

Luiz Cholfe
Luciana Bonilha



CONCRETO PROTENDIDO

teoria e prática

oficina de textos

Concreto protendido: teoria e prática

LUIZ CHOLFE & LUCIANA BONILHA



Concreto protendido: teoria e prática

oficina de textos

Copyright © 2018 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

CONSELHO EDITORIAL Arthur Pinto Chaves; Cylon Gonçalves da Silva;
Doris C. C. K. Kowaltowski; José Galizia Tundisi; Luis Enrique Sánchez;
Paulo Helene; Rozely Ferreira dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano

CAPA Malu Vallim

PROJETO GRÁFICO E DIAGRAMAÇÃO Diagramme – Design Gráfico & Editoração

REVISÃO DE TEXTO Ricardo Sanovick Shimada

IMPRESSÃO E ACABAMENTO BMF Gráfica e Editora

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Cholfe, Luiz

Concreto protendido : teoria e prática / Luiz

Cholfe & Luciana Bonilha. — 2. ed. —

São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

Bibliografia.

ISBN 978-85-77975-297-1

1. Engenharia de estruturas 2. Estruturas de concreto protendido I. Bonilha, Luciana.

II. Título.

15-04758

CDD-624.1834

Índices para catálogo sistemático:

1. Estrutura de concreto protendido :
Engenharia estrutural 624.1834

Todos os direitos reservados à **Editora Oficina de Textos**

Rua Cubatão, 798

CEP 04003-003 São Paulo SP

tel. (11) 3085 7933

www.ofitexto.com.br

atend@ofitexto.com.br

Prefácio 1

***E**m um país com escassas publicações técnicas, é com muita satisfação e entusiasmo que anuncio mais uma obra sobre engenharia estrutural de concreto. Trata-se do livro sobre concreto protendido dos engenheiros Luiz Cholfe e Luciana Bonilha.*

As notas de aula, dos mesmos autores, da disciplina de Concreto Protendido da Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie (EEUPM) são, de longa data, referência bibliográfica obrigatória para o apoio e estudo, utilizadas pelo meio técnico em projetos estruturais. Não apenas os alunos que assistiam às aulas tinham contato com essas notas de aula, mas inúmeros outros engenheiros estruturais também recorriam a esse material didático sobre os ensinamentos e conceitos do concreto protendido. Digo isso pela minha própria experiência profissional, pois, quando fui especificar um sistema computacional para lajes protendidas, também recorri a essas excelentes notas de aula e sempre as citei como excelente material didático sobre o assunto.

Com base na experiência acadêmica de décadas ministrando aulas de Concreto Protendido na EEUPM, finalmente os engenheiros Luiz Cholfe e Luciana Bonilha estão concretizando um clamor do nosso meio técnico, que é o de publicar um livro sobre projeto estrutural de concreto protendido.

Escrito de forma clara e objetiva, abordando os assuntos com a devida profundidade, os conceitos apresentados neste livro são aplicados para o projeto estrutural em concreto protendido de lajes, vigas, pórticos, elementos especiais, estruturas premoldadas, pontes etc.

Com a didática acumulada ao longo da extensa vida acadêmica e prática profissional, são explanados os conceitos básicos da protensão, os efeitos dos cabos de protensão nas estruturas, introduzindo um novo comportamento do modelo estrutural, a comparação entre concreto armado e protendido e os níveis de protensão, tanto para pré-tração como para pós-tração. Está contemplado também o dimensionamento das seções transversais com armaduras ativas e passivas no estado-limite último. As verificações dos estados-limites em serviço para os diversos níveis de protensão são equacionadas.

As perdas de protensão de diversas origens possuem um capítulo à parte, sempre com exemplos numéricos completos e elucidativos. Finalmente, um extenso capítulo dedicado exclusivamente a exemplos práticos resolvidos é apresentado, além do roteiro completo a ser seguido para a elaboração do projeto de estruturas protendidas em todas as suas etapas.

Em resumo, projetar estruturas de concreto protendido não é tarefa corriqueira como projetar uma estrutura de concreto armado. Os colegas engenheiros têm certo receio neste tipo de projeto, devido às particularidades com o novo material, verificações adicionais que necessitam serem realizadas, dúvidas na execução etc. Com certeza, esta publicação vai atingir plenamente o grande objetivo dos autores, que é transmitir ao meio técnico informações necessárias e suficientes para entender e desmistificar o uso e a aplicação da protensão nos mais variados elementos estruturais.

Quero aqui parabenizar os autores pela publicação que, sem dúvida, será livro obrigatório para os engenheiros estruturais que atuam no mercado como projetistas de estruturas protendidas.

Nelson Covas

Diretor da TQS Informática Ltda.

Conselheiro da Abece – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural

Conselheiro do Ibracon – Instituto Brasileiro do Concreto

Prefácio 2

*D*evo atribuir à generosidade dos autores o convite para prefaciá-lo este importante empreendimento editorial, que já está destinado a se tornar obra de referência nos cenários acadêmico e profissional da engenharia civil brasileira, mercê dos múltiplos atributos do seu conteúdo e, de modo muito especial, da credibilidade técnico-científica dos Professores Engenheiros Luiz Cholfé e Luciana Bonilha.

Os méritos do livro *Concreto Protendido: Teoria e Prática* começam pela própria organização da obra – metodologicamente instigante e graficamente atraente – que mescla de forma inteligente textos conceituais, representações gráficas e iconográficas, exemplos numéricos e exercícios de aplicação. Seu lastro conceitual é seguro e preciso; os gráficos, diagramas e desenhos são nítidos e esclarecedores; as imagens fotográficas ilustram contextos reais, revelando, em muitos casos, amostras do vasto acervo técnico dos próprios autores. Quanto aos exemplos numéricos e aos exercícios de aplicação, vê-se que o contexto e a ordem de grandeza dessas proposições são compatíveis com a realidade profissional, não ficando subordinadas à materialização puramente acadêmica de conceitos e procedimentos. Em síntese: teoria e prática complementam-se harmoniosamente, fazendo jus ao título e à proposta da obra. Nesse sentido, os gregos antigos diriam que a episteme uniu-se virtuosamente à praxis para elaborar a téchne. Sem dúvida, a convergência dessas dimensões foi deliberadamente induzida e construída por quem tinha em mente compartilhar com estudantes e engenheiros as peculiaridades e sutilezas das estruturas protendidas. A autoria dessa obra bem tecida tem identidade própria e credenciais marcantes. Convém inserir, aqui e agora, os devidos destaques.

Com efeito, a credibilidade técnico-científica atribuída aos autores tem sua prova mais evidente no alentado acervo de projetos, gerenciamento e serviços de consultoria que os Engenheiros Luiz Cholfé e Luciana Bonilha vêm desenvolvendo há mais de três décadas, com reconhecido padrão de qualidade e confiabilidade. Veja-se, a propósito, o portfólio da empresa *Statura Engenharia e Projetos*, de que ambos são titulares, e que conta com quase duas mil assinaturas de autoria técnica, incluindo soluções inovadoras, sofisticadas e arrojadas. Esse respeitável capital intelectual e tecnológico atesta as credenciais de competência profissional dos autores. Existe, contudo, outra dimensão a considerar: ambos são também Professores Universitários experientes, portadores do título de “Mestre

em Engenharia”, que ministram aulas de Concreto Protendido aos alunos da tradicional Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie. Vale a pena realçar esse aspecto, pois tal circunstância ganha sentido contextual de relevo, se abordada em uma perspectiva histórica.

De fato, à medida que, de longa data, Luiz Cholfé e Luciana Bonilha protagonizam o ensino do Concreto Protendido na Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie, dão também sequência a uma linhagem de ilustres docentes dessa disciplina, que compreende figuras como Roberto Rossi Zuccolo, José Carlos de Figueiredo Ferraz, Augusto Carlos de Vasconcelos e Antranig Muradian – todos, sem exceção, notáveis engenheiros e magistrais professores. Por força da conexão temática, esse registro permite que se mencione igualmente o pioneirismo que a Escola de Engenharia Mackenzie ostentou em várias frentes de atuação, a exemplo do próprio ensino de Concreto Armado como disciplina autônoma, desde o longínquo ano de 1913, e da publicação do primeiro livro didático de Concreto Armado, produzido no Brasil, em 1918, pelo Professor R. B. Clark, do Mackenzie.

Voltando à questão do ensino de Concreto Protendido no Mackenzie, já em 1954 era contratado o Professor José Carlos de Figueiredo Ferraz para essa finalidade, pois a matéria deixara de ser capítulo da então cadeira de Concreto Armado para constituir disciplina específica. Quanto a Roberto Rossi Zuccolo, que se formara brilhantemente em 1946 e se fizera Catedrático de Sistemas Estruturais na Faculdade de Arquitetura e Urbanismo do Mackenzie, o Professor Vasconcelos (também insigne protagonista desta história) afirma que foi ele – Zuccolo – o primeiro a executar projetos estruturais de concreto protendido em São Paulo, fazendo jus ao título de “pai do concreto protendido no Brasil.” Hoje, o Centro Histórico Mackenzie guarda em seus arquivos todo o acervo do antigo Escritório Técnico Roberto Rossi Zuccolo, compreendendo cerca de 12.000 documentos, entre projetos, memoriais de cálculo, manuais e livros. À luz desse panorama, percebe-se a grandeza da responsabilidade atribuída aos Professores Luiz Cholfé e Luciana Bonilha, qual seja dar continuidade a essa brilhante trajetória e alçá-la, cada vez mais, aos mais elevados patamares de respeitabilidade e excelência. Na certeza de que os leitores estudantes e os leitores engenheiros civis estarão sendo brindados com uma excelente referência bibliográfica, encerro minhas palavras de apreço augurando que, além do preenchimento de uma aguda lacuna editorial, esta obra possa contribuir para que seus autores (e eventuais outros abnegados discípulos) continuem dedicados à missão do “ensino da juventude” que, abaixo da prece, eleva a linguagem humana à sua maior expressão de sublimidade (como dizia Rui Barbosa). Nesse caso, ousaria dizer que o Mackenzie e os mackenzistas agradecem!

Por fim, caberia imaginar as intenções dos meus amigos Luiz Cholfe e Luciana Bonilha quando se propuseram a transformar consagradas apostilas em 300 preciosas páginas de livro. Essas intenções estavam alinhadas, provavelmente, com o imaginário do imortal Fernando Pessoa, que transcrevo e parafraseio: “Tinham pensamentos tais que, se pudessem revelá-los e fazê-los viver, acrescentariam nova luminosidade às estrelas e nova beleza ao mundo”.

Concretamente, essa pretensão deve encontrar-se embutida nos nichos mais íntimos da vida dos autores, ancorada no âmago das suas convicções, sem excentricidades inconvenientes e sem perdas decorrentes do tempo e dos afrouxamentos tão comuns entre figuras de menor linearidade ética.

Prof. Dr. Marcel Mendes

Vice-Reitor da Universidade Presbiteriana Mackenzie

Introdução

Esta publicação tem como objetivo fornecer, aos estudantes dos cursos de graduação em Engenharia Civil e engenheiros iniciantes que atuam na área de projetos estruturais, informações básicas conceituais da arte de projetar estruturas de concreto protendido.

O livro consolida a experiência acumulada do curso de graduação, ministrado na Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie (EEUPM), em que os autores, atuais responsáveis pela disciplina, dão continuidade ao trabalho de outros professores que atuam na área, como o engenheiro Antraning Muradian.

A teoria apresentada tem como base as recomendações da Norma NBR 6118 (Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento) complementada com aplicações numéricas de exemplos extraídos da prática profissional.

No Capítulo 1, estão abordados definições e conceitos iniciais do concreto protendido, da força de protensão e seus efeitos com exemplos práticos de traçado de cabos.

O Capítulo 2 mostra um estudo comparativo entre os concretos armado e protendido e os tipos de protensão quanto aos processos construtivos (Pré e Pós-Tração) e quanto às exigências relativas à fissuração do concreto e à proteção das armaduras: protensões nível 1 (parcial), nível 2 (limitada) e nível 3 (completa).

Uma abordagem rápida sobre o método dos estados-limites, ações, combinações, materiais e segurança foi contemplada.

Para o Capítulo 3 foi reservada uma parte importante do projeto de seções armadas com armaduras ativas e passivas. Trata-se do dimensionamento e verificação de seções transversais com a aplicação do método dos estados-limites. Equações de equilíbrio no ELU permitem a definição das armaduras que satisfazem as hipóteses do concreto protendido para os diversos ELS definidos nas protensões níveis 1, 2 e 3. Exemplos numéricos mostram como proceder para a definição adequada das armaduras.

As perdas da força de protensão estão consideradas no Capítulo 4. A teoria, acompanhada de aplicações numéricas, aborda as perdas imediatas (atrito, acomodação das

ancoragens e encurtamento imediato do concreto) e as perdas progressivas (retração e fluência do concreto e relaxação do aço protendido), presentes nas peças projetadas com pré e pós-tração.

O Capítulo 5 apresenta revisões de cálculo para características geométricas, tensões normais, verificações no ato da protensão, procedimentos de projeto e traçado geométrico de cabos.

Aplicações numéricas diversas estão contidas no Capítulo 6.

Informações sobre detalhamento e acessórios de protensão (ancoragens, fretagens, bainhas etc.), equipamentos (aparelhos tensores, bombas de injeção, misturadores etc.) e procedimentos construtivos não fazem parte deste trabalho. Consultas podem ser obtidas através das empresas de protensão que disponibilizam em seus sites os detalhes necessários ao projeto e execução das peças protendidas.

As estruturas mais complexas (vigas contínuas, pórticos, lajes cogumelo etc.), quando submetidas às ações da protensão, necessitam de uma análise mais profunda para a determinação dos chamados “hiperestáticos de protensão”. É um assunto importante, não abordado neste trabalho, que pode ser encontrado nos programas integrados de projeto estrutural como o TQS e outros. O engenheiro projetista deve ter conhecimento dos casos em que os “hiperestáticos” estão presentes.

O estudo do cisalhamento e seus efeitos, produzidos por forças cortantes e torção atuando em conjunto com a protensão, também não fazem parte desta publicação.

Por fim, acreditamos que este livro possa ser utilizado como material didático em cursos de graduação, especialização e por profissionais que projetam e executam estruturas de concreto protendido.

Sumário

1 Conceitos	1
1.1. Considerações.....	1
1.2. Concreto estrutural.....	10
1.3. O concreto e o aço nas estruturas protendidas.....	13
1.4. Conceituação do funcionamento estrutural de vigas de concreto armado e a utilização de aços especiais de alta resistência.....	23
1.5. Conceitos de concreto protendido	33
1.6. Efeitos da força de protensão	35
2 Tipos de protensão.....	45
2.1. Estudo comparativo: concreto protendido × concreto armado	45
2.2. Tipos de protensão: classificação	49
2.3. Uma breve evolução dos processos de cálculo: o método dos estados-limites.....	60
2.4. Ações representadas por "F"	64
2.5. Resistências	70
2.6. Segurança das estruturas civis – considerações	72
2.7. Aplicação teórica do método dos estados-limites	73
3 Método dos estados-limites: dimensionamento e verificações de seções transversais.....	77
3.1. Introdução	77
3.2. Elementos sujeitos a solicitações normais – estado-limite último (ELU) – hipóteses básicas	79
3.3. Seção transversal, estado-limite último (ELU), arranjo das variáveis estruturais – equilíbrio	81
3.4. Pré-alongamento da armadura ativa	84
3.5. Verificações de vigas protendidas no estado-limite último (ELU) – domínio 3	86
3.6. Vigas protendidas: dimensionamento de seções retangulares, no estado-limite último (ELU) – domínios 2, 3 e 4 – com aplicação do processo prático K6 para concretos classes C25 a C40	97
3.7. Estados-limites de serviço – verificações	114
3.8. Estado-limite último (ELU) no ato da protensão	128

4 Perdas da força de protensão	133
4.1. Introdução	133
4.2. Perdas iniciais da força de protensão	133
4.3. Perdas imediatas da força de protensão	134
4.4. Perdas progressivas da força de protensão	168
4.5. Processos de cálculo das perdas progressivas	202
4.6. Considerações finais.....	211
4.7. Um exemplo completo: pós-tração	213
5 Revisão	227
5.1. Revisão de cálculo de características geométricas de seções transversais.....	227
5.2. Revisão de cálculo de tensões normais de seções transversais no Estádio 1	235
5.3. Macrorroteiro de projeto de estruturas de concreto protendido com pós-tensão	253
5.4. Verificação estados-limites de serviço	258
5.5. Traçado geométrico	279
6 Exercícios resolvidos	295
6.1. Exercícios resolvidos	295
6.2. Dimensionamento	296
6.3. Estado-limite último.....	319
6.4. Traçado geométrico, perdas e alongamento.....	333
Referências bibliográficas	345
Bibliografia recomendada	346

CONCEITOS

1.1. CONSIDERAÇÕES

Ao longo do último século, observamos uma espantosa evolução da engenharia das estruturas civis, tanto metálicas quanto de concreto. Essa evolução ocorreu em três grandes grupos: dos *materiais estruturais*; dos processos de *cálculos/projetos*; e dos *métodos e procedimentos construtivos*.

Os materiais, que são representados basicamente pelo concreto e pelo aço, possuem hoje características especiais de performance e resistência. A tecnologia desenvolveu novos aditivos/adições, que, incorporados ao concreto, garantiram melhorias de qualidade, durabilidade e aumento da resistência a valores que ultrapassam com facilidade a marca dos 50 MPa. Surgiram, em decorrência, os concretos especiais de alto desempenho [*CAD*], os autoadensáveis [*CAA*] e outros de uso corrente na construção das estruturas. O emprego adequado desses concretos tem produzido estruturas mais seguras e duráveis.

