

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL*

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PILARES PRÉ-MOLDADOS DE
CONCRETO EM ETAPA TRANSITÓRIA**

João Francisco Otrente

São Carlos
2022

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM ENGENHARIA CIVIL*

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PILARES PRÉ-MOLDADOS DE
CONCRETO EM ETAPA TRANSITÓRIA**

João Francisco Otrente

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

São Carlos
2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato João Francisco Otrente, realizada em 17/03/2022.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira (UFSCar)

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo (UFG)

Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior (UNICAMP)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho à minha família,
por tudo.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me conceder o dom da vida.

Ao meu pai, Jose Otrente, exemplo de caráter e honestidade, em quem sempre procurei me espelhar, obrigado por tornar possível tudo em minha vida e sempre me apoiar em meus objetivos. Ao meu tio, Amauri, exemplo de ser humano íntegro e justo, agradeço de coração por tudo que faz por mim. À minha tia Lourdes, definição mais precisa de mãe, agradeço por toda dedicação e carinho ao longo desses anos.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira, pela amizade, paciência, dedicação, confiança e principalmente pela oportunidade de ter sido seu orientado, e a Dra Bruna Catoia por toda ajuda durante esse período.

Aos Professores Dr. Armando Lopes Moreno Junior e Dr. Daniel de Lima Araújo pelas valiosas sugestões, correções e contribuições durante a qualificação e defesa desta dissertação.

Ao Engenheiro Prof. Arthur Lima Rocha, por toda ajuda no desenvolvimento desse trabalho. À amiga Renata Merlos, pela grande ajuda que me forneceu desde o processo seletivo do mestrado.

Ao Professor e amigo Marcos Alberto Ferreira da Silva, exemplo de compromisso com o ensino da engenharia de estruturas, agradeço a amizade, dedicação e por toda ajuda desde a graduação, o senhor é uma inspiração.

Ao Professor e amigo Marcelo Augusto Tavares de Alcântara, agradeço a amizade e por todas as oportunidades, desde as épocas das monitorias.

Aos professores e colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSCar, por colaborarem em meu crescimento profissional.

RESUMO

OTRENTE, J. F. **Contribuição ao estudo de pilares pré-moldados de concreto em etapa transitória.** 2022. 161p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2022.

Durante sua produção, as estruturas pré-moldadas passam por diferentes fases denominadas de etapa transitória e, conseqüentemente, por diferentes esquemas estáticos e solicitações. Os pilares pré-moldados durante esta etapa apresentam um esquema estático de viga, podendo ocasionar situações particulares de projeto em que a etapa transitória é crítica para o dimensionamento. Além disso, muitos projetistas não consideram a perda de rigidez decorrente da eventual fissuração do elemento nesta etapa. O objetivo deste trabalho é avaliar como a aplicação da protensão com pré-tração auxilia no desempenho de pilares pré-moldados de concreto em situações particulares de projeto em que a formação de fissuras nas fases da etapa transitória possa ocorrer. A fim de alcançá-lo, foi realizado um estudo de caso em um pilar pré-moldado de concreto com etapa transitória crítica. O pilar foi analisado em concreto armado dispondo de diferentes esquemas estáticos e, posteriormente, em concreto protendido contendo dois arranjos de armadura ativa. A análise do elemento em questão foi realizada utilizando os seguintes parâmetros: tensões na armadura, momento de fissuração, quantidade de armadura e rigidez secante à flexão via métodos analíticos. Além disso, foi realizada uma análise paramétrica durante a fase de saque na fôrma e içamento na montagem, cujos parâmetros obtidos a partir da variação da posição das alças foram: momentos fletores, tensão na armadura e coeficiente redutor de rigidez para as seções mais solicitadas. Com base nas análises dos resultados, conclui-se que ao empregar três alças de içamento o pilar apresentou uma rigidez de até 0,84.EI durante o saque. Já com a adoção da protensão, o pilar com duas alças resultou em uma rigidez de até 0,90.EI ao final da etapa transitória. Ainda, observou-se, via análise paramétrica, que o pilar somente apresentou rigidez maior que 0,50.EI quando o nível de tensão na armadura passiva foi inferior a 0,30.f_{yk}. Por fim, entende-se que a perda de rigidez durante a etapa transitória deve ser contabilizada.

