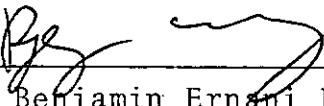


ANÁLISE NÃO-LINEAR FÍSICA DE VIGAS
CONTÍNUAS EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

Carlos Alberto de Sá Leal

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DE GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:


Benjamin Ernani Diaz

(Presidente)


Humberto Lima Soriano


Carlos Henrique Holck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1980

LEAL, CARLOS ALBERTO DE SÁ

Análise Não-Linear Física de Vigas Contínuas em Concreto Arma
do e Protendido [Rio de Janeiro] 1980.

viii, 173 p. 29,7 cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil,
1980)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Programa de En
genharia Civil.

1. Análise não-linear I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

ii

Aos meus filhos
Barbara e
Carlos Gustavo

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Ernani Diaz, cuja dedicação, amizade, compreensão e superior entendimento tornou possível a realização e conclusão deste trabalho.

R E S U M O

A análise não linear-física de uma viga contínua em concreto protendido é desenvolvida, tomando como base o método dos elementos finitos.

A partir do estudo teórico é desenvolvido um programa em FORTRAN que faz a análise de uma viga contínua em concreto protendido com seção simétrica em relação a um eixo vertical e inércia variável.

Um exemplo é resolvido e são tiradas conclusões em relação aos resultados obtidos na análise linear elástica.

A B S T R A C T

A non-linear analysis is developed for a prestressed concrete continuous beam, based on the theory of the finite-element method.

As a consequence of the theoretical study, a computer program in FORTRAN is developed. This program performs a physical non-linear analysis of a prestressed continuous beam with any type of section and variable geometric characteristics.

An example is solved. With these results, a comparison is made with the results obtained with a linear elastic analysis for the same structure.

I N D I C E

FICHA CATALOGRÁFICA	i
DEDICATÓRIA	ii
AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	iv
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vi
	<u>Página</u>
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - MATERIAIS	5
2.1 - Concreto	6
2.2 - Aços	8
2.2.1 - Aço Tipo A	8
2.2.2 - Aço Tipo B	9
2.2.3 - Aço Duro de Protensão	10
CAPÍTULO III - FUNDAMENTOS TEÓRICOS	11
3.1 - Método dos Elementos Finitos na Teoria Não-Linear. Elementos Finitos de Barra	12
3.1.1 - Rrigidez de uma Seção	12
3.1.2 - Funções de Interpolação	14
3.1.3 - Cálculo das Deformações	15
3.1.4 - Matriz de Rrigidez da Barra	16
3.1.5 - A Protensão	18
3.2 - Cálculo das Expressões	20
3.3 - Dedução dos Termos da Matriz de Rrigidez 6 x 6 da Barra no Sistema Local de Coordenadas	28

3.4	- Matriz de Rigidez Global da Estrutura e Solução do Sistema	32
3.5	- Algumas Considerações e Significado Físico dos Vetores P - Induzidos pela Introdução da Proteção sob a Forma de Deformações Iniciais	33
3.6	- Cálculos das Integrais para Obtenção dos Coeficientes de Rigidez D_{11} , D_{21} , D_{22} para uma Seção Qualquer com uma Distribuição Arbitrária dos Módulos de Elasticidade	39
3.6.1	- Cálculo de D_{11}	40
3.6.1.1	- Estudo para o Concreto	40
3.6.1.2	- Estudo para o Aço Comum	41
3.6.1.3	- O Valor Final será dado por:	41
3.6.2	- Cálculo de D_{21}	41
3.6.2.1	- Estudo para o Concreto	41
3.6.2.2	- Estudo para o Aço Comum	42
3.6.2.3	- O Valor de D_{21} será dado por:	42
3.6.3	- Cálculo de D_{22}	43
3.6.3.1	- Estudo para o Concreto	43
3.6.3.2	- Estudo para o Aço	44
3.6.3.3	- O Valor Final para D_{22} será dado por:	44
3.6.4	- Aço de Proteção	45
3.7	- Cálculo das Integrais ao Longo dos Elementos	45
3.8	- O Estado Limite Último	46
3.9	- Liberação de Deslocamentos	49
CAPÍTULO IV	- MANUAL DE UTILIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA	
	MA	51

4.1	- Dados Gerais da Estrutura	52
4.2	- Características Geométricas	53
4.3	- Armaduras	54
4.4	- Membros com Liberações	56
4.5	- Ligação de Apoio	56
4.6	- Propriedades dos Materiais	56
4.7	- Tipo de Estudo e Erros Admissíveis	57
4.8	- Dados Relativos ao Carregamento	58
4.9	- Descrição das Subrotinas utilizadas no Programa	60
4.9.1	- Subroutine CONV	60
4.9.2	- Subroutine G1G2G	60
4.9.3	- Subroutine EMOSP	60
4.9.4	- Subroutine MELST	61
4.9.5	- Subroutine MLOC	61
4.9.6	- Subroutine SGAU	61
4.10	- Exemplo de Aplicação	62
CAPÍTULO V	- EXEMPLO	63
5.1	- Características da Estrutura em Análise	64
5.1.1	- Codificação	65
5.1.2	- "Output"	68
5.1.3	- Análise dos Resultados	83
5.2	- Segundo Exemplo Resolvido	86
5.2.1	- Análise dos Resultados	87
5.2.2	- Pesquisa da Capacidade de Carga de Estrutura	88
5.3	- Futuros Desenvolvimentos	88
ANEXO I	- BIBLIOGRAFIA	90
ANEXO II	- LISTAGEM	93
ANEXO III	- DESENHOS	144

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I. INTRODUÇÃO

Sendo o concreto um material cujo comportamento é acentuadamente não linear, com pequena ou nula capacidade resistente à tração, a análise não linear física das estruturas em concreto torna-se imperativa quando se estudam seções fortemente solicitadas e sobretudo, quando se procura fazer uma análise no estado limite último.

A necessidade de uma análise não linear física surge principalmente quando se trata de estudar estruturas em concreto pretendido para se poder estabelecer corretamente a influência das solicitações externas devidas à protensão na distribuição geral dos esforços, sobretudo em superestruturas de pontes.

O objetivo do presente trabalho consiste no desenvolvimento de um programa em FORTRAN, que calcule os esforços devidos às solicitações externas incluindo a protensão em vigas contínuas de seção variável. Com esse programa consegue-se também obter a distribuição de esforços internos resistentes da armadura de protensão e também do conjunto concreto e armadura de aço comum.

Por se tratar de uma análise não linear física, os diagramas tensão-deformação concreto e aço são subentendidos reais, ou não lineares. No capítulo II é feita a apresentação desses diagramas bem como o desenvolvimento das expressões que os representam.

A característica não linear física do concreto se manifesta pela variação acentuada do seu módulo de elasticidade, em função das tensões a que está submetido. Neste estudo, procedeu-se a uma formulação variacional da matriz de rigidez dos elementos levando-se em consideração a distribuição dos módulos de elasticidade nas seções e ao longo dos elementos. Estes conceitos e ainda o processo de introdução da protensão são expostos teóricamente no capítulo III.

No capítulo IV é apresentado o manual de utilização do programa, juntamente com um exemplo para a sua melhor compreensão. Por se tratar de um estudo de caráter puramente científico, os dados de entrada para a utilização do programa, estão susceptíveis de alguns melhoramentos. No entanto, a utilização de alguns comandos literais permite bastantes simplificações principalmente se se estudarem várias estruturas na mesma compilação.

Ainda para se proceder à simplificação dos dados de entrada, foram criadas subrotinas de geração de dados sob determinadas condições. A descrição dessas subrotinas e outras que são utilizadas é feita ainda no capítulo IV.

Para finalizar este trabalho procedeu-se à solução duma estrutura com este programa. É apresentado o "output" com vista a se exemplificar os dados de saída. Este exemplo servirá para tirar algumas conclusões sobre o estudo feito bem como dar sugestão sobre possíveis desenvolvimentos. Este é o objetivo do capítulo V.

No final deste volume apresentam-se 3 Anexos. No Anexo I fazem-se as referências bibliográficas que serviram como fonte de consulta para a realização deste trabalho, e outros que tratam de problemas relacionados.

No Anexo II apresenta-se uma listagem do programa.

No Anexo III estão reunidas todas as figuras a que se faz referência no texto.

CAPÍTULO II - MATERIAIS

II. MATERIAIS2.1 - Concreto

Para o concreto foi utilizada a curva tensão-de formaçāo do código modelo CEB-FIP/78 [11].

A curva tem o aspecto apresentado na figura 2.1.

A parte do diagrama correspondente às trações foi desprezada. Esta hipótese traduz-se num erro quando se procede à análise das deformações da estrutura para um determinado estado de carregamento. A estrutura é considerada assim como menos rígida, sendo as deformações obtidas superiores à realidade.

O módulo de elasticidade longitudinal na origem é obtido por:

$$E_c = 9,5 (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad (2.1)$$

com

E_c em GP_a

f_{ck} em MP_a

Para os alongamentos negativos, vai ser necessário proceder-se ao cálculo do módulo de elasticidade secante. Assim é necessário adaptar-se uma expressão que represente a curva da figura 2.1, calculando-se o módulo de elasticidade com:

$$E_c = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \quad (2.2)$$

A curva tensão deformação é representada pela expressão:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{K \cdot \mu - \mu^2}{1 + (K-2) \cdot \mu} \quad (2.3)$$

em que:

$$\mu = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (2.4)$$

$\epsilon_{c1} = 0,0022$ (deformação máxima para compressão centrada)

$$K = (1,1 \cdot E_c) \times \frac{\epsilon_{c1}}{f_c} \quad (2.5)$$

A expressão (2.3) é válida para valores de ϵ_c com preendidos entre:

$$0 > \epsilon_c > \epsilon_{cu}$$

No programa optou-se por transformar ϵ_{cu} em dado de entrada. Deste modo nós podemos trabalhar com um valor para a deformação máxima de acordo com o tipo de concreto que vai ser utilizado, bem como de acordo com a forma geométrica da seção comprimida de concreto na estrutura a ser analizada.

De acordo ainda com a CEB-FIP/78 o valor usado para f_c é dado por:

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

Este valor é substituído na equação (2.3) para se reproduzir a curva tensão-deformação.

Vale a pena assinalar o motivo da não-utilização do diagrama parábola-retângulo com a tensão máxima de cálculo da da por:

$$f_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.7)$$

O diagrama parábola-retângulo é um diagrama de dimensionamento e não de análise. Esse diagrama conduzir-nos-ia a valores do módulo de elasticidade muito baixos, dando valores muito altos para as deformações e diminuindo a rapidez de convergência do processo utilizado.

2.2 - Aços

2.2.1 - Aço Tipo A

Neste trabalho considerou-se um único tipo de diagrama para as classes de Aço existentes no mercado - CA24, CA40-A e CA50-A.

O diagrama tensão-deformação tem o aspecto mostrado na figura 2.2.

Substituindo o valor de f_y pelo valor correspondente do aço utilizado e atribuindo um valor para o módulo de elasticidade

$$E_s = t_g \alpha \quad (2.8)$$

encontramos um valor para a deformação ϵ_1 , ficando o diagrama perfeitamente definido.

2.2.2 - Aço Tipo B

O diagrama tensão-deformação deste aço é caracterizado pela ausência de patamar de escoamento. No seu lugar existe uma curva de transição entre a parte linear e a parte plástica propriamente dita. (ver figura 2.3).

Para efeito de cálculos, a curva de transição é substituída por uma poligonal. O diagrama é simétrico em relação à origem e se apresenta conforme a figura 2.4.

Os valores das deformações correspondentes às áreas da poligonal são dados pelas expressões:

$$\epsilon_1 = \frac{0.7 f_y}{E_s} \quad (2.9)$$

$$\epsilon_2 = \frac{0.9 f_y}{E_s} + \frac{0.2633}{1000} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{2}{1000} + \frac{f_y}{E_s} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_4 = \frac{10}{1000} \quad (2.12)$$

Com esses valores calculados, a "curva" fica perfeitamente definida, podendo-se calcular as tensões correspondentes às deformações obtidas durante o processo iterativo, obtendo-se em seguida o respectivo módulo de elasticidade secante.

2.2.3 - Aço Duro de Protensão

Os aços de alta resistência são essencialmente aços do tipo B. Assim o seu diagrama é definido por uma curva similar à da figura 2.4, na qual a deformação limite ε_4 é elevada para 4% de acordo com as tabelas fornecidas pelo fabricante [12].

O módulo de elasticidade na origem

$$E_p = t_g^\alpha$$

é um pouco mais baixo que o dos aços comuns de concreto armado. O seu valor oscila entre 195 GPa a 198 GPa de acordo com ensaios já utilizados. Este valor é um dado no programa.

CAPÍTULO III - FUNDAMENTOS TEÓRICOS

III. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1 - Método dos Elementos Finitos na Teoria Não-Linear. Elementos Finitos de Barra.

3.1.1 - Rigidez de uma Seção

O comportamento não-linear físico duma estrutura de concreto é estudado partindo do cálculo da variação dos módulos de elasticidade, nas seções e ao longo dos elementos [1]. A consideração desta variação permite-nos encarar o problema das regiões fissuradas de concreto, conseguindo chegar, por um processo iterativo, ao valor aproximado da rigidez efetiva da estrutura. Esta rigidez pode ser bem menor que a calculada pela teoria linear sobretudo para as seções mais solicitadas.

A variação da rigidez ao longo da estrutura é responsável pela redistribuição de esforços na estrutura e por deformação cujos valores são praticamente impossíveis de calcular por outros processos.

Suponhamos a barra da figura 3.1 na qual se considera uma variação de módulos de elasticidade nas seções e no comprimento.

As regiões sombreadas correspondem a módulos de elasticidade nulos, onde o concreto está em tração. Seriam zonas de fissuração.

O eixo da barra é fixo e une os centros de gravi-

dade das seções ao longo do elemento. O eixo efetivo é inteiramente determinado pela distribuição dos módulos de elasticidade nas seções ao longo da barra. No processo iterativo, a sua posição é variável. Numa análise linear, os dois eixos seriam coincidentes - $E = \text{cte}$. Conhecida, portanto, a distribuição dos módulos de elasticidade numa seção, pode-se calcular a ordenada y_z , determinando-se a origem do eixo vertical \bar{y} do sistema local de coordenadas.

Para uma seção com um eixo vertical de simetria a rigidez à deformação axial e à flexão são dadas pelas conhecidas expressões:

$$EA = \int_{-h}^{h-t} b(\bar{y}) E(\bar{y}) d\bar{y} \quad (3.1)$$

$$EI = \int_{-h}^{h-t} b(\bar{y}) E(\bar{y}) \bar{y}^2 d\bar{y}$$

Aplicando um esforço normal N e um momento fletor \bar{M} no ponto de ordenada y_z da seção, obtemos uma distribuição linear de deformação na seção (ver figura 3.2). Esse diagrama de deformação pode ser decomposto, para cada ponto \bar{y} , uma deformação média $\bar{\epsilon}_g$ independente de \bar{y} e uma rotação $\chi\bar{y}$ correspondente à curvatura.

A relação entre as deformações $\bar{\epsilon}_g$ e χ é dada pela expressão na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EI \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{\epsilon}_g \\ \chi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N \\ \bar{M} \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

Devemos salientar que as expressões (3.1) e (3.2) se referem a um sistema de eixos com origem no eixo efetivo da barra. Como esse eixo é variável, e também de posição conhecida

com erro em relação à real, é mais interessante fazer-se o desenvolvimento em relação a um eixo fixo que pode ser o eixo da barra ou um outro qualquer. É em relação a esse eixo que serão desenvolvidas as expressões que nos fornecem as matrizes de rigidez e os vetores de cargas equivalentes (ver figura 3.3).

De acordo com as hipóteses da teoria da flexão, vamos atribuir para a rotação χ um comportamento linear, pela qual as seções planas permanecem planas e a sua normal à linha média também permanece normal após a aplicação do carregamento.

No programa, o eixo escolhido foi o de centro de gravidade das seções. Com isso o programa calcula as características geométricas - seção, centro de gravidade e momento de inércia - sendo estes valores imprimidos. Esses valores podem ser úteis para cálculos adicionais baseados nos resultados da análise.

3.1.2 - Funções de Interpolação

A idealização do campo de deslocamento é feita considerando-se dois tipos de deslocamento em cada nó:

u - deslocamento horizontal

v - deslocamento vertical

O deslocamento u para uma seção de abscissa x num ponto fora do eixo efetivo onde estão definidos os esforços N e \bar{M} , é dado por:

$$u(x, \bar{y}) = \bar{u}(x) - \bar{y} \frac{dv}{dx} \quad (3.3)$$

Como o eixo efetivo não é paralelo ao eixo que define e representa a barra, então o campo de deslocamento (x, \bar{y}) deverá ter, pelo menos, uma forma quadrática. Do mesmo modo, é possível definir o deslocamento u para um sistema de eixos com centro no eixo da barra - centro de gravidade da seção - pela expressão:

$$u(x, y) = u(x) - y \frac{dv}{dx} \quad (3.4)$$

A função de interpolação para $u(x)$ será, portanto, do 2º grau. Para isso torna-se necessário definir um nó intermediário adicional na barra. O deslocamento desse nó será tratado como incógnita. A função de interpolação terá a forma (ver figura 3.4):

$$u(x) = \frac{\ell - x}{\ell} u_i + \frac{x}{\ell} u_j + \frac{4x(\ell - x)}{\ell^2} u_k \quad (3.5)$$

Como $v(x)$ é independente do eixo que escolhemos para a representação da barra, a função de interpolação escolhida é a já bem conhecida do 3º grau (ver figura 3.5):

$$v(x) = \frac{x(\ell - x)^2}{\ell^2} \theta_i + \frac{-x^2(\ell - x)}{\ell^2} \theta_j \quad (3.6)$$

3.1.3 - Cálculo das Deformações

Como as deformações são as primeiras derivadas dos deslocamentos, exprimindo estes em relação do sistema de eixos y ,

nós obtemos:

$$\varepsilon_g = \frac{du}{dx} = \frac{\Delta\ell}{\ell} + \frac{4\ell - 8x}{\ell^2} u_k \quad (3.7)$$

$$\chi = -\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{4\ell - 6x}{\ell^2} \theta_i + \frac{2\ell - 6x}{\ell^2} \theta_j \quad (3.8)$$

em que $\Delta\ell = u_j - u_i$ (3.9)

3.1.4 - Matriz de Rígidez da Barra

A equação da energia potencial total da barra, submetida a esforços axiais e de flexão é dada por:

$$\Pi = \frac{1}{2} \left[\int_0^\ell \left[EA\varepsilon_g^2 + EI\chi^2 \right] dx \right] - N\Delta\ell - \bar{M}_i \theta_i - \bar{M}_j \theta_j \quad (3.10)$$

sendo a parte da energia de deformação interna dada por:

$$W_i = \int_0^\ell \frac{1}{2} (EA\varepsilon_g^2 + EI\chi^2) dx \quad (3.11)$$

referida ao eixo efetivo da barra.

Exprimindo o integrando da expressão (3.11) em forma matricial, obtemos:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \varepsilon_g & \chi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & EI \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_g \\ \chi \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

Como vimos anteriormente, é nosso interesse fazer todo o estudo e desenvolvimento em relação a um eixo fixo que represente a barra - eixo da barra. Procedendo a essa transformação, e observando que só a deformação média depende da posição do eixo de referência, teremos:

$$\bar{\epsilon}_g = \epsilon_g + y_z \chi \quad (3.13)$$

A expressão da energia de deformação interna, passará a ser referida ao novo eixo e a sua expressão terá a forma:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \epsilon_g & \chi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_g \\ \chi \end{Bmatrix} \quad (3.14)$$

onde: $D_{11} = EA \quad (3.15)$

$$D_{12} = D_{21} = y_z EA \quad (3.16)$$

$$D_{22} = EI + y_z^2 EA \quad (3.17)$$

Substituindo (3.14) ... (3.17) na expressão da energia potencial total referida a eixo fixo da barra, e minimizando-a em relação aos parâmetros de deslocamentos:

$$u_k, \Delta\ell, \theta_i, \theta_j$$

obtemos o sistema:

$$\begin{bmatrix} S_{uu} & S_{u\epsilon} \\ S_{\epsilon u} & S_{\epsilon\epsilon} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v_\epsilon \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ k_\epsilon \end{Bmatrix} \quad (3.18)$$

onde o vetor u é o parâmetro u_k e o vetor v_ϵ contém os parâme-

metros Δl , θ_i e θ_j .

Fazendo:

$$S_{uu} u + S_{u\varepsilon} v_\varepsilon = 0 \quad (3.19)$$

e resolvendo, obtemos:

$$u = -S_{uu}^{-1} S_{u\varepsilon} v_\varepsilon \quad (3.20)$$

Substituindo (3.20) na segunda equação de (3.18), obtemos:

$$\left[S_{\varepsilon\varepsilon} - S_{\varepsilon u} S_{uu}^{-1} S_{u\varepsilon} \right] v_\varepsilon = k_\varepsilon \quad (3.21)$$

A matriz entre parêntesis é a matriz de rigidez da barra 3×3 para uma distribuição arbitrária do módulo de elasticidade.

Como a distribuição do módulo de elasticidade foi definida como arbitrária, ela pode inclusivamente ser descontínua. Com isto nós podemos enfrentar uma seção em concreto armado, fixando as posições de passagem das armaduras e atribuindo um modo de elasticidade diferente - o do aço - nesses pontos (ver figura 3.6).

3.1.5 - A Protensão

Com a utilização do método dos elementos finitos,

a existência de armaduras de proteção pode ser enfrentada de modo bastante elegante. Assim, basta considerarmos a proteção como a introdução de um estado de deformação inicial, caracterizada para cada seção pelos valores:

$$\varepsilon_0 \text{ é } \chi_0$$

Vamos, portanto, introduzir na expressão da energia potencial total do elemento, uma parcela relativa a uma energia de deformação interna para deformações iniciais. Essa parcela tem a forma:

$$\int_0^L \{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon_0\} dx \quad (3.22)$$

que na forma matricial pode ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_g & \chi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi_0 \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

Examinando a expressão (3.23) nós podemos concluir que:

$$\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} N_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} \quad (3.24)$$

referida ao eixo fixo da barra.

Sabendo a posição dos cabos, em relação ao eixo da barra, bem como o seu pré-alongamento, imediatamente se obtém N_0 e M_0 e o problema fica resolvido.

Fazendo:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_g & x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} = \varepsilon_g N_0 + x M_0 \quad (3.25)$$

a expressão da energia potencial total do sistema será dada por:

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_0^L (D_{11}\varepsilon_g^2 + 2D_{21}\varepsilon_g x + D_{22}x^2) dx - \int_0^L (\varepsilon_g N_0 + x M_0) dx - N\Delta L - M_i \theta_i - M_j \theta_j \quad (3.26)$$

A parcela relativa à deformação inicial imposta é representada agora por um vetor:

$$\begin{Bmatrix} P_u \\ P_\varepsilon \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

que seria adicionado na expressão (3.18) tomando a seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} S_{uu} & S_{u\varepsilon} \\ S_{\varepsilon u} & S_{\varepsilon \varepsilon} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v_\varepsilon \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} P_u \\ P_\varepsilon \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ k_\varepsilon \end{Bmatrix} \quad (3.28)$$

Todo o desenvolvimento posterior seria agora feito, tendo em consideração sempre a presença desta parcela.

3.2 - Cálculo das Expressões

Com o exposto no artigo 3.1 podemos passar agora

para a dedução das expressões que serão utilizadas no programa de cálculo.