Em relação ao aço, considerado a mais versátil e a mais importante das ligas metálicas, o desenvolvimento industrial disponibilizou no mercado os chamados aços-carbono, com aplicações importantes para as estruturas metálicas [*ASTM A36*, *ASTM 572* e *ASTM 709*], concreto armado [*CA50* e *CA60*] e concreto protendido [*CP190* e *CP210*]. Nas estruturas modernas, tornou-se comum o uso de cordoalhas engraxadas, simplificando e popularizando a aplicação da protensão, principalmente em lajes e pré-moldados.

Os processos de *cálculos/projetos* apresentaram grande impulso a partir da década de 60. A técnica da probabilização das variáveis estruturais [ações e resistências] e o método dos estados-limites permitiram ao engenheiro de estruturas desenvolver formulações mais claras para verificar a segurança e o desempenho das construções.

A análise estrutural com auxílio de computadores e programas de alta capacidade também teve um papel importante ao ampliar a possibilidade de uso de modelos sofisticados, dotados de processamentos rápidos e confiáveis. As simulações podem ser lineares ou não lineares [*geometria e materiais*], com respostas estáticas ou dinâmicas.

Os profissionais de projeto contam com programas integrados de cálculo e desenhos para aumentar a produtividade e a qualidade do detalhamento gráfico dos elementos das estruturas. Vale ressaltar que a criação dos ambientes colaborativos promoveu a integração das diversas disciplinas do projeto [*arquitetura, estrutura, instalações, mecânica e outras*], com transmissão instantânea e troca de arquivos via internet.

O sistema BIM (Building Information Model) permite que projetistas de diversas especialidades desenvolvam os seus projetos por meio da modelagem da edificação e alimentem simultaneamente o sistema que vai verificar automaticamente eventuais interferências. O sistema também permite controlar informações sobre materiais, orçamento, cronograma e histórico do empreendimento.

Em relação à técnica dos procedimentos **construtivos**, as máquinas e os equipamentos passaram a realizar tarefas que costumavam ser executadas manualmente por operários construtores. O transporte e a montagem de materiais e peças foram otimizados e passaram a possibilitar significativas reduções nos prazos das obras.

A protensão, também encarada como um sistema construtivo (por meio da aplicação de forças externas nas seções fletidas/tracionadas de concreto), propiciou um maior aproveitamento estrutural, com aumento das capacidades resistentes, redução das deformações e melhorias de durabilidade e uso. A protensão teve influência decisiva na industrialização da construção civil, com a produção em série de peças pré-moldadas: lajes, vigas, estacas e painéis de fachada.

A própria NBR 6118 pode ser considerada uma consequência da evolução da engenharia das estruturas de concreto. Trata-se de uma norma moderna, que está nivelada a outros códigos internacionais e servirá como base para a apresentação deste curso de concreto protendido.

Muitas são as aplicações práticas da protensão. Esse sistema atinge obras de grande porte (**pontes, viadutos**), médio porte (**edifícios**) e também leves (**pré-moldados**).

As fotografias na sequência mostram exemplos práticos de estruturas com uso de protensão.



Figura 4: Edifício Mackenzie prédio “T” – Projeto Statura (2005).
Estrutura de lajes nervuradas protendidas, pós-tração, com cordoalhas engraxadas.



Figura 7: Espaço Sociocultural CIEE – São Paulo (edifício para escritórios e teatro) – Projeto Statura (2005).
Estrutura com vigas protendidas, pós-tração com cordoalhas engraxadas.

1.3. O CONCRETO E O AÇO NAS ESTRUTURAS PROTENDIDAS

Serão apresentadas as propriedades e características dos materiais concreto e aço, com destaque para aplicações no projeto das estruturas protendidas, conforme a Norma Brasileira (NBR 6118).

1.3.1. CONCRETO

Material frágil, com grande capacidade resistente à compressão e baixa resistência à tração. É obtido por meio da mistura de

CIMENTO + AGREGADOS + ÁGUA + ADITIVOS (ADIÇÕES)

A NBR 8953 classifica os concretos conforme seus níveis de resistência. A classe de resistência do grupo I (C10 a C50) vai até ao concreto C50 e do grupo II (C55 a C90) vai até ao concreto C90, que é a resistência limite considerada na NBR 6118:2014.

Concreto com ARMADURA PASSIVA: C20 ou superior.

Concreto com ARMADURA ATIVA: C25 ou superior.

Na prática, é frequente a utilização de concretos C30, C35 e C40 nas estruturas de concreto armado ou protendido e com a tendência da adoção de resistências cada vez maiores. Concretos de melhor qualidade garantem o desempenho superior das estruturas (resistência e, principalmente, durabilidade).

O concreto C15 pode ser aplicado em fundações e obras provisórias.

1.3.1.1. PARÂMETROS DO CONCRETO, RESISTÊNCIAS

$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ [armado ou protendido] = peso específico

$\alpha_T = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ = coeficiente de dilatação térmica

f_{cmj} = resistência à compressão média aos j dias

f_{ck} = resistência à compressão característica (28 dias)

f_{ckj} = resistência à compressão característica (j dias)

OBS.: no tratamento estatístico (curva Gauss) $f_{ckj} = f_{ckj inf}$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53};$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4.$$

TABELA 2 – DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DE ENCURTAMENTO DO CONCRETO		
Classe do concreto (MPa)	ϵ_{c2} (‰)	ϵ_{cu} (‰)
C20 a C50	2,00	3,50
C55	2,20	3,12
C60	2,29	2,88
C65	2,36	2,74
C70	2,42	2,66
C75	2,47	2,62
C80	2,52	2,60
C85	2,56	2,60
C90	2,60	2,60

Para o concreto não fissurado, adotar o diagrama bilinear a seguir:

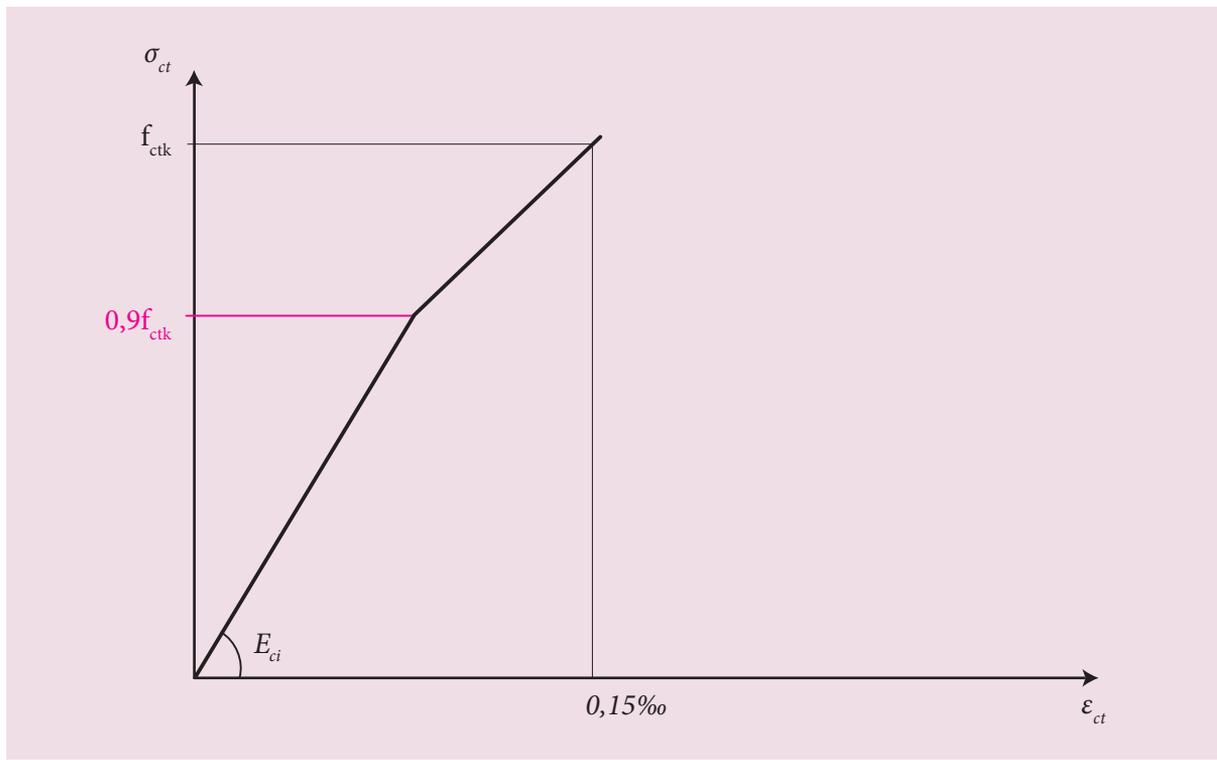


Figura 11: Diagrama tensão-deformação idealizado (tração).

1.4. CONCEITUAÇÃO DO FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO E A UTILIZAÇÃO DE AÇOS ESPECIAIS DE ALTA RESISTÊNCIA

Considerando-se uma viga de concreto armado submetida a ações externas crescentes, podemos analisar o equilíbrio estrutural, conforme ilustração a seguir:

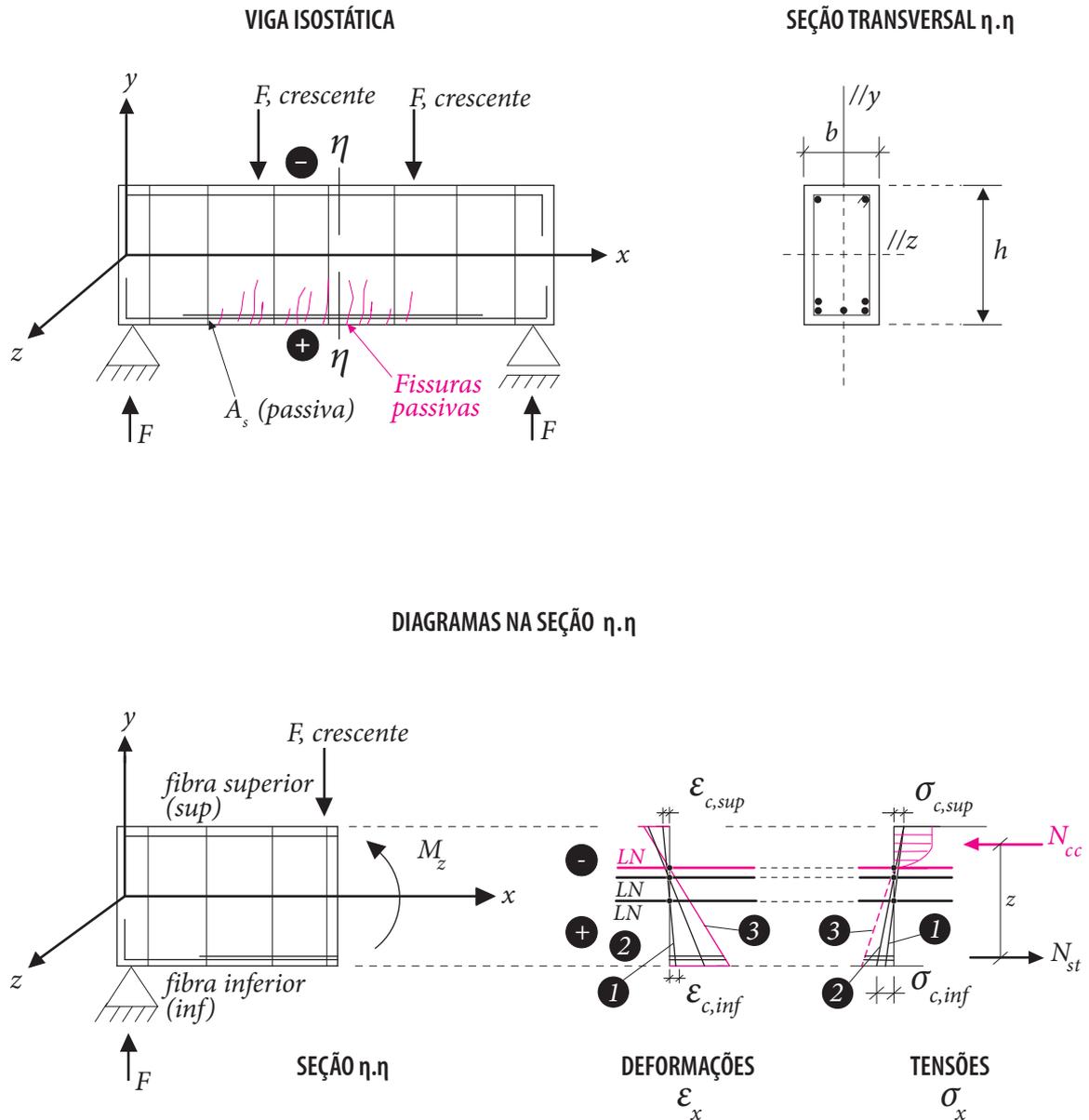


Figura 14: Funcionamento estrutural de vigas de concreto armado.

SITUAÇÃO 1

Viga concretada antes da protensão $\Delta\varepsilon_{pi} = 0$ e $\varepsilon_s = 0$.

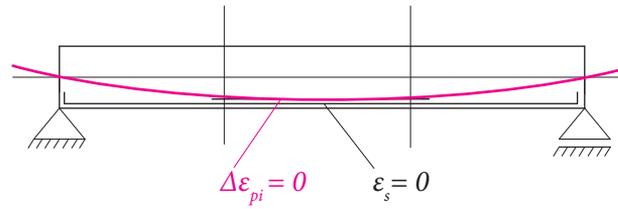


Figura 23: Viga antes de ser protendida.

SITUAÇÃO 2

Viga protendida $\Delta\varepsilon_{pi} > 0$ e $\varepsilon_s < 0$.

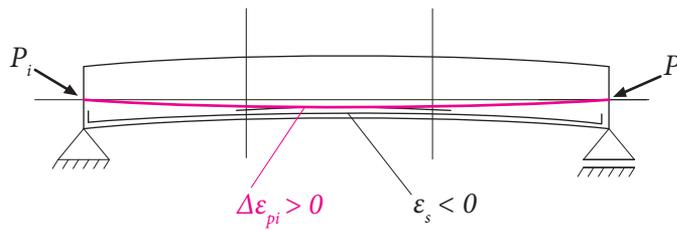


Figura 24: Viga protendida.

SITUAÇÃO 3

Viga parcialmente carregada com $2F_1$ levada à posição original $\Delta\varepsilon_{pi} > 0$ e $\varepsilon_s \cong 0$.

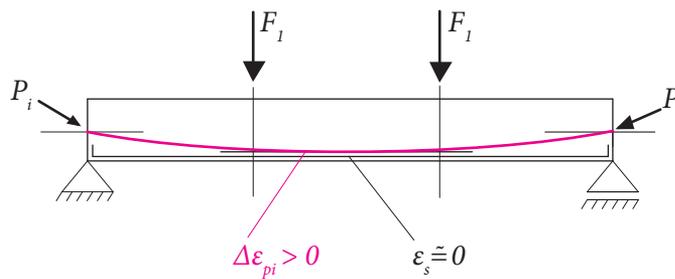


Figura 25: Viga parcialmente carregada.

1.6. EFEITOS DA FORÇA DE PROTENSÃO

A protensão pode ser entendida como uma força normal externa que comprime as seções de concreto. Nas seções não fissuradas, os efeitos são equivalentes aos de uma flexão composta normal, na maioria das vezes com uma única excentricidade.

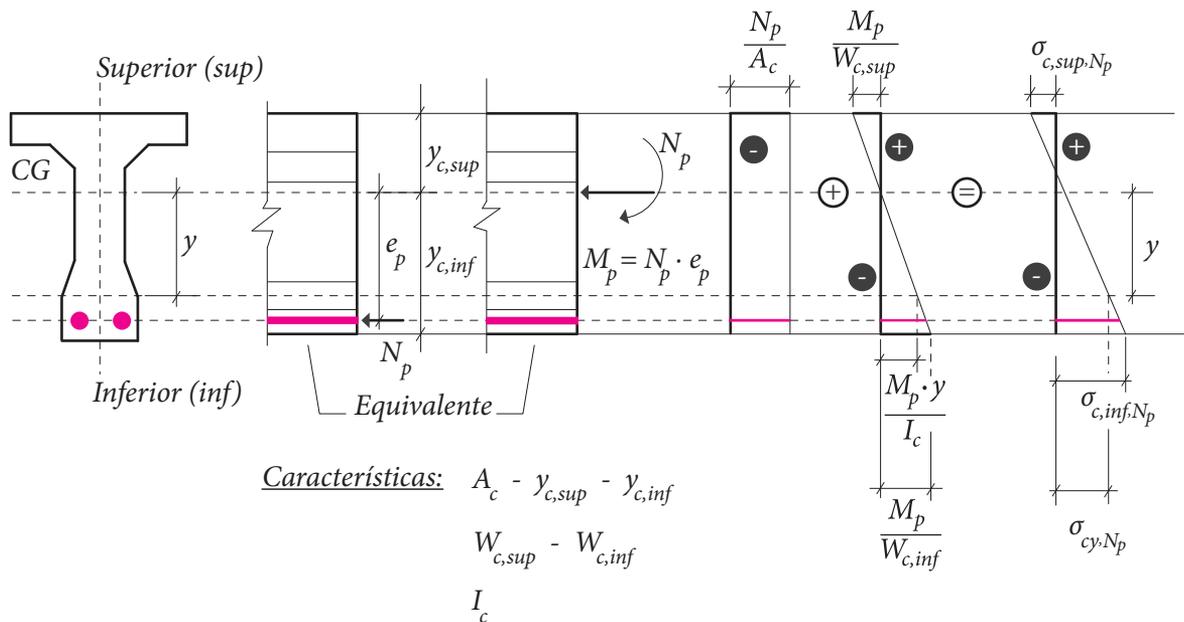


Figura 27: Seção transversal, esforços e diagramas de tensões.

