão na fibra 2 do concreto será:

$$\Delta \sigma_2 = - \left(\frac{\mathcal{E}_{\text{CSO}}}{\phi} \cdot E_c + \sigma_{2p} + \sigma_{2g} \right) \cdot (1 - e^{-\alpha_2 \phi})$$

E no aço: $\Delta \sigma_p = \frac{P}{A_p}$

3.2.2 - Mais de Um Cabo Resultante e Forte Armadura Passiva (Método Busemann-Habel)

Tem que se determinar para a seção mista as fibras 1 e 2 de Busemann, de modo que:

1. Uma força normal aplicada no ponto K_1 gera na fibra 2 uma tensão $\sigma_2=0$;
2. Uma força normal aplicada no ponto K_2 gera na fibra 1 tensão $\sigma_1=0$.

Não se pode garantir que uma destas fibras coincida com o centro de gravidade de um cabo, como aconteceu no caso anterior de apenas um cabo resultante.

Para determinar as fibras conjugadas é preciso os seguintes valores:

Para o concreto : $A_c =$ seção transversal

$CG_c =$ centro de gravidade

$I_c =$ momento de inércia

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \text{raio de giração}$$

Para o aço:

A_s = área da armadura passiva

A_p = área da armadura ativa

$A_f = A_s + A_p$ = área total de aço

CG_f = centro de gravidade das armaduras A_f

I_f = momento de inércia das armaduras A_f em relação ao centro de gravidade CG_f , isto é, $I_f = A_f \cdot y_f^2$.

$$i_f = \sqrt{\frac{I_f}{A_f}} = \text{raio de giração das armaduras } A_f$$

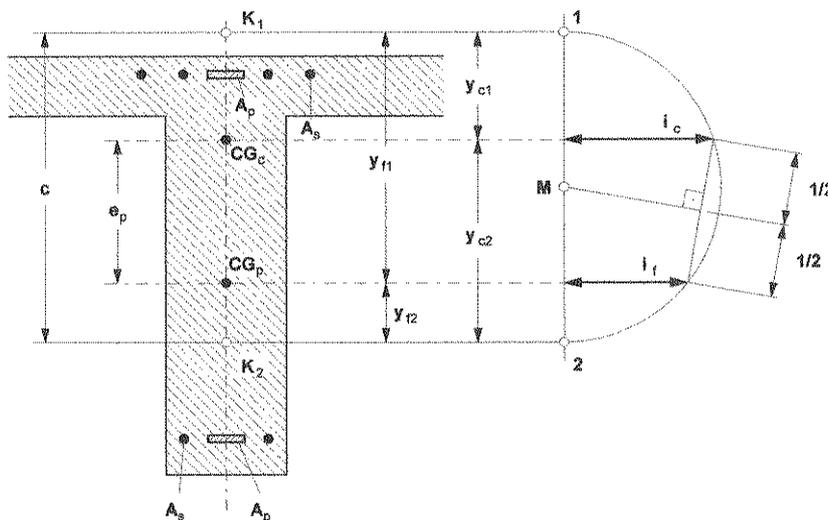


figura 3.5 - Obtenção das fibras conjugadas no caso de mais de uma armadura resultante, segundo Leonardt

Para as armaduras A_s (armadura passiva) e A_p (armadura ativa), supõe-se que os módulos de elasticidade sejam iguais $E_s \approx E_p$, sendo suficiente tomar

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{E_p}{E_c}$$

Para a seção ideal tem-se : $A_i = A_c + n \cdot A_p$

As posições das fibras de fluência podem ser calculadas graficamente, marcando i_c e i_f com a mesma escala da seção, nas linhas que passam por CG_c e CG_f e, por eles, traçar uma circunferência com centro em M. Esta circunferência corta o eixo vertical nos pontos K_1 e K_2 . A construção da circunferência desta forma preenche a condição:

$$y_1 \cdot y_2 = i^2 \quad \text{e} \quad y_1 = \frac{i^2}{y_2} = \frac{l}{A \cdot y_2}$$

A posição dos pontos K_1 e K_2 pode ser obtida também analiticamente, segundo as expressões de Sattler:

$$y_{f2} = \frac{i_f^2 - e_p^2 - i_c^2}{2e_p} \pm \sqrt{i_f^2 + \left(\frac{i_f^2 - e_p^2 - i_c^2}{2e_p} \right)^2}$$

$$y_{f1} = \frac{i_f^2}{y_{f2}} \quad y_{c2} = y_{f2} + e_p \quad y_{c1} = y_{f1} - e_p$$

onde e_p = distância entre os centros de gravidade do aço e concreto

Para achar as tensões equivalentes tem-se que primeiramente achar as áreas equivalentes A_1 e A_2 :

Para o ponto 1:

$$A_{c1} = A_c \cdot \frac{y_{c2}}{c} ; \quad A_{f1} = A_f \cdot \frac{y_{f2}}{c} ; \quad A_{s1} = A_s \cdot \frac{y_{f2}}{c} ; \quad A_{p1} = A_p \cdot \frac{y_{f2}}{c}$$

Para o ponto 2 :

$$A_{c2} = A_c \cdot \frac{y_{c1}}{c} ; \quad A_{f2} = A_f \cdot \frac{y_{f1}}{c} ; \quad A_{s2} = A_s \cdot \frac{y_{f1}}{c} ; \quad A_{p2} = A_p \cdot \frac{y_{f1}}{c}$$

Necessita-se também da soma das áreas equivalentes para o qual deverá tomar as áreas de aço multiplicadas por n, ou multiplicadas por (n-1) se calcular com A_c ao invés de A_n . A_n é a área da seção líquida, ou seja, área de concreto menos as áreas dos furos ocupadas pelo aço.

Para as armaduras protendidas com aderência imediata:

$$A_{if1} = A_{c1} + n \cdot A_{f1}$$

$$A_{if2} = A_{c2} + n.A_{f2}$$

Para as armaduras protendidas com aderência posterior:

$$A_{is1} = A_{c1} + n.A_{s1}$$

$$A_{is2} = A_{c2} + n.A_{s2}$$

Estas áreas equivalentes serão carregadas centradamente com as forças equivalentes nos pontos K_1 e K_2 .

Os esforços normais são repartidos nos pontos K_1 e K_2 , seguindo as leis da estática. Os momentos são substituídos por um par de forças $-N_1 = +N_2$, iguais a $\frac{M}{c}$.

Na figura 3.6 abaixo mostra as forças equivalentes resultantes.

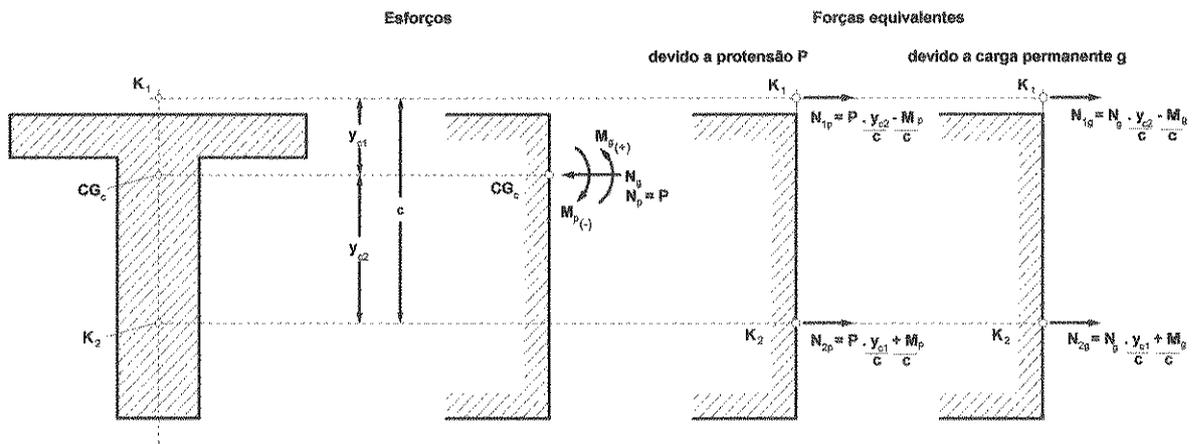


figura 3.6 - Transformação dos esforços em forças equivalentes atuando nas fibras de fluência k_1 e k_2

A Transformação dos esforços em forças equivalentes atuando nas fibras de fluência K_1 e K_2 são:

Devido a protensão P:

$$\text{no ponto } K_1 : N_{1p} = P \cdot \frac{y_{c2}}{c} - \frac{M_p}{c}$$

$$\text{no ponto } K_2 : N_{2p} = P \cdot \frac{y_{c1}}{c} + \frac{M_p}{c}$$

Devido a carga permanente g:

$$\text{no ponto } K_1 : N_{1g} = N_g \cdot \frac{y_{c2}}{c} - \frac{M_g}{c}$$

$$\text{no ponto } K_2 : N_{2g} = N_g \cdot \frac{y_{c1}}{c} + \frac{M_g}{c}$$

Supondo que estas forças atuam centradas nas seções mistas A_{i1} e A_{i2} , as tensões no concreto serão:

$$\text{na fibra 1 : } \sigma_{c1,p} = \frac{N_{1p}}{A_{i1}} \quad ; \quad \sigma_{c1,g} = \frac{N_{1g}}{A_{i1}}$$

$$\text{na fibra 2 : } \sigma_{c2,p} = \frac{N_{2p}}{A_{i2}} \quad ; \quad \sigma_{c2,g} = \frac{N_{2g}}{A_{i2}}$$

As tensões equivalentes do aço nas fibras 1 e 2 são então para as armaduras passivas A_s :

$$\sigma_{s1} = n (\sigma_{c1,p} + \sigma_{c1,g})$$

$$\sigma_{s2} = n (\sigma_{c2,p} + \sigma_{c2,g})$$

As tensões σ_s reais podem ser tiradas do diagrama de tensões, na altura da armadura correspondente. Ver figura 3.7.abaixo:

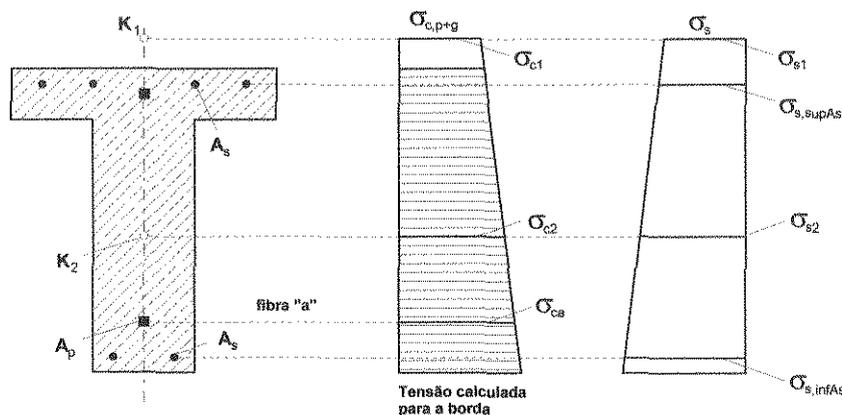


figura 3.7 - Tensões nas fibras conjugadas no caso de mais de um cabo resultante, segundo Leonardt

A tensão na armadura de protensão é:

Com aderência imediata:

$$\sigma_a = \frac{-P}{A_p} + n \cdot \sigma_{cg} \quad (\text{na fibra a}) \quad \text{ou}$$

$$\sigma_a = \frac{-P^{(o)}}{A_p} + n \cdot \sigma_{c,p+g} \quad (\text{na fibra a})$$

Com aderência posterior $\sigma_a = \frac{-P}{A_p}$ porque g já atua inteiramente na protensão.

Se este não for o caso, então a parte da carga permanente que começa atuar depois da aderência, deve ser referida à seção ideal e a tensão correspondente $n \cdot \sigma_{cg2}$ na fibra a deve ser somada ou subtraída de $\sigma_{a,P}$.

4 - PERDAS PROGRESSIVAS, RETRAÇÃO DIFERENCIAL E FLECHAS EM ESTRUTURAS COMPOSTAS

4.1 - PERDAS PROGRESSIVAS

Com o decorrer do tempo, o concreto e o aço sofrem deformações causadas pela retração e fluência do concreto e relaxação do aço. Estas deformações causam uma perda de protensão. Por isso a importância da consideração dessas perdas no cálculo da força de protensão.

Uma peça de concreto armazenada ao ar livre, perde parte da água não consumida na reação química da pega do concreto, dando lugar a fenômenos de capilaridade, originando-se esforços que equivalem a uma pressão aplicada sobre o concreto, do exterior para o interior, resultando numa diminuição do volume, denominada retração.

A retração é uma deformação sofrida pelo concreto que não tem direção definida e é independente do carregamento. Já a deformação lenta e a relaxação são fenômenos que dependem do carregamento e do tempo.

A deformação lenta é o aumento de uma deformação com o tempo sob a ação de cargas ou tensões permanentes. Este fenômeno deve ser atribuído à migração de moléculas de água não fixada quimicamente, existente nos microporos do gel de cimento. Com o carregamento externo estes poros se tornam menores e a água irá encher poros de maior dimensão, que antes se achavam vazios, ocasionando um aumento da umidade relativa do concreto e uma diminuição das tensões capilares. Com o tempo esta água irá evaporar, provocando uma contração do gel. A deformação lenta é influenciada também pelo clima.

A relaxação é a diminuição de uma certa tensão inicial com o tempo sob deformação constante. A relaxação do aço é causada pelos movimentos produzidos por transformações na estrutura cristalina. Portanto na relaxação influem o processo de fabricação e a qualidade do aço.

Existem aços de relaxação normal (RN) que são aliviados de tensões internas e os de relaxação baixa (RB) que são tracionados e submetidos a uma temperatura de 400°C na fase final de sua fabricação. Este processo resulta num aço cujas perdas de tensão se mantêm praticamente estáveis depois de certo tempo.

No concreto, as solicitações que são constantes durante o tempo, são devidas à carga permanente e à protensão. As tensões correspondentes a esta solicitação acabam gerando deformações por fluência. Já a armadura de protensão sofre uma grande deformação inicial para se obter a força de protensão. Esta deformação mantêm-se praticamente constante ao longo do tempo provocando perdas de tensão por relaxação.

Neste trabalho será utilizado a formulação da norma Brasileira NBR 7197/1989 para o cálculo das perdas progressivas.

4.1.1 - Cálculo das Perdas Progressivas Segundo a NBR 7197

Abaixo será descrito o cálculo das perdas progressivas. Para isso deve-se conhecer as variáveis que influem diretamente na retração e na fluência do concreto.

- Umidade do ambiente : U
- Consistência do concreto : SLUMP
- Tipo de cimento
- Espessura fictícia da peça : h_{fic}
- Idade fictícia do concreto
- Tempo

Umidade do Ambiente

A umidade do ambiente pode ser fixada a partir de dados estatísticos. Por exemplo, em São Paulo e Rio de Janeiro pode-se adotar 80% e em Brasília 40%.

Consistência do Concreto

O abatimento do concreto (SLUMP) é um dado a ser escolhido, dependendo da resistência a ser obtida e do tipo de agregado. Normalmente utiliza-se um abatimento entre 3 a 5 cm.

Tipo de Cimento

De acordo com o tipo de cimento utilizado, ou melhor, com o tipo de endurecimento, adotou-se um valor para α que será utilizado para o cálculo da retração e fluência segundo a tabela 4.1 a seguir:

cimento	α	
	Fluência	Retração
de endurecimento lento AF25, AF32, POZ25, POZ32, MRS, ARS	1	1
de endurecimento normal CP25, CP32, CP40	2	
de endurecimento rápido ARI	3	

tabela 4.1 - Valores do coeficiente α para fluência e retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Espessura Fictícia da Peça

A espessura fictícia mede a velocidade da perda de água do concreto adensado, através de percolação e evaporação pela superfície em contato com o meio ambiente.

Define-se como espessura fictícia o seguinte valor:

$$h_{fc} = \gamma \frac{2A_c}{P}$$

onde

γ : coeficiente que depende da umidade do ambiente ($U\%$)

sendo $\gamma = 1 + e^{-7,8+0,1U}$ para $U \leq 90\%$.

A_c : área da seção transversal do concreto

P : perímetro da seção em contato com o ambiente externo

Idade Fictícia do Concreto

Os valores da retração são medidos em laboratório a uma temperatura de 20°C. As temperaturas mais elevadas aceleram o processo, enquanto as temperaturas mais baixas retardam-no. Assim, pode-se levar em conta o efeito da temperatura, corrigindo a idade do concreto através da expressão abaixo. Nota-se que a idade fictícia também depende da velocidade de endurecimento do concreto.

4.1.1.1 - Fluência do Concreto

A deformação por fluência do concreto após um tempo infinito compõe-se de três parcelas: deformação rápida irreversível, a qual ocorre durante as primeiras 24 horas após a aplicação da carga que a originou, a deformação lenta irreversível e a deformação lenta reversível.