A partir das expressões (3.7) e (3.8), obtemos:

$$\epsilon_g^2 = \frac{\Delta\ell^2}{\ell^2} + 2 \frac{\Delta\ell(4\ell - 8x)}{\ell^3} u_k + \frac{(4\ell - 8x)^2}{\ell^4} u_k^2 \quad (3.29)$$

$$\begin{aligned} \chi^2 &= \frac{(4\ell - 6x)^2}{\ell^4} \theta_i + 2 \frac{(4\ell - 6x)(2\ell - 6x)}{\ell^4} \theta_i \theta_j + \\ &\quad + \frac{(2\ell - 6x)^2}{\ell^4} \theta_j^2 \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_g \chi &= \frac{\Delta\ell(4\ell - 6x)}{\ell^3} \theta_i + \frac{\Delta\ell(2\ell - 6x)}{\ell^3} \theta_j + \\ &\quad + \frac{(4\ell - 8x)(4\ell - 6x)}{\ell^4} \theta_i u_k + \\ &\quad + \frac{(4\ell - 8x)(2\ell - 6x)}{\ell^4} \theta_i u_k \end{aligned} \quad (3.31)$$

Substituindo (3.7), (3.8), (3.29), (3.30), (3.31) na expressão da energia potencial total (3.26) obtemos depois de ordenada:

$$\begin{aligned} \Pi &= \frac{\Delta\ell^2}{2\ell^2} \int_0^\ell D_{11} dx + \frac{u_k \Delta\ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11}(4\ell - 8x) dx + \\ &\quad + \frac{u_k^2}{2\ell^4} \int_0^\ell D_{11}(4\ell - 8x)^2 dx + \\ &\quad + \frac{\Delta\ell}{\ell^3} \theta_j \int_0^\ell D_{21}(2\ell - 6x) dx + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{\Delta\ell}{\ell^3} \theta_i \int_0^\ell (4\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{u_k \theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(4\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{\theta_j^2}{2\ell^4} \int_0^\ell D_{22}(2\ell - 6x)^2 dx + \frac{u_k \theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(2\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{\theta_i^2}{2\ell^4} \int_0^\ell D_{22}(4\ell - 6x)^2 dx + \\
 & + \frac{\theta_i \theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22}(4\ell - 6x)(2\ell - 6x) dx - \frac{\Delta\ell}{\ell} \int_0^\ell N_0 dx - \\
 & - u_k \int_0^\ell \frac{4\ell - 8x}{\ell^2} N_0 dx - \frac{\theta_i}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 6x) M_0 dx - \\
 & - \frac{\theta_j}{\ell^2} \int_0^\ell (2\ell - 6x) M_0 dx - N\Delta\ell - M_i \theta_i - M_j \theta_j \quad (3.32)
 \end{aligned}$$

Calculando a 1^a variação da energia potencial em relação aos parâmetros de deslocamento usando a forma (3.32), obtemos:

$$\begin{aligned}
 a) \quad & \frac{\partial \Pi}{\partial u_k} = 0 \\
 & \frac{u_k}{\ell^4} \int_0^\ell D_{11}(4\ell - 8x)^2 dx + \\
 & + \frac{\Delta\ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11}(4\ell - 8x) dx + \\
 & + \frac{\theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(4\ell - 6x) dx + \\
 & + \frac{\theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(2\ell - 6x) dx -
 \end{aligned}$$

$$-\frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 8x) N_0 dx = 0 \quad (3.33)$$

b) $\frac{\partial \Pi}{\partial \Delta \ell} = 0$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell^2} \int_0^\ell D_{11} dx + \frac{u_k}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11} (4\ell - 8x) dx +$$

$$+ \frac{\theta_i}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{\theta_j}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (2\ell - 6x) dx -$$

$$-\frac{1}{\ell} \int_0^\ell N_0 dx - N = 0 \quad (3.34)$$

c) $\frac{\partial \Pi}{\partial \theta_i} = 0$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{u_k}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 8x) (4\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{\theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x)^2 dx +$$

$$+ \frac{\theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) (2\ell - 6x) dx -$$

$$-\frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 6x) M_0 dx - M_i = 0 \quad (3.35)$$

d) $\frac{\partial \Pi}{\partial \theta_j} = 0$

$$\frac{\Delta \ell}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21}(2\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{u_k}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(2\ell - 6x) dx +$$

$$+ \frac{\theta_j}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22}(2\ell - 6x)^2 dx +$$

$$+ \frac{\theta_i}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22}(4\ell - 8x)(2\ell - 6x) dx -$$

$$- \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (2\ell - 6x) M_0 dx - M_j = 0 \quad (3.36)$$

As expressões (3.33) a (3.36) podem ser escritas em forma matricial com a seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & S_{24} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & S_{34} \\ S_{41} & S_{42} & S_{43} & S_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_k \\ \Delta \ell \\ \theta_i \\ \theta_j \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ N \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} \quad (3.37)$$

Na qual:

$$S_{11} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{11}(4\ell - 8x)^2 dx \quad (3.38)$$

$$S_{12} = -\frac{1}{\ell^3} \int_0^\ell D_{11}(4\ell - 8x) dx \quad (3.39)$$

$$S_{13} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(4\ell - 6x) dx \quad (3.40)$$

$$S_{14} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{21}(4\ell - 8x)(2\ell - 6x) dx \quad (3.41)$$

$$S_{22} = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell D_{11} dx \quad (3.42)$$

$$S_{23} = \frac{1}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (4\ell - 6x) dx \quad (3.43)$$

$$S_{24} = \frac{1}{\ell^3} \int_0^\ell D_{21} (2\ell - 6x) dx \quad (3.44)$$

$$S_{33} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) dx \quad (3.45)$$

$$S_{34} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (4\ell - 6x) (2\ell - 6x) dx \quad (3.46)$$

$$S_{44} = \frac{1}{\ell^4} \int_0^\ell D_{22} (2\ell - 6x)^2 dx \quad (3.47)$$

$$P_1 = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 8x) N_0 dx \quad (3.48)$$

$$P_2 = \frac{1}{\ell} \int_0^\ell N_0 dx \quad (3.49)$$

$$P_3 = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (4\ell - 6x) M_0 dx \quad (3.50)$$

$$P_4 = \frac{1}{\ell^2} \int_0^\ell (2\ell - 6x) M_0 dx \quad (3.51)$$

Prosseguindo de acordo com o exposto no ítem 3.1.4 passamos, agora, à eliminação do parâmetro de deslocamento u_k do sistema (3.37). Este pode ser escrito de outra forma (ver expressão (3.18)):

$$\begin{bmatrix} [S_{uu}] & [S_{u\varepsilon}] \\ [S_\varepsilon] & [S_{\varepsilon\varepsilon}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} [u_k] \\ \{DM_\varepsilon\} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} [P_u] \\ \{P_\varepsilon\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [0] \\ \{AM_\varepsilon\} \end{Bmatrix} \quad (3.52)$$

Resolvendo a primeira equação encontramos:

$$[S_{uu}] [u_k] + [S_{u\varepsilon}] \{DM_\varepsilon\} - [P_u] = [0] \quad (3.53)$$

que resolvida para $[u_k]$ se obtém:

$$[u_k] = - [S_{uu}]^{-1} [S_{u\varepsilon}] \{DM_\varepsilon\} + [S_{uu}]^{-1} [P_u] \quad (3.54)$$

Substituindo (3.54) na segunda equação de (3.52) e ordenando, obtemos:

$$\begin{aligned} & - [S_{\varepsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [S_{u\varepsilon}] \{DM_\varepsilon\} + [S_{\varepsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [P_u] + \\ & + [S_{\varepsilon \varepsilon}] \{DM_\varepsilon\} - [P_\varepsilon] = \{AM_\varepsilon\} \end{aligned} \quad (3.55)$$

ou

$$\begin{aligned} & \left([S_{\varepsilon \varepsilon}] - [S_{\varepsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [S_{u\varepsilon}] \right) \{DM_\varepsilon\} - \\ & - \left([P_\varepsilon] - [S_{\varepsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [P_u] \right) = \{AM_\varepsilon\} \end{aligned} \quad (3.56)$$

Fazendo:

$$[SM] = \left([S_{\varepsilon \varepsilon}] - [S_{\varepsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [S_{u\varepsilon}] \right) \quad (3.57)$$

e

$$\{PM\} = \left([P_\varepsilon] - [S_{\varepsilon u}] [S_{uu}]^{-1} [P_u] \right) \quad (3.58)$$

Substituindo (3.57) e (3.58) em (3.56), obtemos:

$$[SM] \{DM_\varepsilon\} - \{PM\} = \{AM_\varepsilon\} \quad (3.59)$$

Com exceção do vetor $\{PM\}$ que será estudado no ítem 3.5, o significado físico dos termos da equação (3.59) é o seguinte:

$[SM]$ - matriz de rigidez da barra que relaciona os parâmetros de deslocamento $\{DM_\epsilon\}$ com os esforços $\{AM_\epsilon\}$

$\{DM_\epsilon\}$ - vetor que contém os parâmetros de deslocamento Δl , θ_i , θ_j

$\{AM_\epsilon\}$ - vetor que contém os valores dos esforços N , M_i e M_j

A expressão (3.57) pode ser escrita segundo a forma:

$$[SM] = \begin{bmatrix} S_{22} & S_{23} & S_{24} \\ S_{32} & S_{33} & S_{34} \\ S_{42} & S_{43} & S_{44} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} S_{21} \\ S_{31} \\ S_{41} \end{bmatrix} \frac{1}{S_{11}} [S_{12} \quad S_{13} \quad S_{14}] \quad (3.60)$$

Resolvendo as operações matriciais encontramos para os termos da matriz $[SM]$:

$$[SM] = \begin{bmatrix} S_{22} - \frac{S_{12} \cdot S_{12}}{S_{11}} & S_{23} - \frac{S_{12} \cdot S_{13}}{S_{11}} & S_{24} - \frac{S_{12} \cdot S_{14}}{S_{11}} \\ S_{32} - \frac{S_{13} \cdot S_{12}}{S_{11}} & S_{33} - \frac{S_{13} \cdot S_{13}}{S_{11}} & S_{34} - \frac{S_{13} \cdot S_{14}}{S_{11}} \\ S_{42} - \frac{S_{14} \cdot S_{12}}{S_{11}} & S_{43} - \frac{S_{14} \cdot S_{13}}{S_{11}} & S_{44} - \frac{S_{14} \cdot S_{14}}{S_{11}} \end{bmatrix} \quad (3.61)$$

Por sua vez a expressão (3.58) terá a forma:

$$\{PM\} = \begin{Bmatrix} P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} S_{21} \\ S_{31} \\ S_{41} \end{Bmatrix} \frac{1}{S_{11}} P_1 \quad (3.62)$$

ou ainda:

$$\{PM\} = \begin{Bmatrix} P_2 - \frac{S_{21}}{S_{11}} P_1 \\ P_3 - \frac{S_{31}}{S_{11}} P_1 \\ P_4 - \frac{S_{41}}{S_{11}} P_1 \end{Bmatrix} \quad (3.63)$$

Conforme estudamos no ítem (3.1.2), o parâmetro u_k criado adicionalmente para a obtenção duma função de interpolação quadrática para o campo de deslocamento u , é tratado no cálculo como incógnita. Assim, ele é calculado a partir da equação (3.54) que se pode apresentar com o seguinte aspecto:

$$u_k = -\frac{1}{S_{11}} [S_{12} \quad S_{13} \quad S_{14}] \begin{Bmatrix} \Delta\ell \\ \theta_i \\ \theta_j \end{Bmatrix} + \frac{1}{S_{11}} P_1 \quad (3.64)$$

ou ainda:

$$u_k = -\frac{S_{12}}{S_{11}} \Delta\ell - \frac{S_{13}}{S_{11}} \theta_i - \frac{S_{14}}{S_{11}} \theta_j + \frac{1}{S_{11}} P_1 \quad (3.65)$$

3.3 - Dedução dos Termos da Matriz de Rígidez 6x6 da Barra no Sistema Local de Coordenadas

A matriz de rigidez 6x6 que relaciona os 6 deslo-

camentos duma barra com os correspondentes 6 esforços (ver figura 3.7) tem estado a ser obtida em duas etapas.

Tudo o que foi exposto se refere à solução do problema elementar de deformação, no qual nós chegamos a uma matriz de rigidez 3×3 que relaciona as três tensões segundo os três eixos x, y, z com as três deformações $\Delta\ell, \theta_i, \theta_j$.

Para a obtenção da matriz de rigidez da barra estabelece-se uma matriz de combinação:

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/\ell & 1 & 0 & -1/\ell & 0 \\ 0 & 1/\ell & 0 & 0 & -1/\ell & 1 \end{bmatrix} \quad (3.67)$$

que corresponde a se dar ao elemento um deslocamento de corpo rígido (ver figura 3.8).

As ações da barra, são obtidas por:

$$[AM] = [C]^T \{AM_{\epsilon}\} \quad (3.68)$$

e os deslocamentos são obtidos por:

$$[DM] = [C]^{-1} \{DM_{\epsilon}\} \quad (3.69)$$

Substituindo (3.68) e (3.69) na expressão (3.59) obtemos:

$$[SM] [C] \{DM\} - [PM] = ([C]^T)^{-1} \{AM\} \quad (3.70)$$

Pré-multiplicando (3.70) por $[C]^T$ teremos:

$$[C]^T [SM] [C] \{DM\} - [C]^T \{PM\} = \{AM\} \quad (3.71)$$

que ainda poderá ser escrito da forma:

$$[SE] \{DM\} - \{PE\} = \{AM\} \quad (3.72)$$

sendo: $[SE] = [C]^T [SM] [C]$ (3.73)

e $\{PE\} = [C]^T \{PM\}$ (3.74)

Efetuando as operações assinaladas em (3.73) vamos obter as seguintes expressões para o cálculo dos termos da matriz de rigidez $[SE]$.

$$SE_{11} = S_{11} \quad (3.74a)$$

$$SE_{12} = - \frac{SM_{12} + SM_{13}}{\lambda} \quad (3.74b)$$

$$SE_{13} = - SM_{12} \quad (3.74c)$$

$$SE_{14} = - SE_{11} \quad (3.74d)$$

$$SE_{15} = - SE_{12} \quad (3.74e)$$

$$SE_{16} = - SE_{13} \quad (3.74f)$$

$$SE_{22} = \frac{SM_{22} + 2SM_{23} + SM_{33}}{\lambda^2} \quad (3.74g)$$

$$SE_{23} = \frac{SM_{22} + SM_{23}}{\lambda} \quad (3.74h)$$

$$SE_{24} = SE_{15} \quad (3.74i)$$

$$SE_{25} = -SE_{22} \quad (3.74j)$$

$$SE_{26} = \frac{SM_{23} + SM_{33}}{\lambda} \quad (3.74k)$$

$$SE_{33} = SM_{22} \quad (3.74l)$$

$$SE_{34} = -SE_{13} \quad (3.74m)$$

$$SE_{35} = -SE_{23} \quad (3.74n)$$

$$SE_{36} = SM_{23} \quad (3.74o)$$

$$SE_{44} = SE_{11} \quad (3.74p)$$

$$SE_{45} = SE_{12} \quad (3.74q)$$

$$SE_{46} = -SE_{16} \quad (3.74r)$$

$$SE_{55} = SE_{22} \quad (3.74s)$$

$$SE_{56} = -SE_{26} \quad (3.74t)$$

$$SE_{66} = SM_{33} \quad (3.74u)$$

Do mesmo modo, partindo de (3.74), obtemos as seguintes expressões para o termos de {PE}:

$$PE_1 = -PM_1 \quad (3.75a)$$

$$PE_2 = \frac{PM_2 + PM_3}{l} \quad (3.75b)$$

$$PE_3 = PM_2 \quad (3.75c)$$

$$PE_4 = PM_1 \quad (3.75d)$$

$$PE_5 = -PE_2 \quad (3.75e)$$

$$PE_6 = PM_3 \quad (3.75f)$$

3.4 - Matriz de Rígidez Global da Estrutura e Solução do Sistema

O estudo apresentado nos ítems anteriores aplica-se a todos os elementos em que a estrutura for discretizada.

Obtidas as matrizes de rigidez das barras no sistema local de coordenadas, elas devem ser transformadas por rotação para o sistema global da estrutura donde se partirá para a sua adição obtendo-se a matriz de rigidez global da estrutura. Estas observações são válidas também para o vetor de carregamento {AM}, bem como para o vetor {PE}, devido à introdução das deformações iniciais.

A solução do sistema é feita pelo método direto de eliminação de Gauss [8].

Por se tratar de um assunto amplamente conhecido e presente em extensa bibliografia, nada foi introduzido de novo

nesta parte de cálculo. Por esse motivo não nos deteremos mais no desenvolvimento deste ítem.

3.5 - Algumas Considerações e Significado Físico dos Vetores P - Induzidos pela Introdução da Protensão sob a Forma de Deformações Iniciais

Este ítem refere-se exclusivamente à protensão e, por isso, ele é bastante importante no desenvolvimento teórico.

Em primeiro lugar, é interessante reparar, pelas expressões (3.48) até (3.51), que os termos do vetor $\{P\}$ são independentes da distribuição dos módulos de elasticidade na seção e ao longo do elemento. Esta característica está patente nos termos do vetor $\{PM\}$, que derivam diretamente por algumas operações algébricas dos termos do vetor $\{P\}$. O significado físico de cada um dos termos do vetor $\{PM\}$ na 1^a iteração é o seguinte:

PM_1 - força normal do elemento devida à protensão - N_0 .

PM_2 - momento na extremidade esquerda devido à excentricidade do cabo em relação à posição do eixo da barra nesta seção.

PM_3 - idem, na extremidade direita.

O vetor $\{PM\}$ tem, portanto, a forma:

$$\{PM\} = \begin{Bmatrix} N_0 \\ M_{0i} \\ M_{0j} \end{Bmatrix} \quad (3.76)$$

Por outro lado, o vetor de carregamento $\{AM\}$ tem a forma:

$$\{AM_\epsilon\} = \begin{Bmatrix} N \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} \quad (3.77)$$

Comparando os vetores (3.76) e (3.77) concluimos que $\{PM\}$ tem a forma de um vetor carregamento.

Se procedermos à decomposição do sistema da equação (3.59) da seguinte forma:

$$[SM] \{DM_\epsilon^1\} = \{AM_\epsilon\} \quad (3.78)$$

$$[SM] \{DM_\epsilon^2\} = \{PM\} \quad (3.79)$$

onde: $\{DM_\epsilon\} = \{DM_\epsilon^1\} + \{DM_\epsilon^2\}$ (3.80)

os significados dos vetores $\{DM\}$ serão os seguintes:

$\{DM_\epsilon^1\}$ - vetor que contém os parâmetros de deslocamentos Δl , θ_i e θ_j para as ações $\{AM_\epsilon\}$

$\{DM_\epsilon^2\}$ - idem, para as ações $\{PM\}$

Tudo o que foi exposto é válido para uma comparação entre os termos dos vetores $\{PE\}$ e $\{AM\}$. Também o vetor $\{PE\}$ tem a forma de um vetor de carregamento. Porém, neste caso, fazem-se necessárias algumas considerações complementares.

Como o vetor $\{AM\}$, o vetor $\{PE\}$ é constituído pelos valores dos esforços de engastamento perfeito do elemento b_i engastado devido a ações que, neste caso, são o efeito das armaduras protendidas.

No caso do vetor $\{AM\}$, os seus elementos podem ser calculados de uma só vez no início do programa e ele será o mesmo para todas as iterações do novo cálculo. No caso particular do programa que elaboramos, este vetor não é calculado por se aceitarem somente cargas concentradas nos nós da estrutura. Por isso se parte logo para a montagem do vetor de cargas equivalentes da estrutura.

No entanto o vetor $\{PE\}$ tem que ser calculado em cada iteração por haver uma variação na força existente nas armaduras de protensão. Em cada nova iteração o valor da deformação nas armaduras é corrigido a partir dos valores das deformações internas obtidas do cálculo da iteração anterior.

Quando se procede à primeira iteração, o vetor $\{PE\}$ é calculado a partir dos valores de deformação que correspondem ao pré-alongamento existente no cabo e que é considerado constante ao longo dos elementos. E por se considerar o pré-alongamento constante é que os valores dos esforços no vetor $\{PE\}$ cor-

respondem aos esforços normais, cortantes e momentos provenientes da posição do cabo em relação ao eixo do elemento.

Nas iterações seguintes, a deformação existente nas armaduras de protensão já é variável ao longo do elemento, obtendo-se valores dos esforços de engastamento perfeito no elemento biengastado diferentes, influenciados pela variação de inércia ao longo do elemento.

Obtidos os vetores $\{PE\}$ para os n elementos em que se subdivide a estrutura, podemos, agora, montar um vetor de cargas equivalentes que designaremos por $\{P_K\}$.

O sistema global de solução da estrutura tem, agora, a forma:

$$[K]\{D\} - \{P_K\} = \{A\} \quad (3.81)$$

Sendo $\{P_K\}$ e $\{A\}$ vetores com as mesmas características e significado físico idêntico, eles podem ser adicionados para se obter o sistema global da estrutura sob a forma:

$$[-K]\{D\} = \{AE\} \quad (3.82)$$

em que: $\{AE\} = \{A\} + \{P_K\} \quad (3.83)$

Um outro processo que teríamos para resolver o sistema de equações (3.81), dada a semelhança entre os vetores $\{P_K\}$ e $\{A\}$, seria o de desdobrar o vetor de deslocamentos em dois:

$$[K](\{D_1\} + \{D_2\}) - \{P_K\} = \{A\} \quad (3.84)$$

resolvendo-se os 2 sistemas:

$$[K]\{D_1\} = \{A\} \quad (3.85)$$

$$[K]\{D_2\} = \{P_K\} \quad (3.86)$$

Estas 2 equações são idênticas por serem do mesmo tipo os vetores independentes. Esta forma de solução foi a adaptada no programa por trazer as vantagens que a seguir indicamos.

Resolvendo a equação (3.86) obtemos:

$$\{D_2\} = [K]^{-1}\{P_K\} \quad (3.87)$$

Fazendo a rotação para o sistema local de coordenadas do vetor $\{D_2\}$ obtemos para cada elemento os esforços nas suas extremidades, dados por:

$$\{PA^i\} = [SE]\{D_2^i\}$$

Vejamos agora qual o significado físico do vetor $\{PA^i\}$.

Se a estrutura é isostática, os esforços obtidos na extremidade do elemento i são coincidentes com os esforços do vetor $\{PE\}$ para esse elemento. Não existem, portanto, ações externas devidas à protensão.

Se a estrutura é hiperstática o vetor de desloca-

mento $\{D_2^i\}$ é constituído pelos vetores resultantes da posição do cabo em relação ao eixo do elemento, mais os deslocamentos relativos à existência de reações de apoio proveniente das ligações externas superabundantes. Então, o vetor $\{P_A^i\}$ terá a forma:

$$\{P_A^i\} = \{P_Z^i\} + \{P_E^i\} \quad (3.88)$$

Assim, por definição, o vetor $\{P_Z^i\}$ é constituído por valores de esforços devido a solicitações externas que são as reações autoequilibradas de apoio devido à hiperstaticidade da estrutura, e o vetor $\{P_E^i\}$ é constituído pelos esforços internos devidos à existência das armaduras de protensão.

Como os vetores $\{P_E^i\}$ já estão calculados, facilmente se obtém o vetor.

$$\{P_Z^i\} = \{P_A^i\} - \{P_E^i\}$$

que se pode adicionar ao vetor $\{A^i\}$ para se obter os esforços totais nas extremidades dos elementos devidos às solicitações externas.

Numa estrutura em concreto protendido, a existência dos esforços $\{P_Z^i\}$ é que é responsável pela redistribuição de esforços na estrutura, cujo estudo preciso nos pode conduzir a projetar seções mais econômicas.

3.6 - Cálculos das Integrais para Obtenção dos Coeficientes de Rígidez D_{11} , D_{21} , D_{22} para uma Seção Qualquer com uma Distribuição Arbitrária dos Módulos de Elasticidade

A dedução das expressões que nos permitem fazer o cálculo das integrais:

$$D_{11} = \int_A E dA \quad (3.89)$$

$$D_{21} = \int_A Ey dA \quad (3.90)$$

$$D_{22} = \int_A Ey^2 dA \quad (3.91)$$

será feita com o auxílio da figura 3.6 na qual se mostra também o significado das letras utilizadas nas expressões.

A seção de concreto é subdividida em n faixas, conhecendo-se para o concreto, portanto, $n + 1$ valores de deformações e, consequentemente, $n + 1$ valores de módulos de elasticidade secantes. Temos, assim, definida a sua distribuição na seção.

Para se conseguir fazer as integrações e, por generalizarmos para uma seção qualquer, adotaremos as duas seguintes hipóteses simplificadoras:

- a) As curvas \widehat{AB} e $\widehat{A'B'}$ para uma faixa qualquer i coincidem com as suas cordas.

- b) Numa faixa qualquer i supõe-se linear a variação do módulo de elasticidade secante com os valores limites E_i e E_{i+1} .

3.6.1 - Cálculo de D_{11}

3.6.1.1- Estudo para o Concreto

Para uma faixa qualquer i a expressão (3.89) pode ser escrita:

$$D_{11,c}^i = \int_0^{d_i} b(\rho) E_c(\rho) d\rho \quad (3.92)$$

fazendo:

$$b(\rho) = b^i + \frac{b^{i+1} - b^i}{d_i} \rho \quad (3.93)$$

$$E_c(\rho) = E_c^i + \frac{E_c^{i+1} - E_c^i}{d_i} \rho \quad (3.94)$$

e substituindo (3.93) e (3.94) em (3.92) obtemos, depois de ordenado:

$$\begin{aligned} D_{11,c}^i &= \frac{d_i^2}{6} \left[b^i (E_c^{i+1} + 2E_c^i) + \right. \\ &\quad \left. + b^{i+1} (E_c^i + 2E_c^{i+1}) \right] \end{aligned} \quad (3.95)$$

Para a seção total teremos:

$$D_{11,c} = \sum_{i=1}^n D_{11,c}^i \quad (3.96)$$

3.6.1.2- Estudo para o Aço Comum

Para o nível j de armadura $D_{11,s}^j$ terá o valor:

$$D_{11,s}^j = E_s^j A_s^j \quad (3.97)$$

Como existirão n_s níveis de armadura teremos:

$$D_{11,s} = \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j \quad (3.98)$$

3.6.1.3-O Valor Final será dado por:

$$D_{11} = D_{11,c} + D_{11,s} \quad (3.99)$$

que tem a forma:

$$D_{11} = \sum_{i=1}^n \frac{d^i}{6} \left[b^i (2E_c^i + E_c^{i+1}) + b^{i+1} (E_c^i + 2E_c^{i+1}) \right] + \\ + \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j \quad (3.100)$$

3.6.2 - Cálculo de D_{21} 3.6.2.1- Estudo para o Concreto

Passando para a observação da expressão (3.90) ela poderá tomar a forma:

$$D_{21,c}^i = \int_0^{d^i} b(\rho) E_c(\rho) (\psi^i + \rho) d\rho \quad (3.101)$$

Substituindo e ordenando em (3.101) as expressões (3.93) e (3.94) obtemos:

$$D_{21,c}^i = \frac{d^i}{6} \left\{ \frac{d^i}{2} \left[b^i (E_c^{i+1} + E_c^i) + b^{i+1} (3E_c^{i+1} + E_c^i) \right] + \psi^i \left[b^i (E_c^{i+1} + 2E_c^i) + b^{i+1} (2E_c^{i+1} + E_c^i) \right] \right\} \quad (3.102)$$

Para a seção total teríamos então:

$$D_{21,c} = \sum_{i=1}^n D_{21,c}^i \quad (3.103)$$

3.6.2.2-Estudo para o Aço Comum

Partindo também da expressão (3.90) obtemos para o nível j da armadura:

$$D_{21,s}^j = D_s^j A_s^j e^j \quad (3.104)$$

Para os n_s níveis teremos:

$$D_{21,s} = \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j e^j \quad (3.105)$$

3.6.2.3-O Valor de D_{21} será dado por:

$$D_{21} = D_{21,C} + D_{21,S} \quad (3.106)$$

ou ainda:

$$\begin{aligned} D_{21} = & \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{d^i}{6} \left\{ \frac{d^i}{2} \left[b^i (E_C^{i+1} + E_C^i) + \right. \right. \right. \\ & \left. \left. \left. + b^{i+1} (3E_C^{i+1} + E_C^i) \right] + \psi^i \left[b^i (E_C^{i+1} + 2E_C^i) + \right. \right. \right. \\ & \left. \left. \left. + b^{i+1} (2E_C^{i+1} + E_C^i) \right] \right\} + \\ & \left. + \sum_{j=1}^{n_s} E_s^j A_s^j e^j \right\} \quad (3.107) \end{aligned}$$

3.6.3 - Cálculo de D₂₂

3.6.3.1- Estudo para o Concreto

Partindo agora da expressão (3.91) e por um raciocínio análogo ao anterior, obtemos:

$$D_{22,C}^i = \int_0^{di} b(\rho) E_C(\rho) (\psi^i + \rho)^2 d\rho \quad (3.108)$$

Procedendo às substituições, encontramos:

$$\begin{aligned} D_{22,C}^i = & \frac{d^i}{6} \left\{ (\psi^i)^2 \left[b^i (2E_C^{i+1} + E_C^{i+1}) + \right. \right. \\ & \left. \left. + b^{i+1} (E_C^i + 2E_C^{i+1}) \right] + \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & + \psi^i d^i \left[b^i (E_c^i + E_c^{i+1}) + \right. \\
 & \left. + b^{i+1} (E_c^i + 3E_c^{i+1}) \right] + \\
 & + \frac{d^i}{10} \left[b^i (2E_c^i + 3E_c^{i+1}) + \right. \\
 & \left. + 3b^{i+1} (E_c^i + 4E_c^{i+1}) \right] \quad \} \quad (3.109)
 \end{aligned}$$

Para seção total teremos:

$$D_{22,c} = \sum_{i=1}^n D_{22,c}^i \quad (3.110)$$

3.6.3.2-Estudo para o Aço

Nível j:

$$D_{22,c}^j = E_s^j A_s^j (e^j)^2 \quad (3.111)$$

Para toda a armadura: (n_s níveis)

$$D_{22,s} = \sum_{j=1}^{n_s} D_{22,s}^j \quad (3.112)$$

3.6.3.3-O Valor Final para D_{22} será dado por:

$$D_{22} = D_{22,c} + D_{22,s} \quad (3.113)$$

cuja forma pode ser obtida por substituição pelas expressões (3.112) e (3.110).