1.6.1. TENSÕES NORMAIS DE PROTENSÃO

As tensões normais da protensão na fibra genérica y será:

$$\sigma_{cy, N_p} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_p \cdot y}{I_c}, \text{ observados os sinais de } N_p, e_p \text{ e } y;$$

e_p e y são positivos abaixo do CG e $N_p < 0$.

APLICAÇÃO NUMÉRICA

A viga abaixo estará submetida a uma ação permanente $g = 15 \text{ kN/m}$ e outra variável $q = 12 \text{ kN/m}$.

Dimensione o valor da força de protensão, com cabo reto, considerando as seguintes condições:

- 1) Protensão **centrada** com $e_p = 0$;
- 2) Protensão **excêntrica** com $e_p = 0,30 \text{ m}$ (*constante*).

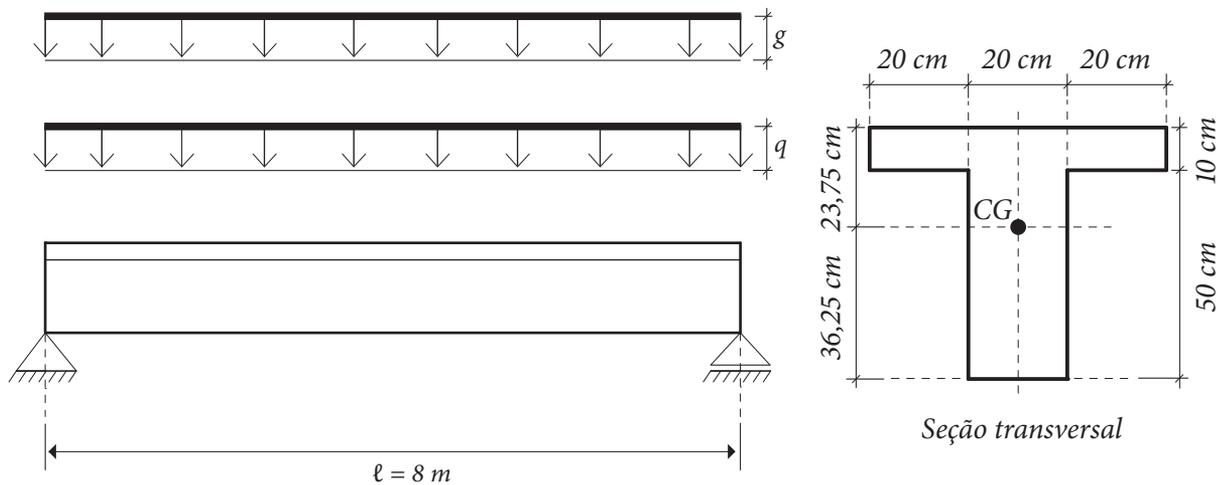


Figura 28: Viga submetida à ação permanente e variável.

Material: concreto $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Condições limites:

- a) Não são permitidas tensões de tração
- b) Compressão máxima no concreto: $0,6 \cdot f_{ck}$

Características geométricas da seção transversal:

$$A_c = 0,16 \text{ m}^2$$

$$I_c = 0,00551 \text{ m}^4$$

$$W_{c,\text{sup}} = 0,02319 \text{ m}^3$$

$$W_{c,\text{inf}} = 0,01520 \text{ m}^3$$

SOLUÇÃO

Esforços solicitantes:

$$M_{g,m\acute{a}x} = \frac{g \cdot \ell^2}{8} = 15 \cdot 8^2 / 8 = 120 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{q,m\acute{a}x} = \frac{q \cdot \ell^2}{8} = 12 \cdot 8^2 / 8 = 96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Os momentos fletores máximos ocorrem na seção central (meio do vão).

1) *Protensão centrada* com $e_p = 0$

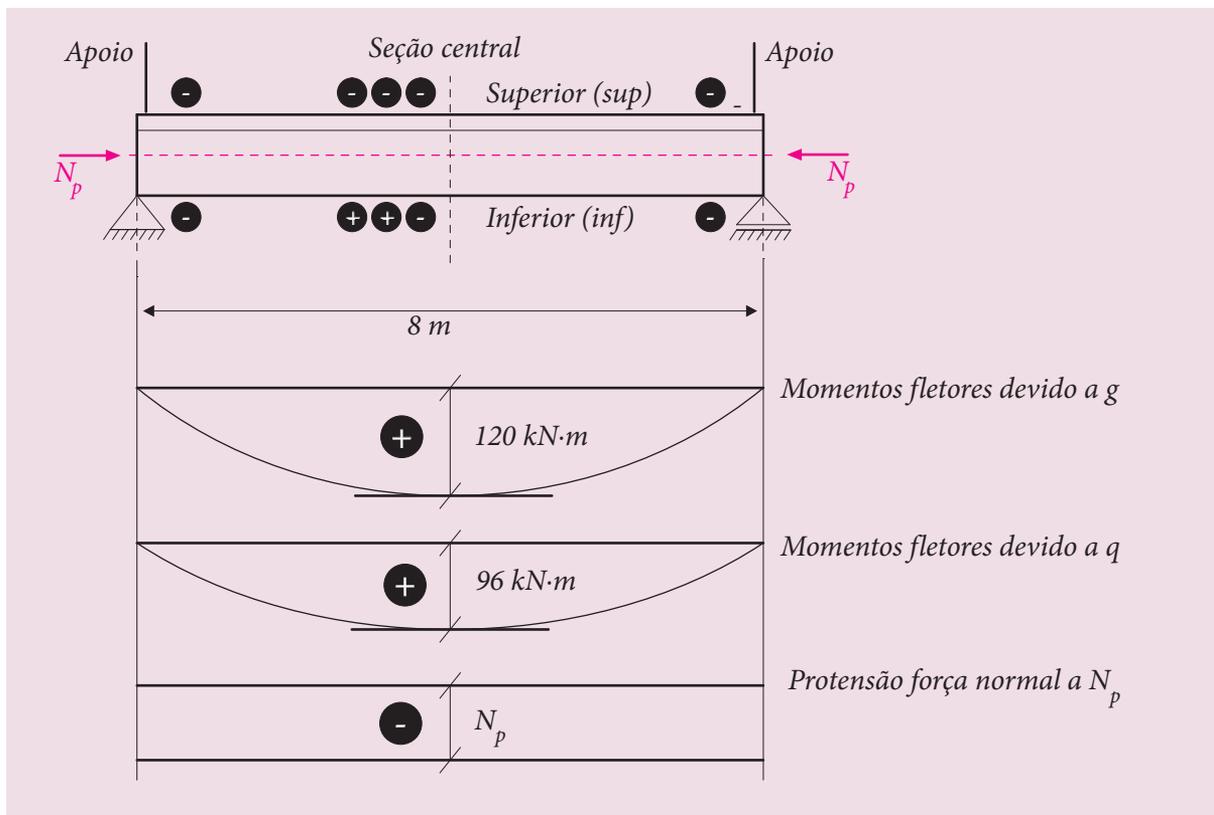


Figura 29: Protensão centrada – diagrama de esforços solicitantes.

TIPOS DE PROTENSÃO

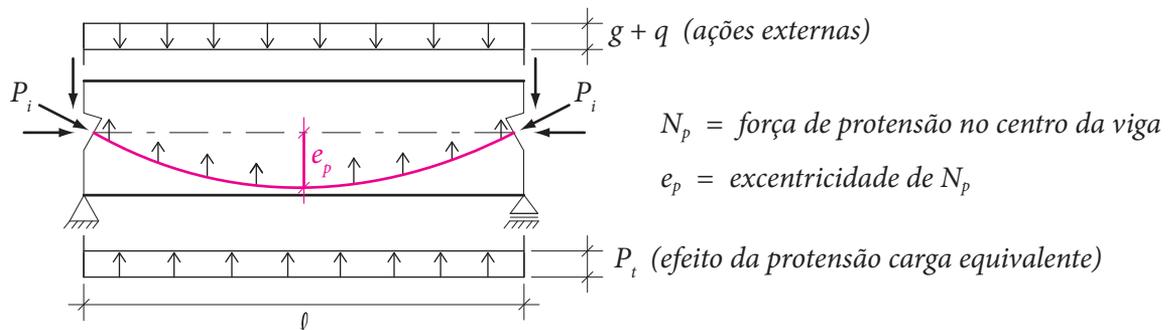
2.1. ESTUDO COMPARATIVO: CONCRETO PROTENDIDO × CONCRETO ARMADO

2.1.1. VANTAGENS

A protensão traz melhorias no desempenho (serviço) e na segurança das estruturas de concreto. A seguir, vamos destacar algumas vantagens de peças protendidas em relação às de concreto armado.

1. Durabilidade: a ausência ou redução da fissuração garante maior proteção das armaduras, inibindo o fenômeno da corrosão, que é um dos grandes responsáveis pela diminuição da vida útil das estruturas.

2. Deformabilidade: a protensão equilibra grande parcela do carregamento da estrutura, reduzindo os deslocamentos finais (flechas) e garantindo acabamentos de melhor qualidade. A figura a seguir ilustra a afirmação.



$$\text{Efeito equivalente: } N_p \cdot e_p = \frac{P_t \cdot \ell^2}{8} \quad \rightarrow \quad p_t = \frac{8 \cdot N_p \cdot e_p}{\ell^2}$$

Figura 38: Deformabilidade.

OBS.: P_t equilibra parte de $g + q$, reduzindo as flechas.

2.2. TIPOS DE PROTENSÃO: CLASSIFICAÇÃO

2.2.1. QUANTO AO PROCESSO CONSTRUTIVO

Em função do sistema construtivo e do modo como a força de protensão, durante a construção, é transferida para a seção de concreto, as peças protendidas classificam-se em:

2.2.1.1. PRÉ-TRAÇÃO

Peças de concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial).

Conforme o item 3.1.7 da NBR 6118, trata-se de concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto. Nesse caso, a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios é desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se só por aderência.

Este processo construtivo é aplicado para a execução de pré-moldados (e pré-fabricados), conforme sequência ilustrada a seguir:

a) Protensão da armadura utilizando-se como apoios as cabeceiras da pista de protensão. Se o aço utilizado for o P190R, a tensão será σ_{pi} de $0,85 \cdot 1.710 = 1.453,5$ MPa.

O alongamento será $\epsilon_i = \frac{1.453,5}{200.000} \cdot 1.000 = 7,26$ mm/m.

b) Concretagem sobre o aço (cordoalhas nuas), adensamento, acabamentos e cura.

c) Após o endurecimento do concreto, libera-se a protensão com transferência da força ao concreto por aderência, ao longo da peça. Assim, ocorre a mobilização do peso próprio (protensão P_0 + peso próprio g_1), em uma única etapa.

PÓS-TRAÇÃO COM ADERÊNCIA POSTERIOR: SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

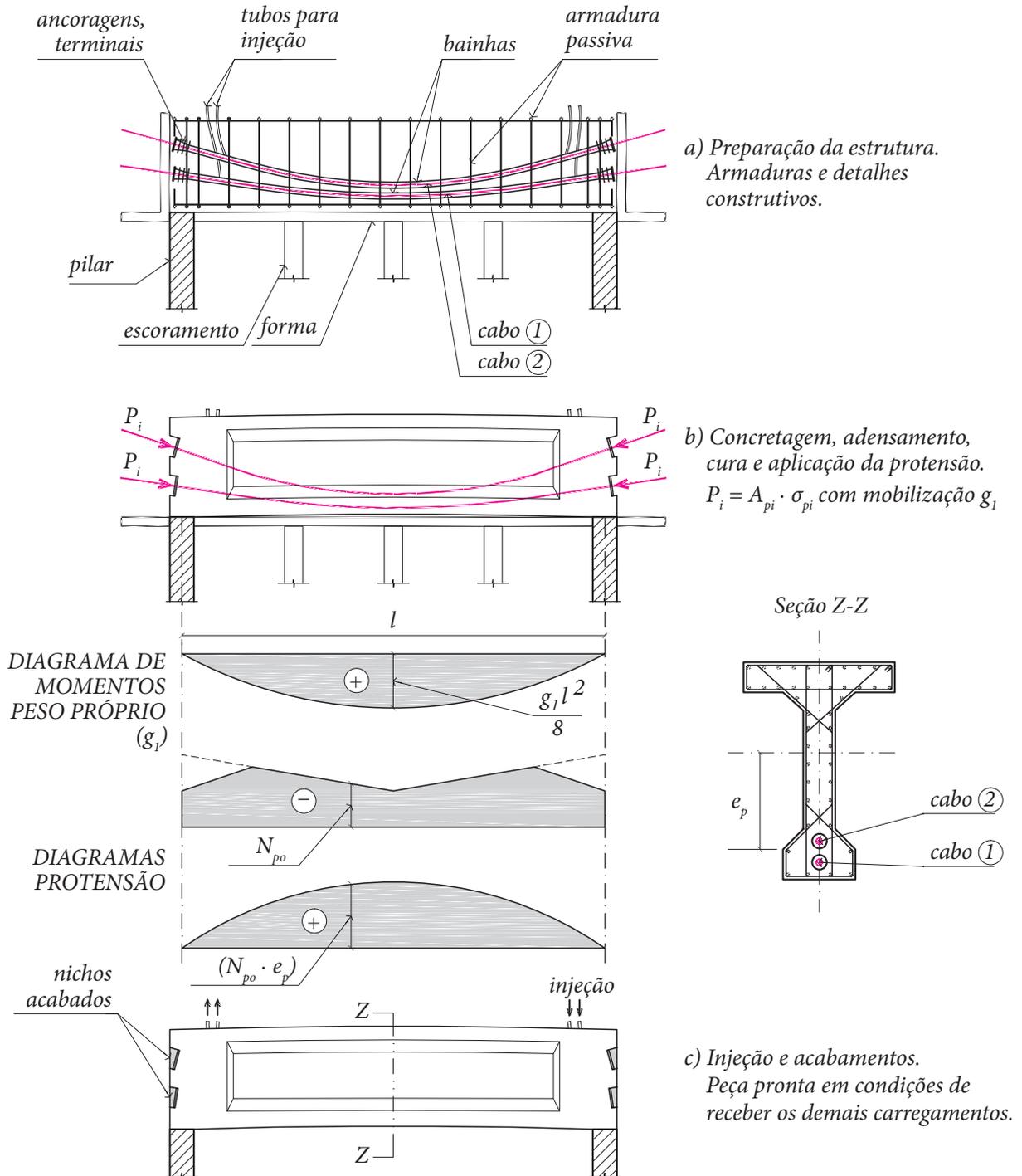


Figura 40: Pós-tração com aderência posterior: sequência construtiva.

OBS.: recomendamos a leitura das publicações que tratam de projetos e recomendações sobre o uso de cordoalhas engraxadas, Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas. Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas do Eng. Eugenio Luiz Cauduro (ver bibliografia recomendada).

As fotos mostradas a seguir ilustram algumas aplicações:



Figura 41: Viga pré-moldada protendida: pós-tração – ARMADURAS PREPARADAS. Obra: fábrica de pneus Continental – Automóveis e Caminhões. Projeto de Statura Engenharia e Projetos. Execução: Camargo Corrêa. Armaduras ativas com cordoalhas engraxadas.



Figura 42: Viga pré-moldada protendida: PEÇAS JÁ CONCRETADAS. Obra: fábrica de pneus Continental – Automóveis e Caminhões. Projeto de Statura Engenharia e Projetos. Execução: Camargo Corrêa. Peças já concretadas aguardando a protensão.



Figura 43: Viga pré-moldada protendida: pós-tração – PEÇAS PROTENDIDAS PRONTAS. Obra: fábrica de pneus Continental – Automóveis e Caminhões. Projeto de Statura Engenharia e Projetos. Execução: Camargo Corrêa. Peças já prontas aguardando a montagem.

2.3. UMA BREVE EVOLUÇÃO DOS PROCESSOS DE CÁLCULO: O MÉTODO DOS ESTADOS-LIMITES

As primeiras estruturas construídas pelo homem foram orientadas pelo sentimento criativo e intuitivo. As construções encontradas na natureza foram a inspiração. Através do **Método Comparativo** e da experiência com sucessos, fracassos e novos materiais, o homem sempre objetivou o conforto, o bem-estar e a segurança, na luta pela sobrevivência contra as intempéries e contra o espírito predador e dominador do seu próprio semelhante. Os conhecimentos eram transmitidos entre gerações sucessivas, na própria construção, onde os mestres ensinavam o ofício aos aprendizes, caracterizando um sistema operativo.

A evolução das ciências propiciou aos “primeiros engenheiros” o cálculo de tensões, surgindo o **Método das Tensões Admissíveis**, em que a tensão atuante é comparada a uma tensão limite denominada “tensão admissível”.

$$\sigma, \tau_{\text{atuante}} < \bar{\sigma}, \bar{\tau}_{\text{adm}} \text{ é a condição de projeto.}$$

Os valores das tensões admissíveis eram estabelecidos por consenso entre os calculistas, usando a experiência do uso repetido de sistemas e materiais estruturais.

O aparecimento dos laboratórios de ensaios de materiais foi um grande passo para a avaliação da segurança da estrutura. O resultado dos ensaios, em que se obtinha a resistência média do material ($f_{\text{média}}$) associado ao valor da tensão admissível praticado nos cálculos, permitiu avaliar a segurança global da estrutura.

$$\gamma_{\text{global}} = \frac{f_{\text{média}}}{\bar{\sigma}, \bar{\tau}_{\text{adm}}}$$

O número obtido é um coeficiente de segurança único englobando ações e materiais (resistências).

Por volta de 1960, as variáveis estruturais – ações (F) e resistências (f) – começaram a ser tratadas com procedimentos estatísticos e de forma separada. Um novo sistema de cálculo, denominado **Método dos estados-limites**, passou a ser utilizado nos projetos de estruturas em geral, usando uma linguagem probabilística para definir a segurança.

2.3.1. MÉTODO DOS ESTADOS-LIMITES

É o estabelecimento de regras e critérios para a segurança e o funcionamento das estruturas. Para cada estado-limite, existe uma condição de cálculo envolvendo as variáveis estruturais e permitindo um dimensionamento ou uma verificação de projeto.