Para a faixa usual de tensões em serviço, o valor global da fluência é admitido proporcional à deformação elástica, através do fator $\Phi(t, t_0)$.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{elast} \cdot \Phi(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \cdot \Phi(t, t_0)$$

onde

$\Phi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência entre as idades t_0 e t

σ_c = tensão no concreto provocada pela carga aplicada no instante t_0

$$E_{c28} = 0,9 \cdot 21000 \cdot \sqrt{f_{ck} + 35} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

O coeficiente de fluência $\Phi(t, t_0)$ é dado por:

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_a + \Phi_{fo} \cdot [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \Phi_{do} \cdot \beta_d$$

onde

Φ_a : o coeficiente de fluência rápida dado por:

$$\Phi_a = 0,8 \cdot \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \text{ sendo } \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} : \text{ a variação da resistência do concreto}$$

com a idade dado por:

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9t \cdot (t + 42)}{(9t + 40) \cdot (t + 61)}, \text{ sendo } t \text{ a idade fictícia}$$

Pode-se também achar o valor $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ através da figura 4.1 a seguir:

com $h=h_{fic}$ se $h_{fic} \leq 1,6m$

$h=1,6m$ se $h_{fic} > 1,6m$

Pode-se também achar $\beta_f(t)$ através da figura 4.2 abaixo:

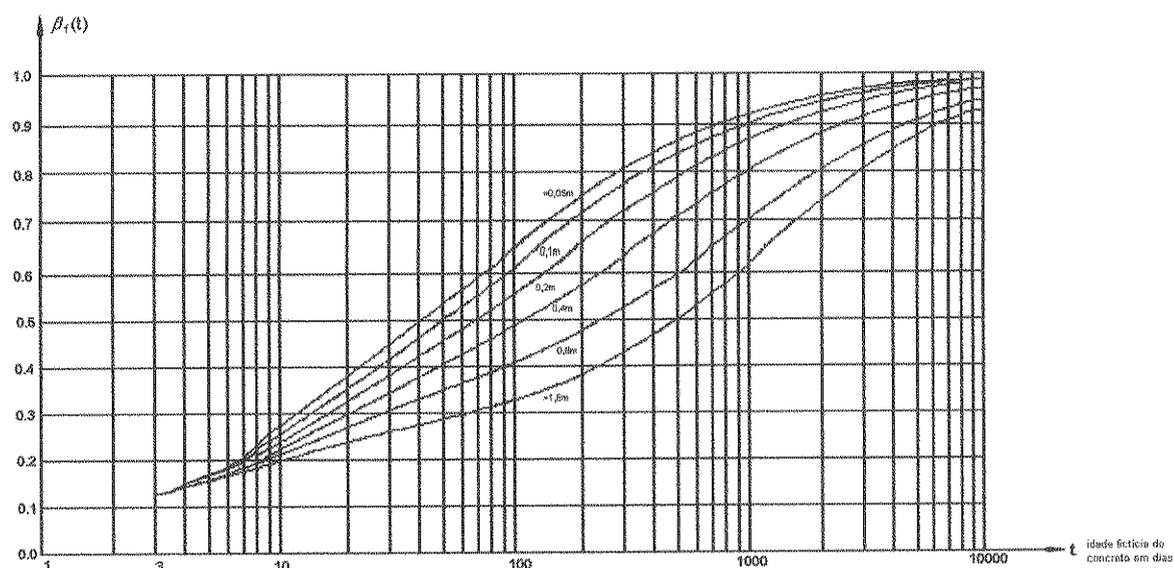


figura 4.2 - Curvas de variação do coeficiente relativo à deformação lenta irreversível com a idade, em função da espessura fictícia, segundo a NBR 7197

$\Phi_{d\infty}$: valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que vale 0,40

β_d : coeficiente relativo a deformação lenta reversível, função do tempo $(t-t_0)$,

que é dado por
$$\beta_d = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

Admite-se que, para acréscimos de tensão aplicados em instantes distintos, os respectivos efeitos de fluência se superpõem:

$$\varepsilon_{\infty}(t) = \varepsilon_c(t_0) \cdot \Phi(t, t_0) + \sum_{i=1}^n \varepsilon_c(t_i) \cdot \Phi(t, t_i)$$

4.1.1.2 - Retração do Concreto

O valor da retração do concreto é dado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_o) = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_o)]$$

onde

ε_{1s} : é o coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente e do SLUMP do concreto sendo:

$$\varepsilon_{1s} = \left(-6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590} \right) \cdot 10^{-4} \text{ para SLUMP entre 5 e 9}$$

$$\varepsilon_{1s} = 0,75 \cdot \left(-6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590} \right) \cdot 10^{-4} \text{ para SLUMP entre 0 e 4}$$

$$\varepsilon_{1s} = 1,25 \cdot \left(-6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590} \right) \cdot 10^{-4} \text{ para SLUMP entre 10 e 15}$$

ε_{2s} : é o coeficiente que depende da espessura fictícia da peça sendo

$$\varepsilon_{2s} = \frac{0,33 + 2h_{fic}}{0,21 + 3h_{fic}} \text{ com } h_{fic} \text{ em metro}$$

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_o)$: é o coeficiente relativo a retração no instante t ou t_o

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \cdot \left(\frac{t}{100}\right) + E} \text{ sendo}$$

$$A = 40$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,80$$

com $h = h_{fic}$ se $h_{fic} \leq 1,6\text{m}$

$h = 1,6\text{m}$ se $h_{fic} > 1,6\text{m}$

Pode-se também achar $\beta_s(t)$ através da figura 4.3 abaixo:

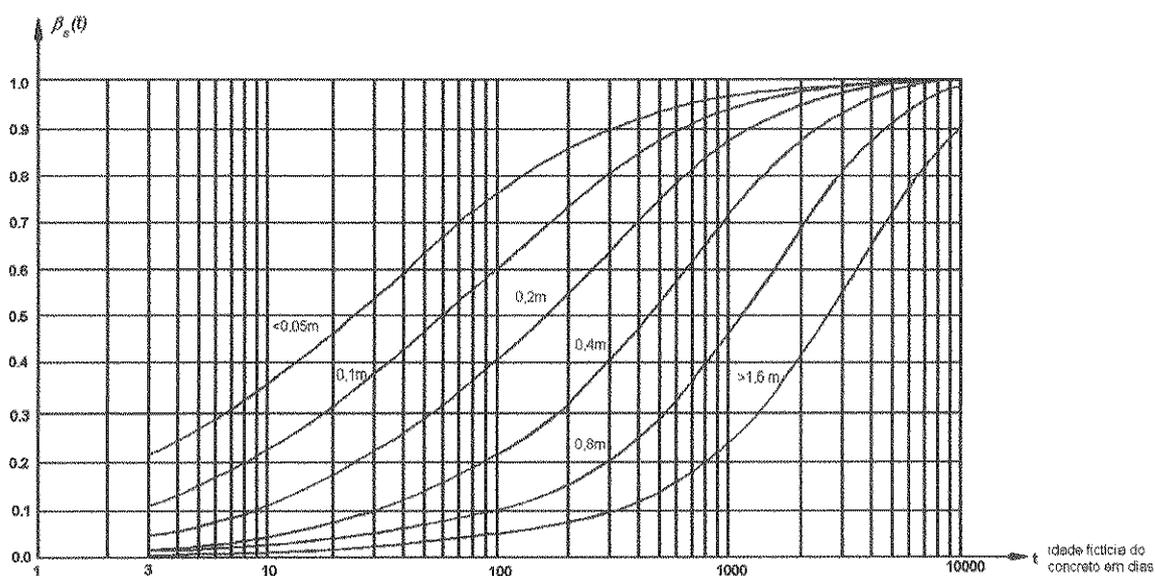


figura 4.3 - Curvas de variação do coeficiente relativo à retração com a idade, em função da espessura fictícia, segundo a NBR 7197

4.1.1.3 - Relaxação do Aço

A relaxação do aço é determinada pelo coeficiente $\psi(t, t_0)$ definido por:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}}$$

onde

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$: é a perda de tensão por relaxação pura desde o instante t_0 até t

σ_{pi} : tensão inicial da armadura

A relaxação do aço é definida pelos catálogos dos aços através dos coeficientes Ψ_{60} , Ψ_{70} e Ψ_{80} dependendo da tensão inicial ser 60%, 70% ou 80% da resistência característica f_{ptk} .

As normas NBR 7482 e 7483 estabelecem valores médios desta perda de tensão, Ψ_{60} , Ψ_{70} e Ψ_{80} , medidos após 1000 horas a 20°C em amostras de aços com comprimento constante submetidos as tensões de tração de 60%, 70% e 80% da tensão de ruptura f_{ptk} .

Estes valores dependem do tipo de relaxação do aço conforme tabela a seguir:

(%)	Relaxação baixa	Relaxação normal
Ψ_{60}	1,5	4,5
Ψ_{70}	2,5	7,0
Ψ_{80}	3,5	12,0

tabela 4.2 - Valores de Ψ_{1000} (para 1000 horas e 20 °C)

Se a tensão inicial for menor que $0,5 f_{ptk}$, não é preciso considerar a perda por relaxação.

Se a tensão inicial de protensão (σ_{pi}) estiver entre $0,6 f_{ptk}$ e $0,7 f_{ptk}$, pode-se achar Ψ_{1000} a partir da fórmula:

$$\Psi_{1000} = \Psi_{60} + \frac{\sigma_{pi} - 0,6 \cdot f_{ptk}}{0,1 \cdot f_{ptk}} \cdot (\Psi_{70} - \Psi_{60})$$

Se a tensão inicial for maior que $0,7 f_{ptk}$

$$\Psi_{1000} = \Psi_{70} + \frac{\sigma_{pi} - 0,7 \cdot f_{ptk}}{0,1 \cdot f_{ptk}} \cdot (\Psi_{80} - \Psi_{70})$$

Os valores correspondentes a tempos diferentes de 1000 horas (sempre a 20°C) podem ser determinados pela expressão abaixo:

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_0}{1000} \right)^{0,15}, \text{ sendo } t \text{ e } t_0 \text{ em horas}$$

Considerando como satisfatório o resultado, com $(t-t_0)$ igual a 10 anos, $\Psi(t, t_0) \approx 2 \cdot \Psi_{1000}$.

O cálculo da relaxação pura supõe comprimento constante. Porém sabe-se que o cabo de protensão dentro de uma peça protendida nunca possui comprimento constante pois as deformações progressivas do concreto normalmente diminuem o comprimento deste cabo.

Como esta perda ocasionará o aparecimento de novas tensões no concreto, estas tensões vão sofrer uma perda por fluência. Isto vai provocar um fenômeno de cadeia que deve apresentar convergência.

A fórmula que a norma apresenta calcula diretamente a perda por relaxação, fluência e retração, sem a necessidade de fazer um cálculo iterativo.

4.1.1.4 - Equação para o Cálculo das Perdas Progressivas

A fórmula da norma para o cálculo da perda é

$$\Delta\sigma_p(t, t_o) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_o) \cdot E_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \cdot \sigma_{c,pog} \cdot \phi(t, t_o) - \sigma_{po} \cdot \chi(t, t_o)}{\wp_p + \frac{E_p}{E_{c28}} \cdot \left(1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}\right) \cdot \frac{A_p}{A_c}}$$

onde

$$\wp_p = 1 + \chi(t, t_o)$$

$\chi(t, t_o)$: Coeficiente de fluência do aço dada por $\chi(t, t_o) = -\ln[1 - \psi(t, t_o)]$

E_p : Módulo de elasticidade do aço da armadura protendida

E_{c28} : Módulo de deformação longitudinal do concreto

A_p : Área da seção transversal da armadura protendida

A_c : Área da seção transversal do concreto

e_p : Excentricidade do cabo resultante em relação ao C.G. do concreto

$\sigma_{c,pog}$: Tensão no concreto devido a protensão e a carga permanente

σ_{po} : Tensão na armadura devido a protensão

I_c : Momento de Inércia da seção de concreto

* Tensões de compressão e encurtamentos são consideradas negativas.

4.2 - RETRAÇÃO DIFERENCIAL

Em estruturas compostas usando concreto pré-moldado protendido e concreto moldado “in loco”, uma considerável parcela da retração total já terá ocorrido no concreto pré-moldado protendido antes de se ter a complementação “in loco”.

Devido ao alto fator água/cimento usado no concreto local, grande parte da retração ocorrerá neste concreto quando este já estiver trabalhando com a seção composta. Conseqüentemente, a retração diferencial entre o concreto pré-moldado e o local resultará em tensões em ambos.

A intensidade da retração diferencial é influenciada pela composição do concreto e pelas condições ambientais a qual a estrutura está exposta.

Uma estimativa razoável das tensões desenvolvidas devido a retração diferencial pode ser feita usando as seguintes considerações:

- A retração é uniforme no concreto local;
- O efeito da fluência, o aumento do módulo de elasticidade com a idade e a componente da retração, que é comum para ambas as partes, é desprezível.

O método para o cálculo das tensões é mostrado na figura 4.4 a seguir:

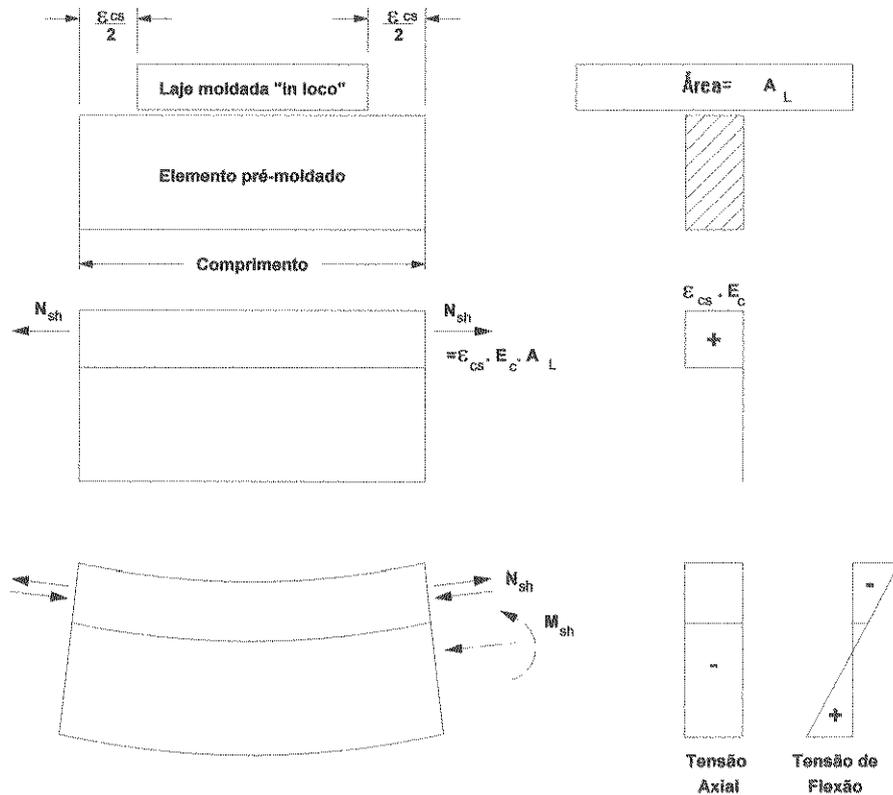


figura 4.4 - Tensões devido à Retração Diferencial, segundo Krishna Raju

Através desta figura vê-se que a laje de concreto local é a primeira a tentar encurtar devido a retração diferencial (ϵ_{cs}).

Assim forças normais de tração de valor N_{sh} aparecem de ambos os lados no centro de gravidade do concreto local para que este se mantenha com o mesmo comprimento do concreto pré-moldado. Consequentemente tensões de tração uniformes são induzidas no concreto local, com o valor $\epsilon_{cs} \cdot E_c$ e a intensidade da força N_{sh} é $\epsilon_{cs} \cdot E_c \cdot A_L$, onde A_L é a área da seção de concreto local e E_c , o módulo de elasticidade deste concreto.

A estrutura composta está em estado de equilíbrio interno sem qualquer força externa aplicada a estrutura.

Assim, esta força de tração aplicada deve ser balanceada pela aplicação de uma força de compressão de igual intensidade sobre a mesma linha. A força de compressão aplicada no centro de gravidade da laje moldada em loco pode ser

substituída por uma força aplicada no centro de gravidade da estrutura composta e pelo momento correspondente.

$$\text{Portanto} \quad M_{sh} = N_{sh} \cdot e$$

Na capa de concreto moldado em loco, as tensões causadas por esta força de compressão e pelo momento devem ser adicionadas às tensões de tração existente, resultando assim as tensões finais.