3.6.4 - Aço de Protensão

É interessante reparar que a armadura de protensão não foi considerada no cálculo dos coeficientes de rigidez. Efetivamente, de acordo com a exposição teórica feita atrás, a protensão está sendo considerada já como um esforço resistente interno. A existência desses esforços resistentes suplementares já vai introduzir uma modificação na distribuição dos módulos de elasticidade no concreto em todas as seções, contribuindo, assim, indiretamente para a correção dos coeficientes.

Prosseguindo um pouco mais podemos concluir facilmente que a armadura de aço comum poderia ser tratada de modo análogo. Tudo se passa como se essa armadura fosse uma armadura de protensão com um pré-alongamento nulo. Para uma análise deste tipo, teríamos uma exposição teórica idêntica à mostrada atrás com a diferença de que teria de ser criado novos vetores tipo P, relativos à armadura de aço comum.

Transformando o programa deste modo, nós teríamos imediatamente como resultados os valores das ações resistentes internas no aço comum e as ações resistentes internas no aço de protensão que, somadas e subtraídas das ações devidas às solicitações exteriores nos dariam as ações resistentes internas no concreto. É importante notar, agora, que no cálculo dos valores D_{11} , D_{21} e D_{22} levaríamos em consideração apenas o concreto.

3.7 - Cálculo das Integrais ao Longo dos Elementos

Estas integrais são calculadas pela regra de Simp

som. Para isso o programa faz uma divisão internamente de cada elemento em 10 partes iguais procedendo, em seguida, ao respectivo cálculo.

Uma particularidade do cálculo neste ítem consiste na consideração da variação de inércia e de níveis de armadura, de uma forma contínua ao longo de cada elemento, sendo conhecidos os seus valores para cada uma das extremidades.

Para cada uma das seções em que o programa divide o elemento, as características geométricas e as armaduras são obtidas por uma dupla afinidade a partir das características de cada uma das seções em cada extremidade.

Feito esse cálculo, ficamos em poder de todos os dados para se proceder ao cálculo das integrações. Os valores de D_{11} , D_{21} e D_{22} são calculados para cada uma dessas seções.

3.8 - O Estado Limite Último

Depois de termos exposto toda base teórica e matemática em que se fundamenta o nosso estudo, falta definir exatamente o estudo que estamos efetuando.

O tipo de estudo que efetuamos está implícito em tudo o que foi exposto desde o capítulo I.

Vejamos, em primeiro lugar, os materiais.

As curvas de tensão deformação estão definidas pa-

ra o concreto, em relação ao valor máximo da tensão dado por:

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

e para o aço em relação ao valor máximo das tensões dado por:

$$f_y = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} \quad (3.114)$$

Essas curvas seriam, então, as utilizadas para uma verificação no estado limite último, uma vez que estão afetadas dos respectivos coeficientes de segurança.

Em qualquer passo dos cálculos, é sempre feita uma verificação das deformações atingidas em todos os pontos dos materiais em que a estrutura é discretizada. Calculadas essas deformações passa-se, então, a um teste onde se verifica se houve alguma que ultrapassou os valores máximos admitidos nesses diagramas. No caso afirmativo, a respectiva seção é detectada e o cálculo é interrompido, com a mensagem de que nessa seção alguns dos materiais entram em escoamento. Estamos, então, perante um caso em que foi atingida ou ultrapassada a capacidade de carga da estrutura.

Prosseguindo na exposição dos vários ítems do capítulo III, repara-se que houve uma preocupação em se separar as ações devido às solicitações externas das ações resistentes internas, estabelecendo-se a devida condição de equilíbrio.

Se algum material de uma determinada seção sofreu

uma deformação superior à que se define de rutura, a condição de equilíbrio não pode mais ser estabelecida, por deficiência nas ações resistentes internas. Encontramo-nos, portanto, no estado limite último.

É interessante fazer-se uma relação entre o processo de cálculo usado na prática e o estudo que pretendemos efetuar com este programa. Normalmente, para uma seção considerada crítica de uma determinada estrutura é feito um cálculo da sua capacidade resistente utilizando os diagramas de cálculo dos materiais. Em seguida se efetua uma comparação com as ações devido ao carregamento externo, devendo estes ser inferiores ou, quando muito iguais, aos valores calculados. Por ações, devido ao carregamento externo, subentendemos tratar-se das ações de cálculo.

Para a descrição do procedimento usado no nosso estudo suponhamos que nós procedemos à análise de um determinado carregamento, no qual se inclui o peso próprio da estrutura, cargas permanentes e acidentais, afetadas dos seus coeficientes de segurança. Se no final da análise não houver esgotamento da capacidade resistente de nenhum dos materiais em nenhuma seção, podemos dizer que a estrutura está bem dimensionada. Tudo o que se fez foi proceder ao cálculo dos esforços e sua redistribuição na estrutura considerando o seu comportamento não linear físico e encontrar em seguida uma capacidade resistente interna de igual valor, estabelecendo a condição de equilíbrio.

Este tipo de estudo foi designado por análise de caso de carregamento.

O programa foi elaborado de modo a que as cargas, ou apenas algumas, possam ser internamente incrementadas, até se encontrar a situação de rutura a menos de um erro previamente determinado. Este tipo de análise foi designado por pesquisa de capacidade de carga.

Por tudo o que foi exposto podemos concluir sobre as grandes vantagens que um estudo do tipo a que nos propusemos pode trazer na análise de estruturas que possuem seções trabalhando próximo do estado limite último. Nestes casos, só uma análise que considere o comportamento não-linear físico nos pode fornecer indicações rigorosas sobre a redistribuição dos esforços devido às variações de rigidez das seções que se podem apresentar ao longo da estrutura.

Sob o ponto de vista econômico, uma análise que considere o comportamento não-linear físico dessa estrutura tem também aspectos vantajosos por nos permitir projetar as seções dentro dos limites mínimos de segurança estabelecidos pelas normas. Qualquer aumento do limite de segurança adotado se reflete imediatamente no preço da estrutura em causa.

3.9 - Liberação de Deslocamentos

No programa desenvolvido existe a possibilidade de se introduzirem liberações de algumas direções de deslocamentos. O modo de se introduzirem essas liberações vai devidamente exemplificado no manual de utilização no capítulo IV.

A descrição teórica do processo de cálculo existe largamente na bibliografia publicada e, por esse motivo, não nos deteremos mais neste ítem [6].

Se acontecer serem introduzidas liberações que tornem a estrutura hipostática, está previsto um teste na subrotina que resolve o sistema detectando o aparecimento de elementos nulos na diagonal principal. Nesse caso, o programa é interrompido com a mensagem de se ter atingido a capacidade resistente da estrutura sem detectar o esgotamento de qualquer seção.

CAPÍTULO IV - MANUAL DE UTILIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA

IV - MANUAL DE UTILIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROGRAMA
MA

A organização dos dados de entrada foi tornada o mais simples possível, recorrendo à versatilidade do compilador do computador Burroughs 6700, no qual foi desenvolvido o programa.

Todos os dados de entrada são fornecidos em formato livre. Assim, um conjunto de valores a serem escritos no mesmo cartão deverão ser separados por vírgulas.

Usaram-se, também, alguns códigos que nos permitem tirar partido da simetria ou uniformidade das seções e armaduras, evitando a introdução de dados repetidos.

Todo o programa foi desenvolvido para trabalhar com as unidades tonelada e metro.

4.1 - Dados Gerais da Estrutura

- a) NEST (números de estruturas em estudo).
Max (NEST) = qualquer. O seu valor é limitado pelo tempo necessário de utilização do computador.
- b) SECOES (palavra escrita a partir da 1^a coluna).
- c) NV, NSUB (número de vãos e número de subdivisões).

visão por seção)

Max (NV) = 10

Max (NSUB) = 30

d) AL(I), I = 1, NV (comprimento dos vãos em um só cartão). [n]

e) NDX(I), I = 1, NV (número de elemento em que subdivide cada vão - no mesmo cartão).

$$\sum_{i=1}^{NV} NDX(i) \leq 150$$

f) NNL, NR, MLIB (número de nós com ligação externa, número total de restrições, número de membros com liberação).

4.2 - Características Geométricas

a) A, B (código)

A = 0 - estrutura uniforme

A = 1 - estrutura não uniforme

B = 0 - estrutura não simétrica

B = 1 - estrutura simétrica

Nesta altura deverá ser calculado o número de seções para as quais será necessário fornecer dados sobre as características geométricas:

0,1 - NSEC = 1

1,1 - se NDX é par NSEC = NDX/2 + 1

se NDX é ímpar NSEC = (NDX - 1)/2
1,0 - NSEC = NDX

Nota: as características da última seção de cada vão, seção de número NDX + 1, serão dadas ou no vão seguinte como seção de número 1 ou isoladamente se se tratar do último vão.

- b) H(I), NRS (altura total da seção, número de grupos de subdivisões com as mesmas características geométricas) [M]
- c) HS(I,J), B(I,J), NRF (altura da subdivisão j, largura da subdivisão j, número de subdivisões consecutivas com as mesmas características) [M]

Repetir o cartão c) um número NRS de vezes.

Voltar para o cartão a) para cada um dos vãos seguintes.

Voltar para o cartão b) na última seção.

4.3 - Armaduras

- a) A.B (código idêntico ao do ítem 4.2a)

Nota: calcular o número de seções para as quais serão dados os valores relativos às armaduras

ras.

- b) NIVA(I,J), NIVP(I,J),.... (NSEC pares de valores)

NIVA - número de níveis de armadura comum.

NIVP - número de níveis de armadura de protensão.

Max(NIVA) = 10

Max(NIVP) = 10

- c) W(I,J,K), DISTS(I,J,K),.... (NIVA pares de valores)

W - seção de aço comum no nível K [M²]

DISTS - distância ao limite superior da seção do nível K. [M]

Nota: Este cartão é dispensado se NIVA = 0.

- d) WP(I,S,K), DISTP(I,J,K), EPE(I,J,K),.... (NIVP grupos de valores)

WP - seção de armadura de protensão do nível K. [M²]

DISTP - idem como DISTS para a armadura de protensão do nível K. [M]

EPE - pré-elongamento da armadura do nível K.

Nota: Este cartão é dispensado se NIVP = 0.

Voltar para o cartão c) um número NSEC de vezes.

Voltar para o cartão a) um número NV de vezes.

Voltar para o cartão b) para fornecer os dados da
última seção.

4.4 - Membros com Liberações

Nota: Os cartões deste ítem só serão perfurados
se MLIB ≠ 0.

a) I, (LIB(I,J), J = 1,6) (número do elemento,
código)

LIB = 0 - direção liberada

LIB = 1 - direção não liberada

4.5 - Ligaçāo de Apoio

a) I, (IA(I,J), J = 1,3) (número do nó, código)

IA = 0 - direção vinculada

IA = 1 - direção não vinculada

4.6 - Propriedades dos Materiais

a) MATERIAIS (palavra a ser escrita a partir
da 1^a coluna)

b) FCK, GAMC, EB2 (resistência característica
do concreto [MPa], coeficiente
segurança para o concreto,

deformação máxima permitida).

- c) IAC0, FYK, GAMY, E (código, resistência característica do aço [MPa], coeficiente de segurança, módulo de elasticidade [GPa])

IAC0 = 0 - aço tipo A

IAC0 = 1 - aço tipo B

Nota: este cartão é dispensado se não existir nenhuma armadura de aço comum.

- d) FPK, GAMP, EP (resistência característica, coeficiente de segurança [MPa], módulo de elasticidade [GPa])

Nota: este cargão é dispensado se se estiver estudando uma estrutura em concreto armado.

4.7 - Tipo de Estudo e Erros Admissíveis

- a) ERR (erro admissível no processo de iteração)

- b) ITCAR (código)

ITCAR = 0 - pesquisa de capacidade de carga.

ITCAR = 1 - análise de caso de carregamento.

Se ITCAR = 0

- c) TERR (erro admissível no cálculo das tentativas para a pesquisa da carga)

Se ITCAR = 1

- d) NCC (número de casos de carregamento)

Max(NCC) = qualquer

4.8 - Dados Relativos ao Carregamento

- a) NNC (número de nós carregados)

Se ITCAR = 0

- b) I, (P(I,J), J = 1,3), (LFIX(I,J), J = 1,3)

I - número do nó

P - valor do carregamento [KN]

J - direção segundo o sistema de eixos (ver figura 4.2)

LFIX - código = 0 direção de carga fixa

= 1 direção de carga móvel

Se ITCAR = 1

- c) I, (P(I,J), J = 1,3)

Repetir b) ou c) um número NNC de vezes.

Repetir desde a) um número NCC de vezes.

Para se proceder a um novo estudo no caso de ser
NEST > 1, deverá voltar-se para o cartão b de 4.1.

Existem algumas simplificações que poderão ser feitas nos dados para um novo estudo dentro do mesmo processamento, que descrevemos a seguir.

Se a nova estrutura tiver as mesmas características geométricas e ser diferente apenas na armadura, o cartão b) de 4.1 deverá ser substituído por:

ARMADURAS - (escrito a partir da 1^a coluna).

Em seguida os dados serão a partir do cartão a) de 4.3.

Se na nova estrutura a ser estudada os materiais forem os mesmos que os da estrutura anterior, o cartão a) de 4.6 deverá ser mudado para:

SEM ALTERAÇÃO - (escrito a partir da 1^a coluna).

Em seguida os dados serão a partir do cartão a) de 4.7.

O programa aceita carregamentos nulos. Para isso basta introduzir:

ITCAR = 1

NNC = 1

I, ($P(I,J)$, $J = 1,3$) \equiv qualquer, 0., 0., 0.

Este recurso é bastante importante para se poder proceder ao estudo da redistribuição dos esforços somente devidos à protensão.

4.9 - Descrição das Subrotinas utilizadas no Programa

4.9.1 - SUBROUTINE CONV

Esta subrotina faz uma conversão entre os índices da notação tridimensional usada para os dados sobre seção e localização das armaduras para os índices da notação bidimensional que esses valores terão no cálculo da rigidez dos elementos.

4.9.2 - SUBROUTINE G1G2G

Esta subrotina faz o cálculo dos fatores de rigidez D_{11} , D_{21} e D_{22} para a seção cujas características constituem os dados de entrada.

Nesta subrotina são calculados, também, os valores de N_0 e M_0 devidos à protensão em relação ao eixo considerado como representativo da seção.

4.9.3 - SUBROUTINE EMOSP

Esta subrotina é chamada pela subrotina G1G2G. Ela fornece os valores do módulo de elasticidade secantes para os materiais, contribuindo, assim, para o cálculo dos valores de D_{11} ,

D_{21} e D_{22} .

Nesta subrotina é, também, testado todos os valores das deformações dos materiais fornecidos como parâmetros de entrada, em relação aos valores de deformação máximos permitidos. Se estes valores forem ultrapassados, serão assumidos determinados valores para as variáveis que permitem proceder-se ao teste de rutura no programa principal.

4.9.4 - SUBROUTINE MELST

Esta subrotina procede ao cálculo das integrações ao longo dos elementos pela regra de Simpson.

Como resultados obtemos os valores dos coeficientes $[SM]$.

São calculados, também, por integração numérica os valores dos coeficientes do vetor $\{PM\}$.

4.9.5 - SUBROUTINE MLOC

Esta subrotina faz o cálculo dos coeficientes da matriz de rigidez 6×6 $[SE]$ resolvendo as equações (3.74a) a (3.74t). São calculados, também, os coeficientes do vetor $[-PE]$ resolvendo as equações (3.75a) a (3.75f).

4.9.6 - SUBROUTINE SGAU

Esta subrotina resolve o sistema de equação (3.81)

sob a forma:

$$[K]\{D\} = \{A\} + \{P_K\} \quad (4.1)$$

ou ainda:

$$[K](\{D_1\} + \{D_2\}) = \{A\} + \{P_K\} \quad (4.2)$$

São aceitos 2 vetores de termos independentes obtendo-se como resposta os 2 vetores de deslocamentos correspondentes.

O método usado na solução do sistema é o de eliminação de Gauss.

4.10 - Exemplo de Aplicação

Para um melhor esclarecimento sobre a utilização do programa, deve-se acompanhar a codificação dos dados de entrada para o problema resolvido no Capítulo V.

CAPÍTULO V - EXEMPLO

V - EXEMPLO

Para completar este trabalho vamos proceder à análise de uma estrutura já dimensionada, submetida a carregamento de cargas concentradas, no qual se supõe estarem já incluídas todas as cargas permanentes e acidentais.

5.1 - Características da Estrutura em Análise

A estrutura tem as características geométricas apresentadas na figura 5.1.

Como armaduras utilizou-se um cabo de protensão com as seguintes características:

$$A_p = 24 \text{ cm}^2$$

Aço Duro CP175RB com $E_p = 195 \text{ GPa}$

Pré-elongamento constante ao longo do cabo

$$\epsilon_p = 0.0045$$

Traçado de acordo com a tabela:

N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
y	0.38	0.37	0.34	0.30	0.51	0.74	0.90	0.98	1.00	0.94	0.82	0.62

N	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
y	0.35	0.10	0.35	0.61	0.81	0.94	1.00	0.99	0.92	0.78	0.57	0.38

Nas armaduras comuns foi utilizado aço CA-50B com

a disposição da figura 5.2.

O carregamento é constituído por cargas concentradas de 120 RN em cada um dos 24 nós em que está subdividida a estrutura para efeito de análise.

Para o concreto utiliza-se a resistência característica de:

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

O estudo a ser realizado é uma análise de caso de carregamento admitindo-se um erro de 1% no processo de iteração.

5.1.1 - Codificação

a) Dados gerais da estrutura:

1

SEÇÕES

3,15

4.5,20.,15.

3,10,10

3,4,0

b) Características geométricas: (Exemplo dos dados para o balanço)

0,1

1.1,3

.05,2.5,3

.085,0.3,10

.05,1.0,2

c) Armaduras

Como o número de cartões é um pouco extenso para a codificação das armaduras, vamos transcrever, como exemplo, os dados das armaduras para o balanço.

1,0

1.1,1.1,1.1

.0015,.05

.0024,.38,.005

.0015,.05

.0024,.37,.005

.0015,.05

.0024,.34,.005

d) Membros com liberação

Não existem.

e) Ligaçāo de apoio

4,0,0,1

14,1,0,1

24,1,0,1

f) Propriedades dos materiais

Materiais

24.,1.5.,0035

1,500.,1.15,210.

175.,1.15,195.

g) Tipo de estudo e erros admissíveis

1.

1

1

24

1,0.,120.,0.

2,0.,120.,0.

3,0.,120.,0.

.....

24,0.,120.,0.

5.1.2 - "Output"

36700 FORTRAN COMPILE TIME MARK 3.0.180 WEDNESDAY, 03/26/80 08:43 AM

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA

CBPPC

TESE DE MESTRADO
ENGENHARIA CIVIL -- ESTRUTURAS

ANALISE MACRO-LINEAR DE VIGAS CONTINUAS EM CONCRETO ARMADO OU PROTENDIDO COM CASAS ADEQUADAS

CARLOS ALBERTO DE SA LEAL

NUMERO DE ESTRUTURAS EM ESTUDO

ESTRUTURA NÚMERO 1

DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

NUMERO DE VAGS	3
NUMERO DE NOS NO CONCRETO	24
NUMERO DE ELEMENTOS DE CONCRETO	23
NUMERO DE NOS COM LIGACOES	3
NUMERO DE RESTRICOES	4
NUMERO DE ELEMENTOS COM LIBERACOES	0
GRAU DE INDETERMINACAO CINEMATICA	53

COMPRIMENTOS DOS VAGS

I	L(I)
1	4.50
2	22.00
3	15.00

CARACTERÍSTICAS DAS SECÇÕES NOS NOVOS DADOS DARRAS DE CONCRETO

COORDENADAS DOS NOS

ANARCHISTS

NO	NS	AS	DS	NP	AP	DP	P.ELEM%
1	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.380	.450E-02
2	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.370	.450E-02
3	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.340	.450E-02
4	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.300	.450E-02
5	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.510	.450E-02
6	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.740	.450E-02
6	2	.150E-02	1.050	2	0.	0.000	0.
7	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.200	.450E-02
8	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.950	.450E-02
9	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	1.000	.450E-02
10	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.940	.450E-02
11	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.880	.450E-02
12	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.020	.450E-02
12	2	.150E-02	1.050	2	0.	0.000	0.
13	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.350	.450E-02
14	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.100	.450E-02
15	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.350	.450E-02
16	1	.150E-02	0.050	1	.240E-02	0.610	.450E-02
16	2	.150E-02	1.050	2	0.	0.000	0.
17	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.610	.450E-02
18	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.940	.450E-02
19	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	1.000	.450E-02
20	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.930	.450E-02
21	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.920	.450E-02
22	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.780	.450E-02
23	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.370	.450E-02
24	1	.150E-02	1.050	1	.240E-02	0.380	.450E-02

INCIDENCIAS

ELEMENTS DE CONCRETE

CLCN NO J NO K

COSSEÑOS DIRETORES ELEMENTOS DE CONCRETO

RESTRIÇÕES NOS NGS

- 1- DIREÇÃO LIVRE
3- DIREÇÃO RESTRIGIDA

I IL(I,1) IL(I,2) IL(I,3)

4	0	0	1
2	1	0	0
1	0	1	0

MATERIAIS

DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

CONCRETO

FCK (T/M2)	G0	FCD (T/M2)	E1 (P. MIL)	E2
2400.0	1.50	1600.00	2.20	3.50

ACO

FYK (T/M2)	GY	EY (T/M2)
50000.0	1.15	.210E+03

ACO DURO

.7*FYD	.9*FYG	FYD	FYD(LIM)	(T/M2)
30434.78	39133.43	43478.26	47531.21	

E1	E2	E3	E4	(P. MIL)
1.449	2.127	4.070	10.000	

FPA (T/M2)	GP (T/M2)	EP (T/M2)		
175000.0	1.15	1950+10		
7*FPO	9*FPO	FPO	FPO(LIM)	(T/M2)
106521.74	136956.52	152173.91	175000.00	
E1	E2	E3	E4	(P. MIL)
5.463	7.237	9.394	40.000	

TIPO DE ESTUDO REALIZADO

ANALISE DE CASOS DE CARREGAMENTO

ERRO ADMISSIVEL NO CALCULO POR ITERACOES 0.01000
NO. DE CASOS DE CARREGAMENTO 1

ESTUDO DO CARREGAMENTO N.º 1

NUMERO DE NOS CARREGADOS 24

CARGAS NOS NOS

NO	AÇÃO X	AÇÃO Y	AÇÃO Z
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000
12	0.000	0.000	0.000
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000
16	0.000	0.000	0.000
17	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000

ITERACAO NO. 1DESLOCAMENTOS

NO	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z
1	0.00047	0.00173	0.00043
2	0.00031	0.00061	0.00039
3	0.00000	0.00000	0.00023
4	-0.00021	0.00063	0.00012
5	-0.00052	0.00062	0.00054
6	-0.00062	0.00062	0.00041
7	-0.000104	0.00062	0.00022
8	-0.000107	0.00062	0.00046
9	-0.000137	0.00062	0.00057
10	-0.000144	0.00062	0.00020
11	-0.000150	0.00062	0.00013
12	-0.000153	0.00062	0.00013
13	-0.000155	0.00062	0.00013
14	-0.000157	0.00062	0.00013
15	-0.00174	0.00062	0.00013
16	-0.00167	0.00062	0.00013
17	-0.00134	0.00062	0.00013
18	-0.00134	0.00062	0.00013
19	-0.00077	0.00062	0.00013
20	0.00000	0.00062	0.00013
21	0.00000	0.00062	0.00013
22	0.00000	0.00062	0.00013
23	0.00000	0.00062	0.00013
24	0.00000	0.00062	0.00013

SOLICITAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS

SOLICITAÇÕES ATUANTES PROVOCADAS POR FORÇAS EXTERNAS
(INCLUIDO O EFEITO HIPERESTÁTICO DA PROTENSÃO)

ELEM.	NORMAL	CORT.	MOM.	NORMAL	CORT.	MOM.
1	-0.600	12.000	0.000	0.000	-12.000	13.000
2	-0.300	24.000	-18.000	0.000	-24.000	154.000
3	-0.600	36.000	-54.000	0.000	-36.000	204.000
4	-0.300	56.000	-108.000	0.000	-56.000	244.000
5	-0.300	76.000	-162.000	0.000	-76.000	284.000
6	-0.300	96.000	-216.000	0.000	-96.000	324.000
7	-0.300	116.000	-270.000	0.000	-116.000	364.000
8	-0.300	136.000	-324.000	0.000	-136.000	404.000
9	-0.300	156.000	-378.000	0.000	-156.000	444.000
10	-0.300	176.000	-432.000	0.000	-176.000	484.000
11	-0.300	196.000	-486.000	0.000	-196.000	524.000
12	-0.300	216.000	-540.000	0.000	-216.000	564.000
13	-0.300	236.000	-594.000	0.000	-236.000	604.000
14	-0.300	256.000	-648.000	0.000	-256.000	644.000
15	-0.300	276.000	-702.000	0.000	-276.000	684.000
16	-0.300	296.000	-756.000	0.000	-296.000	724.000
17	-0.300	316.000	-810.000	0.000	-316.000	764.000
18	-0.300	336.000	-864.000	0.000	-336.000	804.000
19	-0.300	356.000	-918.000	0.000	-356.000	844.000
20	-0.300	376.000	-972.000	0.000	-376.000	884.000
21	-0.300	396.000	-1026.000	0.000	-396.000	924.000
22	-0.300	416.000	-1080.000	0.000	-416.000	964.000
23	-0.300	436.000	-1134.000	0.000	-436.000	1004.000

SOLICITAÇÕES DE ENGASTAMENTO PERFEITO DEVIDAS A PROTENSÃO
(ANTES DA SOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES)