Palavras-chave: Concreto pré-moldado, pilar protendido, pré-tração, fissuração, etapa transitória.

ABSTRACT

OTRENTE, J. F. **Contribution to the study of precast concrete columns in transitory stage.** 2022. 161p. *Dissertation* (Master in Civil Engineering) - Federal University of São Carlos, São Carlos, 2022.

During its production, the precast structures go through different stages called the transitory stage and, consequently, through different static schemes and requests. The precast columns during this stage have a static beam scheme which can cause particular design situations in which the transitory stage is critical for the design. In addition, many designers do not consider the loss of stiffness due to eventual cracking of the element at this stage. The objective of this work is to evaluate how the application of prestressing with pre-tension helps in the performance of precast concrete columns in particular design situations in which the formation of cracks in the phases of the transitory stage can occur. To achieve this, a case study was carried out on a precast concrete column with a critical transitory stage. The column was analyzed in reinforcement concrete with different static schemes and later in prestressed concrete containing two arrangements of active reinforcement. The analysis of the element in question was performed using the following parameters: tension in the reinforcement, cracking moment, amount of reinforcement and secant flexion stiffness via analytical methods. In addition, a parametric analysis was carried out during the demolding phase and lifting in assembly, whose parameters obtained from the variation of the position of the lifting loops were: bending moments, tension in the reinforcement and stiffness reduction coefficient for the most requested sections. Based on the analysis of the results, it is concluded that when using three lifting loops, the column presented a stiffness of up to $0.84.EI$ during demolding. With the introduction of prestressing, the column with two lifting loops resulted in a stiffness of up to $0.90.EI$ at the end of transitory stage. Still, it was observed, via parametric analysis, that the column only presented a stiffness bigger than $0.50.EI$ when the stress level in the passive reinforcement was less than $0.30.f_{yk}$. Finally, it is understood that the loss of stiffness during the transitory stage must be accounted for.

Keywords: Precast concrete, prestressed columns, pre-tension, cracking, transitory stage.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Pilar submetido a situações transitórias: (a) Fase transitória de desmoldagem; (b) Fase transitória de armazenamento; (c) Fase transitória de içamento.	15
Figura 2.1: Classificação das ligações: (a) Ligação Rígida; (b) Ligação Semi Rígida; (c) Ligação Articulada.	22
Figura 2.2: Exemplos de armazenamento: (a) Armazenamento com duas linhas de apoio; (b) Armazenamento com três linhas de apoio, ocorrendo recalque do solo.	23
Figura 2.3: Veículo transportando a peça.	24
Figura 2.4: Esforços para o cálculo das amarras.	25
Figura 2.5: Altura e ângulo recomendáveis de travamento de peças pré-moldadas de concreto	25
Figura 2.6: Exemplo de dispositivo auxiliar de montagem: (a) Içamento com o dispositivo; (b) Montagem com o dispositivo fixado.	27
Figura 2.7: Rotação para o içamento na montagem: (a) Rotação por um ou dois pontos; (b) Rotação por três pontos.	27
Figura 2.8: Operação da rotação sem estocagem: (a) Engate nos pontos previstos e elevação acima do transporte; (b) Saída do transporte do local seguido da rotação até a verticalização.	28
Figura 2.9: Rotação por quatro pontos.	28
Figura 2.10: Balancim ajustável com viga única associada aos laços.	29
Figura 2.11: Posições incorretas e corretas de acoplamento com o pino.	30
Figura 2.12: Posicionamento do pilar com o uso de corda guia.	30
Figura 2.13: Encunhamento do pilar pré-moldado: (a) Rugosidade do bloco; (b) Detalhe do encunhamento.	31
Figura 2.14: Estágios básicos da relação momento-curvatura.	32
Figura 2.15: Relação momento - curvatura: (a) Esquema estático da viga em concreto armado; (b) Trecho da viga fletida mediante ao perfil de deformações.	33
Figura 2.16: Relação momento - normal - curvatura: (a) Esquema estático do pórtico em concreto armado; (b) Esforços e deformações no topo do pilar.	34
Figura 2.17: Comparação de aproximação de rigidez.	37
Figura 2.18: Comparação de valores de rigidez obtidos com diagrama momento-curvatura e via modelo analítico simplificado da Equação 2.3.	38