Estados-limites últimos (ELU): estados-limites relacionados ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação do uso da estrutura (interdição), conforme o item 10.3 da NBR 6118.

As verificações no ELU consideram os fatores de segurança (γ_f e γ_m) que medem aproximadamente o afastamento da situação de uso normal da estrutura em relação ao ELU.

APLICAÇÃO TEÓRICA

A viga abaixo, protendida com pós-tração, está submetida às ações g_1 (peso próprio), g e q . Para os pontos indicados, identificar os possíveis estados-limites relativos ao ato da protensão ($\gamma_p P_0 + g_1$) e ao uso normal com todas as ações ($P_\infty + g_1 + g + q$).

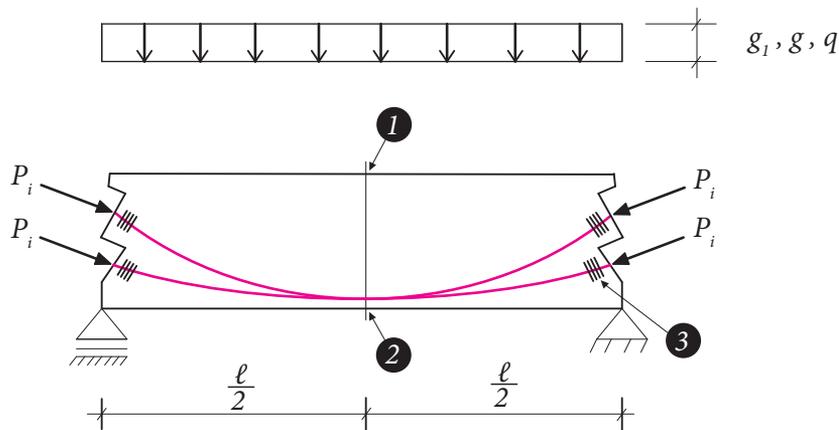


Figura 50: Viga protendida com pós-tração.

1) No ato da protensão ($t = t_0$, com $\gamma_p \cdot P_0 + g_1$)

Ponto 2: ELU, com esmagamento do concreto

Ponto 1: ELU, com ruptura à tração do concreto

Ponto 3: ELU, com fendilhamento do concreto junto à ancoragem

2) Com uso Normal ($t \rightarrow \infty$, com $P_\infty + g_1 + g + q$)

Ponto 2: Estados-limites possíveis:

- ELS-D; ELS-F; ELS-W
- ELU, com γ_f e γ_m , de alongamento das armaduras

Ponto 1: Estados-limites possíveis:

- ELS-CE
- ELU, com γ_f e γ_m , de encurtamento do concreto

2.4.2.2. VALORES REPRESENTATIVOS

Levando-se em conta o tempo de permanência nas estruturas, as ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser:

- a) Os valores característicos F_k .
- b) Os valores convencionais excepcionais.
- c) Os valores reduzidos, em função das combinações de ações, tais como:
 - Verificações de estados-limites últimos, em que as ações variáveis secundárias participam com seus valores representativos reduzidos $\Psi_0 \cdot F_k$, justificados pela baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis diferentes.
 - Verificações de estados-limites de serviço, em que os valores reduzidos $\Psi_1 F_k$ e $\Psi_2 F_k$ representam o caráter “frequente” ou “quase permanente” das ações variáveis.

OBS.: embora seja intuitivo, é importante lembrar que fatores de redução – Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 – só se aplicam, com critérios pré-estabelecidos, às ações variáveis (Tabela 9).

2.4.2.3. VALORES DE CÁLCULO F_d

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-se pelos coeficientes de ponderação γ_f , sendo:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3} \text{ no ELU e } \gamma_f = \gamma_{f2} \text{ no ELS.}$$

2.4.3. COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES (γ_f)

1) NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Os valores-base de $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$, para verificações no estado-limite último, são os apresentados na Tabela 8.

TABELA 8 – COEFICIENTE $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$								
Combinações de ações	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	Q	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^{a)}	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Fonte: NBR 6118:2014.

ONDE: D é desfavorável, F é favorável, Q representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

a) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

MÉTODO DOS ESTADOS-LIMITES: DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DE SEÇÕES TRANSVERSAIS

3.1. INTRODUÇÃO

A Norma NBR 6118 define elementos de concreto protendido como sendo aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU).

O engenheiro projetista, à luz da definição acima, deve, portanto, determinar as armaduras ativas (A_p) e passivas (A_s) que, trabalhando em conjunto com o concreto, permitam atender aos estados-limites requeridos no projeto.

No cálculo de seções transversais de concreto protendido, com armaduras passivas e ativas, será utilizado o procedimento ilustrado no gráfico a seguir.

OBS.: para o dimensionamento de peças protendidas, também pode ser usado o método das cargas equilibrantes, que consiste em, a partir de um traçado de cabos, determinar qual a força de protensão necessária para equilibrar uma determinada parcela de carregamento externo atuante.

Na sequência, devem ser feitas as verificações para os estados-limites requeridos no projeto (ELS e ELU).

O fluxograma a seguir apresenta os procedimentos para dimensionamento e verificação de seções transversais de concreto protendido.

EQUILÍBRIO NA SEÇÃO TRANSVERSAL

$$\Sigma \text{ Forças} = 0 \rightarrow N_{pd} + N_{sd} = N_{cd} + N_d$$

$$\Sigma \text{ Momentos} = 0, \text{ em relação ao CG de } A_{cc}$$

$$N_{pd} \cdot z_p + N_{sd} \cdot z_s - N_d \cdot (y_{c,sup} - \bar{y}) = M_{sd}$$

OBS.: nas peças submetidas à flexão simples (vigas – maioria das peças protendidas), a força normal $N_d = 0$.

3.4. PRÉ-ALONGAMENTO DA ARMADURA ATIVA

O pré-alongamento (ou deformação) da armadura ativa, representado por $\Delta \varepsilon_{pi}$, está diretamente relacionado ao valor da força de protensão, que, por sua vez, sofre o efeito das perdas imediatas (no instante da protensão) e das perdas progressivas (que acontecem ao longo da vida útil da peça protendida). Para verificações no ELU, deverão ser considerados os valores finais da força de protensão, descontadas todas as perdas, imediatas e progressivas.

No cálculo do pré-alongamento, deve ser utilizada a hipótese do estado de neutralização da seção protendida, representado pela tensão normal nula na seção de concreto na posição correspondente ao centro de gravidade da armadura ativa, conforme mostra a figura a seguir.

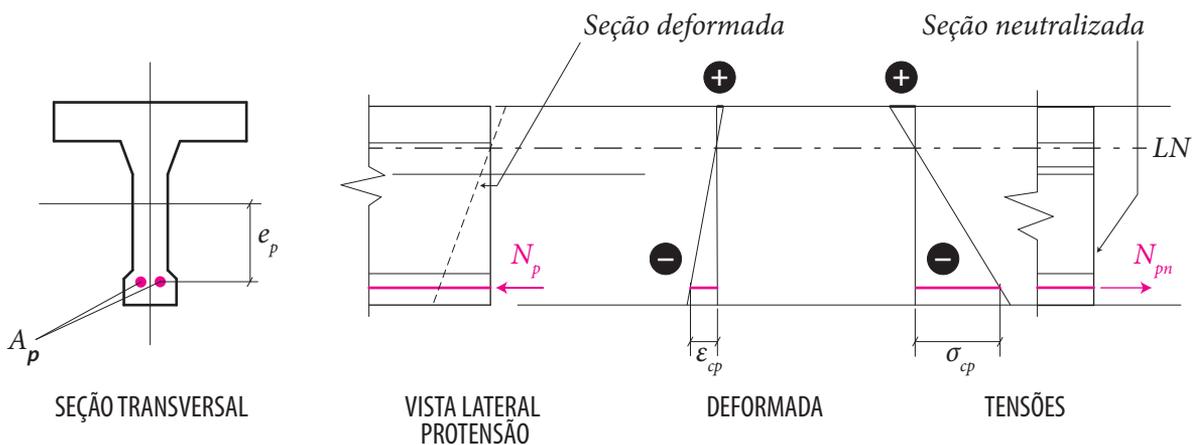


Figura 58: Efeito da protensão/obtenção da neutralização.

$$N_{pn} = \text{Força externa que anula a tensão no CG de } A_p$$

$$N_{pn} = N_p + \Delta N_p, \text{ em que } N_p = \text{força de protensão}$$

$$\Delta N_p = \text{parcela de } N_{pn} \text{ que "recupera" a deformação } \varepsilon_{cp}$$

3.6.1. SEÇÕES RETANGULARES – FORMULAÇÃO GERAL ($A_s = 0; A_p \neq 0$) – DOMÍNIOS 2, 3 E 4

A figura a seguir apresenta uma Seção Retangular de arranjo geral *Domínios 2, 3 e 4* – equilíbrio interno.

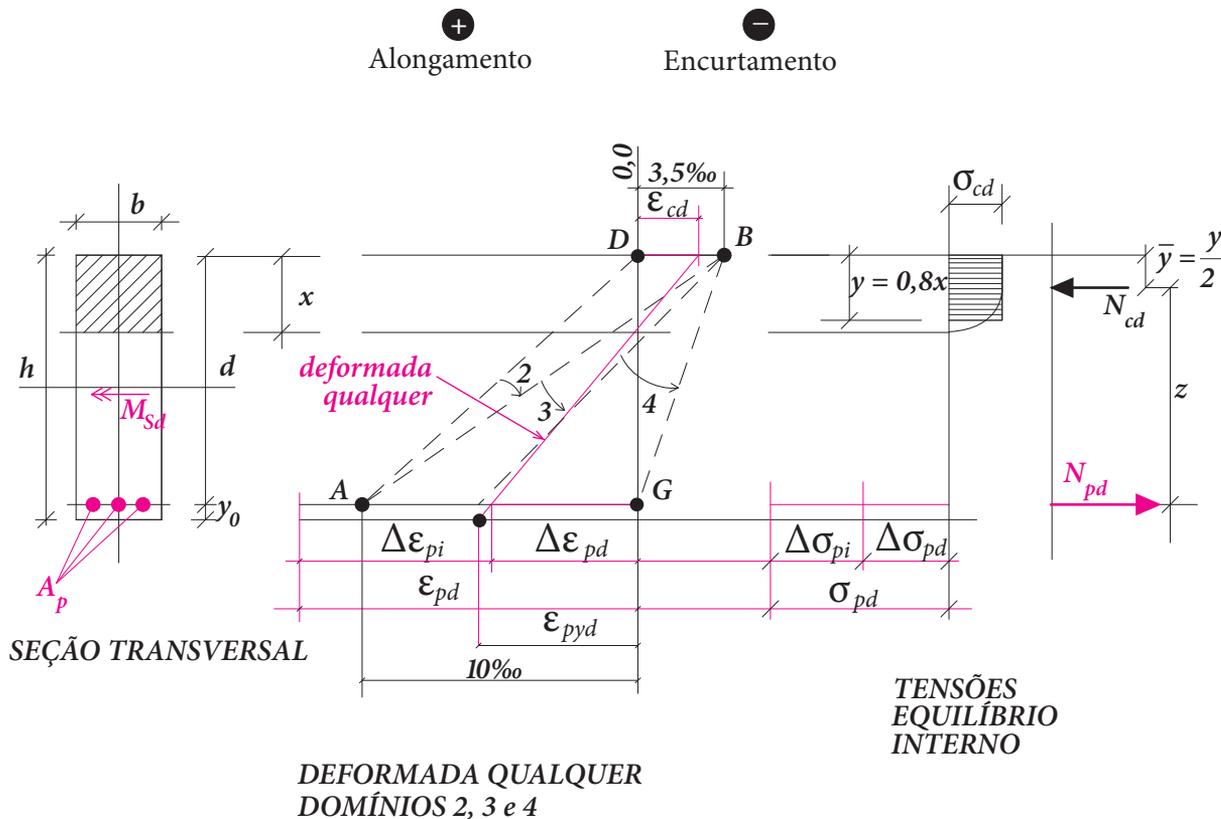


Figura 65: Seção retangular, arranjo geral domínios 2, 3 e 4 – equilíbrio interno.

Na figura anterior, é apresentado o arranjo geral para uma deformada qualquer, dentro dos Domínios 2, 3 e 4, em que podem ser visualizadas todas as variáveis estruturais que participam da formulação geral do equilíbrio, em uma seção retangular armada apenas com armadura ativa.

Descrição das variáveis estruturais:

M_{Sd} = Momento sollicitante de cálculo (Combinações Últimas Normais – ELU)

x = posição da linha neutra em relação à borda comprimida

d = altura útil, relativa ao CG de A_p

y_0 = posição do CG de A_p (a NBR 6118 [item 17.2.4.1] recomenda: $y_0 < 0,10h$)

$y = 0,8x$ = altura do diagrama de compressão do concreto com $\sigma_{cd} = \text{constante}$

$\bar{y} = \frac{y}{2}$ = posição do CG de N_{cd} em relação à borda comprimida

3.6.2. DIAGRAMAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS

3.6.2.1. CONCRETOS CLASSES C20 ATÉ C50

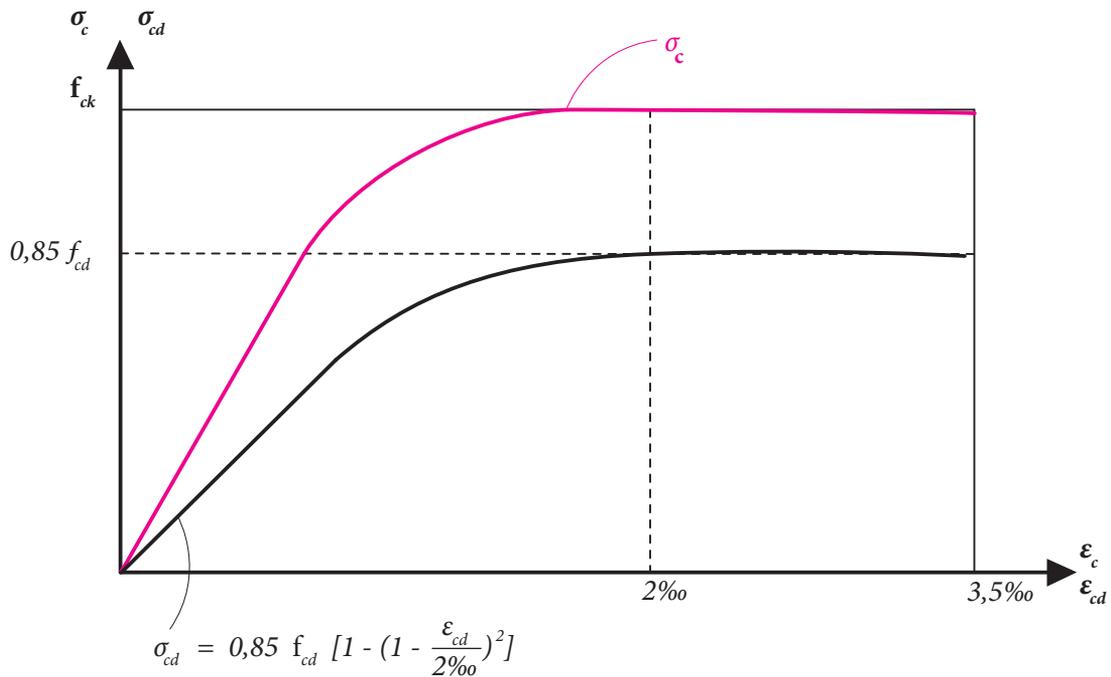


Figura 66: Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto.

3.6.2.2. AÇOS CP

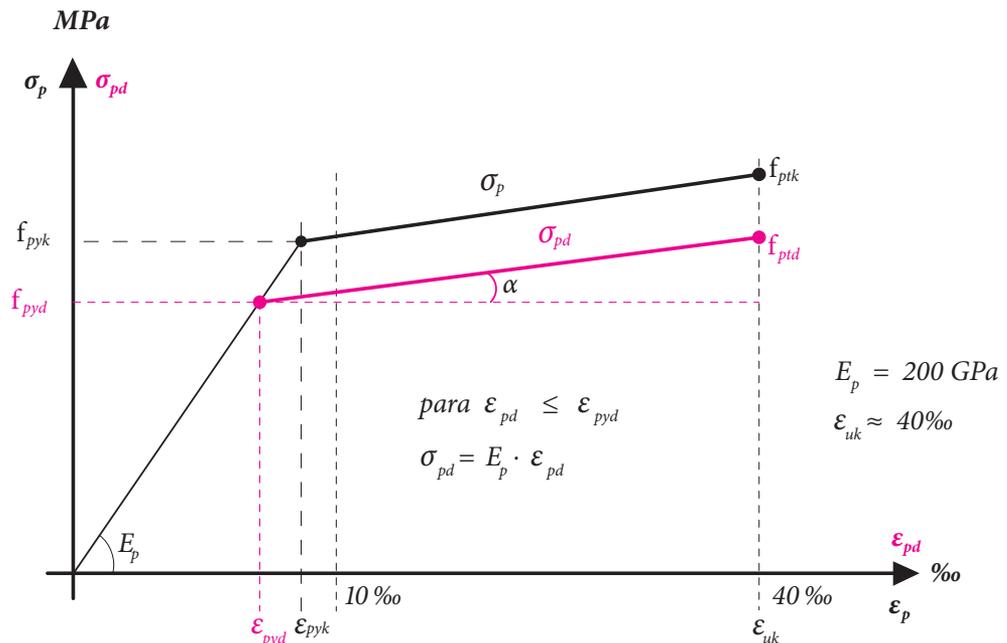


Figura 67: Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.

APLICAÇÃO NUMÉRICA

Dimensionar a seção retangular a seguir esquematizada, dentro das hipóteses do ELU, utilizando a tabela de K6 (Tabela 14).