ELEM.	NORMAL	CORT.	MOM.	NORMAL	CORT.	MOM.
1	-0.600	1.604	0.000	-210.603	1.404	-2.784
2	-0.300	2.112	0.000	-110.603	2.112	-1.026
3	-0.300	2.116	0.000	-110.603	2.116	-1.026
4	-0.300	2.119	0.000	-110.603	2.119	-1.026
5	-0.300	2.122	0.000	-110.603	2.122	-1.026
6	-0.300	2.125	0.000	-110.603	2.125	-1.026
7	-0.300	2.128	0.000	-110.603	2.128	-1.026
8	-0.300	2.131	0.000	-110.603	2.131	-1.026
9	-0.300	2.134	0.000	-110.603	2.134	-1.026
10	-0.300	2.137	0.000	-110.603	2.137	-1.026
11	-0.300	2.140	0.000	-110.603	2.140	-1.026
12	-0.300	2.143	0.000	-110.603	2.143	-1.026
13	-0.300	2.146	0.000	-110.603	2.146	-1.026
14	-0.300	2.149	0.000	-110.603	2.149	-1.026
15	-0.300	2.152	0.000	-110.603	2.152	-1.026
16	-0.300	2.155	0.000	-110.603	2.155	-1.026
17	-0.300	2.158	0.000	-110.603	2.158	-1.026
18	-0.300	2.161	0.000	-110.603	2.161	-1.026
19	-0.300	2.164	0.000	-110.603	2.164	-1.026
20	-0.300	2.167	0.000	-110.603	2.167	-1.026
21	-0.300	2.170	0.000	-110.603	2.170	-1.026
22	-0.300	2.173	0.000	-110.603	2.173	-1.026
23	-0.300	2.176	0.000	-110.603	2.176	-1.026

REAÇÕES DE APOIO

Nº	REA.X	REA.Y	MON.Z
14	-0.300	-0.200	0.000
24	0.000	-0.433	0.000

ITERAÇÃO Nº: 2

DESLOCAMENTOS

Nº	DESL.X	DESL.Y	ROTA.Z
1	0.00043	0.00152	-0.00053
2	0.00033	0.00072	-0.00033
3	0.00031	0.00071	-0.00032
4	0.00026	0.00060	-0.00051
5	0.00026	0.00060	-0.00071
6	0.00026	0.00059	-0.00059
7	0.00026	0.00054	-0.00034
8	0.00026	0.00053	-0.00032
9	0.00026	0.00057	-0.00057
10	0.00026	0.00071	-0.00071
11	0.00026	0.00055	-0.00055
12	0.00026	0.00051	-0.00051
13	0.00026	0.00047	-0.00047
14	0.00026	0.00043	-0.00043
15	0.00026	0.00036	-0.00036
16	0.00026	0.00031	-0.00031
17	0.00026	0.00023	-0.00023
18	0.00026	0.00019	-0.00019
19	0.00026	0.00013	-0.00013
20	0.00026	0.00006	-0.00006
21	0.00026	0.00001	-0.00001
22	0.00026	-0.00013	-0.00013
23	0.00026	-0.00023	-0.00023
24	0.00026	-0.00033	-0.00033
25	0.00026	-0.00043	-0.00043
26	0.00026	-0.00053	-0.00053
27	0.00026	-0.00063	-0.00063
28	0.00026	-0.00073	-0.00073
29	0.00026	-0.00083	-0.00083
30	0.00026	-0.00093	-0.00093
31	0.00026	-0.00103	-0.00103
32	0.00026	-0.00113	-0.00113
33	0.00026	-0.00123	-0.00123
34	0.00026	-0.00133	-0.00133
35	0.00026	-0.00143	-0.00143
36	0.00026	-0.00153	-0.00153
37	0.00026	-0.00163	-0.00163
38	0.00026	-0.00173	-0.00173
39	0.00026	-0.00183	-0.00183
40	0.00026	-0.00193	-0.00193
41	0.00026	-0.00203	-0.00203
42	0.00026	-0.00213	-0.00213
43	0.00026	-0.00223	-0.00223
44	0.00026	-0.00233	-0.00233
45	0.00026	-0.00243	-0.00243
46	0.00026	-0.00253	-0.00253
47	0.00026	-0.00263	-0.00263
48	0.00026	-0.00273	-0.00273
49	0.00026	-0.00283	-0.00283
50	0.00026	-0.00293	-0.00293
51	0.00026	-0.00303	-0.00303
52	0.00026	-0.00313	-0.00313
53	0.00026	-0.00323	-0.00323
54	0.00026	-0.00333	-0.00333
55	0.00026	-0.00343	-0.00343
56	0.00026	-0.00353	-0.00353
57	0.00026	-0.00363	-0.00363
58	0.00026	-0.00373	-0.00373
59	0.00026	-0.00383	-0.00383
60	0.00026	-0.00393	-0.00393
61	0.00026	-0.00403	-0.00403
62	0.00026	-0.00413	-0.00413
63	0.00026	-0.00423	-0.00423
64	0.00026	-0.00433	-0.00433
65	0.00026	-0.00443	-0.00443
66	0.00026	-0.00453	-0.00453
67	0.00026	-0.00463	-0.00463
68	0.00026	-0.00473	-0.00473
69	0.00026	-0.00483	-0.00483
70	0.00026	-0.00493	-0.00493
71	0.00026	-0.00503	-0.00503
72	0.00026	-0.00513	-0.00513
73	0.00026	-0.00523	-0.00523
74	0.00026	-0.00533	-0.00533
75	0.00026	-0.00543	-0.00543
76	0.00026	-0.00553	-0.00553
77	0.00026	-0.00563	-0.00563
78	0.00026	-0.00573	-0.00573
79	0.00026	-0.00583	-0.00583
80	0.00026	-0.00593	-0.00593
81	0.00026	-0.00603	-0.00603
82	0.00026	-0.00613	-0.00613
83	0.00026	-0.00623	-0.00623
84	0.00026	-0.00633	-0.00633
85	0.00026	-0.00643	-0.00643
86	0.00026	-0.00653	-0.00653
87	0.00026	-0.00663	-0.00663
88	0.00026	-0.00673	-0.00673
89	0.00026	-0.00683	-0.00683
90	0.00026	-0.00693	-0.00693
91	0.00026	-0.00703	-0.00703
92	0.00026	-0.00713	-0.00713
93	0.00026	-0.00723	-0.00723
94	0.00026	-0.00733	-0.00733
95	0.00026	-0.00743	-0.00743
96	0.00026	-0.00753	-0.00753
97	0.00026	-0.00763	-0.00763
98	0.00026	-0.00773	-0.00773
99	0.00026	-0.00783	-0.00783
100	0.00026	-0.00793	-0.00793
101	0.00026	-0.00803	-0.00803
102	0.00026	-0.00813	-0.00813
103	0.00026	-0.00823	-0.00823
104	0.00026	-0.00833	-0.00833
105	0.00026	-0.00843	-0.00843
106	0.00026	-0.00853	-0.00853
107	0.00026	-0.00863	-0.00863
108	0.00026	-0.00873	-0.00873
109	0.00026	-0.00883	-0.00883
110	0.00026	-0.00893	-0.00893
111	0.00026	-0.00903	-0.00903
112	0.00026	-0.00913	-0.00913
113	0.00026	-0.00923	-0.00923
114	0.00026	-0.00933	-0.00933
115	0.00026	-0.00943	-0.00943
116	0.00026	-0.00953	-0.00953
117	0.00026	-0.00963	-0.00963
118	0.00026	-0.00973	-0.00973
119	0.00026	-0.00983	-0.00983
120	0.00026	-0.00993	-0.00993
121	0.00026	-0.01003	-0.01003
122	0.00026	-0.01013	-0.01013
123	0.00026	-0.01023	-0.01023
124	0.00026	-0.01033	-0.01033
125	0.00026	-0.01043	-0.01043
126	0.00026	-0.01053	-0.01053
127	0.00026	-0.01063	-0.01063
128	0.00026	-0.01073	-0.01073
129	0.00026	-0.01083	-0.01083
130	0.00026	-0.01093	-0.01093
131	0.00026	-0.01103	-0.01103
132	0.00026	-0.01113	-0.01113
133	0.00026	-0.01123	-0.01123
134	0.00026	-0.01133	-0.01133
135	0.00026	-0.01143	-0.01143
136	0.00026	-0.01153	-0.01153
137	0.00026	-0.01163	-0.01163
138	0.00026	-0.01173	-0.01173
139	0.00026	-0.01183	-0.01183
140	0.00026	-0.01193	-0.01193
141	0.00026	-0.01203	-0.01203
142	0.00026	-0.01213	-0.01213
143	0.00026	-0.01223	-0.01223
144	0.00026	-0.01233	-0.01233
145	0.00026	-0.01243	-0.01243
146	0.00026	-0.01253	-0.01253
147	0.00026	-0.01263	-0.01263
148	0.00026	-0.01273	-0.01273
149	0.00026	-0.01283	-0.01283
150	0.00026	-0.01293	-0.01293
151	0.00026	-0.01303	-0.01303
152	0.00026	-0.01313	-0.01313
153	0.00026	-0.01323	-0.01323
154	0.00026	-0.01333	-0.01333
155	0.00026	-0.01343	-0.01343
156	0.00026	-0.01353	-0.01353
157	0.00026	-0.01363	-0.01363
158	0.00026	-0.01373	-0.01373
159	0.00026	-0.01383	-0.01383
160	0.00026	-0.01393	-0.01393
161	0.00026	-0.01403	-0.01403
162	0.00026	-0.01413	-0.01413
163	0.00026	-0.01423	-0.01423
164	0.00026	-0.01433	-0.01433
165	0.00026	-0.01443	-0.01443
166	0.00026	-0.01453	-0.01453
167	0.00026	-0.01463	-0.01463
168	0.00026	-0.01473	-0.01473
169	0.00026	-0.01483	-0.01483
170	0.00026	-0.01493	-0.01493
171	0.00026	-0.01503	-0.01503
172	0.00026	-0.01513	-0.01513
173	0.00026	-0.01523	-0.01523
174	0.00026	-0.01533	-0.01533
175	0.00026	-0.01543	-0.01543
176	0.00026	-0.01553	-0.01553
177	0.00026	-0.01563	-0.01563
178	0.00026	-0.01573	-0.01573
179	0.00026	-0.01583	-0.01583
180	0.00026	-0.01593	-0.01593
181	0.00026	-0.01603	-0.01603
182	0.00026	-0.01613	-0.01613
183	0.00026	-0.01623	-0.01623
184	0.00026	-0.01633	-0.01633
185	0.00026	-0.01643	-0.01643
186	0.00026	-0.01653	-0.01653
187	0.00026	-0.01663	-0.01663
188	0.00026	-0.01673	-0.01673
189	0.00026	-0.01683	-0.01683
190	0.00026	-0.01693	-0.01693
191	0.00026	-0.01703	-0.01703
192	0.00026	-0.01713	-0.01713
193	0.00026	-0.01723	-0.01723
194	0.00026	-0.01733	-0.01733
195	0.00026	-0.01743	-0.01743
196	0.00026	-0.01753	-0.01753
197	0.00026	-0.01763	-0.01763
198	0.00026	-0.01773	-0.01773
199	0.00026	-0.01783	-0.01783
200	0.00026	-0.01793	-0.01793
201	0.00026	-0.01803	-0.01803
202	0.00026	-0.01813	-0.01813
203	0.00026	-0.01823	-0.01823
204	0.00026	-0.01833	-0.01833
205	0.00026	-0.01843	-0.01843
206	0.00026	-0.01853	-0.01853
207	0.00026	-0.01863	-0.01863
208	0.00026	-0.01873	-0.01873
209	0.00026	-0.01883	-0.01883
210	0.00026	-0.01893	-0.01893
211	0.00026	-0.01903	-0.01903
212	0.00026	-0.01913	-0.01913
213	0.00026	-0.01923	-0.01923
214	0.00026	-0.01933	-0.01933
215	0.00026	-0.01943	-0.01943
216	0.00026	-0.01953	-0.01953
217	0.00026	-0.01963	-0.01963
218	0.00026	-0.01973	-0.01973
219	0.00026	-0.01983	-0.01983
220	0.00026	-0.01993	-0.01993
221	0.00026	-0.02003	-0.02003
222	0.00026	-0.02013	-0.02013
223	0.00026	-0.02023	-0.02023
224	0.00026	-0.02033	-0.02033
225	0.00026	-0.02043	-0.02043
226	0.00026	-0.02053	-0.02053
227	0.00026	-0.02063	-0.02063
228	0.00026	-0.02073	-0.02073
229	0.00026	-0.02083	-0.02083
230	0.00026	-0.02093	-0.02093
231	0.00026	-0.02103	-0.02103
232	0.00026	-0.02113	-0.02113
233	0.00026	-0.02123	-0.02123
234	0.00026	-0.02133	-0.02133
235	0.00026	-0.02143	-0.02143
236	0.00026	-0.02153	-0.02153
237	0.00026	-0.02163	-0.02163
238	0.00026	-0.02173	-0.02173
239	0.00026	-0.02183	-0.02183
240	0.00026	-0.02193	-0.02193
241	0.00026	-0.02203	-0.02203
242	0.00026	-0.02213	-0.02213
243	0.00026	-0.02223	-0.02223
244	0.00026	-0.02233	-0.02233
245	0.00026</		

SOLICITAÇÕES MÁS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS

SOLICITACOES ATUANTES PREVOCADAS POR FORÇAS EXTERNAS
(INCLUINDO OS EFEITOS HÍPERESTATECIDOS DA PROTENSÃO)

SOLUÇÕES DE ENGASTAMENTO PERFEITO DEVIDAS A PROTENSÃO
(ANTES DA SOLUÇÃO DO SISTEMA DE EQUAÇÕES)

REACOES DE APOIO

NO	REA.X	REA.Y	REA.Z
46	0.000	-100.268	0.000

ITERACAO NO. 3

DESLOCAMENTOS

NO	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z
1	0.00049	0.0016	0.00055
2	0.00050	0.0016	0.00050
3	0.00051	0.0016	0.00052
4	0.00050	0.0016	0.00051
5	0.00052	0.0016	0.00053
6	0.00051	0.0016	0.00052
7	0.00050	0.0016	0.00051
8	0.00053	0.0016	0.00054
9	0.00052	0.0016	0.00053
10	0.00051	0.0016	0.00052
11	0.00050	0.0016	0.00051
12	0.00053	0.0016	0.00055
13	0.00052	0.0016	0.00054
14	0.00051	0.0016	0.00053
15	0.00050	0.0016	0.00052
16	0.00053	0.0016	0.00055
17	0.00052	0.0016	0.00054
18	0.00051	0.0016	0.00053
19	0.00050	0.0016	0.00052
20	0.00053	0.0016	0.00055
21	0.00052	0.0016	0.00054
22	0.00051	0.0016	0.00053
23	0.00050	0.0016	0.00052
24	0.00053	0.0016	0.00055
25	0.00052	0.0016	0.00054
26	0.00051	0.0016	0.00053
27	0.00050	0.0016	0.00052
28	0.00053	0.0016	0.00055
29	0.00052	0.0016	0.00054
30	0.00051	0.0016	0.00053
31	0.00050	0.0016	0.00052
32	0.00053	0.0016	0.00055
33	0.00052	0.0016	0.00054
34	0.00051	0.0016	0.00053
35	0.00050	0.0016	0.00052
36	0.00053	0.0016	0.00055
37	0.00052	0.0016	0.00054
38	0.00051	0.0016	0.00053
39	0.00050	0.0016	0.00052
40	0.00053	0.0016	0.00055
41	0.00052	0.0016	0.00054
42	0.00051	0.0016	0.00053
43	0.00050	0.0016	0.00052
44	0.00053	0.0016	0.00055
45	0.00052	0.0016	0.00054
46	0.00051	0.0016	0.00053
47	0.00050	0.0016	0.00052
48	0.00053	0.0016	0.00055
49	0.00052	0.0016	0.00054
50	0.00051	0.0016	0.00053
51	0.00050	0.0016	0.00052
52	0.00053	0.0016	0.00055
53	0.00052	0.0016	0.00054
54	0.00051	0.0016	0.00053
55	0.00050	0.0016	0.00052
56	0.00053	0.0016	0.00055
57	0.00052	0.0016	0.00054
58	0.00051	0.0016	0.00053
59	0.00050	0.0016	0.00052
60	0.00053	0.0016	0.00055
61	0.00052	0.0016	0.00054
62	0.00051	0.0016	0.00053
63	0.00050	0.0016	0.00052
64	0.00053	0.0016	0.00055
65	0.00052	0.0016	0.00054
66	0.00051	0.0016	0.00053
67	0.00050	0.0016	0.00052
68	0.00053	0.0016	0.00055
69	0.00052	0.0016	0.00054
70	0.00051	0.0016	0.00053
71	0.00050	0.0016	0.00052
72	0.00053	0.0016	0.00055
73	0.00052	0.0016	0.00054
74	0.00051	0.0016	0.00053
75	0.00050	0.0016	0.00052
76	0.00053	0.0016	0.00055
77	0.00052	0.0016	0.00054
78	0.00051	0.0016	0.00053
79	0.00050	0.0016	0.00052
80	0.00053	0.0016	0.00055
81	0.00052	0.0016	0.00054
82	0.00051	0.0016	0.00053
83	0.00050	0.0016	0.00052
84	0.00053	0.0016	0.00055
85	0.00052	0.0016	0.00054
86	0.00051	0.0016	0.00053
87	0.00050	0.0016	0.00052
88	0.00053	0.0016	0.00055
89	0.00052	0.0016	0.00054
90	0.00051	0.0016	0.00053
91	0.00050	0.0016	0.00052
92	0.00053	0.0016	0.00055
93	0.00052	0.0016	0.00054
94	0.00051	0.0016	0.00053
95	0.00050	0.0016	0.00052
96	0.00053	0.0016	0.00055
97	0.00052	0.0016	0.00054
98	0.00051	0.0016	0.00053
99	0.00050	0.0016	0.00052
100	0.00053	0.0016	0.00055

SOLICITAÇÕES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS

SOLICITAÇÕES ATUANTES PROVOCADAS POR FORÇAS EXTERNAS
(INCLUIDO O EFEITO HEPATICO DO PROFESSOR)

SOLICITAÇÕES DE ENGASTAMENTO PERFEITO DEVIDAS A PROTENSÃO
(ANTES DA SOLUÇÃO DO SISTEMA DE ENGAÇOES)

REACCES DE APPENDIX

NO	REAL-X	REAL-Y	MON-Z
4	-0.000	-100.290	0.000
14	0.000	-131.131	0.000
24	0.000	-56.520	0.000

222
222

ת	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח
ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט
ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו
ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז
ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח
ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט
ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו
ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז
ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח
ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט
ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו
ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז
ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח	ט	ו	ז	ח

5.1.3 - Análise dos Resultados

Passamos, agora, a analisar os resultados obtidos fazendo algumas comparações com o cálculo que se faz normalmente na prática.

Os resultados deste cálculo manual são os seguintes:

Momentos hipertáticos devidos à protensão:

$$M_4^Z = 0 \quad M_{14}^Z = 1001 \cdot \text{KNm} \quad M_{24}^Z = 0$$

Reações devidas à protensão:

$$R_4^Z = -50 \cdot \text{KN} \quad R_{14}^Z = +117 \cdot \text{KN} \quad R_{24}^Z = -67 \cdot \text{KN}$$

Reações de apoio devidas às cargas concentradas:

$$R_4 = -957 \cdot \text{KN} \quad R_{14} = -1419 \cdot \text{KN} \quad R_{24} = -384 \cdot \text{KN}$$

- a) Existe uma grande concordância entre os valores obtidos para os esforços pelo programa com os calculados manualmente. As diferenças existentes são devidas à idealização do traçado do cabo como poligonal e não perfeitamente parabólico, e a erros de arredondamento.

- b) Analisando os resultados da 1^a iteração, é interessante salientar que:
- a protensão não produz esforços externos no balanço - parte isostática - da estrutura;
 - a protensão conduz a um equilíbrio das reações de apoio diminuindo a reação do apoio 14 e aumentando as dos apoios 4 e 24.
- c) Analisando, agora, os resultados para a iteração nº 3, podemos tirar as seguintes conclusões:
- existem perdas na armadura de protensão devidas à deformação da estrutura que podem chegar até 4%;
 - a deformada da estrutura - deslocamento na direção y - é superior à obtida numa análise elástica, como é o caso da 1^a iteração. A diferença para algumas seções são as seguintes:
 - seção 1 - +10%
 - seção 9 - +16%
 - seção 19 - + 5%
 - devido a se considerar, agora, a rigidez real da estrutura no final do processo de iteração, a distribuição dos esforços - momentos fletores - é um pouco diferente da

obtida no cálculo elástico. No exemplo atual, a interpretação é a seguinte: da 1^a iteração vemos que os maiores esforços se encontram no meio dos vãos - seções 9 e 19. No apoio 14 o momento é menor. Por isso, a estrutura perde mais rigidez nos vãos do que no apoio central. Assim, no processo iterativo, assistimos a uma diminuição de esforços nos vãos, sendo compensados com um aumento de momento no apoio 14. As diferenças são as seguintes:

seção 9 - -0,6%

seção 19 - -0,7%

seção 14 - +4%

- devido à nova distribuição dos esforços, houve, também, uma alteração nas reações de apoio da estrutura. O apoio central foi sobrecarregado em benefício dos apoios externos.

Devemos salientar que a diferença dos resultados entre a análise não-linear e a análise elástica não é significativa, e poderíamos até classificá-la de desprezível. Isto é devido ao fato de a estrutura analisada ser muito rígida e a protensão "equilibrar" quase toda a carga externa existente.

Se fizermos a análise de tensões da seção nº 20 - a mais solicitada - encontramos os seguintes valores:

$$\sigma_s = -3,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = -0,9 \text{ MPa}$$

pelo que concluímos estar toda a estrutura no estado não fissurado com tensões no concreto inferiores a 40% de sua resistência característica.

Neste caso, portanto, o efeito não-linear físico não se faz sentir.

O caso analisado seria o correspondente a uma estrutura em concreto protendido com protensão total.

A menos alguns casos específicos, este grau de protensão não é mais utilizado em face às suas desvantagens de tipo econômico. A tendência atual é a de se utilizar cada vez mais a protensão parcial. Com este grau de protensão nós conseguimos obter estruturas tão econômicas como as de concreto armado com todas as vantagens técnicas da protensão. E nestes casos já se justifica a utilização de uma análise do tipo não-linear físico como veremos no exemplo analisado a seguir.

5.2 - Segundo Exemplo Resolvido

A estrutura que passamos a analisar encontra-se descrita na figura 5.3.

Conforme se repará facilmente ela é bastante flexível e a protensão utilizada "equilibra" cerca de 40% da carga total externa. Nos nós da estrutura é aplicada uma carga concen-

trada em cada um de 50 KN.

A análise gastou 1,21 segundos de processador e a convergência deu-se ao final de 8 iterações. Passamos, portanto, a análise dos resultados.

5.2.1 - Análise dos Resultados

Vamos fazer uma análise comparativa entre os resultados obtidos para deformações e esforços de flexão entre a 1^a e a 8^a iteração. Essa comparação poderá ser melhor acompanhada pelos diagramas apresentados na figura 5.4.

Deslocamento y na seção nº 5.

1^a iteração: $f_y = 2,35\text{cm}$

8^a iteração: $f_y = 6,21\text{cm}$

Diferença : +265%

Momento fletor devido às solicitações atuantes na seção nº 5.

1^a iteração: $M = +767 \text{ KNm}$

8^a iteração: $M = +795 \text{ KNm}$

Diferença : + 4%

Momento fletor devido às solicitações atuantes na seção nº 11.

1^a iteração: $M = -1082 \text{ KNm}$

8^a iteração: M = -1013 KNm

Diferença : -7%

5.2.2 - Pesquisa da Capacidade de Carga de Estrutura

Para a mesma estrutura foi feita uma pesquisa da capacidade de carga por incrementos sucessivos da carga aplicada nos nós da estrutura.

Para uma carga de 57.5 KN por nó a deformação máxima para o concreto foi encontrada uma das seções do elemento nº 10 - seção de apoio.

Com este carregamento, a diminuição verificada de momento negativo no apoio foi de cerca de 12% enquanto o aumento de momento positivo se situou em cerca de 5%. As deformações no meio dos vãos sofreram um aumento de cerca de 310%.

A medida que se caminha para a carga última, verifica-se, também, uma diminuição do efeito hiperstático da proteção.

5.3 - Futuros Desenvolvimentos

O programa desenvolvido é suscetível de outros melhoramentos e aperfeiçoamento.

Efetivamente, o objetivo do nosso estudo era o de avaliar a correta distribuição de esforços que se operam em uma estrutura, considerando a sua rigidez efetiva e o comportamento não-linear dos materiais. Como desenvolvimento deste trabalho poderíamos sugerir: cálculo automático das perdas de protensão, incluindo, aqui, o comportamento reológico dos materiais; desenvolvimento do programa para aceitação de outros tipos de carga como, por exemplo, cargas uniformemente distribuidas.

A N E X O I

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. BLAAUWENDRAAD, J. - Realistic Analysis of Reinforced Concrete Framed Structures, Delft, Heron, vol. 18, No. 4, 1972.
2. GARCIA, L.F.TABORDA - Análise Não-Linear de Pórticos Planos em Concreto Armado, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1974.
3. ZIENKIEWICZ, O.C. - The Finite Element Method in Engineering Science, London, Mc Graw-Hill, 1971.
4. MAJID, K.I. - Non-Linear Structures, London, Butterworths, 1972.
5. SPILLERS, WILLIAM R. - Iterative Structural Design, North-Holland.
6. GERE AND WEAVER - Analysis of Framed Structures, Van-Nastrand - Reinhold.
7. HARRISON, H.B. - Computer Methods in Structures Analysis, New Jersey, Prentice-Hall, 1973.
8. DAHLQUIST, GERMUND - Numerical Methods, New Jersey, Prentice-Hall, 1974.
9. DESAI, C.S. - Elementary Finite Element Method, New Jersey, Prentice-Hall, 1979.

10. JENNINGS, ALAN - Matriz Computation for Engineers and Scientists ,
London, John Wiley & Sons, 1977.
11. Código modelo CEB/FIP. Boletim de Informação CEB 124 / 125F,
Londres, 1978.
12. Aços, Fios e Cordoalhas para Armaduras de Concreto Protendi-
do BEMA.