Figura 2.19: Comparação de valores de rigidez obtidos com diagrama momento-curvatura e via modelo analítico simplificado da Equação 2.4.	38
Figura 2.20: Variação da rigidez efetiva em vigas T submetidas a carregamentos isolados: (a) Carregamento gravitacional; (b) Carregamento lateral.	39
Figura 2.21: Variação da rigidez efetiva em vigas T submetidas a carregamentos combinados: (a) Combinação para $\eta+\mu =0,90$; (b) Combinação para $\eta+\mu =0,75$	40
Figura 2.22: Efeito da excentricidade da carga na redução da capacidade axial do pilar em concreto armado.	44
Figura 2.23: Efeito da relação comprimento/largura na redução da capacidade axial do pilar em concreto armado.	45
Figura 2.24: Planta baixa do edifício em concreto armado contendo pilares circulares.	48
Figura 2.25: Pilar em concreto armado: (a) Seção transversal em L; (b) Distribuição da armadura longitudinal; (c) Caso 1; (d) Caso 2; (e) Caso 3; (f) Caso 4.....	49
Figura 2.26: Diagrama de interação força-momento.....	51
Figura 2.27: Equilíbrio interno: (a) Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido; (b) Perfil de deformações; (c) Perfil de tensões no concreto.	54
Figura 2.28: Diagrama momento fletor - esforço normal – curvatura (M,N,1/r).....	55
Figura 2.29: Pilar pré-moldado em concreto armado: (a) Esquema estático; (b) Seção transversal.....	56
Figura 2.30: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido.....	56
Figura 2.31: Diagramas para pilares protendidos: (a) Influência da variação da carga axial; (b) Influência da variação da protensão.	57
Figura 2.32: Diagramas para pilares protendidos: (a) Influência da relação de excentricidade com relação de protensão de 0,125%; (b) Influência da relação de excentricidade com relação de protensão de 0,55%.	58
Figura 2.33: Seção transversal retangular no estágio I com armaduras ativa e passiva.	69
Figura 2.34: Seção transversal retangular no estágio II puro solicitada por momento fletor positivo: (a) Seção transversal com armaduras ativa e passiva; (b) Perfil de deformações.	71
Figura 3.1: Ações solicitantes (isostáticas) devido ao efeito de protensão em uma seção S: (a) Esquema estático de uma viga pré-tracionada; (b) Ação externa da protensão na seção; (c) Equivalência mecânica dos esforços.....	74

Figura 3.2: Esquema de cálculo para armadura de controle de fissuras na borda superior correspondente ao E.L.U no ato da protensão: (a) Seção Transversal de concreto protendido; (b) Perfil de tensões normais no estágio I.	78
Figura 3.3: Estado limite de descompressão parcial.....	80
Figura 3.4: Combinações para os estados limites de serviço.	87
Figura 3.5: Concreto de envolvimento de armadura.	89
Figura 4.1: Excentricidade de desaprumo da estrutura montada.	96
Figura 4.2: Montagem dos pilares pré-moldados de concreto armado.....	97
Figura 4.3: Escoramento e estaiamento realizados em pilares esbeltos.	97
Figura 5.1: Detalhamento do pilar pré-moldado em concreto armado: (a) Esquema em elevação; (b) Seção transversal.	102
Figura 5.2: Esquema estático do pilar pré-moldado para a ocasião de saque e manuseio.	106
Figura 5.3: Diagrama de momento fletor do pilar pré-moldado para a ocasião de saque e manuseio.....	106
Figura 5.4: Esquema estático do pilar pré-moldado para o içamento durante a montagem...	109
Figura 5.5: Diagrama de momento fletor do pilar pré-moldado para o içamento durante a montagem.	110
Figura 5.6: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de desmoldagem – Saque por 2 alças.	112
Figura 5.7: Distribuição do momento fletor em fase de saque: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.....	113
Figura 5.8: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em fase de saque: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.	114
Figura 5.9: Tensão na armadura tracionada para seções de momento máximo na ocasião do saque: (a) Seção do Apoio (σ_{s1}); (b) Seção do trecho interno (σ_{s2}).....	114
Figura 5.10: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de desmoldagem – Saque por 3 alças.	115
Figura 5.11: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de montagem – Içamento por 2 pontos.	116
Figura 5.12: Distribuição do momento fletor em fase de içamento: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.	117