4.3 -FLECHAS EM ESTRUTURAS COMPOSTAS

No caso de estruturas compostas, a flecha é computada através de diferentes estágios de carregamento e também com diferentes módulos de elasticidade do concreto pré-moldado e do concreto local. A flecha inicial devido a protensão, peso próprio da viga e peso do concreto local, se a viga não é escorada são computados com base na seção e módulo de elasticidade do concreto pré-moldado.

A flecha devido a sobrecarga é sempre calculada usando as propriedades da seção composta. Se a viga pré-moldada é escorada durante a construção, a deformação devido ao peso próprio do concreto local é também computado sob a seção composta.

Quando os módulos de elasticidade do concreto pré-moldado e do concreto local são diferentes, deve-se calcular o módulo equivalente da seção composta.

A flecha calculada não deve exceder os valores limites da norma (L/300), nem para as flechas positivas, nem para as negativas (contra-flecha).

A valor da flecha devido a protensão é dada pela expressão abaixo:

$$a = \frac{-P_0 \cdot e_p \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_c}$$

onde,

P_0 = Valor da força de protensão inicial

e_p = Excentricidade da força de protensão em relação ao centro de gravidade

L = Vão livre

E_c = Módulo de elasticidade

I_c = Momento de inércia

Os valores da flecha devido ao peso próprio da viga, ao peso próprio da laje moldada em loco e ao carregamento acidental devem ser calculados de acordo com o tipo de vinculação adotada e adicionados o contra-flecha inicial.

5 - PARTICULARIDADES DO PROGRAMA PARA A NOVA SEÇÃO TRANSVERSAL (π INVERTIDO)

Como relatado anteriormente, este novo programa foi baseado no programa descrito no capítulo 2. Além da seção transversal ser diferente (π invertido), também foram feitas outras modificações de modo a tornar o programa mais completo. Estas modificações serão descritas a seguir.

5.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL

A figura 5.1 mostra a nova seção transversal da vigota pré-moldada protendida, em forma de π invertido. Pode-se variar a distância entre eixos e a altura da vigota. As posições da armadura de protensão são preestabelecidas, podendo variar a disposição, diâmetro e o número de cabos.

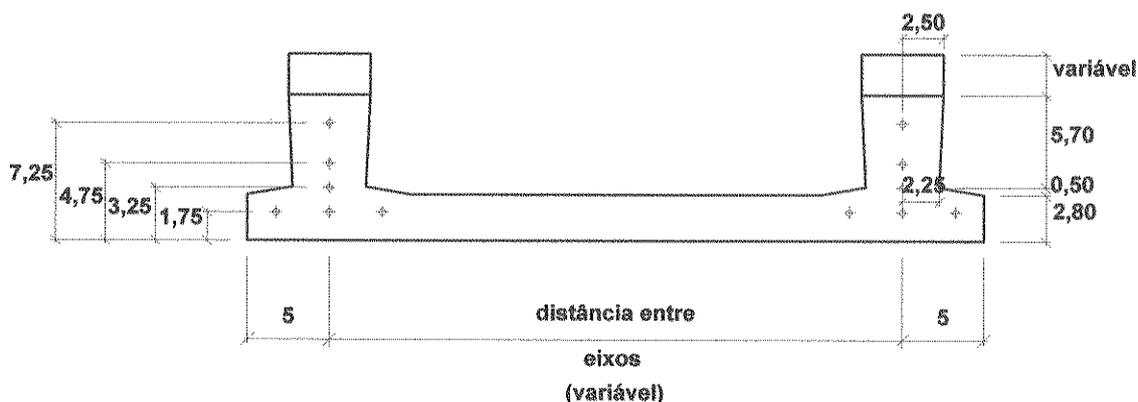


figura 5.1 - Seção transversal da vigota em forma de π invertido

Na obra esta seção será complementada com o concreto local e poderá variar dependendo da altura do material inerte e da altura da laje desejada. A figura 5.2 mostra a seção completa.

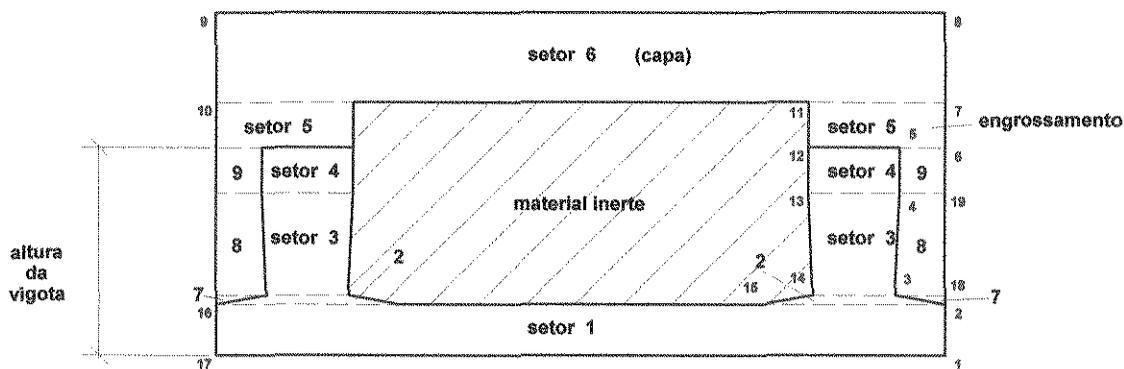


figura 5.2 - Seção transversal resistente final

O setor 5, pode ou não existir, dependendo da altura do material inerte utilizado. Se a altura do material inerte for maior que a diferença entre a altura da vigota e a altura do setor 1 (2,80 cm), existirá o engrossamento, caso contrário não.

Os setores 1 a 4 formam a vigota protendida produzida na usina, e os setores 5 a 9 complementam a seção resistente, através da concretagem na obra com o concreto local.

Os pontos 1 a 4 e 13 a 15 são preestabelecidos. Os pontos 16 e 17 dependem da distância entre os eixos fornecida pelo usuário. Os pontos 5 e 12 dependem da altura da vigota protendida também fornecida pelo usuário. Os pontos 7 e 11 variam com a altura do material inerte e o ponto 8 é determinado através da espessura da capa dada pelo usuário.

Foram consideradas também 4 fases de verificação :

- f_1 : Fase considerada na hora da protensão (na usina) com a força de protensão P_i (sem perda) e com a seção transversal composta pelos setores 1 a 4.
- f_2 : Fase considerada dois dias após a protensão quando o cabo é desligado dos blocos de ancoragem. A força de protensão é P_0 . A seção transversal é a mesma da fase 1. Como carregamento existirão a força de protensão e o peso próprio da vigota (g_1).
- f_3 : Fase considerada sete dias após a protensão, quando a vigota será colocada na obra. Com a perda de protensão aos sete dias, será calculada a nova força de

protensão. A seção resistente é a mesma da fase 1. Além da protensão e de g_1 atua também g_2 (peso próprio do material inerte e da capa de concreto local).

- f₄: Fase considerada quando o concreto local já atingiu a resistência suficiente para a contribuição na seção. A seção resistente, agora está completa e é composta pelos setores 1 a 9. Além da força de protensão final P_{∞} , g_1 e g_2 atua também a carga acidental q .

A figura 5.3 abaixo mostra o aspecto da laje mista protendida com a nova seção transversal.

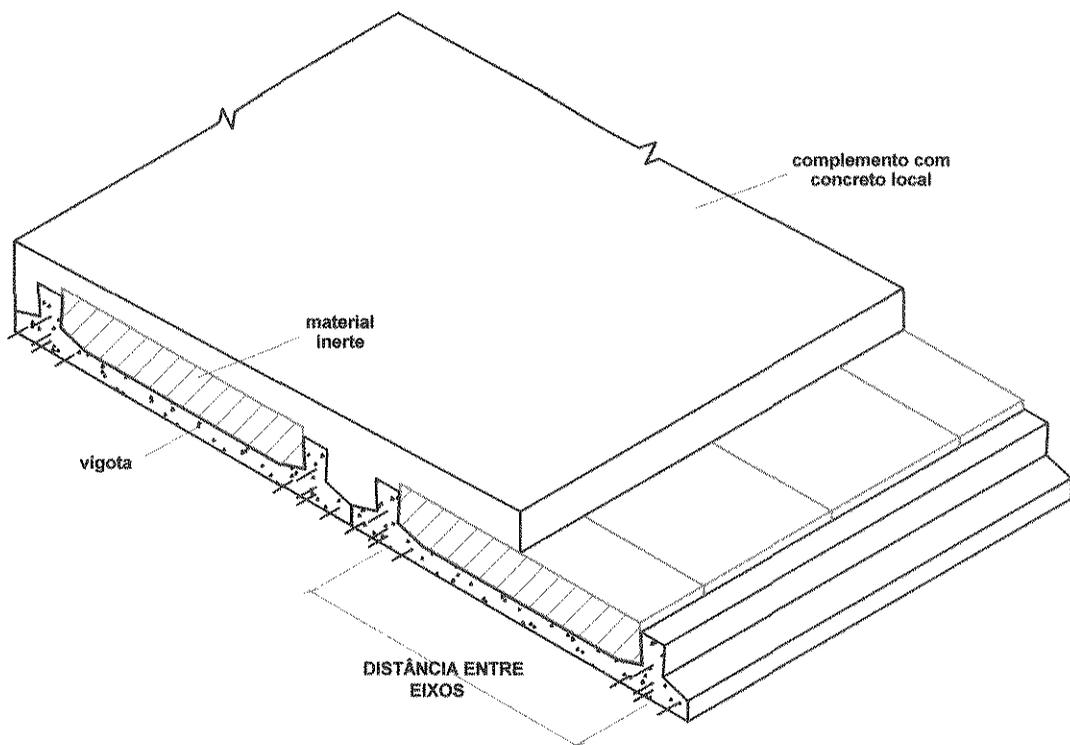


figura 5.3 - Esquema geral de uma laje mista protendida com vigotas em forma de π invertido

Para o material de enchimento é interessante o uso do isopor, para diminuir o peso próprio da laje.

A seção resistente deve ser homogeneizada, uma vez que o concreto pré-moldado e o concreto local possuem módulos de deformação diferentes. Também deve ser homogeneizada as seções de aço.

5.2 - CONSIDERAÇÃO DAS FIBRAS DE FLUÊNCIA

Geralmente em peças pré-moldadas protendidas em usina, colocam-se alguns cabos de protensão perto da face superior da peça a fim de evitar que as tensões iniciais de tração nesta borda sejam elevadas.

Portanto, existirão cabos que estarão em regiões muito distintas da peça. Através do Método das Fibras de Fluência, descrito no capítulo 3, a interferência entre estes cabos será considerada.

A figura 5.4 abaixo mostra como foi considerado os cabos resultantes.

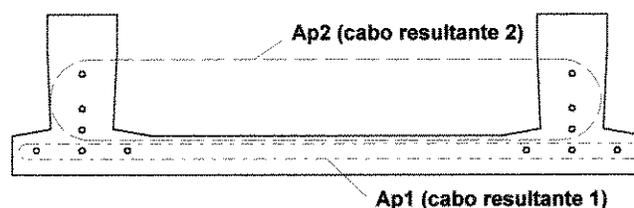


figura 5.4 - Definição dos cabos resultantes

Os cabos situados a 1,75 cm da borda inferior com área total Ap_1 , formam o cabo resultante 1 e o centro de gravidade deste cabo resultante encontra-se também a 1,75 cm da face inferior. Sempre o cabo resultante 1 estará na 1ª camada. Os cabos restantes, situados a 3,25 , 4,75 e 7,25 da face inferior, com área total Ap_2 , formam o cabo resultante 2, sendo que a posição do centro de gravidade deste, vai depender do número de cabos e de sua disposição.

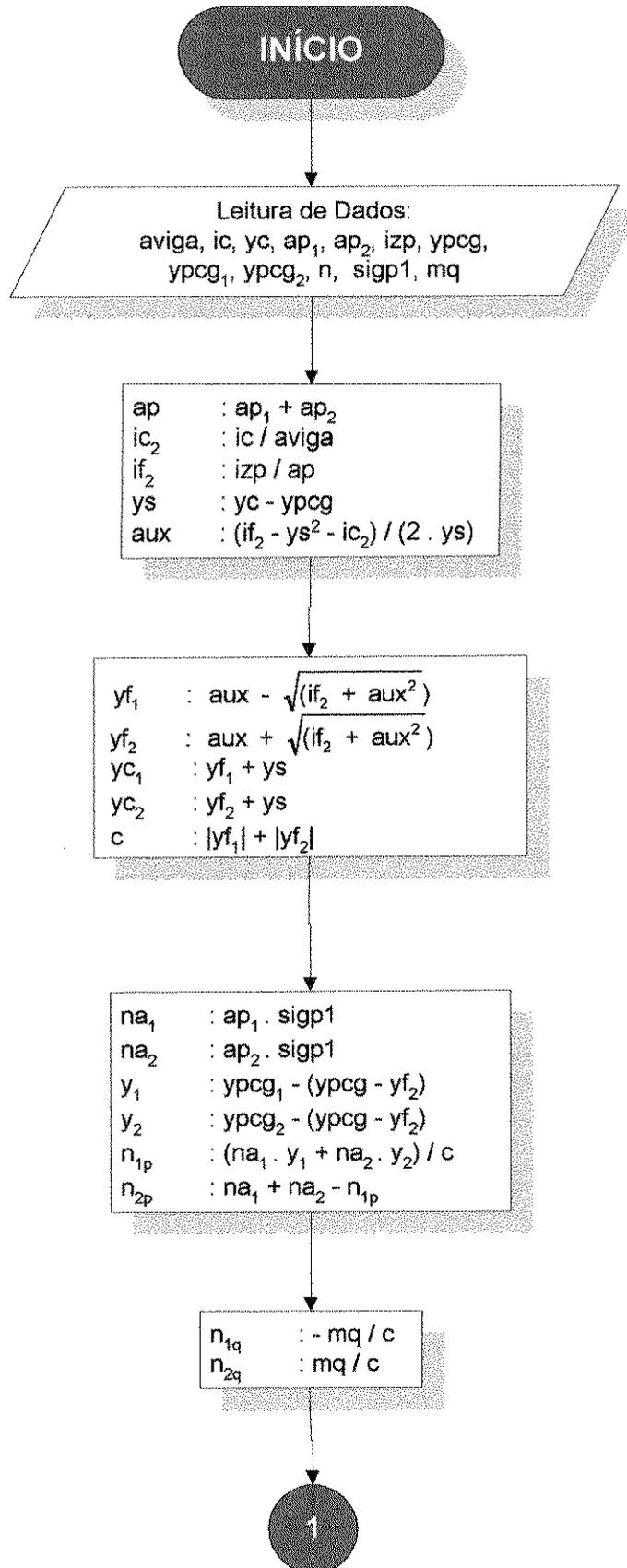
Aplicando o Método das Fibras de Fluência encontram-se as tensões no concreto devido a protensão e a carga permanente, na altura do centro de gravidade dos cabos resultantes. Com estas tensões, serão calculadas as perdas progressivas segundo a norma NBR 7197. Como existem dois cabos resultantes, serão obtidas duas perdas de protensão, uma para os cabos inferiores e a outra para os cabos superiores.

Se existir apenas cabos na primeira camada, será calculado apenas uma perda de protensão.

O fluxograma do Método das Fibras de Fluência encontra-se a seguir:

FLUXOGRAMA 1

Método das Fibras de Fluência



5.3 - CÁLCULO DAS PERDAS PROGRESSIVAS

Como descrito no capítulo 4, as perdas progressivas de protensão foram calculadas através da expressão proposta pela norma NBR 7197.