A_N_E_X_O_I I

LISTAGEM

FILE 1=DADOS,UNIT=READER
FILE 2=IMPRESS,UNIT=PRINTER
FILE 11=PONTE,UNIT=DISKPACK,AREA=110,RECORD=36
FILE 12=PREE,UNIT=DISKPACK,AREA=110,RECORD=6

SRESET LIST

```
SUBROUTINE CONV(KI,NV1,NDX,L1,L2)
DIMENSION NDX(10)
N=0
DO 1 I=1,NV1
IF(I.EQ.NV1)GO TO 4
N=N+NDX(I)
N1=N
IF(N1.LT.KI)GO TO 1
3 IF(N1.EQ.KI)GO TO 2
N1=N1-1
GO TO 3
1 CONTINUE
2 L1=I
N2=N-NDX(I)
L2=KI-N2
RETURN
4 L1=I
L2=1
RETURN
END
SUBROUTINE ROT(SD,SE,CX,CY,KI)
```

C
C FAZ A ROTACAO DUMA MATRIZ LXL PARA OUTRO SISTEMA DE COORDENADA
*S

C
-----DIMENSION SE(6,6),SD(6,6),EX(150),CY(150)-----
SD(1,1)=SE(1,1)*CX(KI)**2+SE(2,2)*CY(KI)**2-2.*SE(1,2)*CX(K
*I)*CY(K
*I)
SD(1,2)=(SE(1,1)-SE(2,2))*CX(KI)*CY(KI)+SE(1,2)*(CX(KI)**2-
CY(KI)

```

**2)
SD(1,3)=-SE(2,3)*CY(KI)+SE(1,3)*CX(KI)
SD(1,4)=SE(1,4)*CX(KI)**2+SE(2,5)*CY(KI)**2-(SE(2,4)+SE(1,5
*))*CX(K
*I)*CY(KI)
SD(1,5)=(SE(1,4)-SE(2,5))*CX(KI)*CY(KI)-SE(2,4)*CY(KI)**2+S
*E(1,5)*
*CX(KI)**2
SD(1,6)=SE(1,6)*CX(KI)-SE(2,6)*CY(KI)
SD(2,2)=SE(1,1)*CY(KI)**2+SE(2,2)*CX(KI)**2+2.*SE(1,2)*CX(K
*I)*CY(K
*I)
SD(2,3)=SE(2,3)*CX(KI)+SE(1,3)*CY(KI)
SD(2,4)=(SE(1,4)-SE(2,5))*CX(KI)*CY(KI)+SE(2,4)*CX(KI)**2+S
*E(1,5)*
*CY(KI)**2
SD(2,5)=(SE(2,4)+SE(1,5))*CX(KI)*CY(KI)+SE(1,4)*CY(KI)**2+S
*E(2,5)*
*CX(KI)**2
SD(2,6)=SE(1,6)*CY(KI)+SE(2,6)*CX(KI)
SD(3,3)=SE(3,3)
SD(3,4)=SE(3,4)*CX(KI)-SE(3,5)*CY(KI)
SD(3,5)=SE(3,4)*CY(KI)+SE(3,5)*CX(KI)
SD(3,6)=SE(3,6)
SD(4,4)=SE(4,4)*CX(KI)**2-2.*SE(4,5)*CX(KI)*CY(KI)+SE(5,5)*
*CY(KI)*
**2
SD(4,5)=(SE(4,4)+SE(5,5))*CX(KI)*CY(KI)+SE(4,5)*(CX(KI)**2-
*CY(KI)*
**2)
SD(4,6)=SE(4,6)*CX(KI)-SE(5,6)*CY(KI)
SD(5,5)=SE(4,4)*CY(KI)**2+2.*SE(4,5)*CX(KI)*CY(KI)+SE(5,5)*
*CX(KI)*
**2
SD(5,6)=SE(4,6)*CY(KI)+SE(5,6)*CX(KI)
SD(6,6)=SE(6,6)

```

```
DO 1 J=1,6
DO 1 K=1,J
1 SD(J,K)=SD(K,J)
RETURN
END
SUBROUTINE G1G2G(EG,SKAP,TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB
*1,ES1,E
*S2,ES3,ES4,EP1,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,H1,H2,NSUB,N
*NIA,NNI
*P,G11,G21,G22,IACO,HH,GN,GM)
```

```
C
C CALCULA OS VALORES DE D11, D21, D22 POR INTEGRACAO NUMERICA
C
```

```
COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50
*),AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
```

```
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)
```

```
IW=2
```

```
NB=NSUB+1
```

```
NSA=NNIA
```

```
NSP=NNIP
```

```
HI=0.
```

```
EPS(1)=EG+SKAP*HI
```

```
DO 1 I=1,NSUB
```

```
HI=HI+HSS(I)
```

```
EPS(I+1)=EG+SKAP*(HI+HI)
```

```
1 CONTINUE
```

```
IF(FLAG(1).EQ.EFLAG(1))GO TO 5000
```

```
WRITE(IW,5001)(EPS(I),I=1,NB)
```

```
5001 FORMAT( , 'DEFORMACOES',/,8F10.7)
```

```
--5000 CONTINUE--
```

```
NK=NB+1
```

```
NVA=NB+NSA
```

```
IF(NSA)7,7,8
```

```
8 DO 2 J=NK,NVA
```

```
JJ=J-NB
```

2 EPS(J)=EG+SKAP★DS(JJ)
7 NK1=NVA+1
NVP=NVA+NSP
IF(NSP)10,10,9
9 DO 3J=NK1,NVP
JJ=J-NVA
3 EPS(J)=EG+SKAP★DP(JJ)
IF(FLAG(1).EQ.EFLAG(1))GO TO 5002
WRITE(IW,5003)(EPS(I),I=NK,NVP)
5003 FORMAT(8F10.7)
5002 CONTINUE
10 CALL EMOSP(TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB1,ES1,ES2,ES3,
*ES4,EP1
*,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,NB,NSA,NSP,IACO)
IF(FLAG(3).EQ.EFLAG(3))GO TO 5006
WRITE(IW,5007)(ELA(I),I=1,NVP)
5007 FORMAT(, 'MODULOS DE ELASTICIDADE',/,10F10.1)
5006 CONTINUE
6039 G11=0.
G21=0.
G22=0.
GN=0.
GM=0.
X1=H1
DO 5 I=1,NSUB
X2=ELA(I)+2.*ELA(I+1)
X3=ELA(I)+ELA(I+1)
X4=ELA(I)+3.*ELA(I+1)
X5=X1*X1
Z=HSS(I)*BS(I)
G11=G11+0.5★Z★X3
X6=3.*X3★X1
A=HSS(I)*X2
G21=G21+Z★(X6+A)/6.
6032 B=4.*A★X1
T1=X4★HSS(I)*HSS(I)

T2=2.*X6*X1
G22=G22+Z*(T2+T1+B)/12.
X1=X1+HSS(I)
5 CONTINUE
IF(NSA)102,102,103
103 DO 4 J=NK,NVA
JJ=J-NB
AST(JJ)=SF(JJ)*ELA(J)
G11=G11+AST(JJ)
G21=G21+AST(JJ)*DS(JJ)
G22=G22+AST(JJ)*DS(JJ)*DS(JJ)
4 CONTINUE
102 IF(NSP)104,104,105
105 DO 6 J=NK1,NVP
JJ=J-NVA
GN=GN-SP(JJ)*ESS(JJ)
GM=GM-SP(JJ)*ESS(JJ)*DP(JJ)
6 CONTINUE
104 CONTINUE
IF(FLAG(2).EQ.EFLAG(2))GO 10 5004
WRITE(IW,5005)G11,G21,G22,GN,GM
5005 FORMAT(, 'MODULOS GIJ',/,5F15.7)
5004 CONTINUE
6033 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE EMOSP(TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB1,ES1,ES
*2,ES3,E
*S4,EP1,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,NB,NSA,NSP,IACO)

C
C--CALCULA OS MODULOS DE ELASTICIDADE SECANTES A PARTIR DOS VALOR
*ES
C DO VETOR 'EPS'
C
COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50)

*,AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)

C
C CONCRETO
C

ECE=(TB1/100.+80)**(1./3.)*9500.
NK2=NB+NSA
NK3=NK2+NSP
DO 1 I=1,NB
IF(EPS(I))2,2,3
3 ELA(I)=0.
GO TO 1
2 EPS(I)=ABS(EPS(I))
IF(EPS(I)-EB2)4,4,5
4 ENIU=EPS(I)/EB1
EKA=100*ECE*1000*EB1/TB1
A=EKA*ENIU-ENIU**2.
B=1.+(EKA-2.)*ENIU
SIGMA=A/B*TB1
IF(SIGMA-.15*TB1)6,6,7
6 ELA(I)=ECE*100.
GO TO 1
7 ELA(I)=SIGMA/EPS(I)
GO TO 1
5 IFB=IFB+1
1 CONTINUE
NK1=NB+1
IF(NSA)39,39,28
28 IF(IAC0)29,29,27

C
--ACO-MACIO--
C

29 DO 20 I=NK1,NK2
IF(EPS(I)-ES1)11,11,12
11 ELA(I)=TS1/ES1
GO TO 20

```
12 IF(EPS(I)=ES2)13,13,14
13 ELA(I)=TS1/EPS(I)
   GO TO 20
14 IFS=IFS+1
20 CONTINUE
   GO TO 39
```

C
C
C

ACO DURO

```
27 DO 30 I=NK1,NK2
   IF(EPS(I)=ES1)31,31,32
31 ELA(I)=TS1/ES1
   GO TO 30
32 IF(EPS(I)=ES2)33,33,34
33 G=(TS2-TS1)/(ES2-ES1)
   TENS=TS1+G*(EPS(I)-ES1)
   ELA(I)=TENS/EPS(I)
   GO TO 30
34 IF(EPS(I)=ES3)35,35,36
35 G=(TS3-TS2)/(ES3-ES2)
   TENS=TS2+G*(EPS(I)-ES2)
   ELA(I)=TENS/EPS(I)
   GO TO 30
36 IF(EPS(I)=ES4)37,37,38
37 G=(TS4-TS3)/(ES4-ES3)
   TENS=TS3+G*(EPS(I)-ES3)
   ELA(I)=TENS/EPS(I)
   GO TO 30
38 IFS=IFS+1
30 CONTINUE
39 NK2=NK2+1
   IF(NSP)99,99,98
```

C
C
C

ACO DURO DE PROTENSAO

```
98 DO 40 I=NK2,NK3
```

I1=I-NK2+1
IF(EPS(I)+EPR(I1)=EP1)41,41,42
41 ELA(I)=TP1/EP1
ESS(I1)=ELA(I)*(EPS(I)+EPR(I1))
GO TO 40
42 IF(EPS(I)+EPR(I1)=EP2)43,43,44
43 G=(TP2-TP1)/(EP2-EP1)
TENP=TP1+G*(EPS(I)+EPR(I1)-EP1)
ELA(I)=TENP/(EPS(I)+EPR(I1))
ESS(I1)=TENP
GO TO 40
44 IF(EPS(I)+EPR(I1)=EP3)45,45,46
45 G=(TP3-TP2)/(EP3-EP2)
TENP=TP2+G*(EPS(I)+EPR(I1)-EP2)
ELA(I)=TENP/(EPS(I)+EPR(I1))
ESS(I1)=TENP
GO TO 40
46 IF(EPS(I)+EPR(I1)=EP4)47,47,48
47 G=(TP4-TP3)/(EP4-EP3)
TENP=TP3+G*(EPS(I)+EPR(I1)-EP3)
ELA(I)=TENP/(EPS(I)+EPR(I1))
ESS(I1)=TENP
GO TO 40
48 IFP=IFP+1
40 CONTINUE
99 RETURN
END
SUBROUTINE MELST(DD11,DD21,DD22,ALSG,S11,S12,S13,S22,S23,S3
*3,C1,C2
*,C3,DN0,DM0,SP1,SP2,SP3,C4)

C-----
C CALCULA POR SIMPSON OS TERMOS DA MATRIZ DE RIGIDEZ 3X3 E DA MA
*TRIZ
C DE DEFORMACOES INICIAIS 3X1
C
DIMENSION DD11(11),DD21(11),DD22(11),SI(10),SO(10),YA(10,11
*),DN0(1)

```
*1),DM0(11),YB(4,11),SOP(4),SIP(4)
COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50
*),AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)
IW=2
X1=0.
NN=0
DO 10 J=1,10
SI(J)=0.
10 CONTINUE
DO 24 J=1,4
SIP(J)=0.
24 CONTINUE
N=10
AL3=ALSG/(3.*N)
FN=N
X=ALSG/FN
X1=X1-X
N1=N+1
DO 9 I=1,N1
NN=NN+1
X1=X1+X
Z1=DD11(NN)
Z2=DD21(NN)
Z3=DD22(NN)
Z4=DN0(NN)
Z5=DM0(NN)
A1=6.*X1
A2=8.*X1
-----  
B1=4.*ALSG
B2=2.*ALSG
YA(1,I)=(B1-A2)**2*Z1/ALSG**4
YA(2,I)=(B1-A2)*Z1/ALSG**3
YA(3,I)=(B1-A2)*(B1-A1)*Z2/ALSG**4
YA(4,I)=(B1-A2)*(B2-A1)*Z2/ALSG**4
```

```
YA(5,I)=Z1/ALSG**2
YA(6,I)=(B1-A1)*Z2/ALSG**3
YA(7,I)=(B2-A1)*Z2/ALSG**3
YA(8,I)=(B1-A1)**2*Z3/ALSG**4
YA(9,I)=(B1-A1)*(B2-A1)*Z3/ALSG**4
YA(10,I)=(B2-A1)**2*Z3/ALSG**4
YB(1,I)=(B1-A2)*Z4/ALSG**2
YB(2,I)=Z4/ALSG
YB(3,I)=(B1-A1)*Z5/ALSG**2
YB(4,I)=(B2-A1)*Z5/ALSG**2
1 CONTINUE
9 CONTINUE
DO 8 J=1,10
8 SO(J)=0.
DO 7 J=1,10
DO 6 I=2,N,2
OP=YA(J,I-1)+4.*YA(J,I)+YA(J,I+1)
6 SO(J)=SO(J)+OP*AL3
7 CONTINUE
DO 5 J=1,10
SI(J)=SI(J)+SO(J)
5 CONTINUE
DO 20 J=1,4
20 SOP(J)=0.
DO 21 J=1,4
DO 22 I=2,N,2
OPP=YB(J,I-1)+4.*YB(J,I)+YB(J,I+1)
22 SOP(J)=SOP(J)+OPP*AL3
21 CONTINUE
DO 23 J=1,4
SIP(J)=SIP(J)+SOP(J)
23 CONTINUE
2 CONTINUE
S1=SI(1)
S2=SI(2)
S3=SI(3)
```

```
S4=SI(4)
S11=SI(5)-S2*S2/S1
S12=SI(6)-S2*S3/S1
S13=SI(7)-S2*S4/S1
S22=SI(8)-S3*S3/S1
S23=SI(9)-S3*S4/S1
S33=SI(10)-S4*S4/S1
S1P=SIP(1)
SP1=SIP(2)-S2*S1P/S1
SP2=SIP(3)-S3*S1P/S1
SP3=SIP(4)-S4*S1P/S1
C1=-S2/S1
C2=-S3/S1
C3=-S4/S1
C4=S1P/S1
IF(FLAGS(4).EQ.EFLAG(4))GO TO 5008
WRITE(IW,5009)S11,S12,S13,S22,S23,S33,SP1,SP2,SP3,C1,C2,C3,
*C4
5009 FORMAT('ELEMENTOS DA PRIMEIRA MATRIZ',//,6F15.7,//,3F15.7,/
*,4F15.7
*)
5008 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE MLOC(S11,S12,S13,S22,S23,S33,AL1,SE,AN,SP1,SP2,S
*P3,PE)
C
C CALCULA OS TERMOS DA MATRIZ DE RIGIDEZ 6x6 'SE' E OS TERMOS DA
C MATRIZ DE PROTENSAO 6x1 'PE'
C
--DIMENSION SE(6,6),PE(6)
DB=AL1*AL1
SE(1,1)=S11
SE(1,2)=-(S12+S13)/AL1
SE(1,3)=-S12
SE(1,4)=-SE(1,1)
```

```
SE(1,5)=-SE(1,2)
SE(1,6)=-S13
SE(2,2)=(S22+2.*S23+S33)/DB
SE(2,3)=(S22+S23)/AL1
SE(2,4)=SE(1,5)
SE(2,5)=-SE(2,2)
SE(2,6)=(S23+S33)/AL1
SE(3,3)=S22
SE(3,4)=-SE(1,3)
SE(3,5)=-SE(2,3)
SE(3,6)=S23
SE(4,4)=SE(1,1)
SE(4,5)=SE(1,2)
SE(4,6)=-SE(1,6)
SE(5,5)=SE(2,2)
SE(5,6)=-SE(2,6)
SE(6,6)=S33
PE(1)=-SP1
PE(2)=(SP2+SP3)/AL1
PE(3)=SP2
PE(4)=SP1
PE(5)=-PE(2)
PE(6)=SP3
DO 1 J=1,6
DO 1 K=1,J
SE(J,K)=SE(K,J)
1 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE SGAU(A,B1,B2,N,M,MC)
```

.105.

```
C
C RESOLVE O SISTEMA DE EQUACOES POR GAUSS COM 2 TERMOS INDEPENDENTES
C
DIMENSION A(453,31),B1(453),B2(453)
NM1=N-1
```

DO 1 I=1,NM1
DO 1 J=2,M
II=I+J-1
IF(II=N)2,2,1
2 F=-A(I,J)/A(I,1)
B1(II)=B1(II)+F*B1(I)
B2(II)=B2(II)+F*B2(I)
MJ1=M-J+1
DO 3 K=1,MJ1
L=K+J-1
A(II,K)=A(II,K)+F*A(I,L)
3 CONTINUE
1 CONTINUE
DO 4 LL=1,N
IF(A(LL,1))5,5,4
5 MC=MC+1
4 CONTINUE
B1(N)=B1(N)/A(N,1)
B2(N)=B2(N)/A(N,1)
DO 6 L=2,N
I=N-L+1
C1=B1(I)
C2=B2(I)
DO 7 K=2,M
IK1=I+K-1
IF(IK1=N)8,8,9
8 C2=C2-A(I,K)*B2(IK1)
C1=C1-A(I,K)*B1(IK1)
7 CONTINUE
9 B1(I)=C1/A(I,1)
B2(I)=C2/A(I,1)
6 CONTINUE
RETURN
END
DIMENSION NIVA(11,30),NIVP(11,30),W(11,30,10),DISTS(11,30,
*0)

DIMENSION WP(11,30,10),DISTP(11,30,10),EPE(11,30,10)
DIMENSION FLEG(6),EFLEG(9),FLIG(9),FLOG(13),EFLOG(13)
DIMENSION AL(10),NDX(10),ALL(150),X(151),Y(151),H(151)
DIMENSION HS(151,30),B(151,30),DDD(453),DDA(453)
DIMENSION A(151),Y1(151),NEL(150,2)
DIMENSION XE(2,2),JJ(150,6),LIB(150,6),NA(151),IA(151,3),P(
*453)
DIMENSION SS(453),RR(453),P1(3),LFIX(151,3),KK(151),DL(150)
DIMENSION TI(150),TJ(150),TK(150),AML(150,6),DZ(453),S(453,
*31)
DIMENSION SE(6,6),AUX(150,25),DD11(11),DD21(11),DD22(11),SI
*(10)
DIMENSION YA(10,11),SO(10),CC1(150),CC2(150),CC3(150),SMT(6
*,6)
DIMENSION SR(6,6),SD(6,6),D(453),ZZ1(150),ZZ2(150),ZZ3(150)
DIMENSION D1(6),SIST(6,6),CX(150),CY(150),AR(453)
DIMENSION DNO(11),DMO(11),YB(4,11),SOP(4),SIP(4)
DIMENSION PE(6),CC4(150),PG(453),ZZ4(150)
DIMENSION PD(6),AMP(150,6),PEL(150,6),AUXP(150,10)
DIMENSION D2(6),D3(6),AMD(150,6)
COMMON SF(20),DS(20),SP(20),DP(20),EPS(100),ELA(100),HSS(50
*),BS(50)
*),AST(20),ASP(20),EPR(20),ESS(20)
COMMON FLAG(20),EFLAG(20)
DATA FLAG/20*' /
DATA FLEG/'S','E','C','O','E','S'/
DATA FLIG/'A','R','M','A','D','U','I','R','A','S'/
DATA FLOG/'S','E','M','I','A','L','T','E','R','A','C','A','I','
*O'/
IR=1
IW=2

C
C TITULO

C

WRITE(IW,196)
196 FORMAT(,34X,60('*'))

```
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,200)
199 FORMAT( ,34X,'*',10X,'UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIR
      *0',10X,
      **')
      WRITE(IW,195)
195 FORMAT( ,34X,'*',58X,'**')
      WRITE(IW,194)
194 FORMAT( ,34X,'*', ' COORDENACAO DOS PROGRAMAS DE POS-GRADUAC
      *AO EM E
      *NGENHARIA',1X,'**')
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,193)
193 FORMAT( ,34X,'*',27X,'COPPE',26X,'**')
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,198)
198 FORMAT( ,34X,'*',21X,'TESE DE MESTRADO',21X,'**')
      WRITE(IW,192)
192 FORMAT( ,34X,'*',14X,'ENGENHARIA CIVIL -- ESTRUTURAS',14X,'
      **')
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,202)
202 FORMAT( ,34X,'*',1X,'ANALISE NAO-LINEAR DE VIGAS CONTINUAS
      *EM CONC
      *RETO ARMADO',1X,'*',/,34X,'*',9X,'OU PROTENDIDO COM CABOS A
      *DERENTE
      *S',16X,'**')
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,197)
197 FORMAT( ,34X,'*',16X,'CARLOS ALBERTO DE SA LEAL',17X,'**')
      WRITE(IW,195)
      WRITE(IW,196)
199 FORMAT(1H-,110('*'))
      READ(IR,6031)(EFLAG(I),I=1,20)
```

6031 FORMAT(20A1)

IC=0

C
C DADOS GERAIS DA ESTRUTURA
C

READ(IR,/)NEST

WRITE(IW,2407)NEST

2407 FORMAT(,6(/), ' NUMERO DE ESTRUTURAS EM ESTUDO',I5)

2405 IC=IC+1

WRITE(IW,190)

190 FORMAT('1')

WRITE(IW,191)

191 FORMAT(,120('=')

WRITE(IW,2408)IC

2408 FORMAT(,/,50X,'ESTRUTURA NUMERO',I5,/)

WRITE(IW,191)

READ(IR,3)(EFLEG(I),I=1,9)

3 FORMAT(9A1)

IF(EFLEG(1).EQ.FLEG(1))GO TO 4

IF(EFLEG(1).EQ.FLIG(1))GO TO 5

4 WRITE(IW,203)

203 FORMAT(,3(/),47X,'DADOS GERAIS DA ESTRUTURA')

READ(IR,/)NV,NSUB

WRITE(IW,204)NV

204 FORMAT(,,' NUMERO DE VAOS',I23)

READ(IR,/)(AL(I),I=1,NV)

READ(IR,/)(NDX(I),I=1,NV)

NNOC=1

C CALCULO DO NUMERO DE NOS DE CONCRETO

DO 104 I=1,NV

104 NNOC=NNOC+NDX(I)-----

NEC=NNOC-1

WRITE(IW,207)NNOC,NEC

207 FORMAT(,,' NUMERO DE NOS NO CONCRETO',I12,/,,' NUMERO DE

*ELEMENT

*OS DE CONCRETO',I6)

```
READ(IR,/)NNL,NR,MLIB
WRITE(IW,208)NNL,NR,MLIB
208 FORMAT( ,,' NUMERO DE NOS COM LIGACOES',I11,/,,' NUMERO DE
* RESTRI
*COES',I17,/,,' NUMERO DE ELEMENTOS COM LIBERACOES',I3)
NGLN=3
NNPE=2
NCIN=NNOC*NGLN-NR
WRITE(IW,209)NCIN
209 FORMAT( ,,' GRAU DE INDETERMINACAO CINEMATICA',I4)
WRITE(IW,190)
WRITE(IW,210)
210 FORMAT( ,,' COMPRIMENTOS DOS VAOS'///)
WRITE(IW,211)
211 FORMAT( ,9X,'I',8X,'L(I)',/)
```

C
C CALCULO DAS COORDENADAS DOS NOS DA ESTRUTURA
C

```
DO 205 I=1,NV
  WRITE(IW,206)I,AL(I)
206 FORMAT( ,I10,7X,F6.2)
205 CONTINUE
  WRITE(IW,190)
  DO 1100 I=1,NNOC
    X(I)=0.
    Y(I)=0.
1100 CONTINUE
  I1=0
  DO 1101 I=1,NV
    NIX=NDX(I)
    --DO--1102 J=1,NIX-----  
I1=I1+1
    ALL(I1)=AL(I)/NIX
1102 CONTINUE
1101 CONTINUE
  DO 1201 I=2,NNOC
```

```
I1=I-1  
X(I)=X(I1)+ALL(I1)  
1201 CONTINUE  
IB=0  
IN=1  
NV1=NV+1
```

```
C  
C LEITURA E CALCULO DAS CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DAS SECOES  
C DE CONCRETO  
C
```

```
DO 1300 I=1,NV1  
IF(I.EQ.NV1)NSEC=1  
IF(I.EQ.NV1)GO TO 50  
NIX=NDX(I)  
READ(IR,/)NSV,NSI  
IF(NSV-1)10,20,10  
20 IF(NSI-1)30,40,30  
40 NIX1=(10*NIX)/2  
NIX2=NIX/2  
NIX2=NIX2*10  
NIXP=NIX  
IF(NIX1.NE.NIX2)NIXP=NIX-1  
NSEC=NIXP/2+1  
GO TO 50  
10 NSEC=1  
GO TO 50  
30 NSEC=NIX  
50 DO 1301 II=1,NSEC  
IB=IB+1  
READ(IR,/)H(IB),NRS  
6058 J1=0  
NRS1=0  
DO 1302 II=1,NRS  
JL=J1+1  
READ(IR,/)HS(IB,JL),B(IB,JL),NRF  
6060 NRS1=NRS1+NRF
```

```
DO 1303 J2=2,NRF
JK=J1+J2
B(IB,JK)=B(IB,JL)
1303 HS(IB,JK)=HS(IB,JL)
1302 J1=J1+NRF
IF(NRS1.GE.NSUB)WRITE(IW,99)IB
99 FORMAT(//,1X,'OS DADOS ESTAO ERRADOS PARA A SECAO NO.',IS)
IF(NRS1.GE.NSUB)CALL EXIT
49 A(IB)=0.
AY=0.
AYY=0.
AI=0.
YC=0.
DO 1400 I2=1,NSUB
A(IB)=A(IB)+HS(IB,I2)*B(IB,I2)
YC=YC+HS(IB,I2)*0.5
AY=AY+HS(IB,I2)*B(IB,I2)*YC
AYY=AYY+HS(IB,I2)*B(IB,I2)*YC**2
6040 CONTINUE
YC=YC+HS(IB,I2)*0.5
1400 AI=AI+HS(IB,I2)**3*B(IB,I2)/12.
Y(IB)=AY/A(IB)
Y1(IB)=AI+AYY-2.*Y(IB)*AY+A(IB)*Y(IB)**2
1301 CONTINUE
IF(I.EQ.NV1)GO TO 1299
IF(NSV-1)12,22,12
22 IF(NSI-1)1300,23,1300
23 IIIB=IB+1
NIX1=(10*NIX)/2
NIX2=NIX/2
NTX2=NIX2*10
IF(NIX1.GE.NIX2)NIB=(NIX-1)/2+IB
IF(NIX1.GE.NIX2)IBB=IB+1
IF(NIX1.EQ.NIX2)NIB=(NIX-2)/2+IB
IF(NIX1.EQ.NIX2)IBB=IB
DO 1500 IB=IIIB,NIB
```

```
IBB=IBB-1
H(IB)=H(IBB)
A(IB)=A(IBB)
Y(IB)=Y(IBB)
Y1(IB)=Y1(IBB)
DO 1501 IAA=1,NSUB
B(IB,IAA)=B(IBB,IAA)
1501 HS(IB,IAA)=HS(IBB,IAA)
1500 CONTINUE
1497 IB=IB-1
GO TO 1300
12 IBB=IB+NIX-1
IIB=IB+1
IAB=IB
DO 1600 IB=IIB,IBB
H(IB)=H(IAB)
A(IB)=A(IAB)
Y(IB)=Y(IAB)
Y1(IB)=Y1(IAB)
DO 1601 IAA=1,NSUB
B(IB,IAA)=B(IAB,IAA)
1601 HS(IB,IAA)=HS(IAB,IAA)
1600 CONTINUE
1597 IB=IB-1
1300 CONTINUE
1299 WRITE(IW,500)
500 FORMAT( //,7X,'COORDENADAS DOS NOS',//,8X,'I',6X,'X(I)',6X
*, 'Y(I)'
*, /)
WRITE(IW,501)(I,X(I),Y(I),I=1,NNOC)
501 FORMAT(67X,I3,3X,F7.3,3X,F7.3)- -----
WRITE(IW,190)
WRITE(IW,504)
504 FORMAT( //,7X,'CARACTERISTICAS DAS SECCOES NOS NOS',//,13X,
*DAS BAR
*RAS DE CONCRETO',//,8X,'NOD',7X,'AREA',8X,'INERCIA',//)
```

```
      WRITE(IW,505)(J,A(J),Y1(J),J=1,NNOC)
505 FORMAT((7X,I3,4X,E10.3,3X,E11.4))
```