Figura 5.13: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em fase de içamento: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.	117
Figura 5.14: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em função do nível de tensão na armadura das seções de momento máximo na ocasião do içamento: (a) Seção do Apoio (σ_{s1}); (b) Seção do trecho interno (σ_{s2}).	118
Figura 5.15: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de içamento – Içamento por 3 pontos.	118
Figura 5.16: Esquema estático para a posição típica 03 durante o levantamento: (a) rotação (ϕ) do pilar pré-moldado com a horizontal; (b) Carregamentos aplicados na direção vertical do pilar inclinado.	120
Figura 5.17: Posição típica 03 para a rotação de 30°: (a) Esquema estático na direção vertical do pilar na ocasião do levantamento; (b) Diagrama de momento fletor com unidade kN.m.	121
Figura 6.1: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido referente ao caso 1.	123
Figura 6.2: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido referente ao caso 2.	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Situações transitórias de um elemento pré-moldado de concreto.....	22
Tabela 2.2: Valores do coeficiente de amplificação dinâmica indicados pelo PCI (2010).	23
Tabela 2.3: Carga de serviço total (para os dois lados dos pinos) em aço estrutural A36	30
Tabela 2.4: Valores de α para as várias formulações normativas.....	36
Tabela 2.5: Intervalo dos parâmetros para o pilar em concreto armado.....	46
Tabela 2.6: Propostas analíticas para a consideração da não linearidade física em pilares de concreto armado.	50
Tabela 3.1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	82
Tabela 3.2: Classes de agressividade ambiental (CAA).....	83
Tabela 3.3: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.	84
Tabela 3.4: Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para $\Delta c=10$ mm.	85
Tabela 3.5: Valores do coeficiente γ_{f2}	86
Tabela 3.6: Valores máximos de diâmetros e espaçamentos, com barras de alta aderência. ...	91
Tabela 4.1: Situações transitórias mais frequentes durante a desmoldagem de pilares pré-moldados de concreto.	93
Tabela 4.2: Situações transitórias mais frequentes durante as fases de armazenamento e transporte de pilares pré-moldados de concreto.	95
Tabela 4.3: Situações transitórias mais frequentes durante o içamento por 2 pontos de pilares pré-moldados de concreto.....	98
Tabela 4.4: Situações transitórias mais frequentes durante o içamento por 3 pontos de pilares pré-moldados de concreto.....	99
Tabela 5.1: Parâmetros do pilar pré-moldado em concreto armado.....	103
Tabela 5.2: Parâmetros dos materiais empregados.....	103
Tabela 5.3: Parâmetros referente a fase transitória de desmoldagem.....	104
Tabela 5.4: Propriedades geométricas à flexão no estágio I durante a desmoldagem.....	105
Tabela 5.5: Propriedades geométricas à flexão no estágio II puro durante a desmoldagem. .	105
Tabela 5.6: Estados limites para fase transitória de desmoldagem.	107
Tabela 5.7: Parâmetros referente a fase transitória montagem.....	108