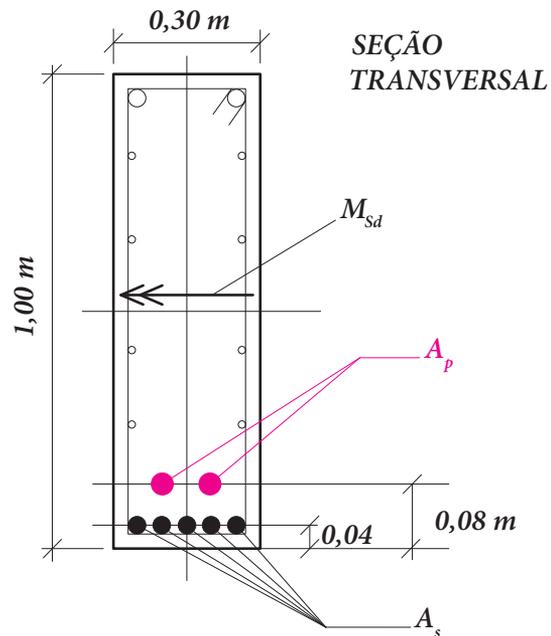


Figura 70: Seção transversal.

Solicitações:

$$M_{g1,k} = 350 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{g2,k} = 227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$M_{q1,k} = 220 \text{ kN} \cdot \text{m} (\Psi_0 = 0,7)$$
$$M_{q2,k} = 120 \text{ kN} \cdot \text{m} (\Psi_0 = 0,8)$$

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,4$$

Materiais:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Aços: CP190 e CA50

$$\Delta\varepsilon_{pi} = 5,50\%$$

3.7.3. CONCRETO PROTENDIDO NÍVEL 1: PROTENSÃO PARCIAL

Aplicado na **Pré-tração** com CAA I ou na **Pós-tração** com CAA I e II, o concreto protendido *Nível I* deve ser verificado para o seguinte estado-limite de serviço (ELS)/combinação:

ELS-W, $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$, sob combinação frequente de serviço (CF).

A equação que representa a condição deste estado-limite de serviço (ELS):

ELS-W: $w_{k,m\acute{a}x,CF} \leq 0,2 \text{ mm}$

diferentemente dos casos anteriores, considera a seção fissurada, devendo atender às regras de cálculo e projeto estabelecidas no item 17.3.3.2 da NBR 6118, descritas na sequência na forma de um **Roteiro**.

3.7.3.1. ROTEIRO PARA O CÁLCULO DE ABERTURA ESTIMADA DAS FISSURAS (w_k) EM SEÇÕES COM PROTENSÃO PARCIAL

No dimensionamento/verificação de seções transversais com **Armaduras Ativas** (A_{pf}) e **Armaduras Passivas** (A_s), dentro das hipóteses dos estados-limites últimos (ELU), com aplicação do processo prático K6, a equação de equilíbrio,

$$A_{pf} \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot \sigma_{sd} = N_{td}$$

possibilita escolher diversas proporções para A_{pf} e A_s , que garantem o ELU e que podem, ao mesmo tempo, ser testadas para verificar o atendimento dos possíveis estados-limites de serviço relativos ao tipo de concreto estrutural adotado no projeto. Para tanto, será proposto um roteiro prático, passo a passo, para verificar os casos de seções protendidas com protensão parcial.

1º PASSO

Escolha do par A_{pf} e A_s , definindo as bitolas dos aços e o respectivo arranjo dentro da seção transversal. Para calcular a força de protensão, utilizar a tensão provocada pelo pré-alongamento do cabo (hipótese da neutralização).

$$N_{p\infty} = A_{pf} \cdot \Delta\varepsilon_{pi} \cdot E_p$$

2º PASSO

Verificar se, para o par A_{pf} e A_s , sob combinação frequente de ações (CF), a seção de fato ultrapassou o ELS-F, atingindo o **Estádio 2** com o aparecimento de fissuras.

c) SEÇÃO COM A_{pf} E A_s , FISSURADA COM PROTENSÃO PARCIAL

$$1.502 \cdot A_{pf} + 435 \cdot A_s = 16.290$$

$$\text{Com } A_{pf} = 5,60 \text{ cm}^2 (4\text{Ø}15,2) \rightarrow A_s = 18,11 \text{ cm}^2 (6\text{Ø}20 \text{ mm})$$

Será utilizado o roteiro proposto:

1º PASSO

Escolha de A_{pf} , A_s e cálculo de $N_{p\infty}$

$$A_{pf} = 5,60 \text{ cm}^2 (4\text{Ø}15,2 \text{ mm})$$

$$A_s = 18,90 \text{ cm}^2 (6\text{Ø}20 \text{ mm})$$

$$N_{p\infty} = 4 \cdot 1,40 \cdot 10^{-4} \cdot 200.000 \cdot 5,50 = 616 \text{ kN} = 0,616 \text{ MN}$$

2º PASSO

Verificação do ELS-F para CF: $\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} \leq f_{ctk,f}$

$$f_{ctk,f} = 2,896 \text{ MPa} = 2.896 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{c,m\acute{a}x,CF} = \frac{-616}{0,30} - 616 \cdot \frac{(0,50 - 0,08)}{0,05} + \frac{0,781 \cdot 10^3}{0,05} = 8.392 \text{ kPa}$$

Conclusão: $8.392 > 2.895$ (Concreto Fissurado!)

3º PASSO

Cálculo do acréscimo de tensão σ_s no *Estádio 2*:

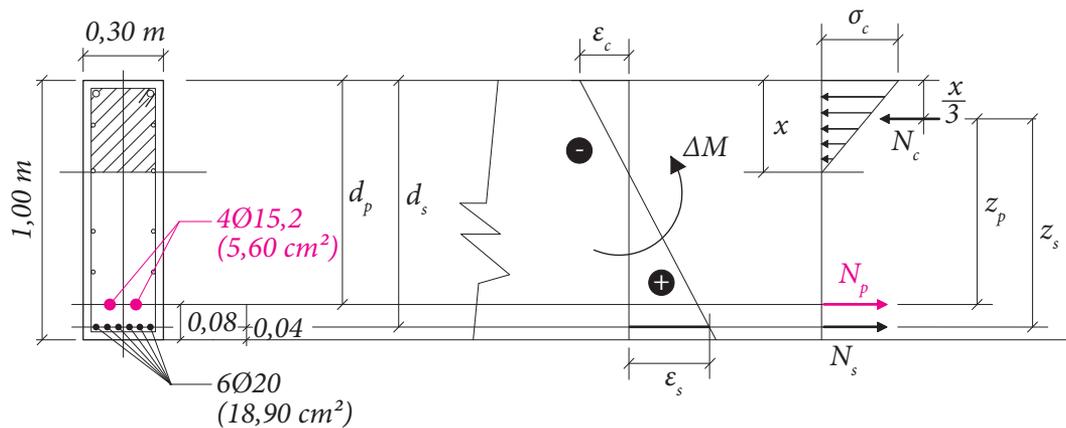


Figura 78: Seção transversal, deformada, equilíbrio de forças.

3.8. ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU) NO ATO DA PROTENSÃO

O efeito da protensão é da mesma ordem de grandeza das solicitações externas. Na maioria dos casos, no ato da aplicação da protensão, essas solicitações externas ainda não estão presentes, o que torna obrigatória a verificação da segurança da peça, tendo como carregamento a protensão e as ações por ela mobilizadas, comparecendo o concreto com a respectiva resistência na idade considerada. Esta verificação indicará em que condições a protensão precisa ser aplicada (uma ou mais etapas) e quais as providências complementares decorrentes das tensões geradas por ela.

A verificação do estado-limite último (ELU) no ato da protensão pode ser feita de duas formas: com as hipóteses básicas do ELU ou de maneira simplificada do **Estádio 1** (NBR 6118 – item 17.2.4.3).

3.8.1. VERIFICAÇÃO COM AS HIPÓTESES BÁSICAS

Além das hipóteses já apresentadas anteriormente, devem ainda ser respeitadas as seguintes hipóteses complementares:

1) Considera-se como resistência característica do concreto aquela correspondente à idade fictícia j (em dias), no ato da protensão, sendo que a resistência de f_{ckj} deve ser claramente especificada no projeto.

2) Para essa verificação, admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de ponderação, com as cargas que efetivamente atuarem nessa ocasião:

$$\gamma_c = 1,2$$

$$\gamma_p = 1,0 \text{ (na pré-tração)}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_p = 1,1 \text{ (na pós-tração)}$$

$$\gamma_f = 1,0 \text{ (para as Ações Desfavoráveis)}$$

$$\gamma_f = 0,9 \text{ (para as Ações Favoráveis)}$$

3.8.2. VERIFICAÇÃO SIMPLIFICADA

Admite-se que a segurança em relação ao estado-limite último (ELU) no ato da protensão seja verificada no **Estádio 1** (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas:

a) A *Tensão Máxima de Compressão* na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$, não deve ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão.

PERDAS DA FORÇA DE PROTENSÃO

4.1. INTRODUÇÃO

A força de protensão é o elemento fundamental das peças de concreto protendido. Ela deve garantir o estado de protensão das seções de concreto durante a vida útil da estrutura. Tal força, aplicada através da armadura ativa, depende de componentes físicos como o aparelho tensor, as bainhas, com sua geometria, e as ancoragens terminais. Depende também do comportamento intrínseco dos materiais aço e concreto, submetidos a um regime de tensões permanentes decorrentes da própria protensão e das ações atuantes na estrutura. O projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial ($P_i = A_p \cdot \sigma_{pi}$) aplicado pelo aparelho tensor, ocorridas *antes* da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais na pré-tração), *durante* essa transferência (perdas imediatas) e *depois*, ao longo do tempo, durante a vida útil da estrutura (perdas progressivas).

- Perdas Iniciais na Pré-tração, ANTES.
- Perdas Imediatas na Pré e Pós-tração, DURANTE, no tempo $t = t_0$.
- Perdas Progressivas na Pré e Pós-tração, DEPOIS, entre t_0 e t (em geral $t \rightarrow \infty$).

4.2. PERDAS INICIAIS DA FORÇA DE PROTENSÃO

Consideram-se iniciais as perdas ocorridas na pré-tração antes da liberação do dispositivo de tração (cabeceiras das pistas de pré-moldados). Elas são decorrentes de:

- a) Atrito nos pontos de desvio da armadura poligonal, cuja avaliação deve ser feita experimentalmente, em função do tipo de aparelho de desvio empregado.

OBS.: *para armaduras sem desvios, com protensão constante, caso comum dos pré-moldados com armaduras aderentes, essa perda não existe.*

- b) Escorregamento da armadura na ancoragem, cuja determinação deve ser experimental ou devem ser adotados os valores indicados pelo fabricante dos dispositivos de ancoragem.
- c) Relaxação inicial da armadura, em função do tempo decorrido entre o alongamento da armadura (protensão) e a liberação do dispositivo de tração.

4.3.2.2. PERDAS POR ACOMODAÇÃO DA ANCORAGEM

Na pós-tração, a força de protensão produzida pelo aparelho tensor é transferida à seção de concreto através das *ancoragens*, que podem ser *Ativas* (extremidade usada para tencionar o cabo) e *Passivas* (nelas não se coloca o macaco). Quando a armadura protendida é constituída por barras maciças, a *ancoragem* é feita por um sistema de roscas, porcas e placas. No Brasil, a *Dywidag* disponibiliza ancoragens (barras com roscas/porcas e placas metálicas) nos diâmetros 15 mm, 19 mm e 32 mm (aços ST85/105 e GEWI50/55). A fotografia a seguir ilustra o exposto.

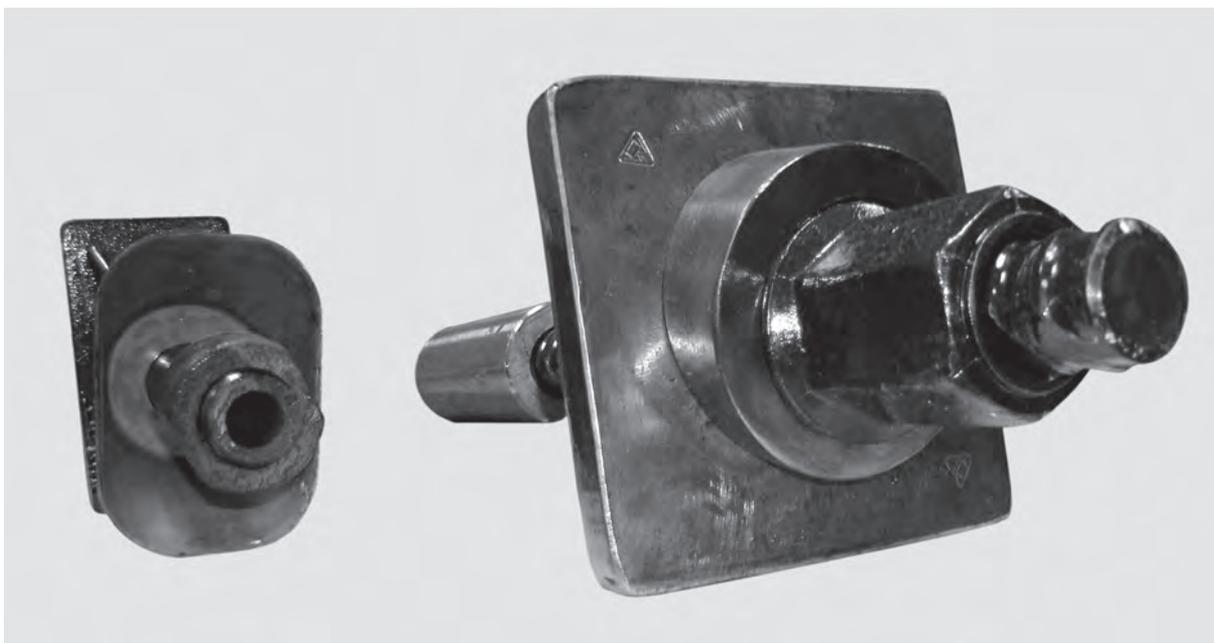


Figura 99: Sistema DYWIDAG – ancoragem com rosca, porca e placa metálica. Barra Ø32 mm – Ø32 mm, duplofiletado.

Após a protensão, a porca é apertada sobre a placa metálica. Retirado o macaco, toda a força é transmitida pelo sistema sem que ocorram acomodações.

Nos casos de fios e cordoalhas, a ancoragem é feita por meio de cunhas de aço, cuja eficiência deve ser comprovada através de ensaios.

O conjunto denominado *ancoragem* é constituído por:

- a) *Cunhas (Clavetes)*: peças de metal tronco-cônicas com dentes que “mordem” o aço de protensão. Podem ser bipartidas ou tripartidas.
- b) *Porta-cunhas*: peças de metal externamente cilíndricas, com um furo tronco-cônico que aloja as cunhas. O porta-cunhas transfere a força da cordoalha (ou fio) para a placa de apoio.
- c) *Placa de apoio*: placas de metal que recebem as forças do conjunto cunhas/porta-cunhas e as transferem, de forma distribuída, para a seção de concreto.

4.3.2.3. PERDAS POR ENCURTAMENTO IMEDIATO DO CONCRETO

Nas estruturas com pós-tração, quando os cabos são protendidos, os macacos se apoiam diretamente sobre o concreto e, assim, o encurtamento imediato se realiza antes da ancoragem do cabo, sem perdas de protensão. Dessa forma, nas protensões envolvendo todos os cabos que são ancorados ao mesmo tempo, em uma única operação, não existem perdas por encurtamento imediato a considerar.

Diferentemente, nos elementos estruturais com pós-tração, a protensão sucessiva de cada um dos n cabos (diversas etapas) provoca deformação imediata do concreto e, conseqüentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos e ancorados. O último cabo tem perda por encurtamento imediato nula.

Conforme a NBR 6118 [item 9.6.3.3.2.1], pode ser considerada uma perda média de protensão, para todos os cabos, calculada pela expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{(n - 1)}{2 \cdot n} \cdot \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}), \text{ onde :}$$

n = número de cabos protendidos sucessivamente um a um

$\alpha = E_p / E_{ci}(t)$; relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto na idade da protensão

$$E_p = 200 \text{ GPa}$$

E_{ci} = módulo de elasticidade do concreto para idade de referência de 28 dias

- Para concretos de classes C20 até C50:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ em MPa}$$

- Para concretos de classes C55 até C90:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ em MPa}$$

O módulo de elasticidade, para idades entre 7 e 28 dias, pode ser avaliado pelas expressões a seguir:

- Para concretos de classes C20 até C45:

$$E_{ci}(t) = [f_{ckj} / f_{ck}]^{0,5} \cdot E_{ci}, \text{ em MPa}$$

- Para concretos de classes C50 até C90:

$$E_{ci}(t) = [f_{ckj} / f_{ck}]^{0,3} \cdot E_{ci}, \text{ em MPa}$$

6) Esboço do diagrama da força final $P''_0(x)$, após todas as perdas imediatas:

Para efeito de diagrama, vamos admitir que o cabo 2 tem um traçado curvo-reto-curvo simétrico.