C
C LEITURA E GERACAO DOS DADOS SOBRE ASA AS ARMADURAS
C

```
5 DO 52 I=1,NV1
NI=NDX(I)
DO 53 J=1,NI
DO 54 K=1,10
W(I,J,K)=0.
DISTS(I,J,K)=0.
WP(I,J,K)=0.
DISTP(I,J,K)=0.
54 EPE(I,J,K)=0.
53 CONTINUE
52 CONTINUE
IB=0
IN=1
NCS=0
NCP=0
DO 6 I=1,NV1
IF(I.EQ.NV1)NSEC=1
IF(I.EQ.NV1)GO TO 7
NIX=NDX(I)
READ(IR,/)NSV,NSI
IF(NSV=1)8,9,8
9 IF(NSI=1)11,13,11
13 NIX1=(10*NIX)/2
NIX2=NIX/2
NIX2=NIX2*10
NIXP=NIX
IF(NIX1.NE.NIX2)NIXP=NIX-1
NSEC=NIXP/2+1
GO TO 7
8 NSEC=1
GO TO 7
```

```
11 NSEC=NIX
7 READ(IR,/) (NIVA(I,II),NIVP(I,II),I=1,NSEC)
DO 55 II=1,NSEC
NCS=NCS+NIVA(I,II)
NCP=NCP+NIVP(I,II)
55 CONTINUE
DO 14 II=1,NSEC
NIV1=NIVA(I,II)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 15
READ(IR,/) (W(I,II,I1),DISTS(I,II,I1),I1=1,NIV1)
15 NIV2=NIVP(I,II)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 14
READ(IR,/) (WP(I,II,I2),DISIP(I,II,I2),EPE(I,II,I2),I2=1,NIV
*2)
14 CONTINUE
II=II-1
IF(I.EQ.NV1)GO TO 17
IF(NSV=1)19,21,19
21 IF(NSI=1)6,24,6
24 NIXP=NIX
IF(NIX1.NE.NIX2)NIXP=NIX+1
NSC=NIXP/2-1
IF(NIX1.NE.NIX2)GO TO 25
DO 27 J1=1,NSC
NIVA(I,II+J1)=NIVA(I,II-J1)
NIV1=NIVA(I,II+J1)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 31
DO 29 J2=1,NIV1
W(I,II+J1,J2)=W(I,II-J1,J2)
DISTS(I,II+J1,J2)=DISTS(I,II-J1,J2)
29 CONTINUE
31 NIVP(I,II+J1)=NIVP(I,II-J1)
NIV2=NIVP(I,II+J1)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 27
DO 32 J3=1,NIV2
WP(I,II+J1,J3)=WP(I,II-J1,J3)
```

```
DISTP(I,II+J1,J3)=DISTP(I,II-J1,J3)
EPE(I,II+J1,J3)=EPE(I,II-J1,J3)
32 CONTINUE
27 CONTINUE
GO TO 6
25 DO 33 J1=1,NSC
NIVA(I,II+J1)=NIVA(I,II-J1+1)
NIV1=NIVA(I,II+J1)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 34
DO 35 J2=1,NIV1
W(I,II+J1,J2)=W(I,II-J1+1,J2)
DISTS(I,II+J1,J2)=DISTS(I,II-J1+1,J2)
35 CONTINUE
34 NIVP(I,II+J1)=NIVP(I,II-J1+1)
NIV2=NIVP(I,II+J1)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 33
DO 36 J3=1,NIV2
WP(I,II+J1,J3)=WP(I,II-J1+1,J3)
DISTP(I,II+J1,J3)=DISTP(I,II-J1+1,J3)
EPE(I,II+J1,J3)=EPE(I,II-J1+1,J3)
36 CONTINUE
33 CONTINUE
GO TO 6
19 NSC=NIX-1
DO 37 J1=1,NSC
NIVA(I,II+J1)=NIVA(I,II)
NIVP(I,II+J1)=NIVP(I,II)
NIV1=NIVA(I,II+J1)
IF(NIV1.EQ.0)GO TO 38
DO 39 J2=1,NIV1
W(I,II+J1,J2)=W(I,II-J2)
DISTS(I,II+J1,J2)=DISTS(I,II,J2)
39 CONTINUE
38 NIV2=NIVP(I,II+J1)
IF(NIV2.EQ.0)GO TO 37
DO 41 J3=1,NIV2
```

WP(I,II+J1,J3)=WP(I,II,J3)
DISTP(I,II+J1,J3)=DISTP(I,II,J3)
EPE(I,II+J1,J3)=EPE(I,II,J3)

41 CONTINUE
37 CONTINUE
6 CONTINUE
17 WRITE(IW,190)
WRITE(IW,512)

512 FORMAT(,/,26X,'ARMADURAS',3(/),8X,'NO',4X,'NS',6X,'AS',7X,
*'DS',5X
*, 'NP',6X,'AP',7X,'DP',4X,'P.ELONG.',/)

J=0
DO 497 I=1,NV1
WRITE(IW,189)

189 FORMAT(,7X,62(' -'))
NIX=NDX(I)
DO 43 K=1,NIX
WRITE(IW,189)
J=J+1
IF(NIVA(I,K).LE.NIVP(I,K))L=NIVP(I,K)
IF(NIVP(I,K).LE.NIVA(I,K))L=NIVA(I,K)
DO 44 M=1,L
WRITE(IW,513)J,M,W(I,K,M),DISTS(IJK,M),M,WP(I,K,M),DISTP(I,
*K,M),EP
*E(I,K,M)

513 FORMAT(,7X,I3,4X,I2,2X,E9.3,2X,F5.3,4X,I2,2X,E9.3,2X,F5.3,
*2X,E9.3
*)

44 CONTINUE
43 CONTINUE
497 CONTINUE
I=1

C
C CALCULO DAS INCIDENCIAS
C
I1=1

1650 I2=I1+1
NEL(I,1)=I1
NEL(I,2)=I2
I1=I2
I=I+1
IF(I.LT.NNOC)GO TO 1650
WRITE(IW,499)
499 FORMAT(//,13X,'INCIDENCIAS',//,7X,'ELEMENTOS DE CONCRETO',
*3(/),7X
*, 'ELEM',4X,'NO J',4X,'NO K',/)<!--
WRITE(IW,498)(I,NEL(I,1),NEL(I,2),I=1,NEC)
498 FORMAT(,7X,I3,5X,I3,5X,I3)
WRITE(IW,190)

C
C CALCULO DOS COSENOS DIRETORES
C
26 DO 1700 I=1,NEC
IL=0
DO 1710 KL=1,2
LF=NEL(I,KL)
XE(KL,1)=X(LF)
XE(KL,2)=Y(LF)
DO 1730 KN=1,3
IL=IL+1
IB=3*(NEL(I,KL)-1)+KN
1730 JJ(I,IL)=IB
1710 CONTINUE
XCL=XE(2,1)-XE(1,1)
YCL=XE(2,2)-XE(1,2)
CX(I)=XCL/ALL(I)
CY(I)=YCL/ALL(I)--
1700 CONTINUE
WRITE(IW,510)
510 FORMAT(//,8X,'COSENOS DIRETORES',//,7X,'ELEMENTOS DE CON
*CRETO',
*3(/),7X,'I',6X,'CX',10X,'CY',/)

```
      WRITE(IW,511)(I,CX(I),CY(I),I=1,NEC)
511 FORMAT(7X,I3,2X,E8.3,2X,E9.3)
      WRITE(IW,190)
      2 IF(MLIB)18,28,18
      18 DO 1750 I=1,NEC
      DO 1750 J=1,6
1750 LIB(I,J)=0
      WRITE(IW,530)
530 FORMAT(1H-,10X,'ELEMENTOS COM LIBERACOES',//,12X,'*I*',5X,!
*'LIB(I,
11)*',2X,'*LIB(I,2)* .*LIB(I,3)* *LIB(I,4)* *LIB(I,5)* *L
*IB(I,6)
2*')
      DO 1760 JF=1,MLIB
      READ(IR,/)I,(LIB(I,LF),LF=1,6)
      WRITE(IW,535)I,(LIB(I,LF),LF=1,6)
535 FORMAT(12X,I3,10X,I1,5(1I4,I1))
1760 CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      28 DO 1800 I=1,NNL
      READ(IR,/)NA(I),(IA(I,J),J=1,3)
1800 CONTINUE
      WRITE(IW,540)
540 FORMAT( ,/,15X,'RESTRICOES NOS NOS',//,13X,'1- DIRECAO LIVR
*E',/,13
*X,'0- DIRECAO RESTRINGIDA',3(/),10X,'I',3X,'IL(I,1)',2X,'IL
*(I,2)',
*2X,'IL(I,3)',/)
      WRITE(IW,555)(NA(I),(IA(I,J),J=1,3),I=1,NNL)
555 FORMAT((10X,I3,5X,I1,2(8X,I1)))
--WRITE(IW,190)-
      READ(IR,45)(EFLOG(I),I=1,13)
45 FORMAT(13A1)
      IF(EFLOG(1).EQ.FLOG(1))GO TO 46
C
C LEITURA DOS DADOS SOBRE OS MATERIAIS
```

C

```

      WRITE(IW,4147)
4147 FORMAT( //,44X,'MATERIAIS',//,33X,'DIAGRAMAS TENSAO-DEFORMA
*'CAO',4(
*/))
      WRITE(IW,4149)
4149 FORMAT( ,15X,'CONCRETO')
READ(IR,/)FCK,GAMC,EB2
TB1=FCK/GAMC
WRITE(IW,4148)
4148 FORMAT( //,10X,'FCK',5X,'GC1',4X,'FCD',7X,'E1',4X,'E2',/,9X
*, '(T/M2'
*)',8X,'(T/M2)',5X,'(P.MIL)',/)
EB1=.0022
EB11=EB1*1000.
EB22=EB2*1000.
WRITE(IW,4151)FCK,GAMC,TB1,EB11,EB22
4151 FORMAT( ,9X,F6.1,2X,F4.2,2X,F7.2,3X,F4.2,2X,F4.2)
WRITE(IW,4150)
4150 FORMAT(5(/))
IF(NCS)81,80,81
81 WRITE(IW,4200)
4200 FORMAT( ,15X,'ACO')
READ(IR,/)IACO,FYK,GAMY,ELAST
WRITE(IW,4194)
4194 FORMAT( //,11X,'FYK',5X,'GY',6X,'EY',/,9X,'(T/M2)',10X,'(T
*/M2)',/
*)
      WRITE(IW,4190)FYK,GAMY,ELAST
4190 FORMAT( ,9X,F7.1,2X,F4.2,2X,E9.3)
TS1=FYK/GAMY
IF(IACO)78,79,78
79 WRITE(IW,4193)
4193 FORMAT( //,10X,'ACO MACIO',//)
ES1=TS1/ELAST
ES2=.01

```

```
      WRITE(IW,4197)
4197 FORMAT( ,11X,'FYD',7X,'E(FY)',4X,'E(FYK)',/,10X,'(T/M2)',8X
*, '(P. M
*IL)',/)
   ES11=ES1*1000.
   ES22=ES2*1000.
   WRITE(IW,4195)TS1,ES11,ES22
4195 FORMAT( ,9X,F8.2,4X,F5.3,4X,F6.3)
   GO TO 80
78   WRITE(IW,4196)
4196 FORMAT( //,10X,'ACO DURO',//)
   TS3=TS1
   TS1=.7*TS3
   TS2=.9*TS3
   ES1=TS1/ELAST
   ES2=TS2/ELAST+.0002633
   ES3=TS3/ELAST+.002
   ES4=.01
   DERRO=.001
   SIG=TS3+.15*TS3
4502 W1=SIG/TS3=.7
   W2=W1**4
   E1=SIG/ELAST+.823*W1*W2
   DIF=ABS(E1-ES4)-ABS(DERRO*ES4)
   IF(DIF-1.E-13)4500,4500,4501
4501 E2=1./ELAST+.115*W2/TS3
   SIG=SIG+(ES4-E1)/E2
   GO TO 4502
4500 TS4=SIG
   ES11=ES1*1000.
   ES22=ES2*1000.
   ES33=ES3*1000.
   ES44=ES4*1000.
   WRITE(IW,4192)
4192 FORMAT( ,10X,'.7*FYD',4X,'.9*FYD',6X,'FYD',4X,'FYD(LIM)',4X
*, '(T/M2
```

```

*)',/)
  WRITE(IW,4198)TS1,TS2,TS3,TS4
4198 FORMAT( ,9X,F8.2,3(2X,F8.2))
  WRITE(IW,4191)
4191 FORMAT( //,12X,'E1',9X,'E2',8X,'E3',8X,'E4',6X,'(P. MIL)',/
*)'
  WRITE(IW,4199)ES11,ES22,ES33,ES44
4199 FORMAT( ,10X,F5.3,6X,2(F5.3,5X),F6.3)
  80 IF(NCP)82,47,82
  82 WRITE(IW,600)
  600 FORMAT( //,10X,'ACO DURO - PROTENSAO',//)
  WRITE(IW,4188)
4188 FORMAT( //,10X,'FPK',5X,'GP',6X,'EP',/,9X,'(T/M2)',10X,'(T/
*M2)',/)
  READ(IR,/)FPK,GAMP,ELASP
  WRITE(IW,4189)FPK,GAMP,ELASP
4189 FORMAT( ,8X,F8.1,2X,F4.2,2X,E9.3)
  TP1=FPK/GAMP
  TP3=TP1
  TP1=.7*TP3
  TP2=.9*TP3
  EP1=TP1/ELASP
  EP2=TP2/ELASP+.0002633
  EP3=TP3/ELASP+.002
  EP4=.04
  DERR0=.001
  SIIP=TP3+.15*TP3
5502 W11=SIIP/TP3=.7
  W22=W11**4
  E1=SIIP/ELASP+.823*W11*W22
--DIF=ABS(E1-EP4)-ABS(DERR0*EP4)-----
  IF(DIR=1.E-13)5500,5500,5501
5501 E2=1./ELASP+.115*W22/TP3
  SIIP=SIIP+(EP4-E1)/E2
  GO TO 5502
5500 TP4=SIIP

```

```
      WRITE(IW,602)
602 FORMAT( //,10X,'%7*FPD',5X,'.9*FPD',7X,'FPD',5X,'FPD(LIM)'
*,5X,!T
*/M2) !,/)
EP11=EP1*1000.
EP22=EP2*1000.
EP33=EP3*1000.
EP44=EP4*1000.
WRITE(IW,603)TP1,TP2,TP3,TP4
603 FORMAT( ,9X,F9.2,3(2X,F9.2))
WRITE(IW,4187)
4187 FORMAT( //,12X,'E1',10X,'E2',9X,'E3',9X,'E4',7X,'(P. MIL)'
*,/)
WRITE(IW,604)EP11,EP22,EP33,EP44
604 FORMAT( ,10X,F6.3,6X,3(F6.3,5X))
WRITE(IW,190)
GO TO 47
46 WRITE(IW,51)
51 FORMAT( ,5(/),5X,'MATERIAIS - VER ESTRUTURA ANTERIOR',4(/))
C
C LEITURA DOS DADOS SOBRE ERROS ADMISSIVEIS E TIPO DE ESTUDO A S
*ER
C REALIZADO
C
47 LB=31
WRITE(IW,2152)
2152 FORMAT( /,39X,'TIPO DE ESTUDO REALIZADO',/,39X,24(' '))
READ(IR,/)ERR
ERR=ERR/100.
KKK=0
NN2=NN0C*3
----- -----
READ(IR,2155)ITCAR
2155 FORMAT(I1)
IF(ITCAR)2601,2601,2602
2601 LC=0
NC=0
```

```
IT=1
PEC=.2
DO 2603 I=1,NN2
SS(I)=0.
2603 RR(I)=0.
      WRITE(IW,2604)
2604 FORMAT(//,46X,'PESQUISA DA CAPACIDADE DE CARGA')
      READ(IR,/)TERR
      TERR=TERR/100.
      WRITE(IW,2154)ERR
2154 FORMAT(//,10X,'ERRO ADMISSIVEL NO CALCULO POR ITERACOES',1X
*,F10.5)
      WRITE(IW,2606)TERR
2606 FORMAT(//,10X,'ERRO ADMISSIVEL NO CALCULO POR TENTATIVAS',F1
*0.5)
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,2607)
2607 FORMAT(//,36X,37('=-'),/,36X,'TENTATIVA NO.1 - CARREGAMENTO I
*NICIAL'
*,/,36X,37('=-'))
      GO TO 2609
2602 WRITE(IW,2424)
2424 FORMAT(//,46X,'ANALISE DE CASOS DE CARREGAMENTO')
      WRITE(IW,2154)ERR
      READ(IR,/)NCC
      WRITE(IW,2410)NCC
2410 FORMAT(//,10X,'NO. DE CASOS DE CARREGAMENTO',12X,I5)
      ICR=0
2420 ICR=ICR+1
      IF(NCC.EQ.0)GO TO 2610
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,2411)ICR
2411 FORMAT(//,36X,'ESTUDO DO CARREGAMENTO NO.=',I4,/,36X,31('=-')
*)
```

C
C LEITURA DOS DADOS SOBRE O CARREGAMENTO

```

C
2609 READ(IR,/)NNC
      WRITE(IW,2612)NNC
      WRITE(IW,9001)
9001 FORMAT(///,39X,'CARGAS NOS NOS',/,39X,14(' '))
2612 FORMAT(//,10X,'NUMERO DE NOS CARREGADOS',I4)
      WRITE(IW,2157)
2157 FORMAT(//,10X,'NO',8X,'ACAO X',9X,'ACAO Y',10X,'ACAO Z',//)
*)
      IF(ITCAR)56,56,57
56 DO 2005 I=1,NN2
2005 P(I)=0.
      DO 2006 I=1,NNC
      READ(IR,/)K,(P1(J),J=1,3),(LFIX(I,J),J=1,3)
      KK(I)=K
      DO 2007 M=1,3
      IB=3*(K-1)+M
2007 P(IB)=P1(M)
      WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2159 FORMAT(7X,I5,3F14.3)
2006 CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      WRITE(IW,2679)
2679 FORMAT(//,10X,'DEFENICAO DAS DIRECOES DE CARGA CONSTANTE E
      *CARGA V
      *ARIAVEL',//,20X,'0 = DIRECAO FIXA',//,20X,'1 = DIRECAO MOVEL
      *',//,10
      *X,'NO',4X,'DIR.X',4X,'DIR.Y',4X,'DIR.Z',//)
      DO 2680 I=1,NNC
      K=KK(I)
      WRITE(IW,2682)K,(LFIX(I,J),J=1,3)
2682 FORMAT(9X,I3,6X,3(1I,8X))
2689 CONTINUE
      WRITE(IW,190)
      GO TO 2610
57 DO 58 I=1,NN2

```

```

58 P(I)=0.
DO 59 I=1,NNC
READ(IR,/)K,(P1(J),J=1,3)
KK(I)=K
DO 60 M=1,3
IB=3*(K-1)+M
60 P(IB)=P1(M)
WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
59 CONTINUE
WRITE(IW,190)
2610 IF(KKK)2810,2810,2811
2810 DO 2010 I=1,NEC
DL(I)=0.
TI(I)=0.
TJ(I)=0.
TK(I)=0.
AML(I,4)=0.
2010 CONTINUE
2811 DO 2952 I=1,NN2
2952 DZ(I)=0.
KKK=KKK+1
IFS=0
IFB=0
IFP=0
MC1=0
MC2=0
ITR=0
2100 ITR=ITR+1
WRITE(IW,190)
WRITE(IW,2160)ITR
2160 FORMAT(//,10X,'ITERACAO NO.',I3,/10X,16(' ','/'))
IF(ITR=21)2012,2422,2422
2012 WRITE(IW,2423)
2423 FORMAT(,/,9X,53('*'),/,9X,'*FOI ATINGIDO O NO. MAX DE ITE
*RACOES
*FIXADO NO PROGRAMA *',/,9X,'*FOI ULTRAPASSADA A CAPACIDADE

```

A DA ESTRUTURA,/,9X,53('*'))

IF(ITCAR)2611,2611,2421

2012 JBM=0

DO 2014 I=1,NN2

PG(I)=0.

DO 2014 J=1,LB

2014 S(I,J)=0.

C

C TNICIO DO CICLO 'DO' QUE GERA AS MATRIZES DE RIGIDEZ 6X6 E DE
C CARREGAMENTO 6X1 DEVIDO A PROTENSAO PARA TODOS OS ELEMENTOS

C

DO 2028 KI=1,NEC

CALL CONV(KI,NV1,NDX,L1,L2)

IF(ITR=1)2812,2812,2813

2812 IF(KKK=1)2813,2813,2814

2814 KK1=0

KK2=0

DO 2815 J=1,6

KK2=KK2+1

DO 2827 K=1,J

KK1=KK1+1

SE(K,J)=AUX(KI,KK1)

2827 SE(J,K)=SE(K,J)

PE(J)=AUXP(KI,KK2)

2815 CONTINUE

GO TO 2816

2813 AN=AML(KI,4)

AL1=ALL(KI)

U=TK(KI)

T1=TI(KI)

T2=TJ(KI)

DX=DL(KI)/AL1

DA=4.*AL1

DB=AL1*AL1

DC=2.*AL1

X1=0.

```
NN=0
ALSG=ALL(KI)
XX=ALSG/10.
X1=X1-XX
IS1=KI
IS2=KI+1
CALL CONV(IS2,NV1,NDX,L3,L4)
DO 2030 J=1,11
NN=NN+1
X1=X1+XX
EG=DX+((DA-8.*X1)/DB)*U
SKAP=((DA-6.*X1)*T1)/DB+((DC-6.*X1)*T2)/DB
DEG=ABS(EG)
DSKAP=ABS(SKAP)
IF(DEG-1.E-13)2800,2800,2801
2800 EG=0.
2801 IF(DSKAP-1.E-13)2802,2802,2803
2802 SKAP=0.
2803 CONTINUE
7000 CONTINUE
HH=(J-1)/10.*H(IS2)+(11-J)/10.*H(IS1)
YYY=(J-1)/10.*Y(IS2)+(11-J)/10.*Y(IS1)
H1=-YYY
H2=HH+H1
6070 DO 42 IJ=1,NSUB
HSS(IJ)=(J-1)/10.*HS(IS2,IJ)+(11-J)/10.*HS(IS1,IJ)
BS(IJ)=(J-1)/10.*B(IS2,IJ)+(11-J)/10.*B(IS1,IJ)
42 CONTINUE
NNIA1=NIVA(L1,L2)
NNIA2=NIVA(L3,L4)
--NNIA=NNIA1+NNIA2-----
NNIP1=NIVP(L1,L2)
NNIP2=NIVP(L3,L4)
NNIP=NNIP1+NNIP2
IF(NNIA)2074,2074,2073
C ACO SUPPLEMENTAR
```

2073 DO 2075 IJ=1,NNIA1
SF(IJ)=(11-J)/10.*W(L1,L2,IJ)
DS(IJ)=HH/H(IS1)*DISTS(L1,L2,IJ)-YYY
2075 CONTINUE
NNIA3=NNIA1+1
DO 2076 IJ=NNIA3,NNIA
SF(IJ)=(J-1)/10.*W(L3,L4,IJ-NNIA1)
DS(IJ)=HH/H(IS2)*DISTS(L3,L4,IJ-NNIA1)-YYY
2076 CONTINUE
2074 IF(NNIP)2072,2072,2071
C ACO DE PROTENSAO
2071 DO 2077 IJ=1,NNIP1
SP(IJ)=(11-J)/10.*WP(L1,L2,IJ)
DP(IJ)=HH/H(IS1)*DISTP(L1,L2,IJ)-YYY
EPR(IJ)=EPE(L1,L2,IJ)
2077 CONTINUE
NNIP3=NNIP1+1
DO 2078 IJ=NNIP3,NNIP
SP(IJ)=(J-1)/10.*WP(L3,L4,IJ-NNIP1)
DP(IJ)=HH/H(IS2)*DISTP(L3,L4,IJ-NNIP1)-YYY
EPR(IJ)=EPE(L3,L4,IJ-NNIP1)
2078 CONTINUE
2072 CONTINUE
6101 CONTINUE
CALL G1G2G(EG,SKAP,TS1,TS2,TS3,TS4,TP1,TP2,TP3,TP4,TB1,ES1,
*ES2,ES3
*,ES4,EP1,EP2,EP3,EP4,EB1,EB2,IFS,IFB,IFP,H1,H2,NSUB,NNIA,NN
*IP,G11,
*G21,G22,IACO,HH,GN,GM)
IF(IFB)2301,2302,2301
2301 WRITE(IW,2303)IFB,KI,XI-----
2303 FORMAT(/,1X,'FOI ULTRAPASSADA A DEFORMACAO LIMITE',/,1X,'ES
*TABELEC
*IDA PARA O CONCRETO',//,'IFB=',I3,'ELEMENTO',I3,/,1X,'SECAO
* DE CON
*CRETO DE ABCISSA',F8.3)