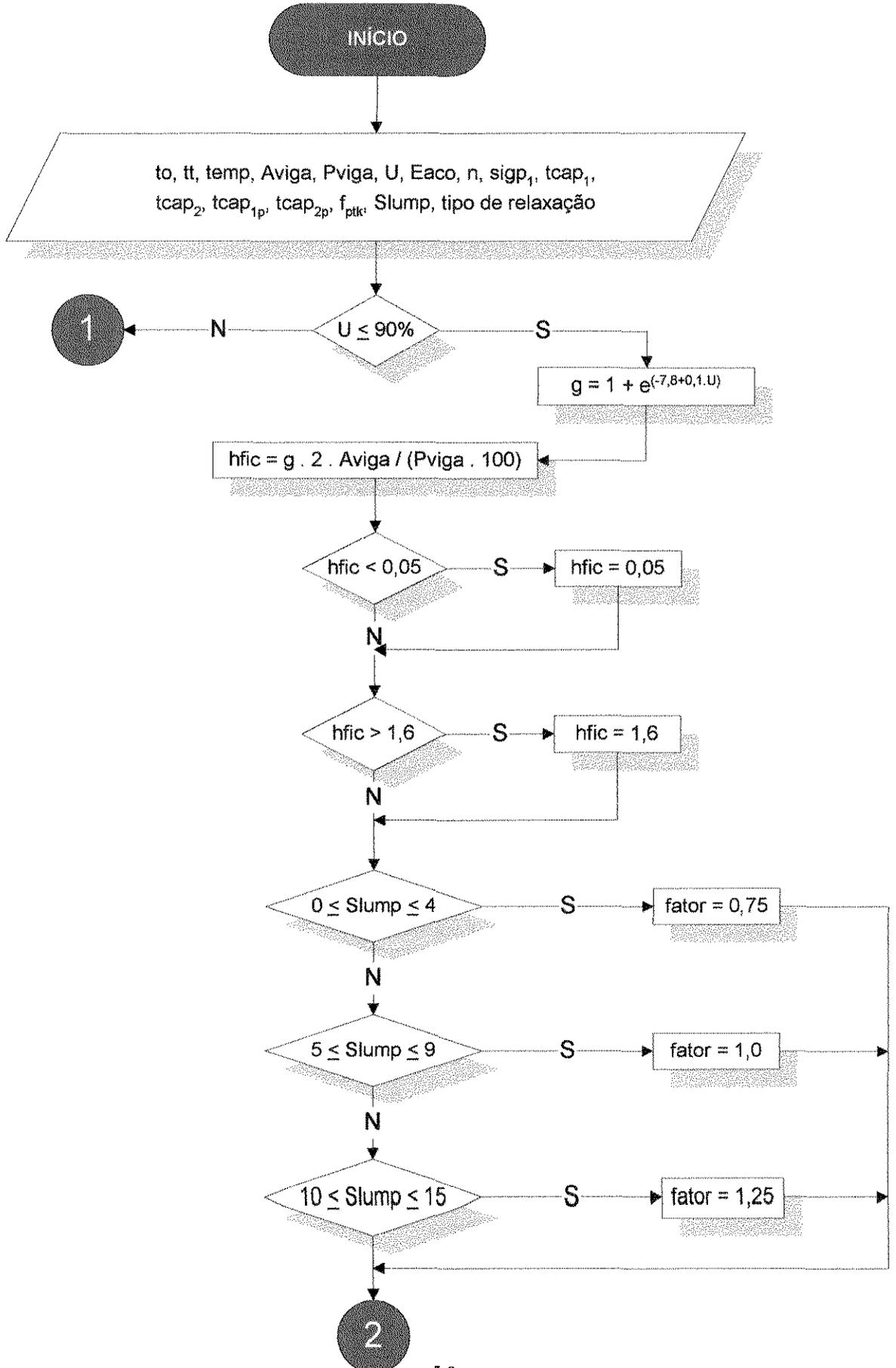
As perdas serão calculadas para as fases 2, 3 e 4, uma vez que na fase 1 não ocorreu ainda a perda de protensão.

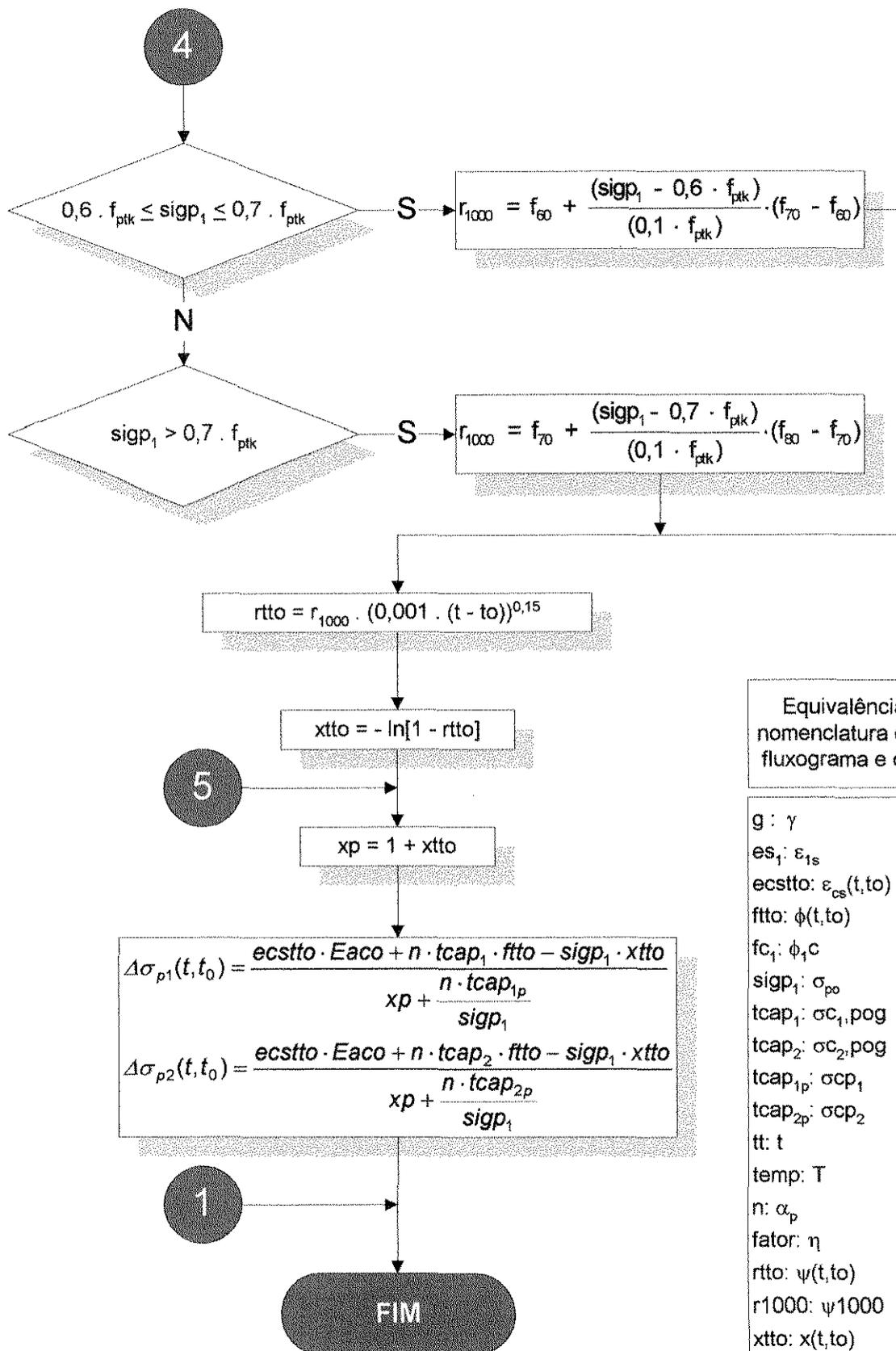
Geralmente tem-se dois cabos resultantes e portanto duas perdas de protensão, uma para os cabos que formam o cabo resultante 1 e a outra para os cabos que formam o cabo resultante 2. Com os valores destas perdas, encontram-se as tensões limites segundo a norma. Para as armaduras próximas a borda superior a verificação é feita com a tensão limite proveniente do cabo resultante superior e para as armaduras da primeira camada, a verificação é feita com a tensão limite dos cabos inferiores.

O fluxograma do cálculo das perdas progressivas de protensão encontra-se a seguir:

FLUXOGRAMA 2

Perdas Progressivas de Protensão





Equivalência de nomenclatura entre o fluxograma e o texto

g	: γ
es ₁	: ε _{1s}
ecstto	: ε _{cs} (t, t ₀)
ftto	: φ(t, t ₀)
fc ₁	: φ _{1c}
sigp ₁	: σ _{po}
tcap ₁	: σ _{c₁, pog}
tcap ₂	: σ _{c₂, pog}
tcap _{1p}	: σ _{cp₁}
tcap _{2p}	: σ _{cp₂}
tt	: t
temp	: T
n	: α _p
fator	: η
rtto	: ψ(t, t ₀)
r1000	: ψ1000
xtto	: x(t, t ₀)
f60	: ψ60
f70	: ψ70
f80	: ψ80

5.4 - CONSIDERAÇÃO DA RETRAÇÃO DIFERENCIAL

Por tratar de uma estrutura mista usando concreto pré-moldado protendido e concreto moldado “in loco” e os módulos de elasticidade destes concretos serem diferentes, ocorrerá uma retração diferencial que resultará em tensões em ambos. Assim, o programa, na fase 4, calcula as tensões devido a retração diferencial e a adiciona às tensões devido a P , g_1 , g_2 e q .

Como descrito no capítulo 4, a retração diferencial pode ser considerada aplicando no centro de gravidade da seção composta a força de compressão $N_{sh} = \epsilon_{cs} \cdot E_{capa} \cdot A_{local}$ e um momento $M_{sh} = -N_{sh} \cdot e$, onde e é a distância entre o centro de gravidade do concreto local e o centro de gravidade da seção composta. Na capa atua também uma tensão de tração que é $\sigma_{capa} = -\epsilon_{cs} \cdot E_{capa}$.

Calculam-se as tensões na vigota pré-moldada protendida na borda superior (junção com a capa) e inferior através da expressão abaixo:

$$\sigma_{retr.dif} = \frac{N_{sh}}{A_c} \pm \frac{M_{sh}}{I_c} \cdot y$$

Na capa moldada “in loco” calculam-se as tensões na borda inferior (junção com a vigota) e superior da capa através da expressão abaixo:

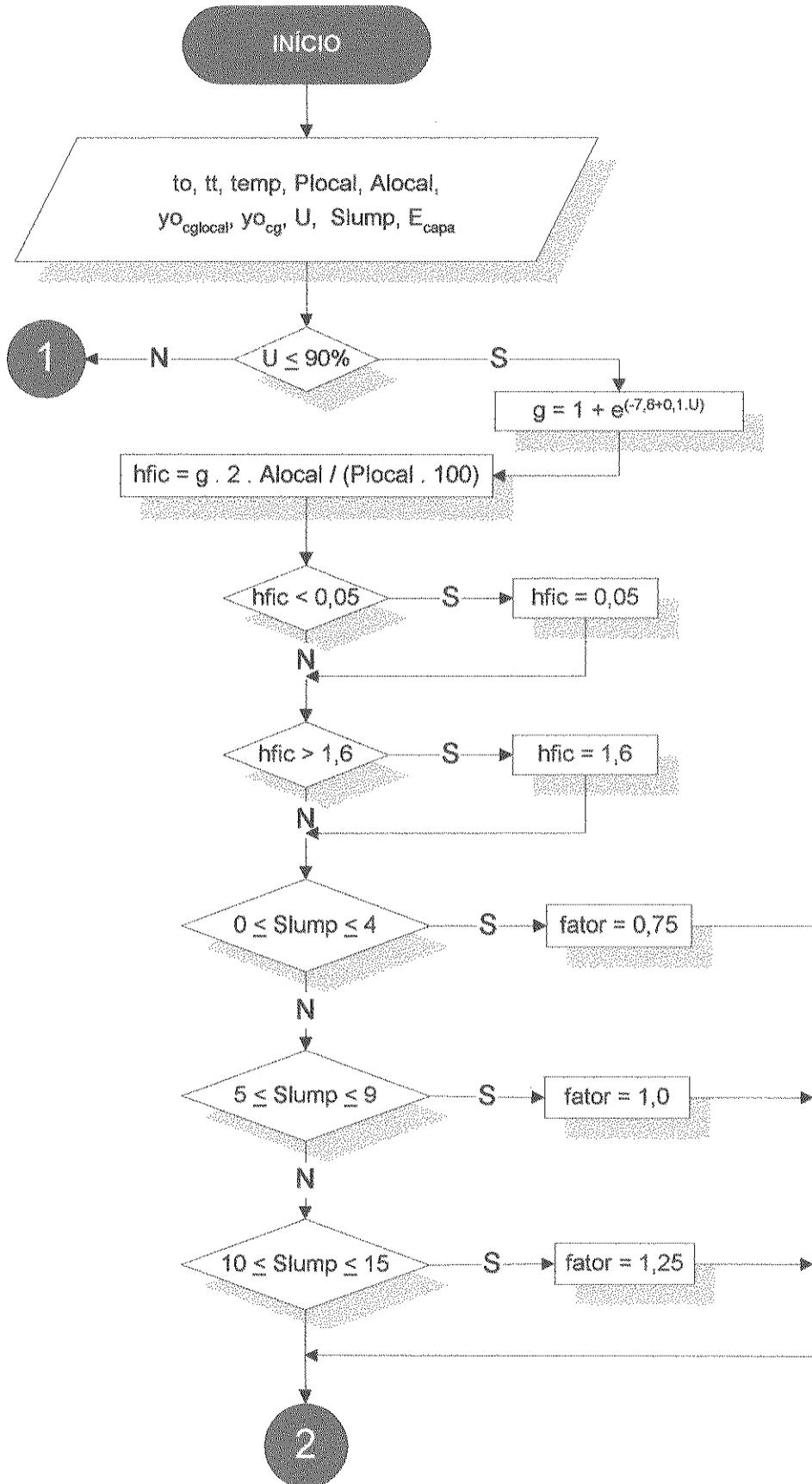
$$\sigma_{retr.dif} = \frac{N_{sh}}{A_c} \pm \frac{M_{sh}}{I_c} \cdot y + \sigma_{capa}$$

Para o cálculo do valor da retração ϵ_{cs} , utiliza-se o mesmo procedimento que calcula a retração do concreto no cálculo das perdas progressivas.

O fluxograma do cálculo da retração diferencial encontra-se a seguir:

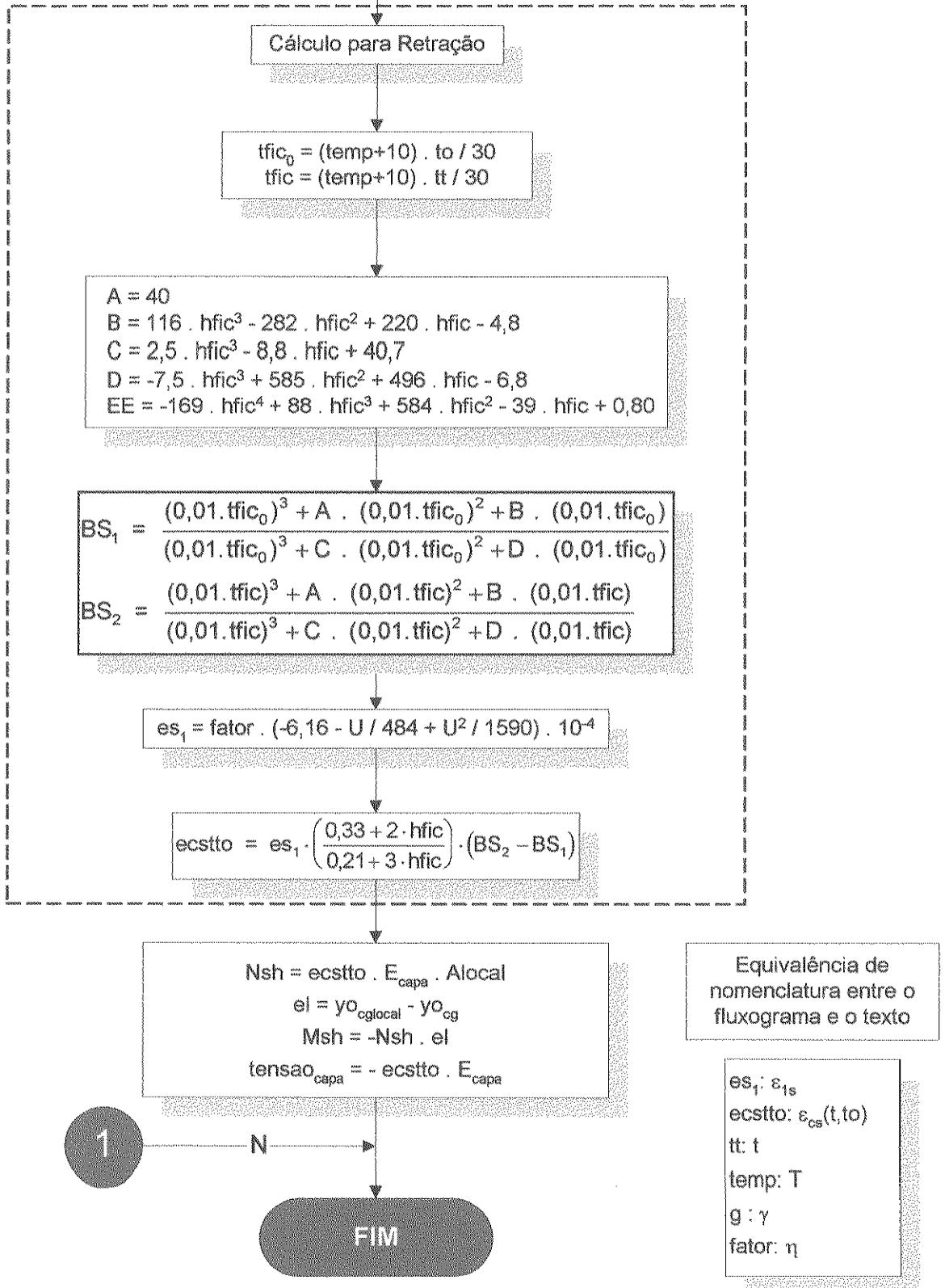
FLUXOGRAMA 3

Retração Diferencial



2

Subrotina RETRAÇÃO



5.5 - CÁLCULO DAS FLECHAS

As flechas são calculadas para as fases 2, 3 e 4.