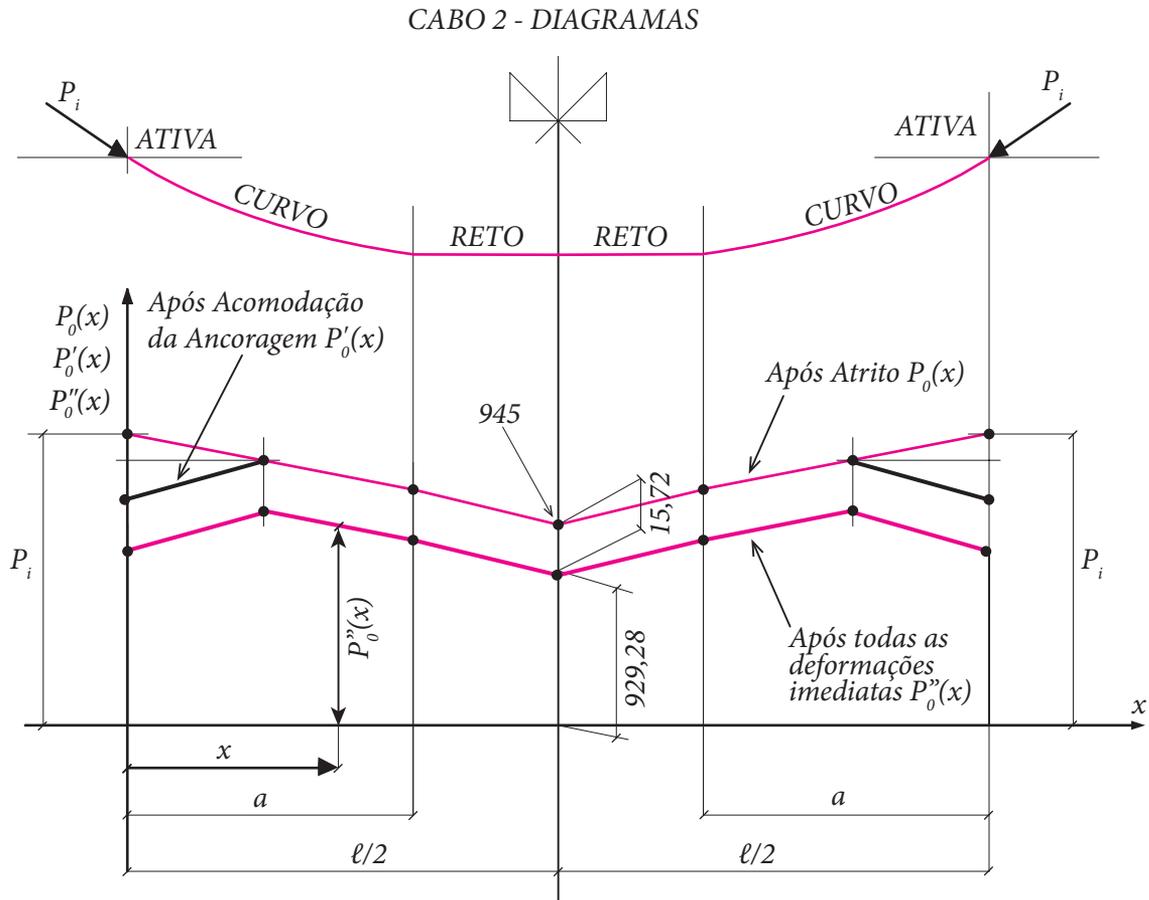


Figura 107: Cabo 2 – diagrama de forças após perdas imediatas.

OBS.:

- 1) A perda da força de protensão devido ao encurtamento do concreto, válida para todos os cabos e calculada na seção $x = \ell / 2$, pode ser estendida, de forma aproximada, para todo o cabo. Um cálculo mais rigoroso exigiria a aplicação da fórmula geral para outras seções importantes, como, por exemplo, $x = 0$; $x = w$; $x = a$ e $x = \ell / 2$.
- 2) O gráfico da força $P''_0(x)$ representa a protensão, descontadas todas as perdas imediatas no instante $t = t_0$ (transferência da força ao concreto). As perdas progressivas no intervalo $[(t_0, t)]$ devem ser calculadas a partir do diagrama de $P''_0(x)$.

4.4.2.2. A RETRAÇÃO DO CONCRETO

O concreto sofre variações dimensionais ao ser colocado em ambiente com diferentes umidades relativas: contrai-se ao ser submetido à secagem, ou expande-se ao ser novamente molhado. Essa instabilidade dimensional é resultante das mudanças sofridas pela pasta de cimento hidratada e, no caso da **retração**, principalmente pela perda de água que ocorre à medida que a umidade relativa do ambiente é reduzida.

Entre os principais fatores que influenciam a **retração** por secagem de um concreto estão: o tipo de cimento, o tipo de agregado, a dosagem empregada, o uso de aditivos, a geometria da peça, o tipo de cura, a umidade relativa do ambiente e o tempo de exposição ao meio ambiente.

Nas práticas de projeto e construção, o problema da **retração** pode ser controlado de diversas maneiras:

- a) Utilização de concretos mais planejados com menor relação água/cimento, granulometrias adequadas, consistências mais secas e temperaturas adequadas de lançamento.
- b) Curas eficientes para evitar evaporações rápidas.
- c) Colocação de armaduras adequadas para reduzir e distribuir as aberturas das fissuras nos casos de **retração** restringida.
- d) Planejamento das concretagens com juntas de contração, que minimizam os efeitos da **retração**.

No caso das estruturas já protendidas, a **retração**, entendida como uma deformação normal de encurtamento, provoca um afrouxamento (redução de alongamento) da armadura e conseqüente perda da força de protensão.

As prescrições (*procedimentos*) a seguir adotadas são as do *anexo A* da NBR 6118. Na falta de ensaios e dados mais precisos, elas podem ser utilizadas para o cálculo da **retração** nos projetos de estruturas com concretos dos Grupos I e II da NBR 8953.

A **retração** do concreto, representada por uma deformação normal $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ = **deformação por retração no intervalo de tempo** (t, t_0), depende principalmente, segundo a NBR 6118, da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça.

O valor da **retração**, entre os instantes t e t_0 , é dado por: $\epsilon_{cs}(t, t_0) = \epsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$

em que:

$\epsilon_{cs\infty} = \epsilon_{1s} \cdot \epsilon_{2s}$ é o valor final da **retração**, em que:

ϵ_{1s} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto (*ver Tabela 18*):

$$10^4 \cdot \epsilon_{1s} = -8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2.284} - \frac{U^3}{133.765} + \frac{U^4}{7.608.150}, \text{ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e } 40\% \leq U \leq 90\%.$$

CASO 1:

- Abatimento do concreto = 6 cm;
- Umidade relativa = 80%;
- Concreto com cimento CPMI endurecido a uma temperatura diária média de 28 °C;
- Protensão, em uma única etapa, aos 14 dias;
- $t \rightarrow \infty$.

CASO 2:

Idem caso 1, com abatimento de 12 cm e umidade relativa de 70%.

a) Espessuras fictícias da peça (h_{fic}):

$$A_c = 0,60 \text{ m}^2$$

$$\mu_{ar} = 5,1312 \text{ m}$$

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8 + 0,1 \cdot U)} \begin{cases} U = 80\% \rightarrow \gamma = 2,22 \\ U = 70\% \rightarrow \gamma = 1,45 \end{cases}$$

$$h_{fic} = \gamma \cdot (2 \cdot 0,60 / 5,1312) = 0,2339 \cdot \gamma \begin{cases} U = 80\% \rightarrow h_{fic} = 51,9 \text{ cm} \\ U = 70\% \rightarrow h_{fic} = 33,9 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Idade fictícia (t) do concreto, aos 14 dias, para cálculo da **retração**:

$\alpha = 1$ (Tabela 19), qualquer tipo de cimento

$\Delta t_{ef,i} = 14$ dias (idade real), com $T_i = 28$ °C

$$t_o = \alpha \cdot \Sigma_i \cdot [(T_i + 10) / 30] \cdot \Delta t_{ef,i} = 1 \cdot [(28 + 10) / 30] \cdot 14 \approx 18 \text{ dias}$$

c) Valores da **retração**, no intervalo ($\infty, 18$):

Valores da **retração**: $\epsilon_{cs}(\infty, 18) = \epsilon_{1s} \cdot \epsilon_{2s} \cdot [1 - \beta_s(18)]$ para os dois casos.

4.7. UM EXEMPLO COMPLETO: PÓS-TRAÇÃO

APLICAÇÃO NUMÉRICA

A viga isostática biapoiada de seção vazada, a seguir esquematizada, foi protendida longitudinalmente (pós-tração).

O dimensionamento, pela Seção 5, foi efetuado para resistir às seguintes solicitações:

$$M_{g1} = 1.543 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g2} = 3.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q = 2.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resultou uma armadura protendida de $50,40 \text{ cm}^2$, que foi distribuída em quatro cabos de $9\text{Ø}15,2 \text{ mm}$, aço CP190RB, conforme o esquema a seguir:

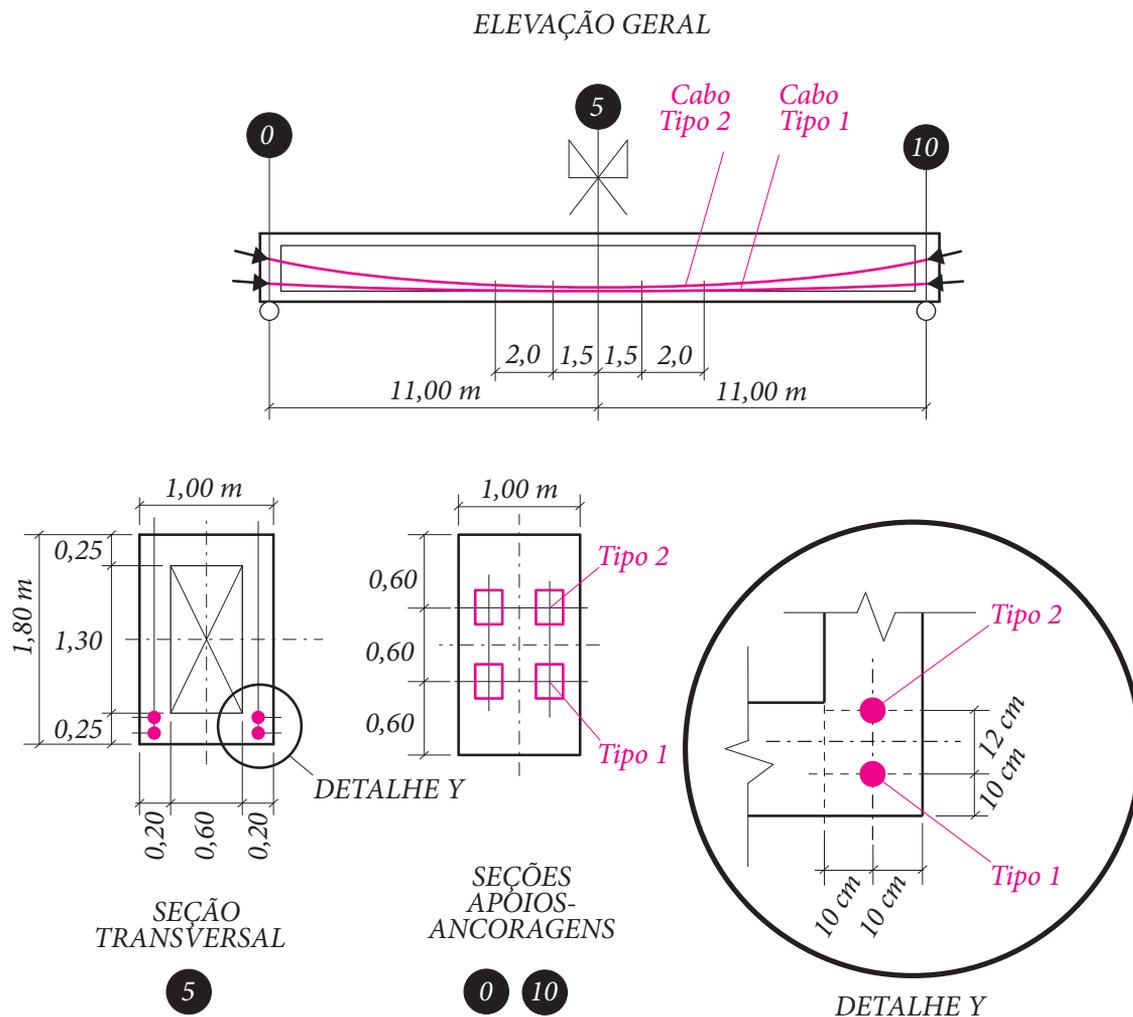


Figura 121: Elevação geral, seções transversais e detalhe.

7) Forças de protensão, na Seção 5, após as perdas progressivas:

$$P_{\infty}(x = 11,00) = P''_0(x = 11,00) - \Delta P_{\infty}(x = 11,00)_{c+s+r}$$

Para o cabo Tipo 1:

$$P_{\infty}(x = 11,00) = 1.653,18 - (230,68 + 82,28) = 1.340,22 \text{ kN}$$

Para o cabo Tipo 2:

$$P_{\infty}(x = 11,00) = 1.628,79 - (228,24 + 76,19) = 1.324,36 \text{ kN}$$

8) Diagramas finais de $P_{\infty}(x) \cdot x$, após todas as perdas de protensão:

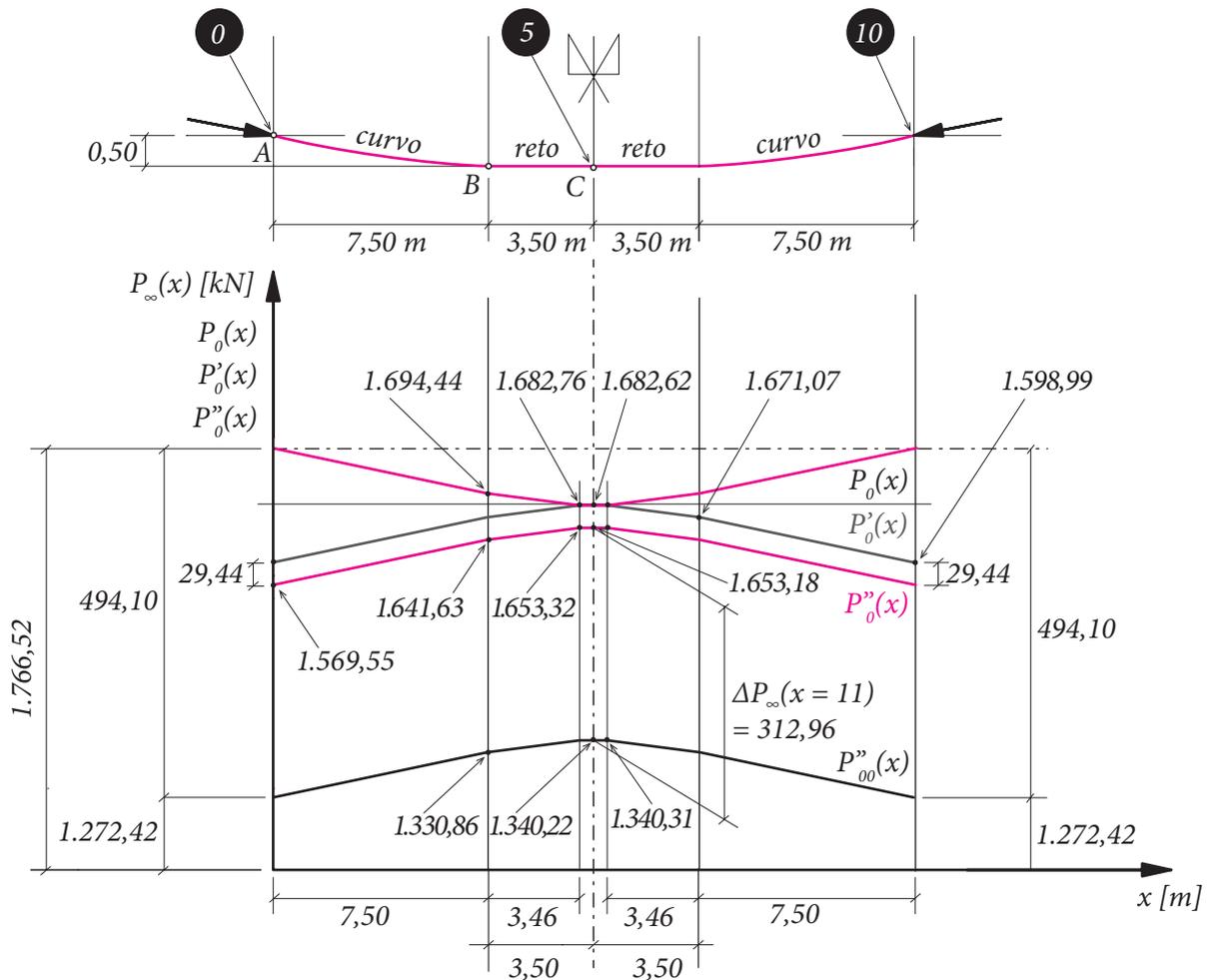


Figura 124: Diagrama do cabo Tipo 1.

OBS.: as perdas progressivas foram calculadas para a Seção 5. Nas demais seções será aplicado o critério da proporcionalidade:

$$K = P_{\infty}(x = 11,00) / P''_0(x = 11,00) = 1.340,22 / 1.653,18 = 0,8107$$

Resultado: $P_{\infty}(x) = 0,8107 \cdot P''_0(x)$

REVISÃO

5.1. REVISÃO DE CÁLCULO DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE SEÇÕES TRANSVERSAIS

5.1.1. INTRODUÇÃO

As seções transversais das peças em concreto protendido são variadas, procurando-se utilizar massa de concreto onde efetivamente for necessário, de forma a otimizar o consumo dos materiais e aumentar a rigidez das peças.