2302 IF(IFS)2304,2305,2304
2304 WRITE(IW,2308)IFS,KI,X1
2308 FORMAT(//,1X,'FOI ULTRAPASSADA A DEFORMACAO LIMITE',//,1X,'ES
*TABELEC
*IDA PARA O ACO',//,1X,'IFS=',I3,2X,'ELEMENTO',I3,//,1X,'SEC
*AO DE A
*BCISSA',F8.3)
2305 IF(IFP)2309,2310,2309
2310 IF(IFS)2311,2312,2311
2312 IF(IFB)2311,2313,2311
2309 WRITE(IW,2314)IFP,KI,X1
2314 FORMAT(//,1X,'FOI ULTRAPASSADA A DEFORMACAO LIMITE',//,1X,'E
*STABELE
*CIDA PARA O ACO DE PROTECAO',//,1X,'IFP=',I3,2X,'ELEMENTO'
,I4,//,
*1X,'SECAO DE ABCISSA',F8.3)
2311 WRITE(IW,2643)
2643 FORMAT(//,1X,'FOI ULTRAPASSADA A CAPACIDADE DE CARGA DA EST
*RUTURA'
*)
IF(ITCAR)2611,2611,2421
2313 DD11(NN)=G11
DD21(NN)=G21
DD22(NN)=G22
DNO(NN)=GN
DMO(NN)=GM
2030 CONTINUE
CALL MELST(DD11,DD21,DD22,ALSG,S11,S12,S13,S22,S23,S33,C1,C
*2,C3,DN
*0,DM0,SP1,SP2,SP3,C4)
6034 CC1(KI)=C1-----
CC2(KI)=C2
CC3(KI)=C3
CC4(KI)=C4
CALL MLOC(S11,S12,S13,S22,S23,S33,AL1,SE,AN,SP1,SP2,SP3,PE)
IDD=KI

```
      WRITE(11'IDD)((SE(K,J),K=1,J),J=1,6)
      WRITE(12'IDD)(PE(K),K=1,6)
5035 CONTINUE
2816 IF(MLIB)2907,2907,2908
2908 NLIB=0
      DO 2909 LF=1,6
2909 NLIB=NLIB+LIB(KI,LF)
      IF(NLIB)2907,2907,2910
2910 DO 2911 LF=1,6
      IF(LIB(KI,LF))2911,2911,2912
2912 DO 2913 J=1,6
      DO 2913 K=1,6
      SMT(J,K)=SE(J,K)-(SE(J,LF)*SE(LF,K))/SE(LF,LF)
      STT=ABS(SMT(J,K))
      IF(STT>1.E-13)2960,2960,2913
2960 SMT(J,K)=0.
2913 CONTINUE
      DO 2914 J=1,6
      DO 2914 K=1,6
2914 SE(J,K)=SMT(J,K)
2911 CONTINUE
2907 CONTINUE
      CALL ROT(SD,SE,CX,CY,KI)
      PD(1)=PE(1)*CX(KI)-PE(2)*CY(KI)
      PD(2)=PE(1)*CY(KI)+PE(2)*CX(KI)
      PD(3)=PE(3)
      PD(4)=PE(4)*CX(KI)-PE(5)*CY(KI)
      PD(5)=PE(4)*CY(KI)+PE(5)*CX(KI)
      PD(6)=PE(6)
C
C--MONTAGEL-DA-MATRIZ-DE-RIGIDEZ-GLOBAL-----
C
      DO 2031 M=1,2
      DO 2031 K=1,2
      DO 2031 J=1,3
      J1=3*(NEL(KI,M)-1)+J
```

```
JE=3*(M-1)+J
DO 2031 I=1,3
IB=3*(NEL(KI,K)-1)+I
IE=3*(K-1)+I
JB=J1+IB+1
IF(JB)2031,2031,2032
2032 IF(JB-JBM)2033,2033,2034
2034 JBM=JB
IF(LB-JBM)3074,2033,2033
2033 S(IB,JB)=S(IB,JB)+SD(IE,JE)
2031 CONTINUE
DO 2029 M=1,2
DO 2029 J=1,3
JP1=3*(NEL(KI,M)-1)+J
JPE=3*(M-1)+J
PG(JP1)=PG(JP1)+PD(JPE)
2029 CONTINUE
2028 CONTINUE
6036 CONTINUE
DO 2040 I=1,NN2
D(I)=P(I)
DDD(I)=PG(I)
2040 CONTINUE
DO 2035 I=1,NNL
DO 2035 J=1,3
IF(IA(I,J))2035,2036,2035
2036 IB=3*(NA(I)-1)+J
DO 2037 KJ=2,JBM
S(IB,KJ)=0.
2037 CONTINUE
--DO 2038-KA=1,IB-----
JL=IB-KA+1
IF(JL-JBM)2039,2039,2038
2039 S(KA,JL)=0.
2038 CONTINUE
S(IB,1)=1.
```

D(IB)=0.
DDD(IB)=0.

2035 CONTINUE
6037 CONTINUE
70 CONTINUE

C
C SOLUCAO DO SISTEMA DE EQUACOES
C

```
CALL SGAU(S,D,DDD,NN2,JBM,MC1)
66 DO 63 I=1,NN2
  DDA(I)=D(I)+DDD(I)
63 CONTINUE
  WRITE(IW,2161)
2161 FORMAT( ,4(/),20X,'DESLOCAMENTOS',/,20X,13('.'),//,13X,'NO'
*,10X,'D
*ESL.X',10X,'DESL.Y',10X,'ROT.Z',/)
  WRITE(IW,2162)(I,DDA(3*I-2),DDA(3*I-1),DDA(3*I),I=1,NNOC)
2162 FORMAT(10X,I5,3F16.5)
  WRITE(IW,190)
  IF(MC1)2641,2641,2642
2641 IF(MC2)64,64,2642
2642 WRITE(IW,199)
  WRITE(IW,2643)
  WRITE(IW,199)
  IF(ITCAR)2611,2611,2421
```

C
C CALCULO DAS ACOES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTOS
C

```
64 DO 2041 I=1,NEC
  IDD=I
  IF(ITR=1)2817,2817,2818
  2817 IF(KKK=1)2819,2819,2820
  2819 READ(11'IDD)((SE(K,J),K=1,J),J=1,6)
    READ(12'IDD)(PE(K),K=1,6)
    IF(ITCAR)2821,2821,2822
  2822 IF(NCC=1)2823,2823,2821
```

2821 ZZ1(I)=CC1(I)
ZZ2(I)=CC2(I)
ZZ3(I)=CC3(I)
ZZ4(I)=CC4(I)
KKA=0
KKP=0
DO 2824 J=1,6
KKP=KKP+1
DO 2826 K=1,J
KKA=KKA+1
2826 AUX(I,KKA)=SE(K,J)
AUXP(I,KKP)=PE(J)
2824 CONTINUE
GO TO 2823
2820 KKA=0
KKP=0
DO 2825 J=1,6
KKP=KKP+1
DO 2828 K=1,J
KKA=KKA+1
2828 SE(K,J)=AUX(I,KKA)
PE(J)=AUXP(I,KKP)
2825 CONTINUE
CC1(I)=ZZ1(I)
CC2(I)=ZZ2(I)
CC3(I)=ZZ3(I)
CC4(I)=ZZ4(I)
GO TO 2823
2818 READ(11'IDD)((SE(K,J),K=1,J),J=1,6)
READ(12'IDD)(PE(K),K=1,6)
--2823 DO 2042 J=1,6--
DO 2042 K=1,J
SE(J,K)=SE(K,J)
2042 CONTINUE
JJ1=JJ(I,1)
JJ2=JJ(I,2)

```
JJ3=JJ(I,3)
JK1=JJ(I,4)
JK2=JJ(I,5)
JK3=JJ(I,6)
D1(1)=DDA(JJ1)*CX(I)-DDA(JJ2)*CY(I)
D1(2)=DDA(JJ1)*CY(I)+DDA(JJ2)*CX(I)
D1(3)=DDA(JJ3)
D1(4)=DDA(JK1)*CX(I)-DDA(JK2)*CY(I)
D1(5)=DDA(JK1)*CY(I)+DDA(JK2)*CX(I)
D1(6)=DDA(JK3)
D2(1)=D(JJ1)*CX(I)-D(JJ2)*CY(I)
D2(2)=D(JJ1)*CY(I)+D(JJ2)*CX(I)
D2(3)=D(JJ3)
D2(4)=D(JK1)*CX(I)-D(JK2)*CY(I)
D2(5)=D(JK1)*CY(I)+D(JK2)*CX(I)
D2(6)=D(JK3)
D3(1)=DDD(JJ1)*CX(I)-DDD(JJ2)*CY(I)
D3(2)=DDD(JJ1)*CY(I)+DDD(JJ2)*CX(I)
D3(3)=DDD(JJ3)
D3(4)=DDD(JK1)*CX(I)-DDD(JK2)*CY(I)
D3(5)=DDD(JK1)*CY(I)+DDD(JK2)*CX(I)
D3(6)=DDD(JK3)
```

```
71 CONTINUE
```

```
IF(NLIB)2917,2917,2918
```

```
2918 NLIB=0
```

```
DO 2919 LF=1,6
```

```
NLIB=NLIB+LIB(I,LF)
```

```
2919 CONTINUE
```

```
2929 IF(NLIB)2917,2917,2920
```

```
2920 KCO=0
```

```
--00-2921-J=1,6--
```

```
DO 2921 K=1,6
```

```
2921 SIST(J,K)=SE(J,K)
```

```
DO 2922 LF=1,6
```

```
IF(LIB(I,LF))2922,2922,2923
```

```
2923 D1(LF)=0.
```

```
KCO=KCO+1
IIC=KCO+1
IF(IIC=NLIB)2924,2924,2925
2924 DO 2926 J=1,6
      DO 2926 K=1,6
          SMT(J,K)=SIST(J,K)-(SIST(J,LF)*SIST(LF,K))/SIST(LF,LF)
          STT=ABS(SMT(J,K))
          IF(STT-1.0E-13)2961,2961,2926
2961 SMT(J,K)=0.
2926 CONTINUE
      DO 2927 J=1,6
      DO 2927 K=1,6
          SIST(J,K)=SMT(J,K)
2927 CONTINUE
2922 CONTINUE
2925 PRD=0.
      DO 2928 J=1,6
          PRD=PRD+SIST(LF,J)*D1(J)
2928 CONTINUE
      D1(LF)=-PRD/SIST(LF,LF)
      NLIB=NLIB-1
      GO TO 2929
2917 DL(I)=D1(4)-D1(1)
      WW=(D1(5)-D1(2))/ALL(I)
      TI(I)=D1(3)-WW
      TJ(I)=D1(6)-WW
      TK(I)=CC1(I)*DL(I)+CC2(I)*TI(I)+CC3(I)*TJ(I)+CC4(I)
      DO 2043 J=1,6
          AMD(I,J)=0.
          AMP(I,J)=0.
          AML(I,J)=0.
          DO 2930 K=1,6
              AMD(I,J)=AMD(I,J)+SE(J,K)*D2(K)
              AMP(I,J)=AMP(I,J)+SE(J,K)*D3(K)
2930 CONTINUE
      PEL(I,J)=PE(J)
```

2043 CONTINUE
2041 CONTINUE
72 CONTINUE
WRITE(IW,2954)
2954 FORMAT(//,10X,'SOLICITACOES NAS EXTREMIDADES DOS ELEMENTO
*S!,/,10
*X,43('.'),4(/),15X,'SOLICITACOES ATUANTES PROVOCADAS POR FO
*RCAS EX
*TERNAS',//,15X,'(INCLUIDO O EFEITO HIPERSTATICO DA PROTENSAO
*)',//)
WRITE(IW,2953)
2953 FORMAT(//,10X,'ELEM.',8X,'NORMAL',9X,'CORT.',10X,'MOM.',11
*X,'NORM
*AL',9X,'CORT.',10X,'MOM.',//)
DO 5030 I=1,NEC
DO 5030 II=1,6
AML(I,II)=AMU(I,II)+(AMP(I,II)-PEL(I,II))
5030 CONTINUE
DO 2955 I=1,NEC
WRITE(IW,2956)I,(AML(I,J),J=1,6)
2956 FORMAT(9X,I4,6F15.3)
2955 CONTINUE
WRITE(IW,2957)
2957 FORMAT(,4(/),15X,'SOLICITACOES DE ENGASTAMENTO PERFEITO DE
*VIDAS A
* PROTENSAO',//,15X,'(ANTES DA SOLUCAO DO SISTEMA DE EQUACOES
*)',//)
WRITE(IW,2953)
DO 2958 I=1,NEC
WRITE(IW,2956)I,(PEL(I,J),J=1,6)
2958 CONTINUE
DO 2051 I=1,NN2
AR(I)=0.
2051 CONTINUE
C
C CALCULO DAS REACOES DE APOIO

C

DO 2052 KI=1,NEC
DO 2053 II=1,NNL
NAI=NA(II)

IF(NEL(KI,1)=NAI)2055,2054,2055
2055 IF(NEL(KI,2)=NAI)2053,2054,2053

2053 CONTINUE
GO TO 2052

2054 JJ1=JJ(KI,1)
JJ2=JJ(KI,2)
JJ3=JJ(KI,3)
JK1=JJ(KI,4)
JK2=JJ(KI,5)
JK3=JJ(KI,6)

DO 2056 I=II,NNL
DO 2056 J=1,3

IF(IA(I,J))2056,2057,2056
2057 IB=3*(NA(I)-1)+J

IF(IB-JJ1)2058,2059,2058

2059 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,1)*CX(KI)-AML(KI,2)*CY(KI)
GO TO 2056

2058 IF(IB-JJ2)2060,2061,2060
2061 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,1)*CY(KI)+AML(KI,2)*CX(KI)

GO TO 2056

2060 IF(IB-JJ3)2062,2063,2062
2063 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,3)

GO TO 2056

2062 IF(IB-JK1)2064,2065,2064
2065 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,4)*CX(KI)-AML(KI,5)*CY(KI)

GO TO 2056

--2064 IF(IB-JK2)2066,2067,2066
2067 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,4)*CY(KI)+AML(KI,5)*CX(KI)

GO TO 2056

2066 IF(IB-JK3)2056,2068,2056

2068 AR(IB)=AR(IB)+AML(KI,6)

2056 CONTINUE

```
2052 CONTINUE
  WRITE(IW,190)
  WRITE(IW,2165)
2165 FORMAT( //,20X,'REACOES DE APOIO',//,20X,16('.'),//,13X,'NO
  *',10X,'
  *REA,X',9X,'REA.Y',9X,'MOM.Z',//)
  DO 2069 I=1,NNL
    NAI=NA(I)
    DO 2070 J=1,3
      IF(IA(I,J))2070,3071,2070
3071 IB=3*(NA(I)-1)+J
      AR(IB)=AR(IB)-P(IB)
2070 CONTINUE
  WRITE(IW,2166)NAI,AR(3*NAI-2),AR(3*NAI-1),AR(3*NAI)
2166 FORMAT(10X,I5,3F15.3)
```

C
C VERIFICACAO DOS PROCESSOS DE ITERACAO E DE TENTATIVAS

```
2069 CONTINUE
  DO 2044 I=1,NN2
    DIF3=ABS(DDA(I)-DZ(I))-ABS(DZ(I)*ERR)-1.E-4
    IF(DIF3)2044,2044,2046
2044 CONTINUE
  IF(ITCAR)2613,2613,2049
2046 DO 2050 I=1,NN2
  DZ(I)=DDA(I)
2050 CONTINUE
  GO TO 2100
2613 NC=NC+1
  IF(LC)2614,2614,2615
2614 DO 2616 I=1,NNC
  K=KK(I)
  DO 2617 J=1,3
    IB=3*(K-1)+J
    SS(IB)=P(IB)
    IF(LFIX(I,J))2617,2617,2670
2670 P(IB)=SS(IB)+PEC*SS(IB)
```

```
2617 CONTINUE
2616 CONTINUE
2632 IT=IT+1
    WRITE(IW,199)
    WRITE(IW,2618)IT
2618 FORMAT(1X,'TENTATIVA NULERO',I4)
    WRITE(IW,199)
    IF(IT>16)2620,2660,2660
2660 WRITE(IW,199)
    WRITE(IW,2661)
2661 FORMAT(1X,'FOI ATINGIDO O NULERO MAXIMO DE TENTATIVAS FIXAD
*O NO',/
*,1X,'PROGRAMA . DEVE-SE REINICIAR O PROCESSO DE TENTATIVAS!
*,/,1X,'
*COM UMA ESTIMATIVA MUITO ADEQUADA PARA O CARREGAMENTO',//,1X,
*'DE PAR
*TIDA')
    WRITE(IW,199)
    GO TO 2419
2620 WRITE(IW,9001)
    WRITE(IW,2157)
    DO 2621 I=1,NNC
    K=KK(I)
    DO 2622 M=1,3
    IB=3*(K-1)+M
2622 P1(M)=P(IB)
    WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2621 CONTINUE
    GO TO 2610
2615 DO 2671 I=1,NNC
    K=KK(I)
    DO 2623 J=1,3
    IF(LFIX(I,J))2623,2623,2672
2672 IB=3*(K-1)+J
    SS1=P(IB)
    RR1=RR(IB)
```

```
DIF1=ABS(SS1-RR1)-ABS(SS1*TERR)
IF(DIF1)2625,2625,2626
2623 CONTINUE
2671 CONTINUE
2625 WRITE(IW,2627)
2627 FORMAT(1X,'CAPACIDADE DE CARGA DA ESTRUTURA')
    WRITE(IW,9001)
    WRITE(IW,2157)
    DO 2628 I=1,NNC
        K=KK(I)
        DO 2629 M=1,3
            IB=3*(K-1)+M
            P1(M)=P(IB)
            WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2628 CONTINUE
    WRITE(IW,199)
    GO TO 2419
2626 DO 2630 I=1,NNC
    K=KK(I)
    DO 2631 J=1,3
        IB=3*(K-1)+J
        SS(IB)=P(IB)
        IF(LFIX(I,J))2631,2631,2673
2673 P(IB)=(SS(IB)+RR(IB))/2.
2631 CONTINUE
2630 CONTINUE
    GO TO 2632
2611 LC=LC+1
    IF(NC)2650,2650,2651
2650 DO 2652 I=1,NNC
    K=KK(I)
    DO 2653 J=1,3
        IF(LFIX(I,J))2653,2653,2674
2674 IB=3*(K-1)+J
        RR(IB)=P(IB)
        P(IB)=RR(IB)-PEC*RR(IB)
```

2653 CONTINUE
2652 CONTINUE
GO TO 2632
2651 DO 2675 I=1,NNC
K=KK(I)
DO 2633 J=1,3
IF(LFIX(I,J))2633,2633,2676
2676 IB=3*(K-1)+J
SS1=SS(IB)
RR1=P(IB)
DIF1=ABS(SS1-RR1)+ABS(SS1*TERR)
IF(DIF1)2635,2635,2636
2633 CONTINUE
2675 CONTINUE
2635 WRITE(IW,199)
WRITE(IW,2627)
WRITE(IW,9001)
WRITE(IW,2157)
DO 2637 I=1,NNC
K=KK(I)
DO 2638 M=1,3
IB=3*(K-1)+M
2638 P1(M)=SS(IB)
WRITE(IW,2159)K,(P1(M),M=1,3)
2637 CONTINUE
WRITE(IW,199)
GO TO 2419
2636 DO 2639 I=1,NNC
K=KK(I)
DO 2640 J=1,3
----IF(LFIX(I,J))2640,2640,2677----
2677 IB=3*(K-1)+J
RR(IB)=P(IB)
P(IB)=(SS(IB)+RR(IB))/2.
2640 CONTINUE
2639 CONTINUE

GO TO 2632
2049 CONTINUE
2421 IF(ICR-NCC)2420,2419,2419
3074 WRITE(IW,199)
 WRITE(IW,2167)LB,JBM
2167 FORMAT(//,1X,'EXECUCAO SUSPENSA',//,1X,'LARGURA DE BANDA I
*NSUFICI
*ENTE',//,1X,'LB=',I3,//,'JBMAX=',I3)
 WRITE(IW,199)
2419 IF(IC-NEST)2405,9000,9000
8000 WRITE(IW,8001)
8001 FORMAT(//,1X,'FALTAM DADOS PARA Y(J)'//)
9000 CALL EXIT
END