Na fase 2 a vigota possui uma flecha negativa, ou seja, uma contra-flecha, proveniente da força de protensão. A esta contra-flecha adiciona-se a flecha devido ao peso próprio g_1 , conforme a expressão abaixo:

$$cflecha = \frac{-P \cdot e_p \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_c}$$

$$flecha(f_2) = \frac{-P \cdot e_p \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_c} + \frac{5 \cdot g_1 \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c}$$

Na fase 3 além de atuarem P e g_1 atuará também g_2 . Assim, na contra-flecha inicial da fase 2, acrescenta-se a flecha devido a g_1 e g_2 conforme expressão abaixo:

$$flecha(f_3) = cflecha + \frac{5 \cdot (g_1 + g_2) \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c}, \text{ onde } E_c \text{ é calculado com } f_{ck7}$$

Na fase 4, adiciona-se na contra-flecha inicial os valores das flechas devidas a g_1 , g_2 e q . Deve-se lembrar que nesta fase pode-se ter três tipos de vinculações: apoiado-apoiado (a-a), apoiado-engastado (a-e) e engastado-engastado (e-e). Quando existir o momento negativo, este será considerado 45% do momento máximo do caso a-a. Assim para as vinculações “a-e” e “e-e” a expressão da flecha devido g_1 , g_2 e q foi calculada através da linha elástica.

Para cada caso temos as seguintes flechas:

Caso a-a

$$flecha(f_4) = cflecha + \frac{5 \cdot (g_1 + g_2 + q) \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_c}, \text{ onde } E_c \text{ é calculado com } f_{ck28}$$

Caso a-e

$$flecha(f_4) = cflecha + \frac{(g_1 + g_2 + q) \cdot L^4}{106 \cdot E_c \cdot I_c}$$

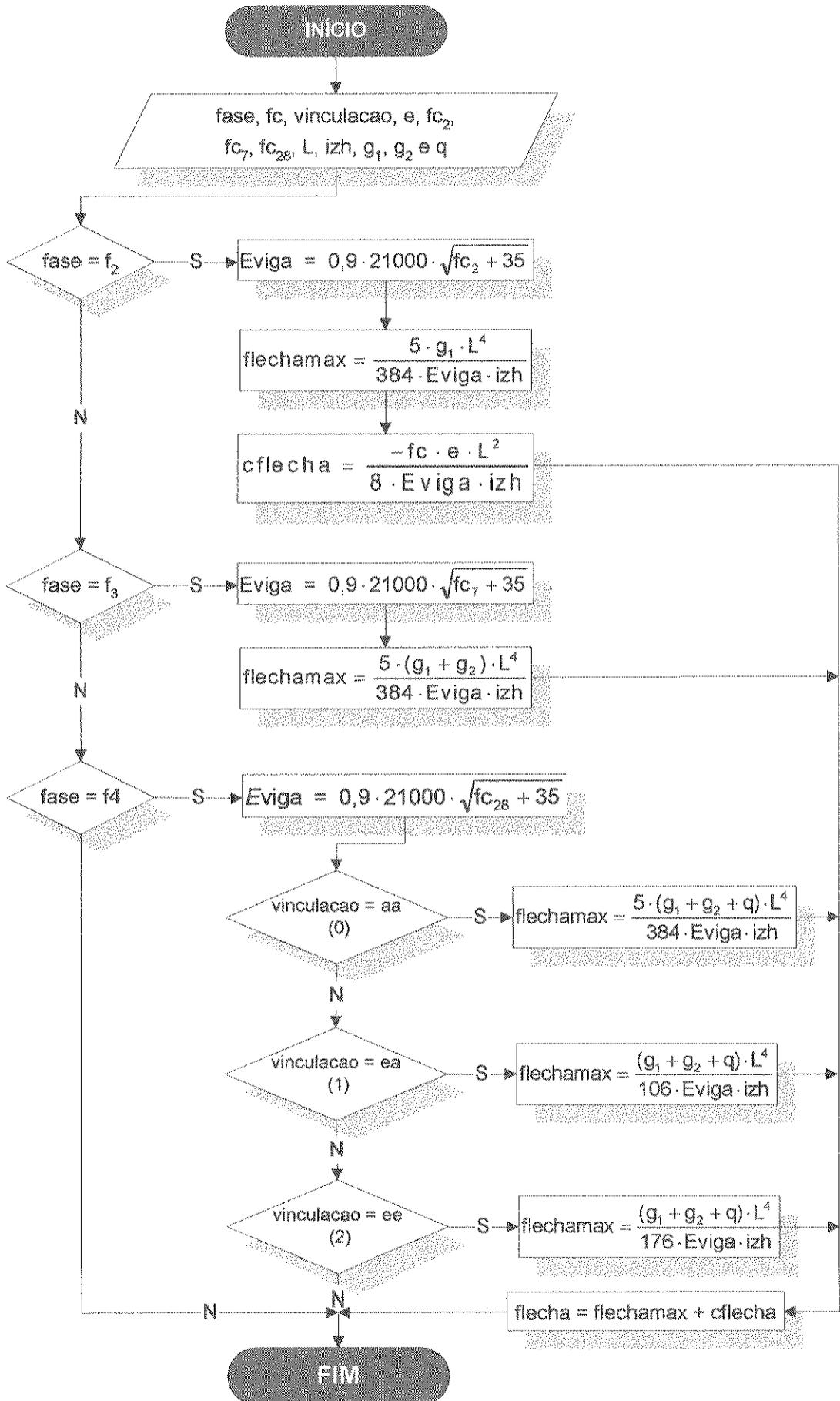
Caso e-e

$$flecha(f_4) = cflecha + \frac{(g_1 + g_2 + q).L^4}{176.E_c.I_c}$$

O fluxograma do cálculo das flechas encontra-se a seguir:

FLUXOGRAMA 4

Flechas



5.6 - GUIA DE UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA PARA CÁLCULO DE LAJE MISTA PROTENDIDA

5.6.1 - Objetivo

Este programa verifica lajes mistas protendidas em condição de trabalho, compostas por vigotas pré-moldadas protendidas em forma de π invertido, material de enchimento e complemento com concreto local.

5.6.2 - Dados de Entrada

O usuário deve fornecer os dados mínimos para possibilitar a verificação da laje. Estes dados estão divididos em três grupos:

- Dados de fábrica
- Dados das vigas
- Dados da obra

5.6.2.1 - Dados de Fábrica

São os dados sobre o concreto, o aço e o ambiente sob o qual a laje ficará exposta. Estes dados são:

Aço

– Tipo de Aço

O programa utiliza os aços de 150 kgf/mm^2 e 175 kgf/mm^2 , por serem os mais utilizados neste tipo de estrutura.

É permitido os dois tipos de relaxação para o aço: Relaxação Normal (RN) e Relaxação Baixa (RB).

– Diâmetro do fio

O valor padrão é 4 mm. O diâmetro pode ser de 4 ou 5 mm.

Concreto

– Resistência do Concreto

A resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) é dada em kgf/cm^2 . São fornecidos os valores da resistência aos 2 dias, 7 dias e 28 dias.

Os valores padrão são:

- resistência aos 2 dias : 350 kgf/cm^2
- resistência aos 7 dias : 400 kgf/cm^2
- resistência aos 28 dias : 450 kgf/cm^2

A faixa de variação das resistências e o valor padrão de variação estão mostradas na tabela abaixo:

Resistência	Valor mínimo (kgf/cm^2)	Valor Máximo (kgf/cm^2)	Variação (kgf/cm^2)
02 dias	240	400	5
07 dias	280	450	5
28 dias	320	500	5

tabela 5.1 - Faixa de variação das resistências do concreto permitidas no programa de laje mista protendida

O valor de resistência de uma idade mais avançada não pode ser inferior a resistência de menor idade e vice-versa. A igualdade é permitida.

– SLUMP

O valor padrão é 5 cm. O SLUMP pode variar de 1 a 15 cm com incremento de 1 cm.

Ambiente

– Umidade

É a umidade relativa do ar ao qual a laje mista estará exposta. Pode variar de 10 a 90%, com incremento de 5%. O valor padrão é 70%.

– Temperatura

É a temperatura do ambiente o qual a laje mista está exposta. Pode variar de 0 a 50°C com incremento de 1°C. O valor padrão é 22 °C.

5.6.2.2 - Dados das Vigas

São os dados principais da seção transversal da vigota protendida. A figura 5.5 abaixo mostra a seção transversal da vigota.

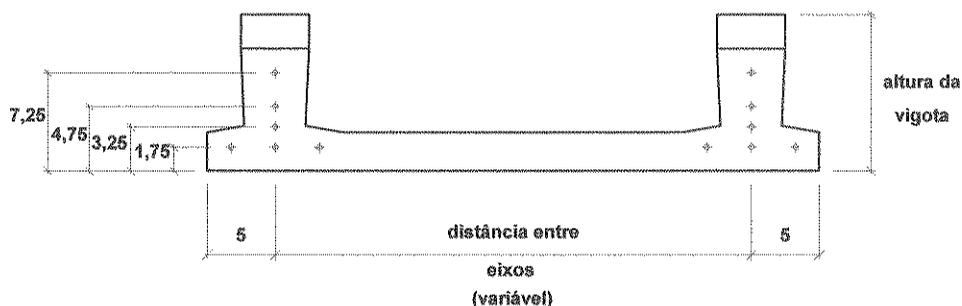


figura 5.5 - Seção transversal da vigota em forma de π invertido com a locação das armaduras de protensão

Altura das Vigas

É a dimensão vertical da seção transversal da vigota, ou seja, a distância da borda inferior a superior. O intereixo é dado no item Dados da Obra.

O valor padrão é 9 cm. A altura pode assumir os valores 9 e 12 cm.

Arranjo dos Fios

Representa o arranjo dos fios de aço que compõem a armadura protendida da vigota.

O arranjo é dado em termos de números de fios em cada camada da seção transversal. São quatro camadas que podem ter o número máximo e mínimo de fios conforme mostrado a seguir:

	máximo	mínimo
1° camada (1,75 cm da borda inferior) :	4 fios	2 fios
2° camada (3,25 cm da borda inferior) :	1 fio	0 fio
3° camada (4,75 cm da borda inferior) :	1 fio	0 fio
4° camada (7,25 cm da borda inferior) :	1 fio	0 fio

O arranjo é apresentado pelo número de fios em cada camada, da 1° a 4° camada. O valor padrão é 3-1-1-0.

5.6.2.3 - Dados da Obra

Além de alguns dados da obra, o usuário deverá fornecer neste item os dados sobre o material de enchimento, capa de concreto e carregamento. Para maior compreensão veja a figura 5.6 abaixo:

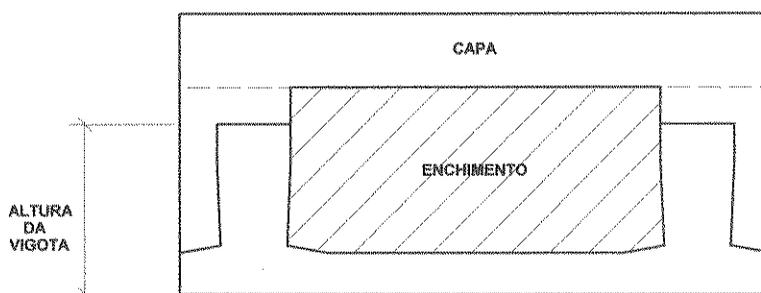


figura 5.6 - Esquema dos materiais componentes da laje mista

Dados do Enchimento

– Altura

É a maior dimensão vertical do material de enchimento (cerâmico, poliestireno expandido, isopor, etc). O valor padrão é 8 cm.

A altura pode variar de 5 a 50 cm com incremento de 1 cm.

A largura será calculada pelo programa a partir da distância entre eixos. O comprimento padronizado é 20 cm.

– Distância entre Eixos

Trata-se da dimensão horizontal da vigota medida entre o ponto médio de cada seção de enrijecimento que compõe a vigota em forma de π invertido.

Esta distância pode variar de 30 a 90 cm com incremento de 1 cm. O valor padrão é 50 cm.

A distância horizontal entre estes pontos médios e a extremidade da vigota é padronizada em 5 cm.

– Peso

É o peso dado em kgf do elemento de enchimento. Este elemento tem as dimensões descritas no item altura. O valor padrão é 7,3 kgf. O peso pode variar de 0,20 a 30,0 kgf com incremento de 1 kgf.

Capa de Concreto

– Espessura

A espessura é dada como dimensão vertical do concreto local entre o material de enchimento e a borda superior da laje acabada.

O valor padrão é 3 cm. A espessura pode variar de 2 a 6 cm.

– Resistência aos 28 dias

Este dado representa a resistência a compressão do concreto local (f_{ck}) aos 28 dias após a concretagem “in loco”. É dado em kgf/cm^2 .

A resistência pode variar de 120 a 250 kgf/cm^2 com incremento de 5 kgf/cm^2 . O valor padrão é 150 kgf/cm^2 .

– ϕ CA 50 - Armadura de Borda

Este dado representa o diâmetro dos fios da armadura de borda. No caso da laje ser verificada para uma condição de borda engastada, como será visto mais a frente, é

necessário uma armadura de borda, distribuída na capa de concreto local, para garantir esta condição. Esta armadura trabalha como concreto armado.

O diâmetro pode assumir os valores 0.0, 6.3, 8.0, 10.0 e 12.5 mm. O valor padrão é 0.0.

Deve-se salientar que, quando o diâmetro da armadura for 12.5 mm, automaticamente a mínima espessura permitida para a capa será de 4 cm.

Carregamento

– Sobrecarga

É a sobrecarga de serviço da laje. Deve-se somar a esta sobrecarga o peso de um possível revestimento. O peso próprio da laje não deve ser somado a sobrecarga, pois o programa já calcula automaticamente. A sobrecarga é dada em kgf/m^2 .

A sobrecarga pode variar de 50 a 1.500 kgf/m^2 , com incremento de 50 kgf/m^2 . O valor padrão é 250 kgf/m^2 .

Distância entre Apoios

Este dado é o vão teórico sob o qual as vigotas pré-moldadas protendidas da laje mista irão trabalhar. O vão é fornecido em cm e o valor padrão é 350 cm. A variação pode ser de 100 a 1200 cm com incremento de 1 cm.

Número de Escoras

É o número de escoras que será colocado ao longo do vão na fase de construção.

Caso a vigota não seja aceita na verificação em uma fase onde ainda não esteja trabalhando a capa de concreto que compõe a laje mista, pode-se lançar mão das escoras na fase de construção até que a capa esteja contribuindo estruturalmente, formando a seção resistente com capacidade de absorver os esforços em condição de serviço.

A quantidade de escoras que o programa permite varia de 0 a 2.

No caso de uma escora, esta estará no meio do vão e no caso de duas escoras, estas estarão localizadas nas posições a 0,4 l e 0,6 l . O valor padrão é 0 escoras.

Vinculação

Conforme já citado no item “ ϕ CA 50 - Armadura de Borda”, este dado fornece a condição de vinculação que será dada nas bordas da laje, na direção dos eixos das vigotas. Esta vinculação pode ser:

apoiada-apoiada (a-a): a laje é considerada apoiada em ambas as extremidades.

engastada-apoiada (e-a): a laje irá trabalhar com uma extremidade apoiada e a outra engastada.

engastada-engastada (e-e): a laje é considerada engastada em ambas as extremidades.

Nos dois últimos casos é necessário definir um diâmetro para a armadura de borda.

A vinculação padrão é a-a.

Além disso, este quadro permite entrar com informações como o nome da obra e o cliente, apresenta os resultados das verificações e outras informações que auxiliam na boa utilização do programa.

Quadro de Menus

Ao entrar no programa este quadro irá apresentar o “Menu Principal”, com 3 opções:

- Identificar Obra/Cliente
- Verificar Vigas
- Calcular Vãos Máximos

Identificar Obra/Cliente

Esta opção permite identificar a obra e o cliente para o qual o programa está sendo rodado.