Tabela 5.8: Propriedades geométricas à flexão no estádio I durante a montagem.....	109
Tabela 5.9: Propriedades geométricas à flexão no estádio II puro durante a montagem.	109
Tabela 5.10: Estados limites para fase transitória de içamento durante montagem.	110
Tabela 5.11: Tensão normal na armadura durante o içamento na montagem.	111
Tabela 5.12: Análise paramétrica em fase de desmoldagem - Saque por 2 alças.	112
Tabela 5.13: Análise em fase de desmoldagem - Saque por 3 alças.	115
Tabela 5.14: Localização dos momentos fletores máximos - Saque por 3 alças.....	115
Tabela 5.15: Análise paramétrica em fase de montagem - Içamento por 2 pontos.....	116
Tabela 5.16: Análise em fase de içamento – Içamento por 3 pontos.	119
Tabela 5.17: Localização dos momentos fletores máximos - Içamento por 3 pontos.....	119
Tabela 5.18: Variação do momento fletor máximo de acordo com o ângulo de rotação (ϕ) do pilar pré-moldado de concreto.....	120
Tabela 5.19: Análise em fase de içamento para a rotação de 30° do pilar com a horizontal – Posição Típica 03	121
Tabela 6.1: Pilar em concreto protendido - Parâmetros referente a desmoldagem.	122
Tabela 6.2: Pilar em concreto protendido - Parâmetros referente a montagem.	123
Tabela 6.3: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas iniciais para o caso 1.....	124
Tabela 6.4: Resultados para a seção transversal do caso 1 na ocasião de desmoldagem.....	124
Tabela 6.5: Resultados para a seção transversal do caso 1 na ocasião do içamento na montagem.	125
Tabela 6.6: Verificação da abertura de fissuras (W_k) e da tensão na armadura passiva longitudinal (σ_s) para a seção transversal do caso 1 durante o içamento na montagem.	125
Tabela 6.7: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas progressivas para o caso 1.	125
Tabela 6.8: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas iniciais para o caso 2.	126
Tabela 6.9: Resultados para a seção transversal do caso 2 na ocasião de desmoldagem.....	127
Tabela 6.10: Resultados para a seção transversal do caso 2 na ocasião do içamento na montagem.	127
Tabela 6.11: Verificação da abertura de fissuras (W_k) e tensão na armadura passiva longitudinal (σ_s) para a seção transversal do caso 2 durante o içamento na montagem.	128
Tabela 6.12: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas progressivas para o caso 2.	128

1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	15
1.2 JUSTIFICATIVA	17
1.3 OBJETIVOS.....	18
1.3.1 GERAL.....	18
1.3.2 ESPECÍFICOS.....	18
1.4 METODOLOGIA	18
1.5 DELIMITAÇÕES	20
1.6 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	20
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS DE PROJETO.....	21
2.2 FISSURAÇÃO E A NÃO LINEARIDADE FÍSICA DOS ELEMENTOS.....	31
2.3 INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO.....	51
2.4 EXPRESSÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RIGIDEZ SECANTE	60
2.4.1 FIB (2002)	60
2.4.2 AS 3600 (2018)	62
2.4.3 EUROCODE 2 (2004).....	62
2.4.4 PCI (1988) – COMMITTEE ON PRESTRESSED CONCRETE COLUMNS .	64
2.4.5 ABNT NBR 9062 (1985)	65
2.4.6 ABNT NBR 9062 (2017)	65
2.4.7 ABNT NBR 6118 (2014)	66
3. RECOMENDAÇÕES PARA A VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS PROTENDIDOS.....	73
3.1 CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NA FLEXÃO	73
3.2 DEFINIÇÕES E VERIFICAÇÕES QUANTO AOS ESTADOS LIMITES.....	76
3.2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO	77
3.2.2 ESTADO LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURAS (ELS-F).....	79
3.2.3 ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W)	79
3.2.4 ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)	79
3.2.5 ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO PARCIAL (ELS-DP).....	80
3.2.6 ESTADO LIMITE DE COMPRESSÃO EXCESSIVA (ELS-CE).....	80
3.3 TIPOS DE PROTENSÃO QUANTO AOS ESTADOS DE FISSURAÇÃO	80
3.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	86
3.5 CONTROLE DA FISSURAÇÃO	88
4. RECOMENDAÇÕES QUANTO A ETAPA TRANSITÓRIA EM PILARES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	92
4.1 DESMOLDAGEM.....	92
4.1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES E ESQUEMAS ESTÁTICOS	93