Apresentamos a seguir alguns exemplos de seções utilizadas:

a) Vigas

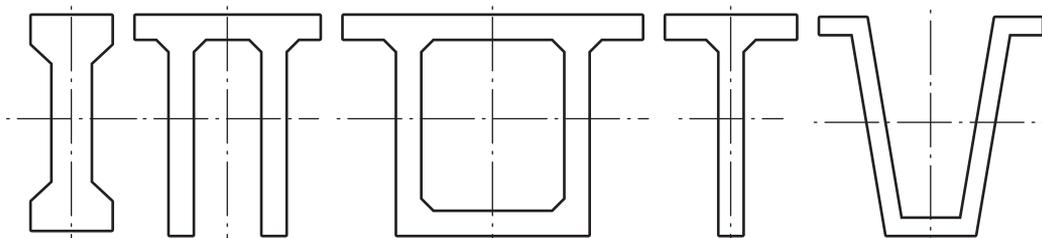


Figura 126: Exemplo de seções transversais de vigas.

b) Lajes

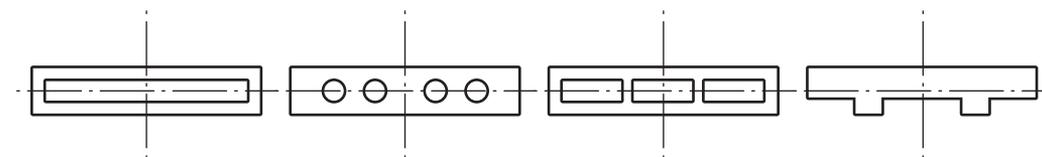


Figura 127: Exemplo de seções transversais de lajes.

5.1.3.1. TABELA AUXILIAR DE CÁLCULO DAS SEÇÕES COMPOSTAS

TABELA 28 – TABELA AUXILIAR PARA CÁLCULO DAS SEÇÕES COMPOSTAS										
Figura Nº	Tipo de seção (R, T ou C)	Base (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	y _i (cm)	A _i · y _i (cm ³)	d _i (cm)	d _i ² (cm ²)	I _i (cm ⁴)	A _i · d _i ² (cm ⁴)
1										
2										
i										
				ΣA _i		ΣA _i · y _i			ΣI _{ix}	ΣA _i · d _i ²

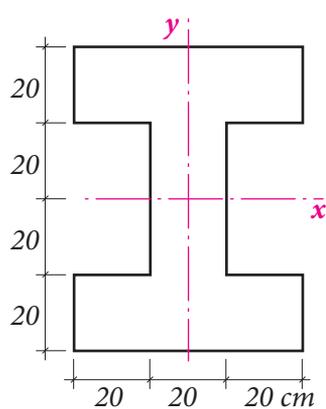
5.1.3.2. FIGURAS CONCÊNTRICAS

Quando as figuras isoladas apresentarem o mesmo centro de gravidade da figura composta de que se deseja calcular as características geométricas, pode-se calcular a **inércia** em torno do eixo em questão por diferença direta, como apresentado nos exemplos A e B do item a seguir.

5.1.4. EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

5.1.4.1. EXEMPLO A

Calcular as características geométricas da seção abaixo em torno do eixo x.



$$A_c = 0,60 \cdot 0,80 - 0,40 \cdot 0,40 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$I_{cx} = \frac{0,60 \cdot 0,80^3}{12} - \frac{0,40 \cdot 0,40^3}{12}$$

$$= 0,02560 - 0,00213 = 0,02347 \text{ m}^4$$

$$y_{inf} = y_{sup} = 0,40 \text{ m}$$

$$W_{c,inf} = W_{c,sup} = \frac{I_{cx}}{y} = 0,02347 / 0,40 = 0,05867 \text{ m}^3$$

$$K_{c,inf} = K_{c,sup} = \frac{W_c}{A_c} = 0,05867 / 0,32 = 0,1833 \text{ m}$$

Figura 134: Seção transversal.

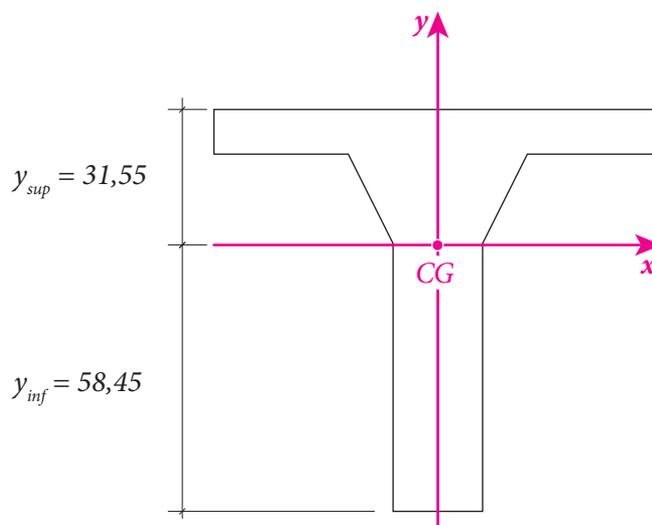


Figura 137: Seção transversal com indicação do CG.

5.2. REVISÃO DE CÁLCULO DE TENSÕES NORMAIS DE SEÇÕES TRANSVERSAIS NO ESTÁDIO 1

5.2.1. INTRODUÇÃO

O formulário apresentado neste capítulo aplica-se às seções no Estádio I, ou seja, seções plenas, sem fissuração.

O material será considerado homogêneo, isotrópico e elástico-linear. Foi adotada a hipótese fundamental simplificada de Navier-Coulomb, segundo a qual a peça vai se deformar de tal forma que a seção transversal em estudo se deslocará de sua posição inicial para outra, mantendo-se plana, ou seja, “seção plana, permanece plana”.

Geram tensões normais (σ) em uma seção transversal os esforços de forças normais (N) e os momentos fletores (M).

As forças cortantes (V) não geram tensões normais (σ), e sim de cisalhamento (τ), as quais não serão objeto de estudo deste capítulo.

5.2.2. NOTAÇÃO E CONVENÇÃO DE SINAIS

A seguir, apresentaremos as notações e convenções adotadas neste texto, as quais são baseadas nas Normas NBR 6118 e NBR 8681, através de um exemplo de um elemento estrutural (viga isostática biapoiada).

5.2.3. FORMULÁRIOS

5.2.3.1. COMPRESSÃO UNIFORME

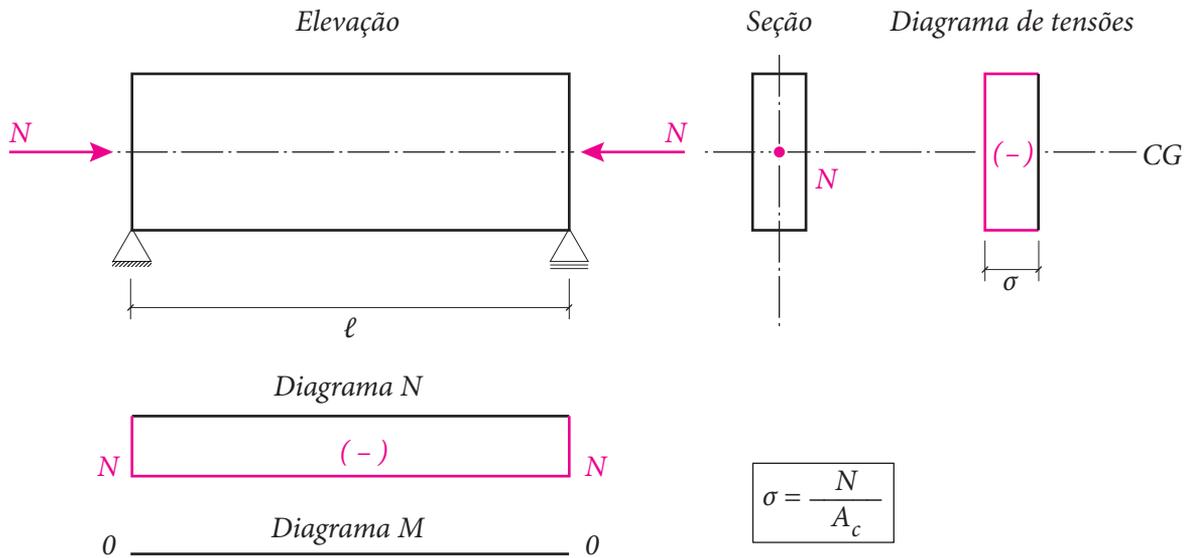


Figura 140: Elevação, seção transversal, diagramas de esforços solicitantes e tensões normais.

5.2.3.2. FLEXÃO SIMPLES

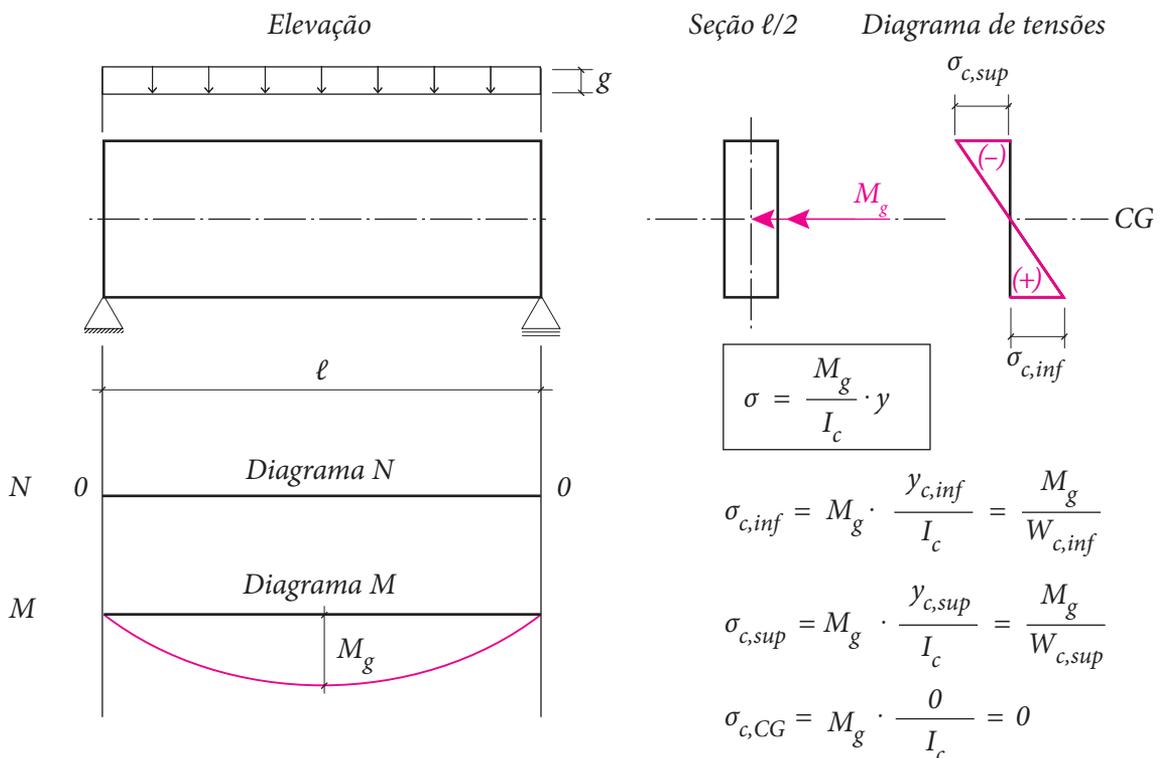


Figura 141: Elevação, seção transversal, diagramas de esforços solicitantes e tensões normais.

5.2.5.4. VARIAÇÃO DA EXCENRICIDADE DE UMA FORÇA DE PROTENSÃO

Uma viga, conforme descrição abaixo, foi idealizada para pesquisar a eficiência de uma força de protensão (N_p) em função de excentricidades variáveis. O objetivo é o equilíbrio de uma ação concentrada F , aplicada no centro do vão. Sabendo-se que $N_p = -975 \text{ kN}$, $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e que não são permitidas tensões normais de tração, determinar os valores de F para as quatro situações de excentricidade (e_p) de aplicação da força:

- Força aplicada no CG da seção ($e_p = 0$)
- Força aplicada no limite do núcleo ($e_p = +K_{cx,sup}$)
- Força aplicada com ($e_p = 0,45 \text{ m}$)
- Força aplicada com $e_{m\acute{a}x}$, considerando que $y_0 = 0,07 \text{ m}$

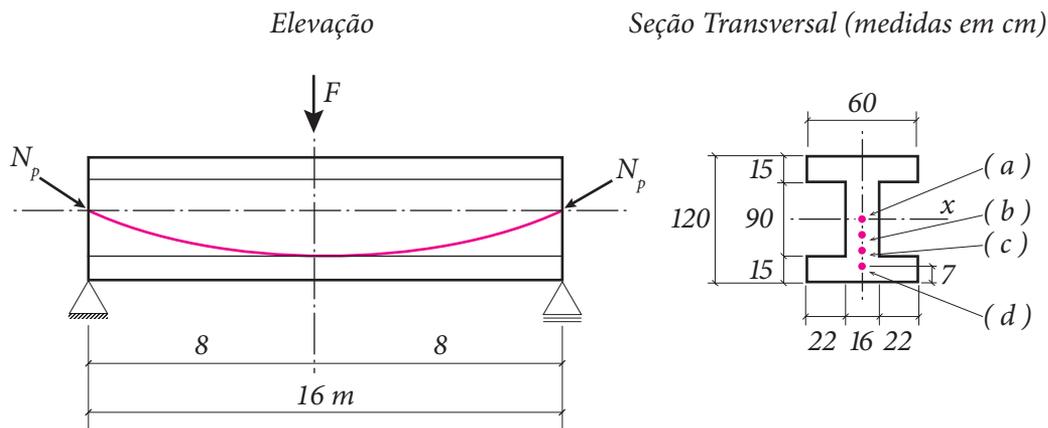


Figura 153: Elevação e seção transversal com indicação das posições variáveis do cabo.

SOLUÇÃO

1) Características geométricas:

$$A_c = 0,3240 \text{ m}^2$$

$$y_{c,sup} = y_{c,inf} = 0,60 \text{ m}$$

$$I_c = 0,05967 \text{ m}^4$$

$$W_{c,sup} = W_{c,inf} = I_c / y = 0,09945 \text{ m}^3$$

5.3. MACRORROTEIRO DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROTENDIDO COM PÓS-TENSÃO

A seguir, apresentamos o resumo do macrorroteiro:

ÍNICIO

DADOS DO PROJETO

ANTEPROJETO

PROJETO:

- 1) Tipo de concreto estrutural
- 2) Materiais
- 3) Características geométricas
- 4) Modelo matemático
- 5) Definição dos carregamentos
- 6) Análise estrutural
- 7) Seções mais solicitadas
- 8) Dimensionamento em estado-limite último (ELU) $t_{\infty} \rightarrow A_p, A_s$
- 9) Verificação dos estados-limites de serviço (ELS) t_{∞}
- 10) Verificação do estado-limite último (ELU) t_0 ato da protensão
- 11) Traçado geométrico
- 12) Perdas imediatas e progressivas
- 13) Outras verificações
- 14) Detalhamento e cálculos complementares

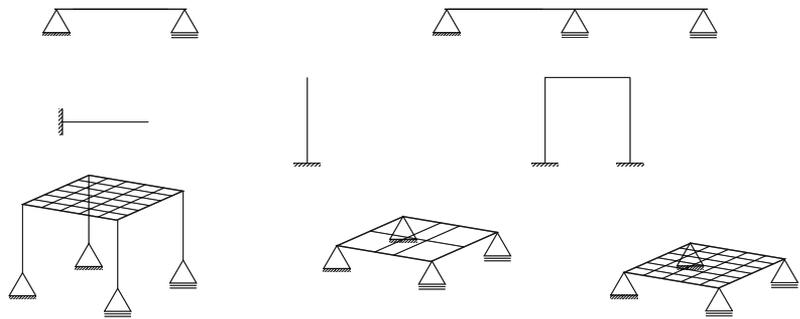
PLANILHAS

FIM

PROJETO

MODELO MATEMÁTICO

Escolher os modelos matemáticos que se aproximem dos comportamentos reais das estruturas.



Esquemas de modelos matemáticos.

DEFINIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Calcular e definir as ações:

- Permanentes (diretas e indiretas).
- Variáveis (diretas e indiretas).
- Excepcionais.

Utilizar os valores representativos, levando-se em consideração os fatores de combinação da NBR 8681: Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 .

ANÁLISE ESTRUTURAL

Através de programa de análise estrutural, com base em:

- Modelo matemático.
- Características geométricas.
- Carregamentos.

Determinam-se os esforços solicitantes para cada carregamento:

- Momentos fletores (M).
- Forças normais (N).
- Forças cortantes (V).
- Momentos torsores (T).

SEÇÕES MAIS SOLICITADAS

Identificar a seção mais solicitada de cada elemento estrutural e iniciar o dimensionamento por essa seção.

DIMENSIONAMENTO EM ESTADO-LIMITE ÚLTIMO (ELU) t_∞

Confirmar a geometria adotada e calcular A_p e A_s .

Determinar os esforços resistentes N_{Rd} , M_{Rd} .

Fixar a força final de protensão N_{p_∞} ($t = t_\infty$).

5.5. TRAÇADO GEOMÉTRICO

5.5.1. PONTO DE PARTIDA

Para iniciar-se o Traçado Geométrico é necessário que já se tenha desenvolvido os seguintes itens:

- Determinação do número de cordoalhas (*cabos*) na seção de dimensionamento.
- Disposição dos cabos na(s) seção(ões) de dimensionamento, respeitando os cobrimentos, espaçamentos mínimos e disposições construtivas.
- Disposição das ancoragens nas extremidades, respeitando as dimensões dos nichos e placas de ancoragem, espaçamentos mínimos e disposições construtivas.