Verificar Vigas

Escolhendo esta opção a tela mostrará um outro menu com as seguintes opções: (ver figura 5.8)

- Altera Quadro 1
- Altera Quadro 2
- Altera Quadro 3
- Dados Padrão
- Salva/Imprime
- Apaga Memória
- Verifica Viga
- Memoriza Cálculo

CONTEÚDO DO MENU DADOS DAS LAJAS				TECLAS PARA VERIFICAR OS DADOS	
VIGAS PROTENDIDAS				1990	1990
1. DADOS DE FABRICA				3. DADOS DE OBRA	
Dados de Aço				Dados do Enchimento	
Tipo de Aço (E) = SCS				150 HR	Altura da Laje (mm) = 8 cm
Diâmetro do Diâmetro (mm) = 4 mm					Distância entre barras = 40 mm
Resistência do Concreto (kg/cm ²)					Peso do Concreto (kgf) = 2,4 kgf
07 dias	07 dias	28 dias	Clump	Capa de Concreto	
150	400	450	5 cm	Espessura (mm) = 3 cm	
Ambiente Umidade = 70 %				Resistência 28 dias = 150 kg/cm ²	
Temperatura = 22 °C				Ø Aço armadura de borda = 0,0 mm	
2. DADOS DAS VIGAS				Viga Protendida	
Altura da viga (mm) = 4 cm				Sobrecarga (kg/m ²) = 250 kg/m ²	
1	1	1	0	Distância entre apoios = 150 mm	
Arranjo das Vigas				Número de Escoras = 0	
MÉNU VERIFICAÇÃO DE VIGAS				Vinculação (a/b/c/d) = 00	
1	1	Alterar Quadro 1	1	1	Salvar / Imprime
1	1	Alterar Quadro 2	1	1	Apaga Memória
1	1	Alterar Quadro 3	1	1	Verifica viga
1	1	Dados Padrão	1	1	Memória calcula
				Teclas usadas no menu verifica vigas	
				Nada (seta esquerda) = (Seta)	
				Espaço (seta direita) = (Espaço)	
				F1 = (F1)	

figura 5.8 - Tela padrão do programa de laje mista protendida para verificação de vigas

Alterar Quadro 1

Abre o quadro 1 para alterações

Alterar Quadro 2

Abre o quadro 2 para alterações

Alterar Quadro 3

Abre o quadro 3 para alterações

A maneira de alterar os dados é apresentada no quadro auxiliar.

Dados Padrão

Assume em todos os dados de entrada os valores padrão, como mostrado na figura 5.8 acima.

Salva/Imprime

Permite salvar em arquivo texto no disquete ou imprimir os dados da viga e da verificação. Para executar esta opção é necessário primeiro ter executado a opção Memoriza Cálculo.

Apaga Memória

Apaga todas as vigas que estão arquivadas na memória.

Verifica Viga

Faz a verificação da viga segundo os dados dos quadros 1,2 e 3.

O quadro auxiliar apresenta o resultado mostrando os dados principais da laje e a mensagem se a vigota foi aceita ou não.

No caso da vigota não ser aceita deve-se alterar os dados de entrada até obter a viga correta.

Memoriza Cálculo

Guarda na memória os dados de entrada e de verificação da vigota e permite posteriormente fazer a impressão dos mesmos ou salvá-los em arquivo texto executando a opção "Salva/Imprime". O arquivo de saída é mostrado a seguir:

CONTRIBUICAO AO ESTUDO DAS LAJES MISTAS PROTENDIDAS	
Orientador: Luiz R. S. Agostini	
Aluna: Audrey Gregori Melchert	
Nome da Obra...: Exemplo	
Nome do Cliente: Exemplo	
ITEM : vigotal	
ENCHIMENTO: HE=12cm Peso= 0.2kgf Eixo/Eixo=50cm	
CAPA : HC= 3cm T.Ruptura da capa: fc28=180kgf/cm2	
LAJE : HT=18cm Peso/Area=238kgf/m2 Cons. Concreto/Area= 54litros/m2	
VIGA : 3111 HV=12cm Aco de Protensao: CP150 RN Diam:4mm	
T.Ruptura Concreto:(kgf/cm2) fc2=350 fc7=400 fc28=450	
Slump do Concreto(cm): 5	
Condicoes atmosfericas: Umidade do ar:70%	
Temperatura :22C	
L= 300cm q=1500kgf/m2 Escoras=0 Vinculacao=ea	
M= -76tf.cm/m Arm.Borda= 6.3mm c/ 19cm Cobr=0.69cm	

figura 5.9 - Arquivo texto de verificação da viga

Calcular Vãos Máximos

Para calcular os vãos máximos com 0, 1 e 2 estais para várias sobrecargas deve-se escolher no menu principal a opção Calcular Vãos Máximos. Ver a figura 5.10 a seguir:

CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS LAJES				Versão: 1.00		Data: 12/09/2001	
MÉDIA: 00/01/0000				1990		Autor: [nome] [sobrenome]	
1: DADOS DE FABRICA				2: DADOS DE OBRA			
Fios de Aço:				Dados de Enchimento:			
Tipo de Aço (CP).....		150 BN		Altura.....		12 cm	
Diâmetro do fio.....		4 mm		Distância entre fios.....		50 mm	
Resistência do Concreto (kgf/cm ²):				Peso.....		0,2 kgf	
07 dias		07 dias		28 dias		Slump	
350		400		450		5 cm	
Ambiente: Umidade: 70 %				Capa de Concreto:			
Temperat: 22 C				Espessura.....		1 cm	
				Resistência 28 dias.....		180 kgf/cm ²	
				Ø Aço armadura de borda		6,3 mm	
2: DADOS DAS VIGAS				Viga Protendida:			
Altura da viga.....		12 cm		Sobrecarga.....		1500 kgf/m ²	
1		1		Distância entre apoios.....		m m	
1		1		Número de Estoras.....			
Arranjo dos fios				Vinculação (a/b/c/d/e)			
MENU CALCULO DE VAOS MAXIMOS				V. MAXIMOS (cm) AA 1A 1U			
[] Altera Quadro1		[] Imprime/Salva		0 Estoras: 370		320 320	
[] Altera Quadro2		[] Calculo 1 caso		1 Estora: 371		418 489	
[] Altera Quadro3		[] Gera Tabela		2 Estoras: 371		417 488	
[] Dados Padrão		[] Mostra no Vídeo		Aperte uma tecla para continuar...			

figura 5.10 - Tela padrão do programa de laje mista protendida para cálculo de vãos máximos

Abrirá então um outro menu com as seguintes opções:

- Altera Quadro 1
- Altera Quadro 2
- Altera Quadro 3
- Dados Padrão
- Imprime/Salva
- Calcula 1 Caso
- Gera Tabela
- Mostra no Vídeo

As cinco primeiras opções são idênticas ao da verificação das vigas.

Calcula 1 Caso

Escolhendo esta opção para a sobrecarga escolhida no quadro 3, o programa calcula qual é o máximo vão para 0, 1 e 2 estais e para as três vinculações possíveis.

Gera Tabela

O programa gera uma tabela com os vãos máximos para 0,1 e 2 estais para um intervalo de sobrecarga, que varia de 500 kgf/m² até a sobrecarga definida pelo usuário. Esta pode ser no máximo de 1.500 kgf/m². A variação da tabela é de 50 kgf/m². A tabela pode ser salva em um arquivo como mostrado na figura abaixo:

CONTRIBUICAO AO ESTUDO DAS LAJES MISTAS PROTENDIDAS									
Orientador: Luiz R. S. Agostini									
Aluna: Audrey Gregori Melchert									
ENCHIMENTO: HE=12cm Peso= 0.2kgf Eixo/Eixo=50cm									
CAPA : HC= 3cm T.Ruptura do concreto da capa: fc28capa=180kgf/cm2 Bitola armadura negativa nos engastes= 6.3mm Aco=CA50									
LAJE : HT=18cm Peso/Area=238kgf/m2 Cons. Concreto/Area= 54litros/m2									
VIGA : 3111 HV=12cm Aco de Protensao: CP150 RN Diam:4mm T.Ruptura Concreto:(kgf/cm2) fc2=350 fc7=400 fc28=450 Slump do Concreto(cm): 5 Condicoes atmosfericas: Umidade do ar:70% Temperatura:22C									
TABELAS DE VAOS MAXIMOS (LEVANDO EM CONTA RESTRICOES DE TRANSPORTE E DE EXECUCAO)									
SOBRECARGA (kgf/m2)	VAOS MAXIMOS (cm)								
	0 Escoras			1 Escora			2 Escoras		
	aa	ea	ee	aa	ea	ee	aa	ea	ee
50	320	320	320	620	620	620	892	898	898
100	320	320	320	620	620	620	823	897	898
150	320	320	320	620	620	620	768	842	898
200	320	320	320	620	620	620	723	795	895
250	320	320	320	620	620	620	685	756	855
300	320	320	320	620	620	620	652	722	820
350	320	320	320	620	620	620	624	692	789
400	320	320	320	599	620	620	599	666	761
450	320	320	320	577	620	620	577	642	736
500	320	320	320	557	620	620	557	621	713

figura 5.11 - Arquivo texto de verificação de vãos máximos

Mostra no Vídeo

O programa mostra na tela de vídeo a tabela gerada.

Primeiramente, faz-se necessário ressaltar que é muito difícil fazer uma comparação exata, utilizando os programas, entre as vigotas convencionais, com a seção transversal em forma de t invertido e a nova seção transversal proposta neste trabalho de pesquisa, em forma de π invertido. Isto porque nesta pesquisa foram considerados o cálculo exato das perdas de protensão, o método das fibras de fluência e a retração diferencial, que no programa anterior, para o cálculo das vigotas com seção t invertido, foram estimados ou desprezados.

Mesmo assim, através do programa novo pode-se chegar a várias conclusões, as quais serão descritas a seguir.

Como era esperado, fazendo uma comparação entre os aços de relaxação normal e relaxação baixa, concluiu-se que os aços de relaxação normal apresentam perdas de protensão muito maiores que os aços de relaxação baixa. Em relação a máxima tensão inicial aplicada na armadura de protensão (no canteiro), pode-se dizer que os aços de relaxação baixa apresentaram uma perda final em torno de 10% da tensão inicial, enquanto os aços de relaxação normal em torno de 25%.

Na consideração do método das fibras de fluência, que implica na determinação de duas perdas de protensão, uma para o cabo resultante superior e outra para o cabo resultante inferior, notou-se primeiramente que para os aços de relaxação normal chegou-se a uma diferença de 10% entre estas perdas na fase 2, diminuindo com o passar do tempo. Na fase 4, esta diferença já estava em torno de 3,0%. Já para o aço de relaxação baixa, as diferenças entre as perdas desses dois cabos resultantes foram bem maiores, sendo na fase 2 em torno de 18% e na fase 4 caindo bem, apesar de se ter uma faixa grande de variação. Ou seja, nas fases de cálculo 2 e 3 existe uma diferença grande nas tensões destes cabos resultantes, porém com o passar do tempo (tempo infinito) estas diferenças se tornam muito pequenas, podendo-se até não se levar em consideração.

Fazendo uma comparação das perdas de protensão encontradas para cada fase de cálculo (fases 2, 3 e 4) e tendo como base a perda final encontrada na fase 4,

notou-se que na fase 2 as perdas encontradas foram em torno de 45 a 60% da perda final e na fase 3 as perdas encontradas foram em torno de 55 a 65%, dependendo também do tipo de aço utilizado.

Na consideração da retração diferencial notou-se que na maioria dos casos existe um aumento considerável nas tensões de compressão do concreto, mas algumas vezes a retração chega a aliviar estas tensões, dependendo da posição ao longo do eixo longitudinal da viga e da seção transversal analisada.

Apesar desta nova seção transversal apresentar um consumo de concreto um pouco maior, para um mesmo vão e para uma mesma sobrecarga, ela mostrou-se bem mais resistente que a seção convencional com arranjo simples e também mais resistente que a seção convencional com arranjo duplo. Assim pode-se utilizar uma laje mais esbelta, e com uma maior economia no escoramento, diminuir o preço da laje.

A.1 - ENSAIOS DE AVALIAÇÃO DAS VIGOTAS COM SEÇÃO CONVENCIONAL

A.1.1 - GENERALIDADES

O objetivo principal destes ensaios foi verificar a carga de ruptura de vigotas pré-moldadas protendidas para compará-la com a carga prevista no cálculo.

Ensaiou-se 6 (seis) vigotas biapoiadas com aproximadamente 3,20 m de comprimento e com uma distância entre apoio de 3,0 metros. A carga era aplicada concentrada no meio do vão. Ver figura A.1 e A.2 abaixo:

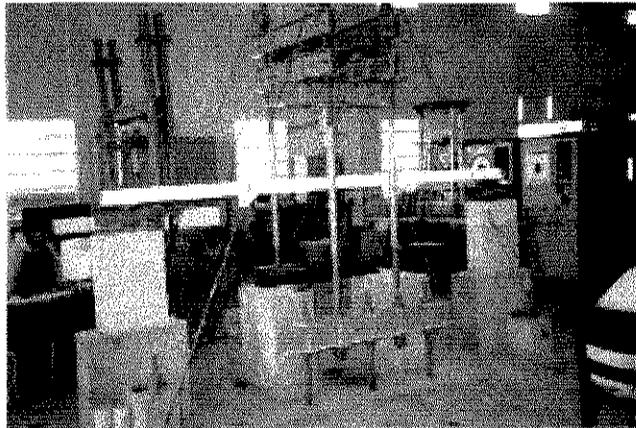


figura A.1 - Foto do esquema geral do ensaio

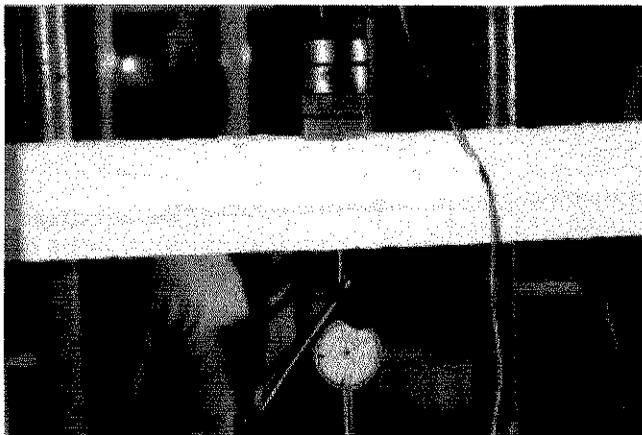


figura A.2 - Foto do Defletômetro mecânico para medida de deformação

Estas vigotas de concreto protendido tinham a mesma seção transversal de concreto, porém cada uma com uma disposição de armadura diferente. O concreto utilizado nestas vigotas foi de 35 MPa e a armadura CP150-RN, com os fios de 4,0 mm de diâmetro.

A seção transversal encontra-se na figura A.3 abaixo:

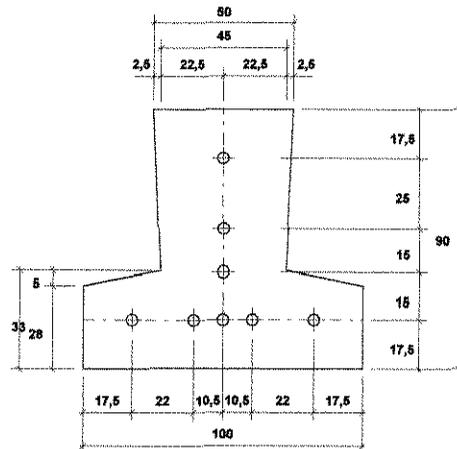


figura A.3 - Seção transversal da vigota em forma de T invertido com a disposição das armaduras protendidas

Para a realização dos ensaios foram necessários os seguintes materiais:

- 6 (seis) vigotas pré-moldadas protendidas, com disposição de armaduras diferentes;
- Fio de nylon para a medida da contra-flecha;
- régua de precisão para a medida da contra-flecha;
- 1 (um) defletômetro mecânico, para a medida da deformação em milímetro;
- 1 pórtico com célula de carga para a aplicação de carga.

Além da carga de ruptura foram medidos também:

- a contra-flecha antes da aplicação da carga;
- as flechas após a aplicação da carga;
- a carga que anulou a contra-flecha;
- a carga que deu início a fissuração;
- e o encaminhamento da fissuração.

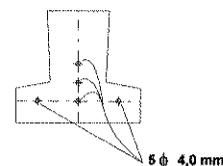
Através do programa existente, que verifica vigotas com seção convencional t invertido, determinou-se a carga de ruptura.

A.1.2 - DADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS

A seguir serão mostrados os resultados obtidos nos ensaios das 6 vigotas ensaiadas.