4.2	ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE	93
4.2.1	ESFORÇOS SOLICITANTES E ESQUEMAS ESTÁTICOS	94
4.3	MONTAGEM	95
4.3.1	ESFORÇOS SOLICITANTES E ESQUEMAS ESTÁTICOS	98
4.4	CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS ESTADOS LIMITES	99
5.	ESTUDO DE CASO	102
5.1	ASPECTOS GERAIS E PARÂMETROS ENVOLVIDOS	102
5.2	FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM	103
5.2.1	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS À FLEXÃO	104
5.2.2	AÇÕES ATUANTES E ESQUEMA ESTÁTICO	105
5.2.3	RESULTADOS E VERIFICAÇÕES	106
5.3	FASE TRANSITÓRIA DE MONTAGEM	107
5.3.1	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS À FLEXÃO	108
5.3.2	AÇÕES ATUANTES E ESQUEMA ESTÁTICO	109
5.3.3	RESULTADOS E VERIFICAÇÕES	110
5.4	ESTUDO DO POSICIONAMENTO DAS ALÇAS	112
5.4.1	RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM – ANÁLISE PARAMÉTRICA	112
5.4.2	RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM – ESQUEMAS ESTÁTICOS TÍPICOS	114
5.4.3	RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE IÇAMENTO NA MONTAGEM – ANÁLISE PARAMÉTRICA	116
5.4.4	RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE IÇAMENTO NA MONTAGEM – ESQUEMAS ESTÁTICOS TÍPICOS	118
6.	APLICAÇÃO DA PROTENSÃO	122
6.1	ASPECTOS GERAIS E PARÂMETROS ENVOLVIDOS	122
6.2	PILAR PRÉ-MOLDADO EM CONCRETO PROTENDIDO – CASO 1	123
6.3	PILAR PRÉ-MOLDADO EM CONCRETO PROTENDIDO – CASO 2	126
7.	CONCLUSÕES	129
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	129
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	130
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	131
	APÊNDICE A	136
	APÊNDICE B	155
	APÊNDICE C	158

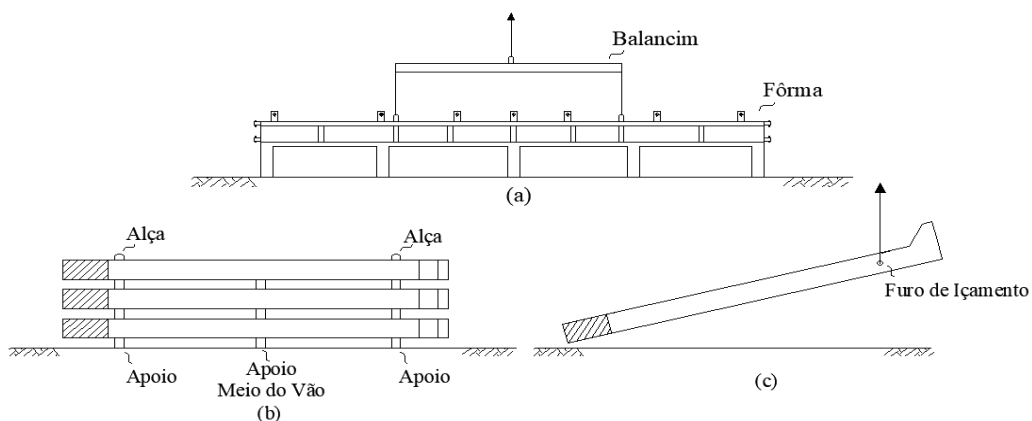
1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização de estruturas de concreto pré-moldadas está amplamente relacionada com a maneira de construir buscando sempre atender as demandas da sociedade de maneira econômica, segura e eficiente. Com isto, os sistemas pré-moldados vêm conquistando espaço constantemente em vários segmentos do mercado. Este avanço consolida o consenso de que os elementos pré-moldados (pilares, vigas, lajes, painéis, etc) garantem maior rapidez na execução do projeto, maior organização no canteiro de obras, maior durabilidade, sustentabilidade, desempenho estrutural e versatilidade arquitetônica.

Uma das principais diferenças entre as estruturas de concreto pré-moldadas e as moldadas no local é a presença da etapa transitória que envolve as fases de desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. Como nesta etapa o elemento pré-moldado pode não estar em sua posição definitiva, então ele poderá estar submetido a uma situação de carregamento diferente da final de utilização. No caso dos pilares pré-moldados de concreto ocorre uma especificidade em que o elemento durante a etapa transitória possui um esquema estático de viga, assumindo assim uma posição diferente da final de utilização, que para este é vertical. Com isso, o pilar apresenta solicitações diferentes daquelas para o qual foi dimensionado. Em virtude desta diferença de solicitações pode ocasionar situações particulares de projeto em que a etapa transitória é a crítica para o dimensionamento. A Figura 1.1 ilustra o esquema estático de viga apresentado pelo pilar durante as situações transitórias.