Exemplo 1: *Viga Isostática*

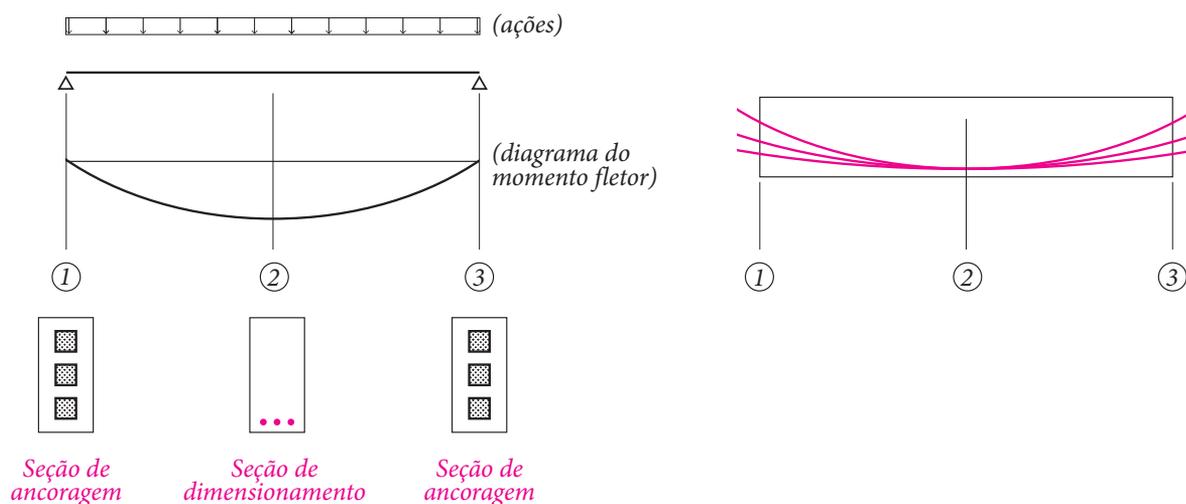
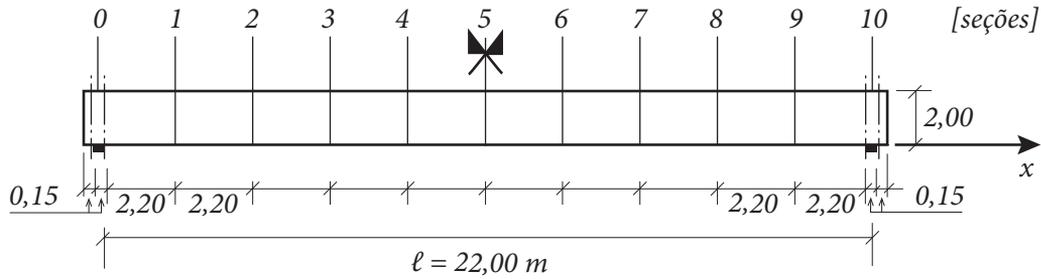


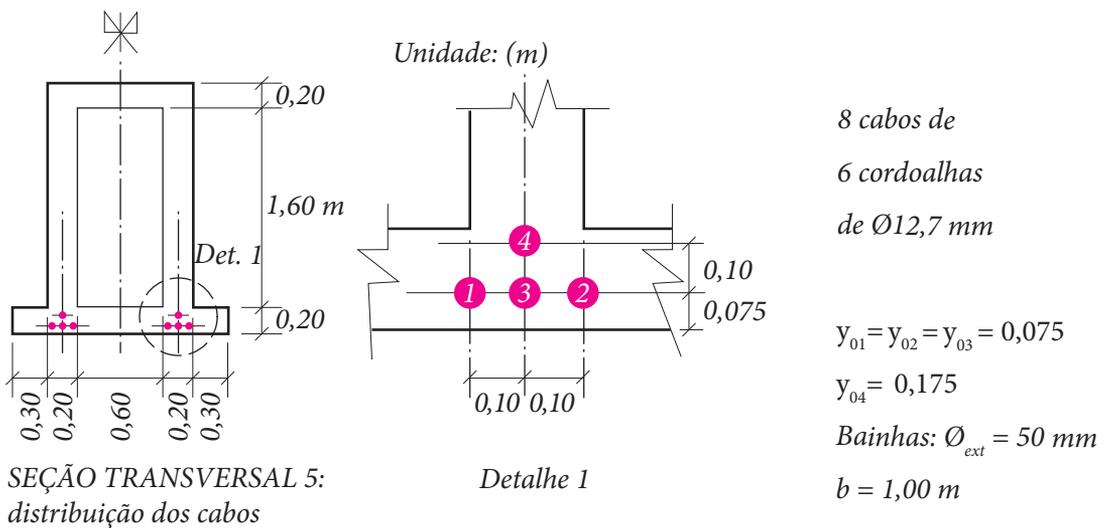
Figura 166: Elevação e seções transversais – viga isostática.

EXEMPLO NUMÉRICO 2

Para a viga protendida abaixo indicada, desenvolver o traçado longitudinal e transversal dos cabos.



VISTA LATERAL: definição das seções



SEÇÃO TRANSVERSAL 5:
distribuição dos cabos

Detalhe 1

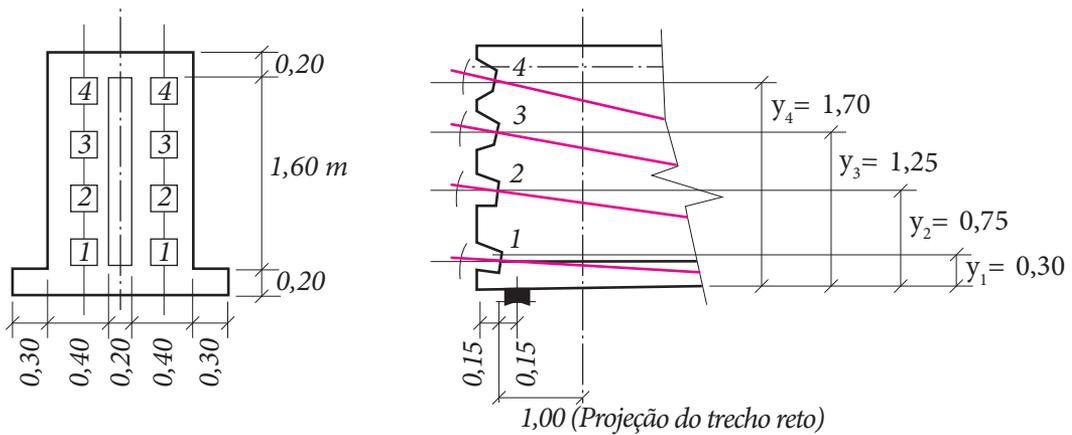


Figura 174: Elevação, seções transversais, detalhe e vista lateral.

6.1. EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

6.1.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é uma coletânea de exercícios resolvidos aplicados em provas da disciplina de concreto protendido do curso de graduação da Escola de Engenharia Civil.

Os problemas de dimensionamento quanto aos estados-limites de serviço devem ser complementados com a verificação do estado-limite último, obrigatória por norma.

6.1.2. FORMULÁRIO: COMBINAÇÕES DA NBR 8681

COMBINAÇÕES DE SERVIÇO:

- Combinações quase permanentes

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

- Combinações frequentes

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

- Combinações raras

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{qj,k}$$

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS:

- Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{gi,k} + \gamma_q \cdot [F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{qj,k}]$$

Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 : conforme a NBR 8681;

γ_{gi} e γ_q : coeficientes de ponderação conforme NBR 8681.

6.2.2. EXERCÍCIO 2

O pilar central de uma passarela, construído com formas deslizantes, com seção transversal constante, foi protendido segundo a direção vertical (protensão centrada), conforme indica a figura.

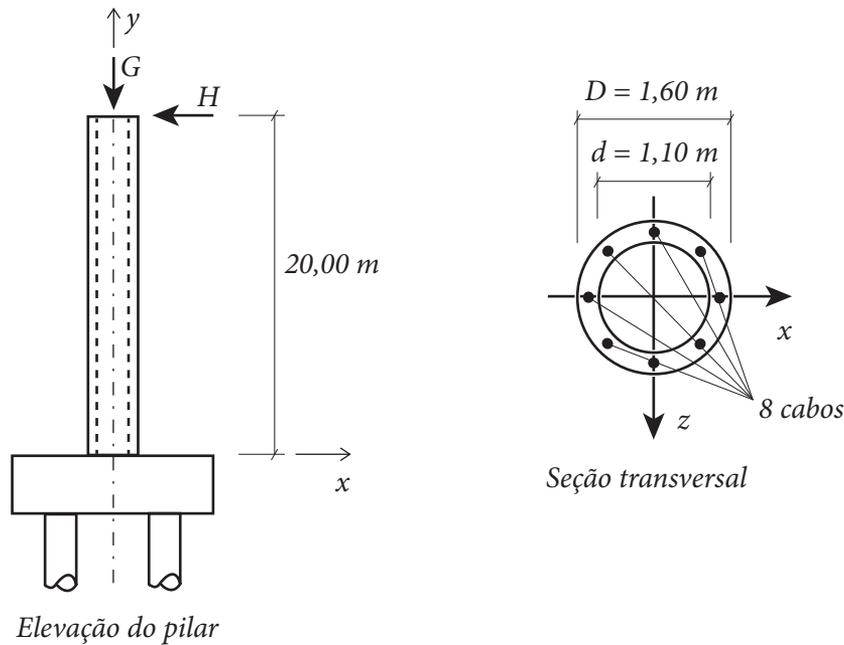


Figura 182: Elevação e seção transversal.

Ações atuantes, além da protensão:

- $G = 2.000 \text{ kN}$ reação da superestrutura, representando as cargas permanentes;
- $H = 180 \text{ kN}$ força horizontal acidental (com $\Psi_1 = 0,6$);
- $G_1 \rightarrow$ peso próprio do pilar com $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Sabendo-se que o pilar foi projetado com 8 cabos, determinar o número de cordoalhas por cabo para se ter protensão total na seção de engastamento bloco x pilar. A força de protensão, após todas as perdas, é $p_\infty = -110 \text{ kN}$.

DADOS COMPLEMENTARES

- Características: $I_c = (\pi / 64) \cdot (D^4 - d^4)$, $W_c = I_c / (D / 2)$
- Utilizar concreto com $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ e $f_{ctk} = 3 \text{ MPa}$
- Os cabos devem conter igual número de cordoalhas
- Desprezar efeitos de 2ª ordem e cisalhamento

6.2.4. EXERCÍCIO 4

A estrutura abaixo representa uma viga de seção transversal constante, biapoiada, submetida às ações g_1 (peso próprio), g_2 (sobrecarga permanente distribuída) e Q (carga concentrada acidental). A viga deverá ser protendida com cabos de quatro cordoalhas de 15,2 mm, com força útil de protensão, após todas as perdas, de 150 kN por cordoalha, na seção central de momento máximo. Dimensionar a seção central, com protensão limitada, seguindo as diretrizes da NBR 6118, utilizando um número inteiro de cabos.

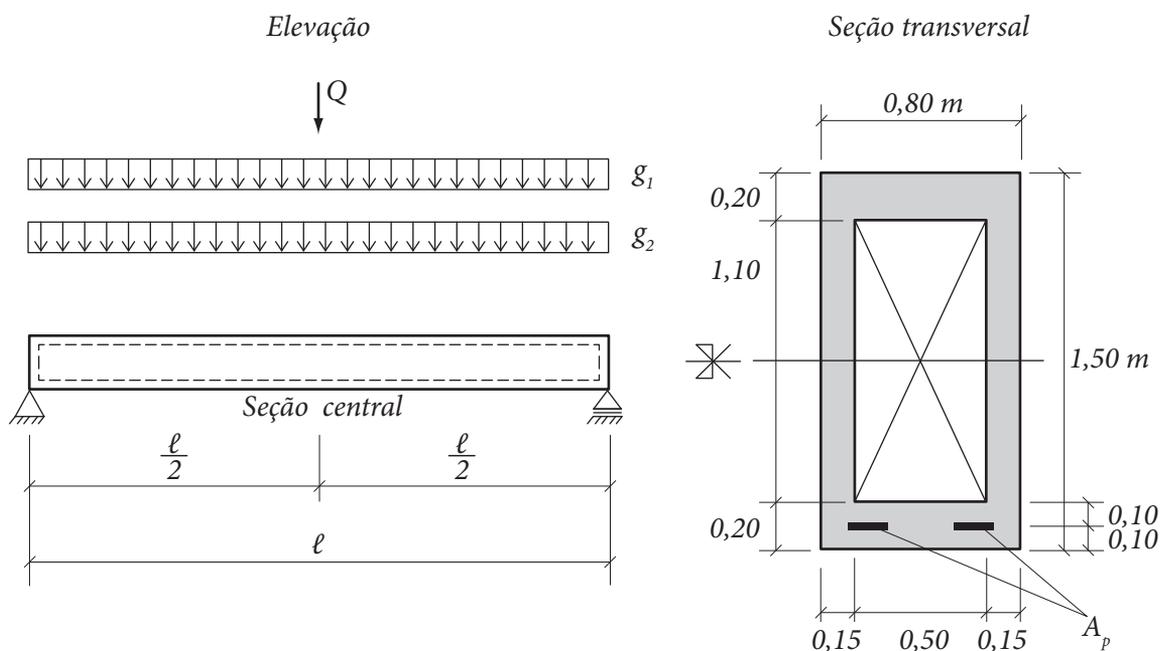


Figura 185: Elevação e seção transversal.

DADOS COMPLEMENTARES

- $A_c = 0,65 \text{ m}^2$
- $I_c = 0,1695 \text{ m}^4$
- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$; $f_{ctk} = 2,0 \text{ MPa}$
- $\ell = 20 \text{ m}$
- $g_2 = 34 \text{ kN/m}$
- $Q = 300 \text{ kN}$
- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Adotar CG dos cabos em $y_0 = 0,10 \text{ m}$
- Fator de utilização para Q : $\Psi_1 = 0,7$ e $\Psi_2 = 0,6$

6.4. TRAÇADO GEOMÉTRICO, PERDAS E ALONGAMENTO

6.4.1. EXERCÍCIO 1

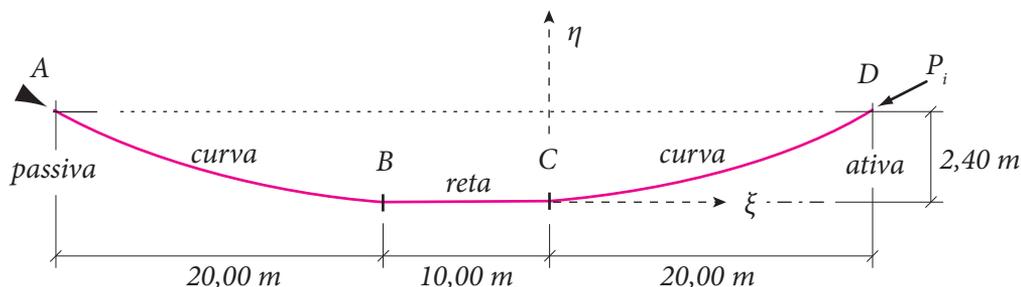


Figura 194: Desenho esquemático do cabo.

Para o cabo acima desenhado determinar:

a) A equação geométrica do traçado, sabendo-se que os trechos curvos são parábolas do 2º grau com equação $\eta = a \xi^2$ ($\text{tg } \alpha = d\eta / d\xi$). Determinar a ordenada η da abscissa $\xi = 10$ m.

b) As perdas por atrito, alongamento teórico e as perdas por acomodação da ancoragem, com os seguintes dados:

- $A_p = 12 \cdot 1,40 = 16,80 \text{ cm}^2$
- $E_p = 200.000 \text{ MPa}$
- Aço CP190RB: $f_{ptk} = 1.900 \text{ MPa}$
 $f_{pyk} = 1.710 \text{ MPa}$
- $\mu = 0,22$ (coeficiente de atrito)
- $K = 0,01 \mu$
- $\Delta w = 3 \text{ mm}$ (escorregamento da ancoragem)

DADOS COMPLEMENTARES

A é uma ancoragem passiva e D é ativa.



Luiz Cholfe

Engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie – EEUPM (1971) e Mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1986). | É professor do Departamento de Estruturas da EEUPM desde 1974 e responsável pela disciplina Concreto Protendido. | É sócio-fundador e diretor responsável da STATURA Engenharia e Projetos Ltda. (1975), empresa de consultoria e projetos estruturais (concreto armado/protendido e metálica), com mais de 1.800 trabalhos implantados no território brasileiro. | É membro da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE) e do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON).

Luciana André Sanvito Bonilha

Engenheira civil, formada pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie (1989), Mestra em Engenharia de Estruturas pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1997) e pós-graduada pela FIA – Fundação Instituto de Administração – MBA em Gestão Empresarial (2010). | É professora da disciplina de Concreto Protendido na Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie desde 1991. | Desde formada, atua profissionalmente como engenheira de estruturas em projetos industriais, comerciais, institucionais e residenciais, projetando soluções em concreto armado, concreto protendido e estruturas metálicas. | É sócia e diretora técnica da Statura Engenharia e Projetos Ltda., onde exerce atividades de gerenciamento de projetos e obras, desenvolvimento de projetos de estruturas e acompanhamento técnico de obras.

Este livro tem como objetivo apresentar os conceitos fundamentais de dimensionamento e verificação de estruturas de concreto protendido. Os autores são professores da disciplina de Concreto Protendido da Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie. O texto abrange o programa do curso de graduação e também inclui uma breve revisão de itens de disciplinas pré-requisitos, tais como, Mecânica Geral, Resistência dos Materiais e Concreto Armado.

A teoria apresentada tem como base as recomendações da Norma NBR 6118 (Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento), complementada com aplicações numéricas de exemplos extraídos da prática profissional.

O livro contempla, em seis capítulos, os seguintes assuntos:

- ▶ Materiais, conceitos e princípios de funcionamento da protensão;
- ▶ Estudo comparativo entre as peças de concreto armado e protendido, tipos de protensão quanto aos processos construtivos e exigências relativas à fissuração, métodos dos Estados Limites e segurança nas estruturas;
- ▶ Verificação e dimensionamento das seções transversais de concreto protendido;
- ▶ Cálculo das perdas de protensão;
- ▶ Revisões de conceitos e pré-requisitos, macrorroteiro para projeto de estruturas de concreto protendido e traçado geométrico de cabos;
- ▶ Exercícios resolvidos.

Este livro pode ser utilizado como material didático em cursos de graduação e especialização e por profissionais que atuam na área de Projetos e Execução de Estruturas de Concreto Protendido.

ISBN 978-85-7975-297-1



9 788579 752971