ENSAIO 1 - Vigota 3110

Vão : 3,0 m
Contra-flecha : 12,0 mm
Concreto : 35 MPa
Aço : CP-150 RN (5 fios de 4,0 mm)
Tensão inicial nos cabos de protensão : 11.970 kgf/cm²



Medidas de deformação : defletômetro

Carga para anular contra-flecha : 420 kgf

Carga que inicia a fissuração : 500 kgf

Carga de ruptura através do cálculo automatizado : 275 kgf

Carga de ruptura através do cálculo manual : 270 kgf

Coefficiente de Segurança : 2,55

Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0,00
100	1,16
200	3,03
300	5,30
400	10,00
420	12,00
500	17,09
600	24,48
700	38,84

tabela A.1 - Valores das deformações da vigota 3110 em função da carga aplicada

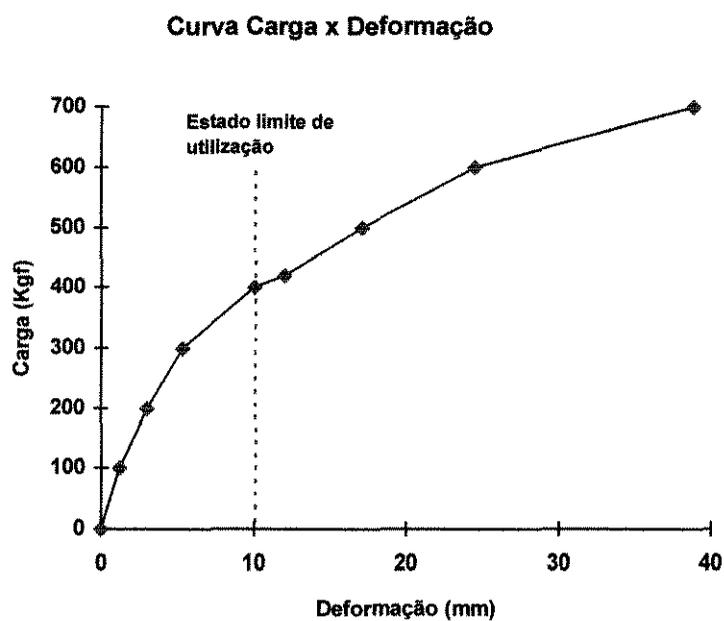


figura A.4 - Curva carga x deformação para a vigota 3110

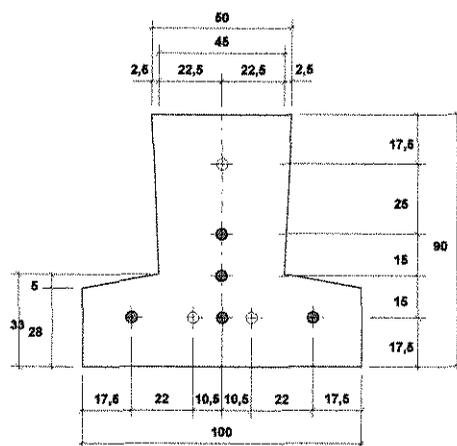


figura A.5 - Seção transversal detalhada da vigota 3110



figura A.6 - Foto da seção transversal da vigota 3110

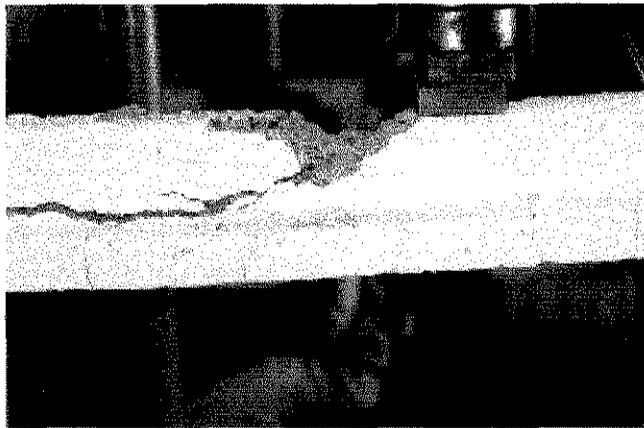
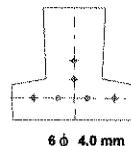


figura A.7 - Foto da ruptura da vigota 3110 com 700 Kgf

ENSAIO 2 - Vigota 4110

Vão : 3,0 m
Contra-flecha : 0,80 cm
Concreto : 35 MPa
Aço : CP-150 RN (6 fios de 4,0 mm)



Tensão inicial nos cabos de protensão : 11.970 kgf/cm²

Medidas de deformação : defletômetro

Carga para anular contra-flecha : 350 kgf

Carga que inicia a fissuração : 400 kgf

Carga de ruptura através do cálculo automatizado : 296 kgf

Coefficiente de Segurança : 1,86

Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0
100	2,18
200	6,51
300	11,09
400	19,79
500	37,10
550	ruptura

tabela A.2 - Valores das deformações da viga 4110 em função da carga aplicada

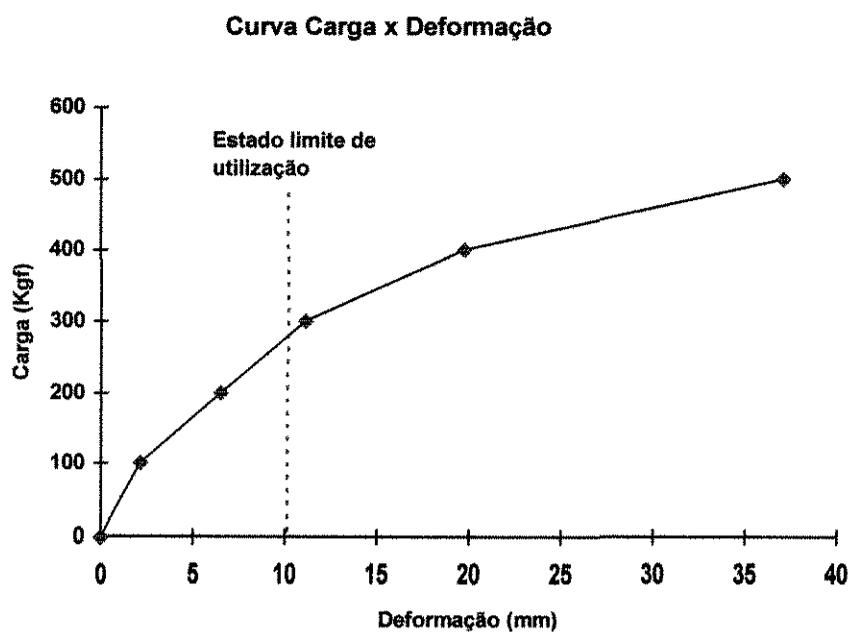


figura A.8 - Curva carga x deformação para a vigota 4110

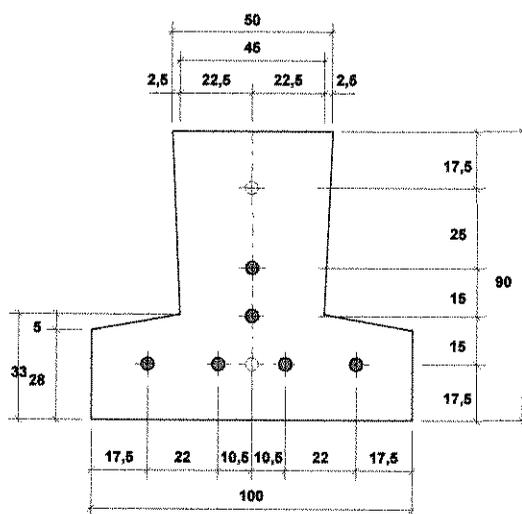


figura A.9 - Seção transversal detalhada da vigota 4110

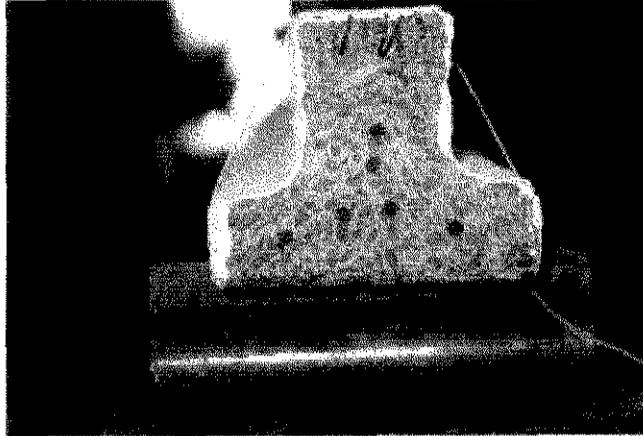


figura A.10 - Foto da seção transversal da vigota 4110

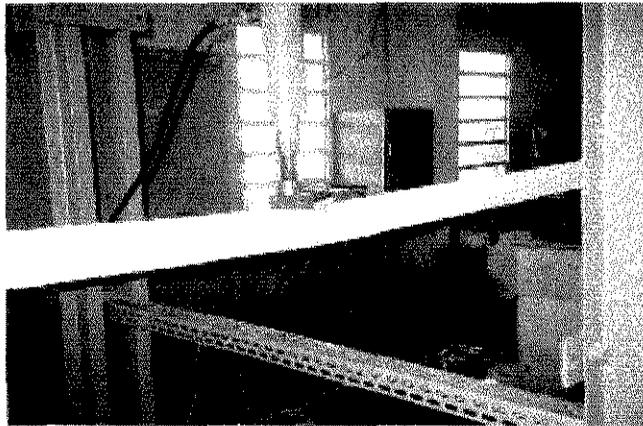
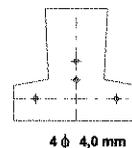


figura A.11 - Foto da ruptura da vigota 4110 com 550 kgf

ENSAIO 3 - Vigota 2110

Vão : 3,0 m
Contra-flecha : 0,80 cm
Concreto : 35 MPa
Aço : CP-150 RN (4 fios de 4,0 mm)



Tensão inicial nos cabos de protensão : 11.970 kgf/cm²

Medidas de deformação : defletômetro

Carga para anular contra-flecha : 350 kgf

Carga que inicia a fissuração : 500 kgf

Carga de ruptura através do cálculo automatizado : 245 kgf

Coefficiente de Segurança : 3,35

Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0
100	1,94
200	3,92
300	6,07
400	9,92
500	11,02
600	15,88
700	26,05
800	43,40
820	ruptura

tabela A.3 - Valores das deformações da viga 2110 em função da carga aplicada

Curva Carga x Deformação

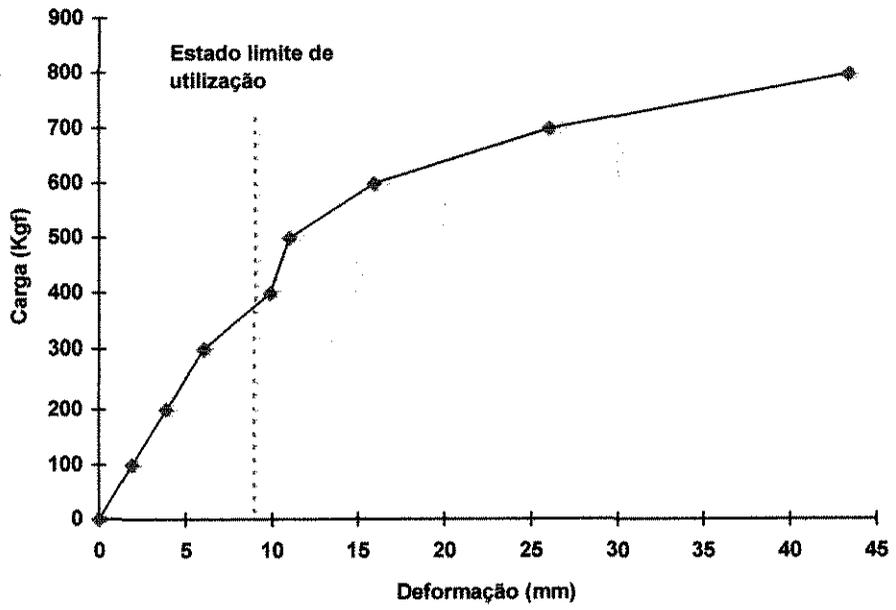


figura A.12 - Curva carga x deformação para a vigota 2110

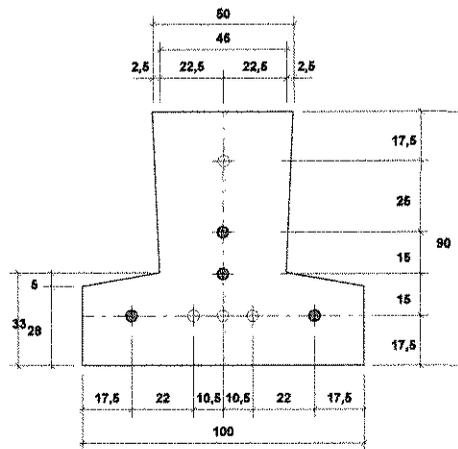


figura A.13 - Seção transversal detalhada da vigota 2110

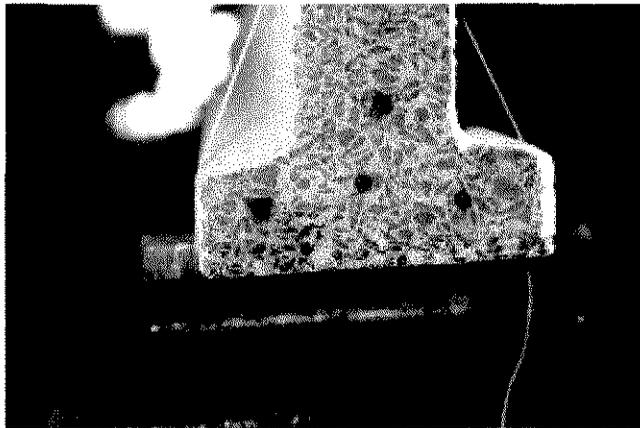


figura A.14 - Foto da seção transversal da vigota 2110

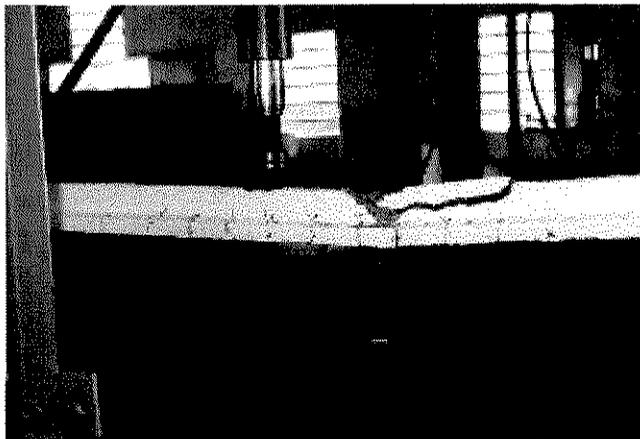


figura A.15 - Foto da ruptura da vigota 2110 com 820 kgf

ENSAIO 4 - Vigota 4111

Vão : 3,0 m
Contra-flecha : 0,2 cm
Concreto : 35 MPa
Aço : CP-150 RN (7 fios de 4,0 mm)