A N E X O I I I

DESENHOS

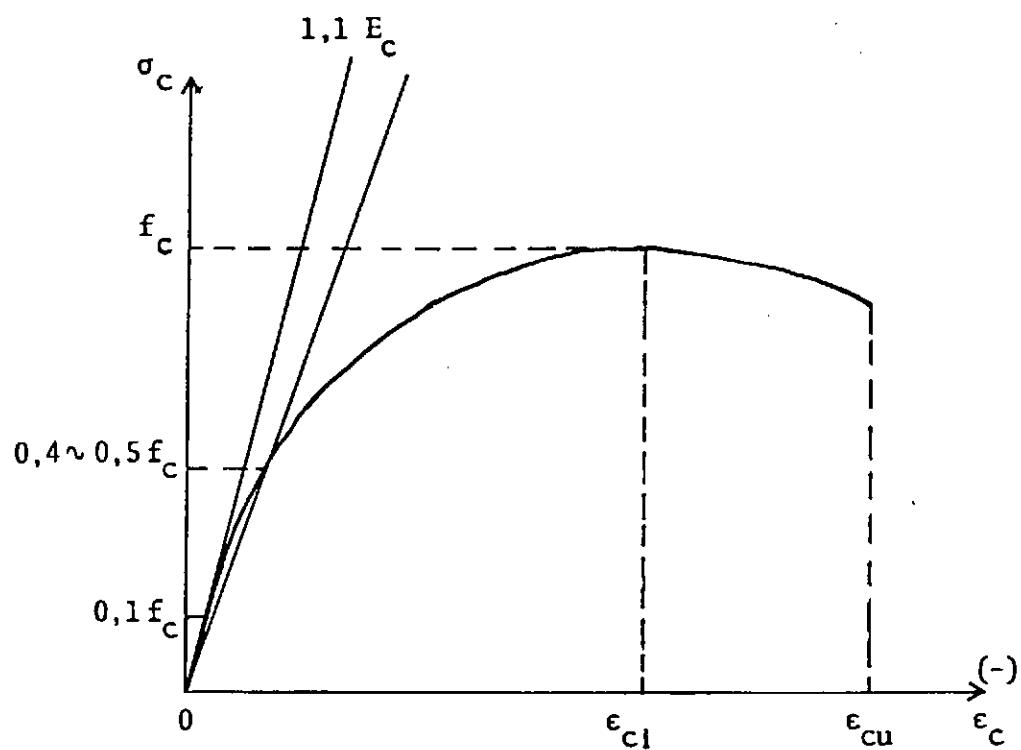


Figura 2.1 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto

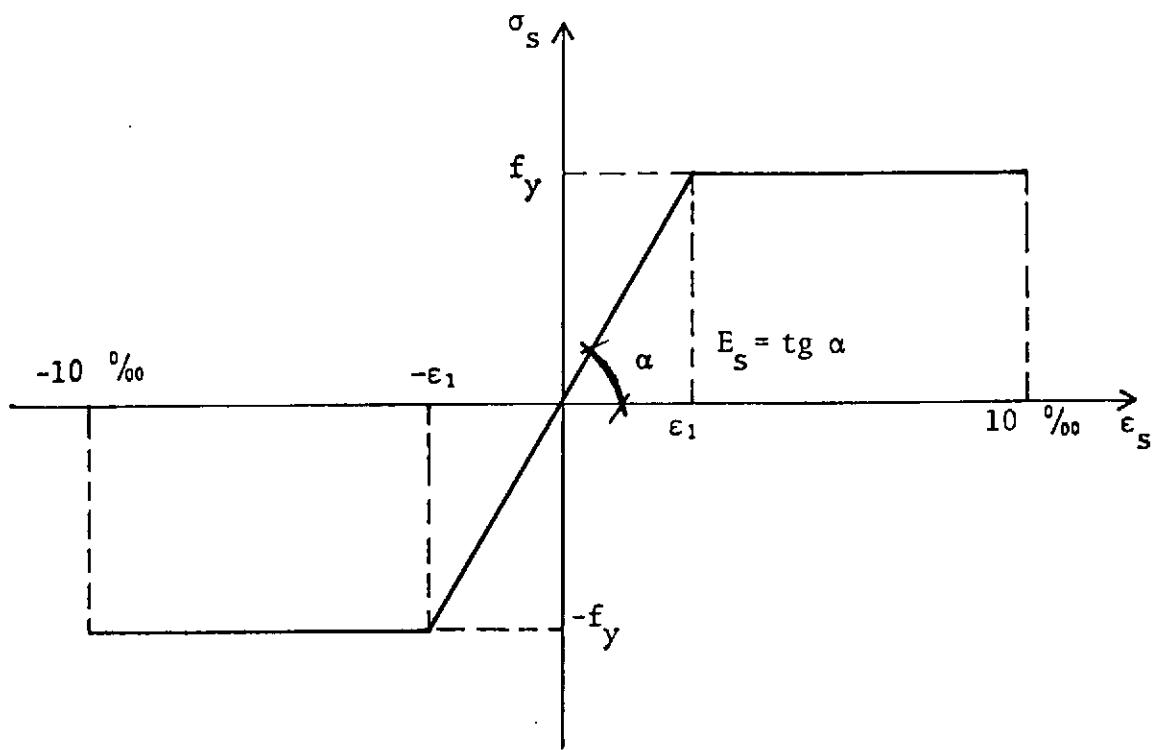


Figura 2.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço Tipo A

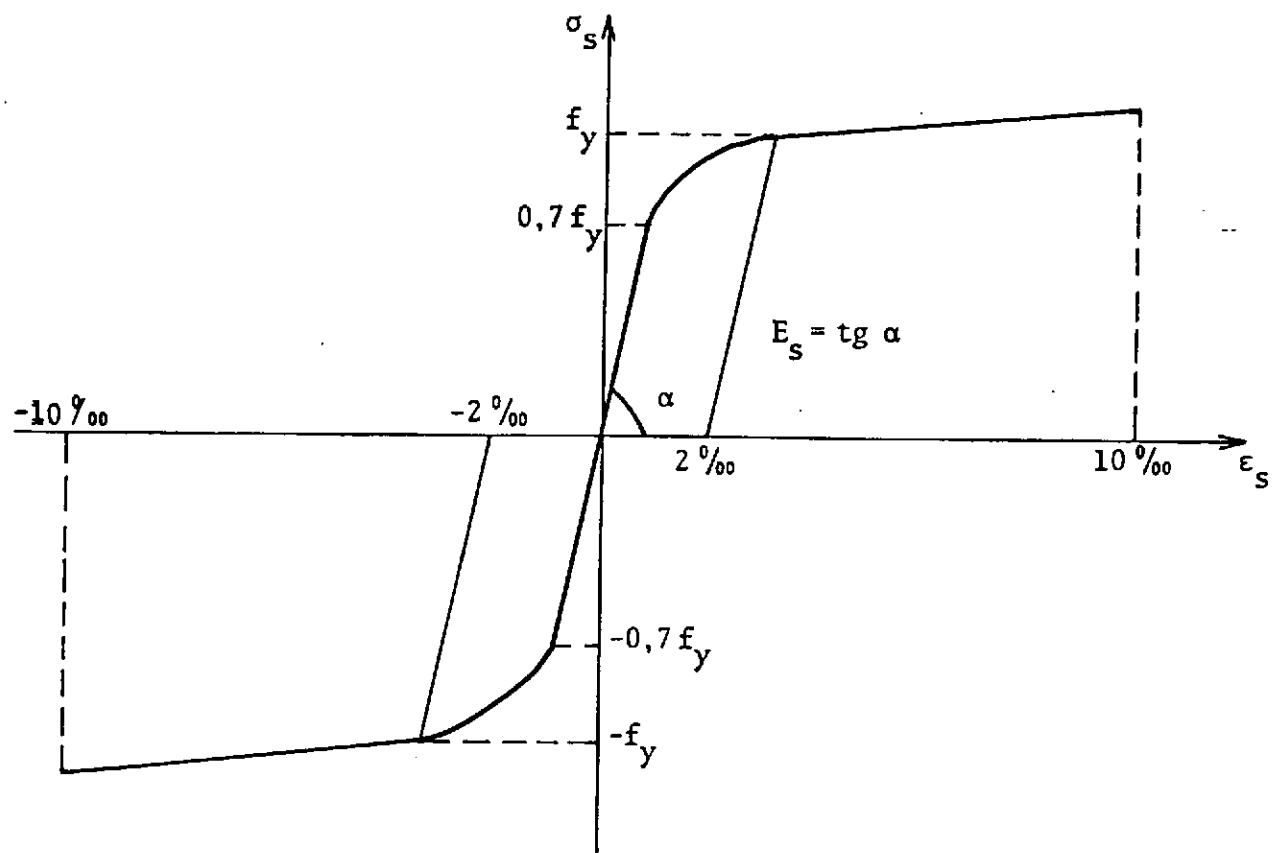


Figura 2.3 - Diagrama Tensão-Deformação

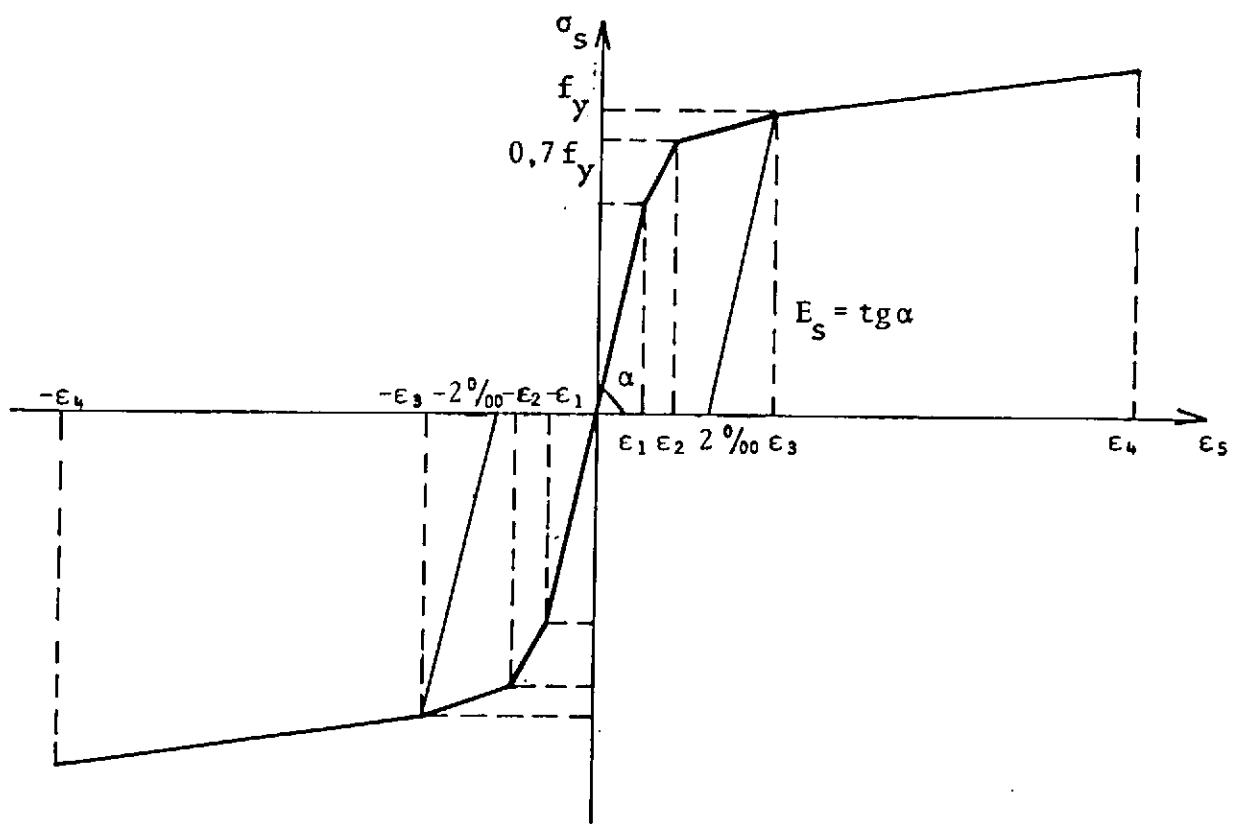


Figura 2.4 - Diagrama Tensão-Deformação Adotado no Cálculo

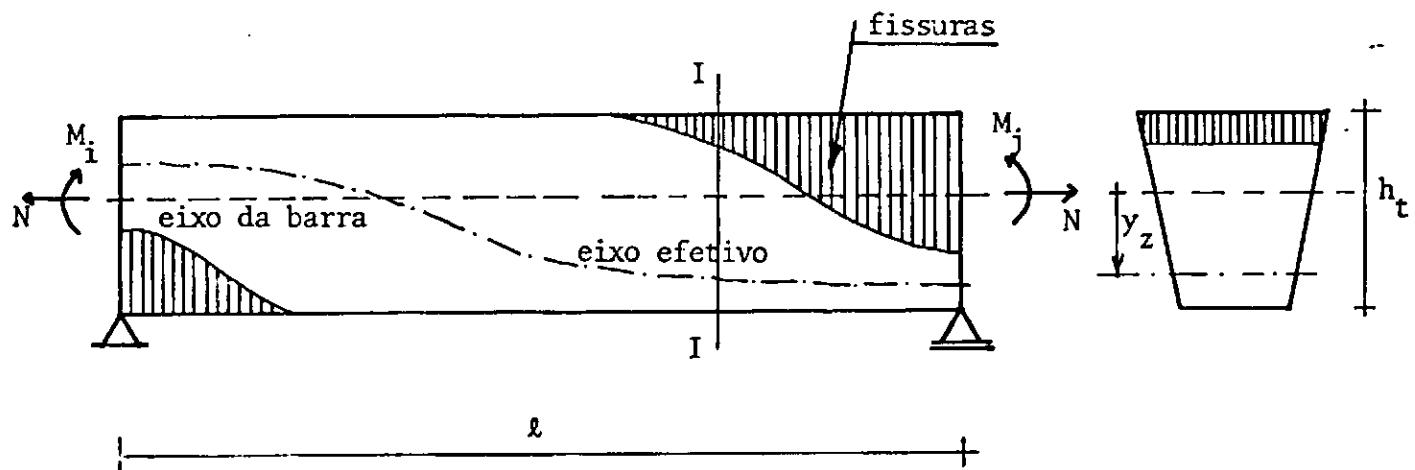


Figura 3.1 - Distribuição dos Módulos de Elasticidade

devido à Plastificação e Fissuração

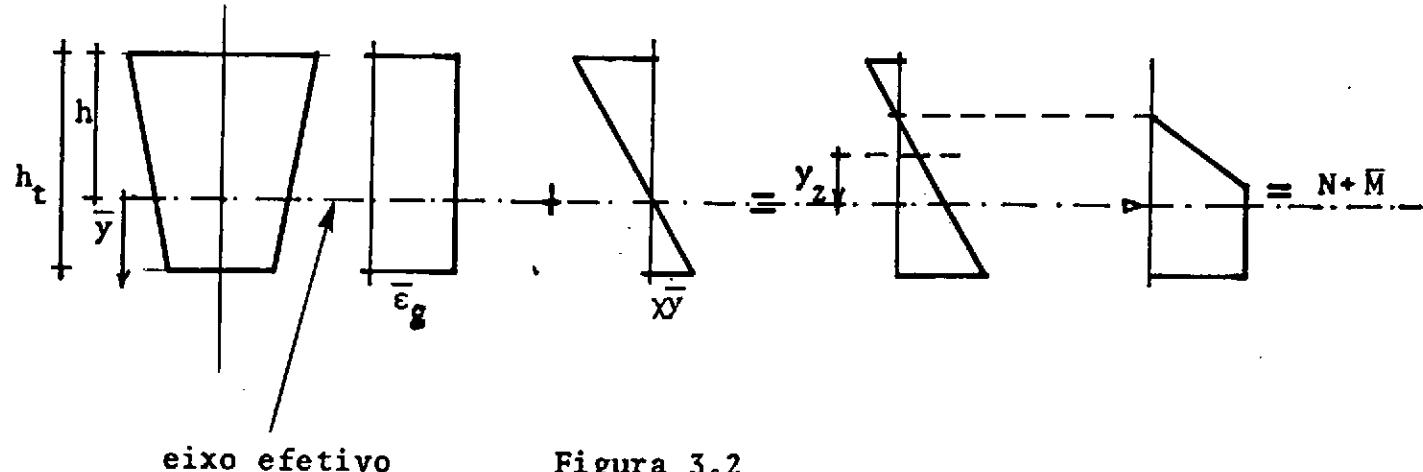


Figura 3.2

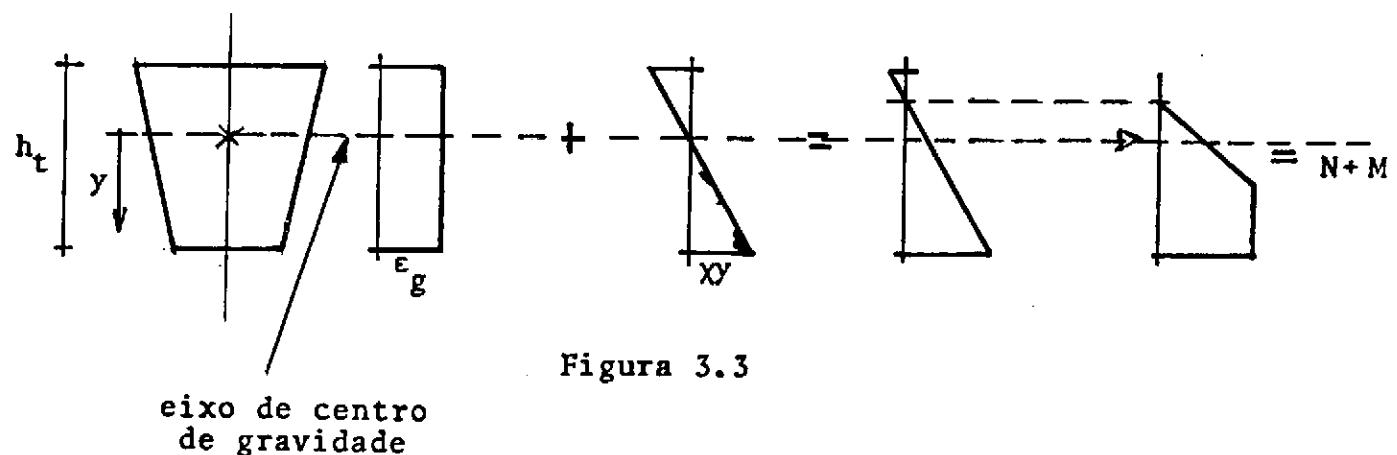


Figura 3.3

Definição de Tensão Média, Curvatura,

Força Normal e Momento Numa Seção

Funções de Interpolação

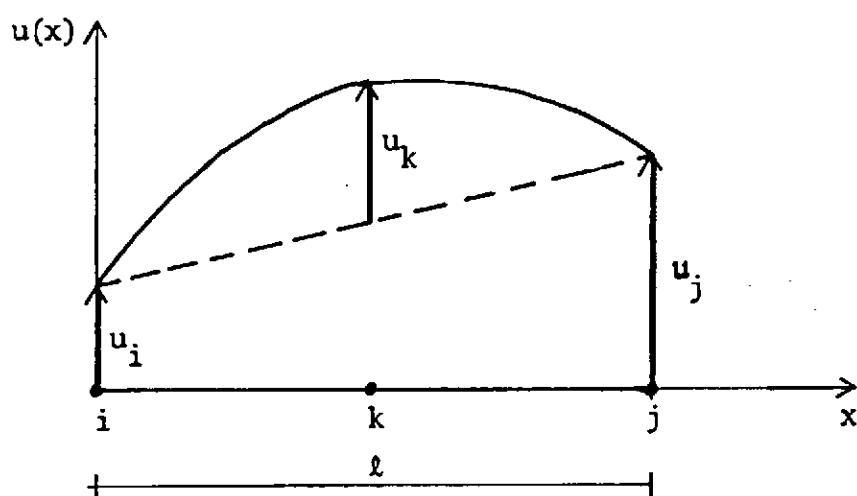


Figura 3.4 - Interpolação Quadrática para $U(x)$

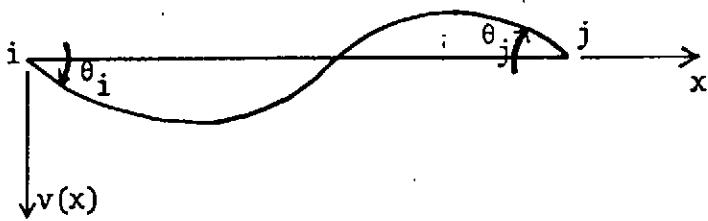


Figura 3.5 - Interpolação Cúbica para $V(x)$

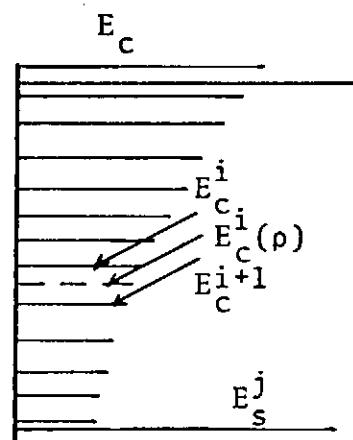
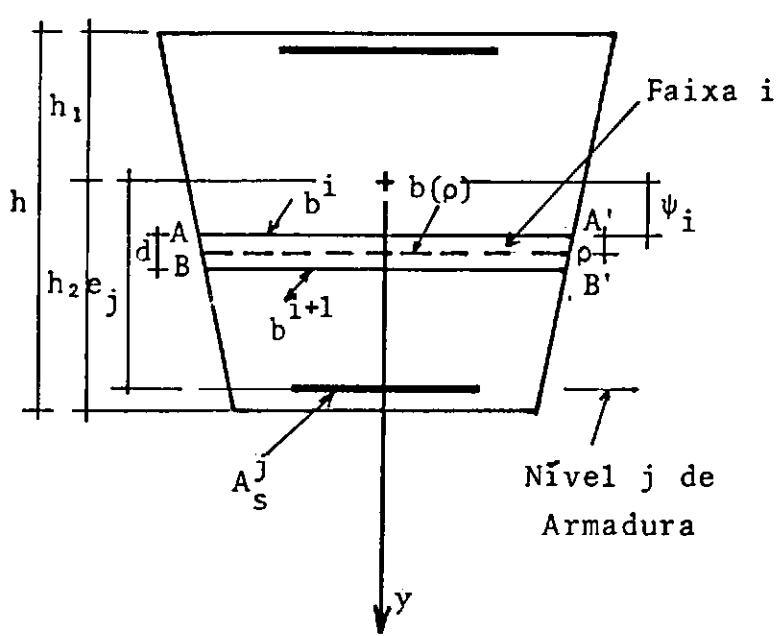


Figura 3.6 - Distribuição dos Módulos de Elasticidade na Seção - Concreto e Aço.

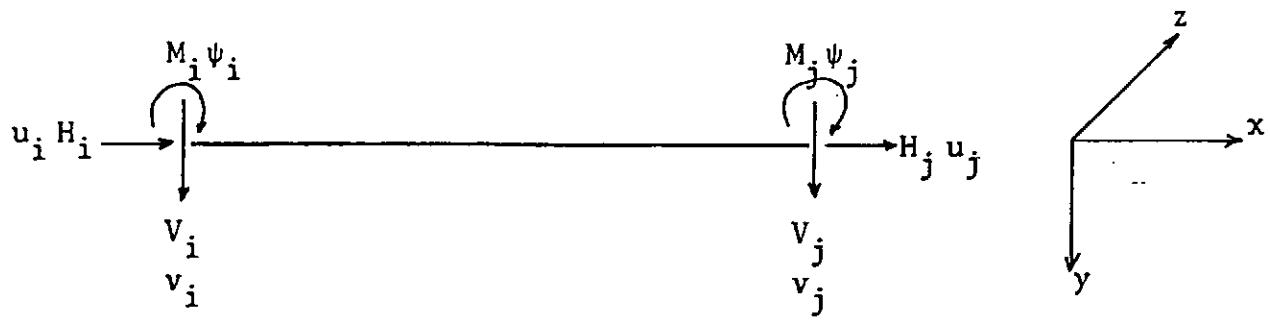


Figura 3.7

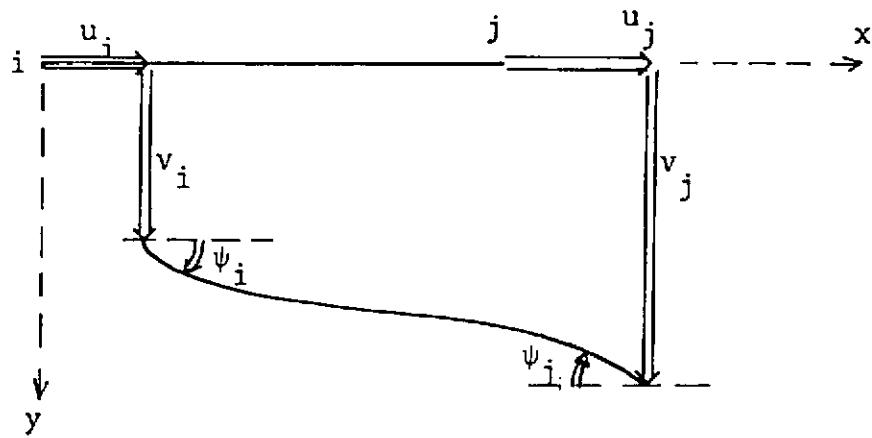


Figura 3.8

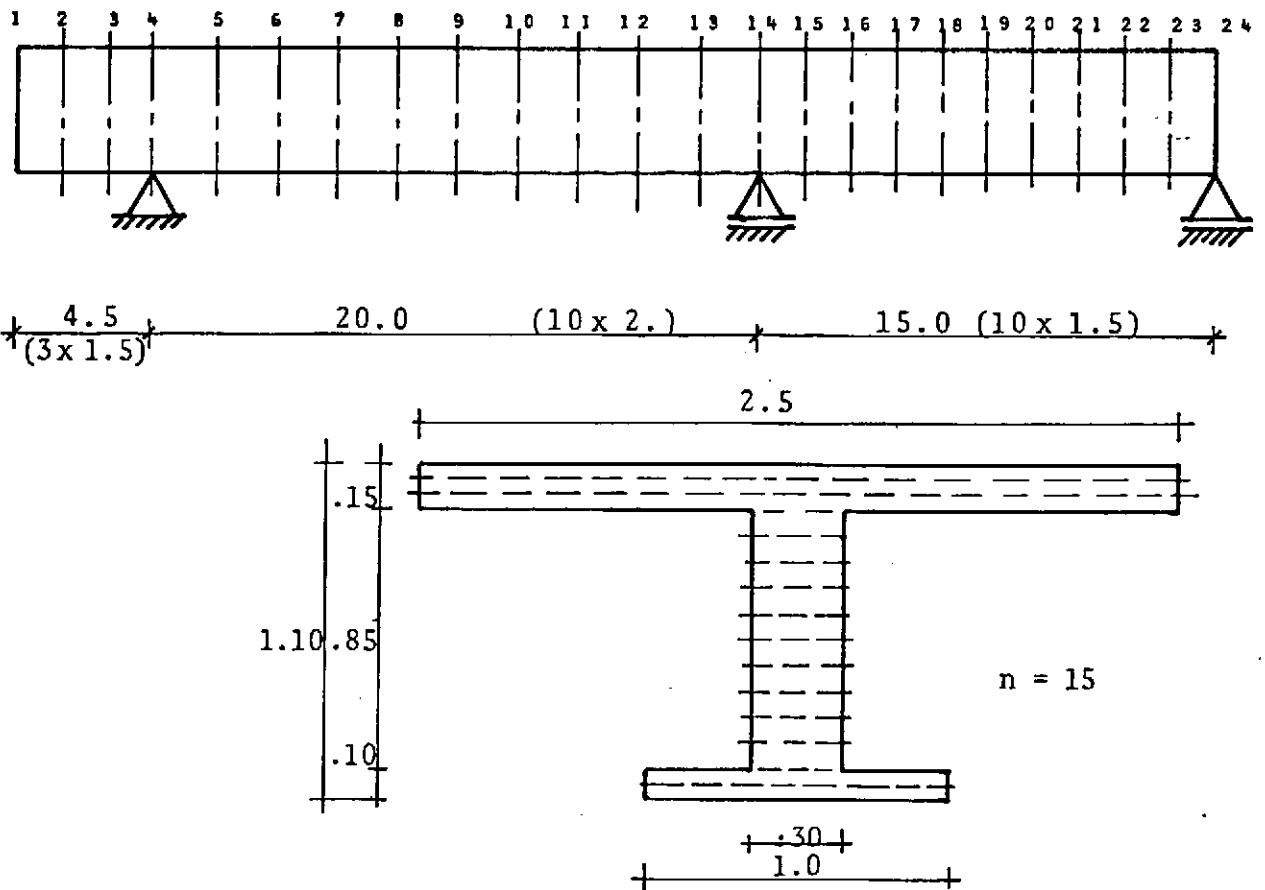


Figura 5.1

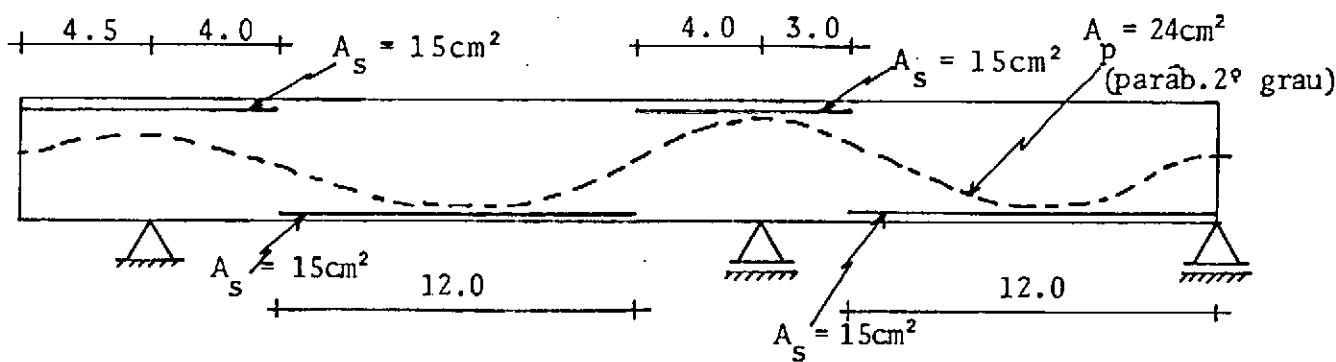
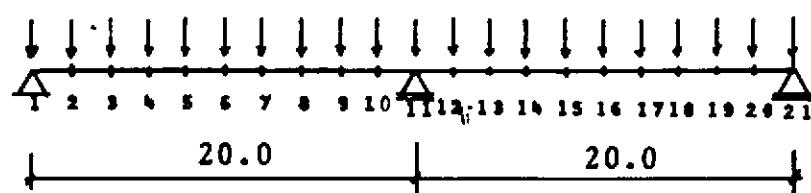
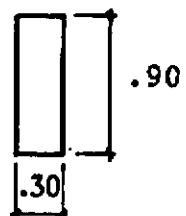


Figura 5.2

Sistema Estrutural



Seção



Armaduras



Y [45 57 71 80 83 82 76 65 49 28 8 28 49 65 76 82 83 80 71 57 45] Protensão $A_{sp} = 10 \text{ cm}^2$

Figura 5.3

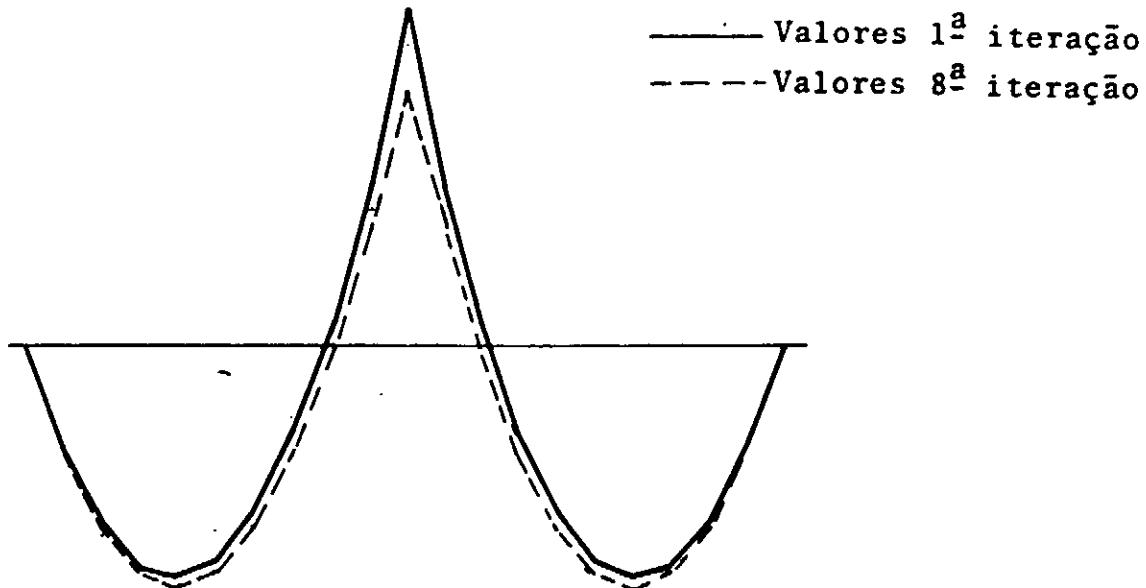


Figura 5.4 - Diagramas de Momentos Fletores