Tensão inicial nos cabos de protensão : 11.970 kgf/cm²

Medidas de deformação : defletômetro

Carga para anular contra-flecha : 150 kgf

Carga que inicia a fissuração : 600 kgf

Carga de ruptura através do cálculo automatizado: 240 kgf

Coefficiente de Segurança : 2,92

Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0
100	1,69
200	3,34
300	8,11
400	12,86
500	16,34
600	24,61
700	54,56 (ruptura)

tabela A.4 - Valores das deformações da viga 4111 em função da carga aplicada

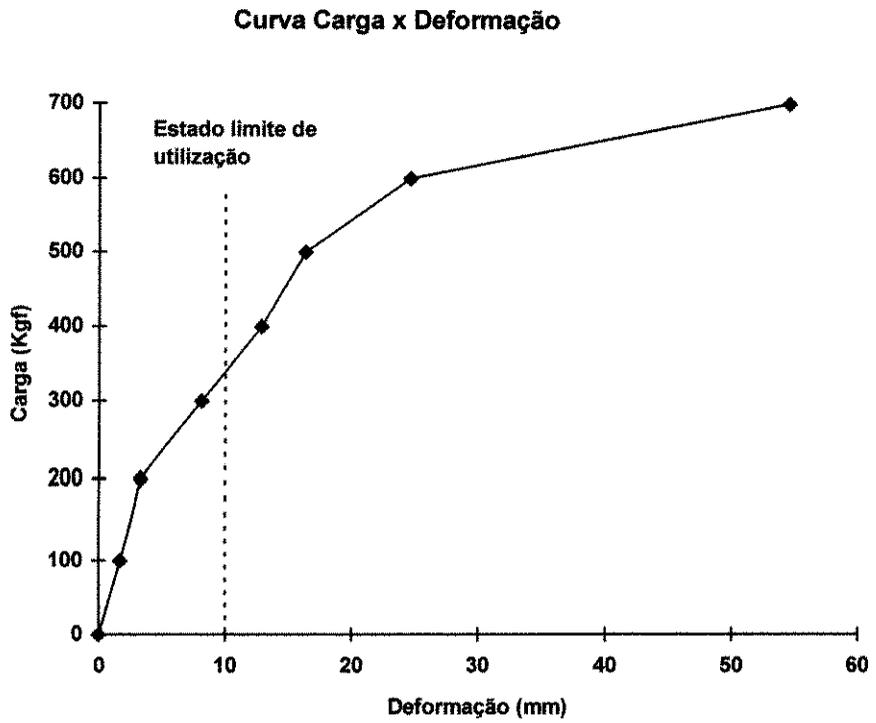


figura A.16 - Curva carga x deformação para a vigota 4111

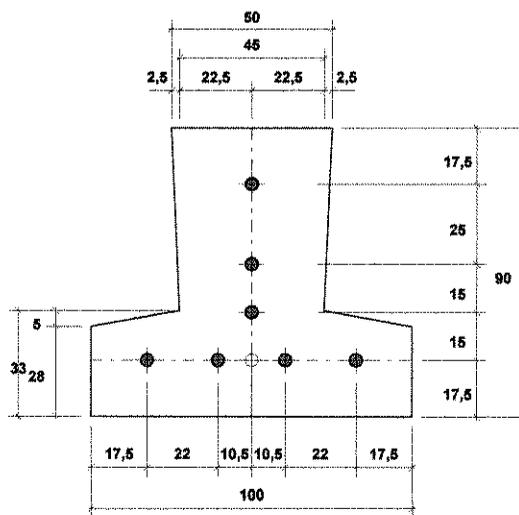


figura A.17 -Seção transversal detalhada da vigota 4111

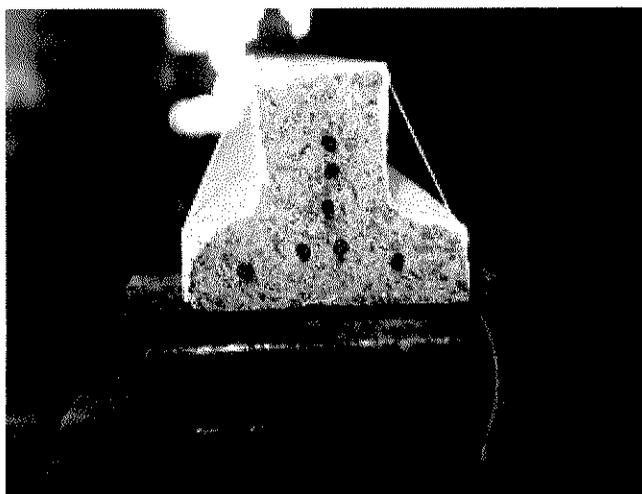


figura A.18 - Foto da seção transversal da vigota 4111

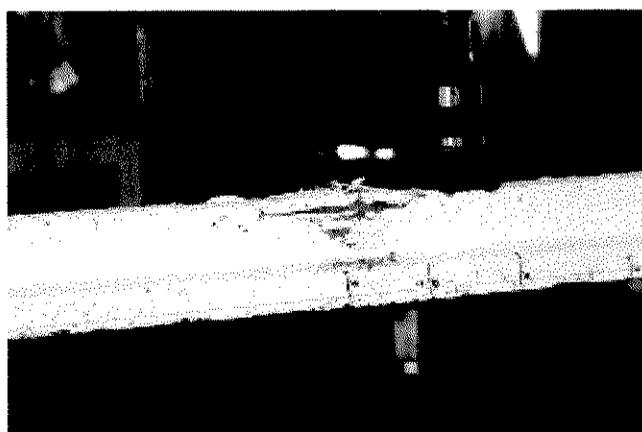
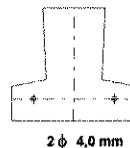


figura A.19 - Foto da ruptura da vigota 4111 com 700 kgf

ENSAIO 5 - Vigota 2000

Vão : 3,0 m
Contra-flecha : 1,2 cm
Concreto : 35 MPa
Aço : CP-150 RN (2 fios de 4,0 mm)



Tensão inicial nos cabos de protensão : 11.970 kgf/cm²

Medidas de deformação : defletômetro

Carga para anular contra-flecha : 280 kgf

Carga que inicia a fissuração : 300 kgf

Carga de ruptura através do cálculo automatizado : 227 kgf

Coefficiente de Segurança : 1,85

Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0
100	1,84
200	4,27
300	13,95
400	30,92
420	(ruptura)

tabela A.5 - Valores das deformações da vigota 2000 em função da carga aplicada

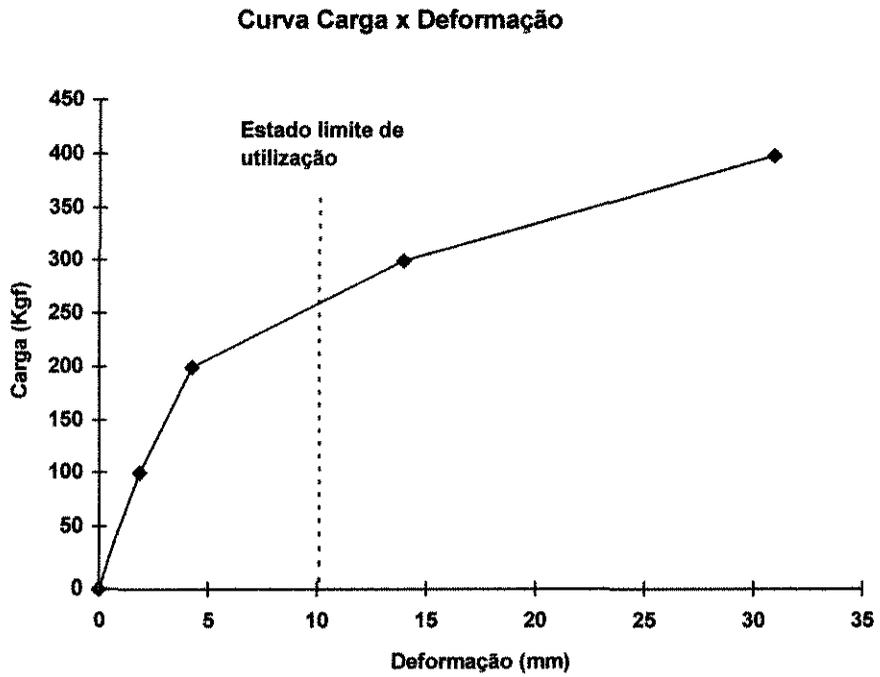


figura A.20 - Curva carga x deformação para a vigota 2000

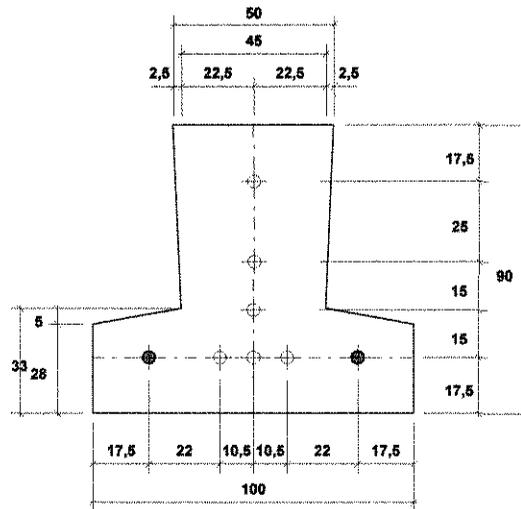


figura A.21 - Seção transversal detalhada da vigota 2000

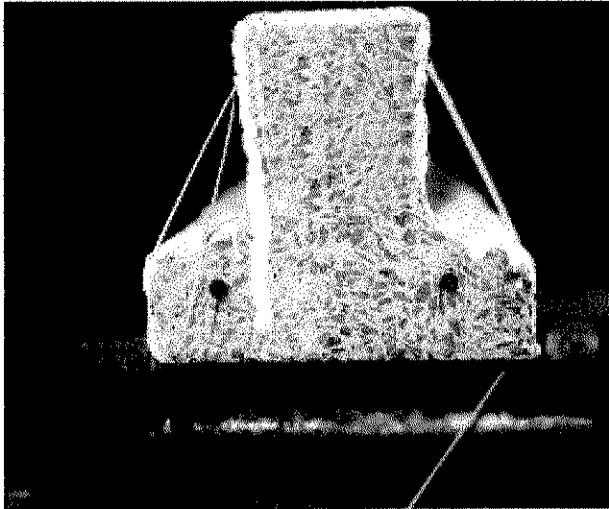


figura A.22 - Foto da seção transversal da vigota 2000

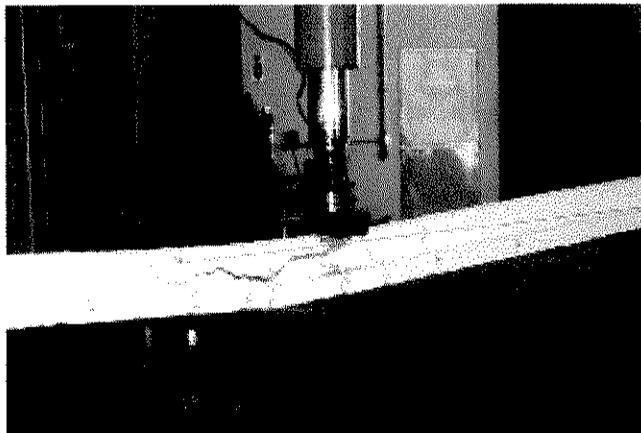


figura A.23 - Foto da ruptura da vigota 2000 com 420 kgf

ENSAIO 6 - Vigota 2010

Vão : 3,0 m
Contra-flecha : 0,7 cm
Concreto : 35 MPa
Aço : CP-150 RN (3 fios de 4,0 mm)



Tensão inicial nos cabos de protensão : 11.970 kgf/cm²

Medidas de deformação : defletômetro

Carga para anular contra-flecha : 300 kgf

Carga que inicia a fissuração : 400 kgf

Carga de ruptura através do cálculo automatizado: 228 kgf

Coefficiente de Segurança : 2,59

Carga (kgf)	Deformação (mm)
0	0
100	0,43
200	3,32
300	7,31
400	15,20
500	33,78
590	ruptura

tabela A.6 - Valores das deformações da vigota 2010 em função da carga aplicada

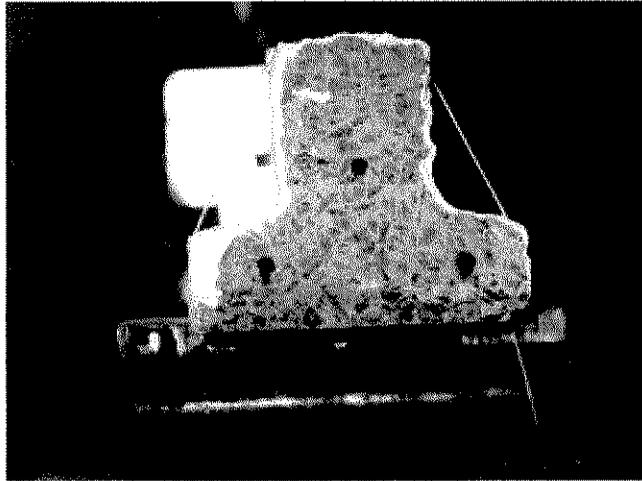


figura A.26 - Foto da seção transversal da vigota 2010

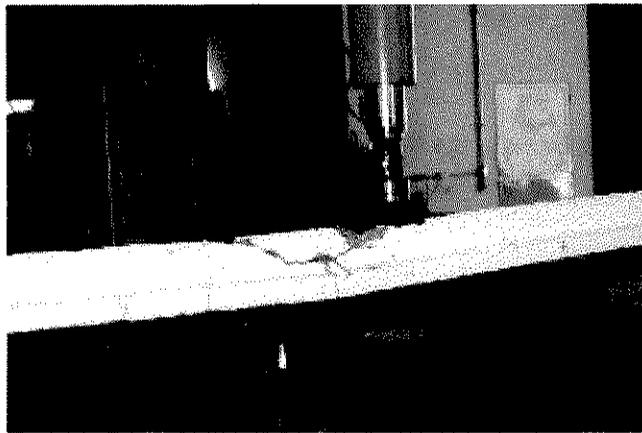


figura A.27 - Foto da ruptura da vigota 2010 com 590 kgf

A.1.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para todas as vigas a carga de ruptura obtida pelo cálculo foi menor que a obtida no ensaio. Os coeficientes de segurança variaram de 1,85 até 3,35, superando muito o esperado.

Em todas as vigas, as fissuras só começaram a aparecer após a contra-flecha ter sido anulada.

Em relação a ruptura, pode-se observar duas formas:

- a. quando os fios protendidos estavam mais concentrados na região tracionada, previamente comprimida, a ruptura se dava de forma mais brusca e a fissura principal corria horizontalmente;
- b. quando os fios protendidos estavam também na zona comprimida , previamente tracionada, esta se dava de forma mais branda e havia um pequeno esmagamento do concreto.

Para todas as vigas houve ruptura brusca por destacamento do concreto após o aparecimento de fissuras na borda inferior.

A contra-flecha medida era maior quanto mais próximo da borda inferior encontravam-se os cabos.

BIBLIOGRAFIA

- [1] RÜSCH, HUBERT Concreto Armado e Protendido: Propriedades dos Materiais e Dimensionamento. Tradução: Yára Penha Melichar - Rio de Janeiro: 396p. Campus, 1980.

- [2] LEONHARDT, FRITZ Construções de Concreto, volume 1: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro: 305p. Editora Interciência, 1977.

- [3] LEONHARDT, FRITZ Construções de Concreto, volume 5: Concreto Protendido. Rio de Janeiro: 305p. Editora Interciência, 1983.

- [4] NBR-6118 Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. 76p. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1978.

- [5] NBR-7197 Projeto de Estruturas de Concreto Protendido. 71p. Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1989.

- [6] VASCONCELOS, AUGUSTO CARLOS Manual Prático para a Correta Utilização dos Aços no Concreto Protendido em Obediência às Normas Atualizadas. Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira, Belo Horizonte: 64p. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1980.

- [7] VASCONCELOS, A. C. e FERREIRA, M. O. Cálculo Atualizado de Peças Pré-Moldadas Protendidas Complementadas com Concreto Local (Método dos Estados Limites). Publicação do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, 1972.

- [8] ISHITANI, HIDEKI Concreto Protendido. São Paulo: 108p. Universidade de São Paulo Escola Politécnica, 1997.

- [9] JOCOPREL Pavimentos Aligeirados de Vigotas Pré-Moldadas de Betão Pré-Esforçado. Documento de Homologação. Lisboa. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1989.

- [10] MAPREL Apreciação Geral. Documento de Homologação. Lisboa. Laboratório Nacional de Engenharia.

- [11] CARROLL, DAVID W. Programação em Turbo Pascal. São Paulo. McGraw-Hill, 1988.

- [12] HERGERT, DOUGLAS Dominando o Turbo Pascal 5. Rio de Janeiro. Editora Ciência Moderna Ltda, 1989.

- [13] KRISHNA RAJU, Prestressed Concrete, New Delhi, 510p, Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, 1981.

- [14] LEONHARDT FRITZ, Hormigon Pretensado Proyecto y Construcción, Madrid, 762p, Instituto Eduardo Torroja de La Construcción y del Cemento, 1967.

- [15] LIN, T. Y., Design of Prestressed Concrete Structures, New York, 609p, John Wiley & Sons, 1963.

- [16] GUYON YVES, Construction en Béton Précontraint, Paris, 360p, Editions Eyrolles, 1966, Vol1.

- [17] GUYON YVES, Construction en Béton Précontraint, Paris, 351p, Editions Eyrolles, 1966, Vol2.

- [18] PFEIL, WALTER, Concreto Protendido, Rio de Janeiro, 408p, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1980.
- [19] NILSON, ARTHUR H. , Design of Prestressed Concrete, Canadá,526p,John Wiley & Sons, 1978.
- [20] BUSEMANN, R. Anwendung des Kriechfaserverfahrens bei Statisch Unbrstimmten Systemen mit Veranderlichen Verbundquerschnitten Stahlbau 23 (1954) H.9, S. 201 bis 206.
- [21] BUSEMANN,R. Kriechberechnung von Verbundtragnern unter Benutzung von zwei Kriechfasern. Bauingenieur 25 (1950) H.11, S 418 - 420.
- [22] SATLER, K. Beitrag zur Berechnung von Spannbeton- Konstruktionen. Bauingenieur 31 (1956) H.12, S 444-457.
- [23] SATLER, K. Theorie der Verbundkanstruktionen Bd. 1 u 2.2 Aufl. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1959.
- [24] DISCHINGER, F. Untersuchungen uber die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogen-Brucken. Bauingenieur 18 (1937) H.33/34, S 487-520; H. 35/36, S 539-552 ; H.39/40, S 595-621.