Figura 1.1: Pilar submetido a situações transitórias: (a) Fase transitória de desmoldagem; (b) Fase transitória de armazenamento; (c) Fase transitória de içamento.



Fonte: Autor (2022).

Em edificações de um pavimento usualmente denominadas de galpões, os pilares apresentam momentos fletores que podem predominar sobre os esforços normais de compressão, pois há uma grande sollicitação horizontal devido à ação do vento e não há vigas de travamento para distribuir esta ação. Assim, os pilares de galpões apresentam um comportamento semelhante a de uma haste, sendo dimensionados como vigas. Para as edificações de múltiplos pavimentos a distribuição dos esforços é diferente quando comparada aos galpões, sendo que esse sistema pode ser dividido em edifícios de múltiplos pavimentos de pequena e grande altura. No primeiro caso, as sollicitações são semelhantes ao que acontece nos galpões leves, enquanto nos edifícios de grande altura as sollicitações estão relacionadas com a posição em planta dos elementos, semelhante ao que acontece nos pilares de estruturas monolíticas de concreto.

Acontece que muitos projetistas não consideram a fissuração no pilar decorrente da etapa transitória, pois acabam verificando apenas o estado limite último nesta etapa ou então se tem um falso entendimento de que para atender ao estado limite de serviço basta apenas limitar a tensão na armadura durante o içamento, conforme a verificação presente na ABNT NBR 9062 (2017). Além disso, nesta etapa o concreto ainda não atingiu sua resistência especificada em projeto podendo ocasionar outros problemas, como por exemplo: deformações excessivas e rompimento de cantos e bordas da peça.

Certamente sabe-se que a resistência a tração do concreto é baixa quando comparada a compressão. Assim, para determinadas sollicitações apresentadas o elemento fissura devido ao aparecimento de tensões de tração. Com a introdução de tensões prévias de compressão no elemento pode-se combater as tensões de tração. O processo pelo qual introduz estas tensões prévias é a protensão, que no âmbito dos pré-moldados de concreto trata-se do sistema de pré -tração ou também conhecido como protensão com aderência inicial.

Nesse sentido, tem-se a seguinte problematização: Tendo em vista a perda de rigidez dos pilares na etapa transitória, a limitação da tensão na armadura recomendada pela ABNT NBR 9062 (2017) na ocasião do içamento é suficiente para atender ao estado limite de serviço durante as fases da etapa transitória? A adoção de uma protensão via pré-tração ocasiona um aumento significativo na rigidez à flexão de modo a melhorar as condições em serviço ?.

1.2 JUSTIFICATIVA

O presente trabalho justifica-se pela falta de bibliografia relacionada com o tema, em especial para as situações transitórias dos pilares pré-moldados de concreto que envolvem desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem. É importante destacar que o pilar pré-moldado de concreto é fabricado na horizontal, ou seja, durante toda a etapa transitória o elemento tem o comportamento de uma viga, desta forma apresenta solicitações que podem ser críticas quando comparadas a situação final para o qual foi projetado. Inclusive a maioria dos projetistas verificam somente o E.L.U da peça em etapa transitória, enquanto para o E.L.S apenas limitam a tensão na armadura em $0,50.f_{yk}$ durante o içamento. Em suma, a perda de rigidez decorrente das fases da etapa transitória acaba não sendo computada, admitindo que a não linearidade física pode ser estimada com os coeficientes redutores empregados pela normativa brasileira ABNT NBR 9062 (2017).

A exemplo disto, em Mota (2009) o autor considera apenas a perda de rigidez na etapa final de um pilar pré-moldado em concreto armado, apresentando valores de rigidez efetiva que são inferiores aos fornecidos na normativa brasileira em vigor. Se for levada em consideração uma perda de rigidez na etapa transitória, certamente o pilar em questão apresentaria um valor de rigidez ainda menor na etapa final de utilização e, portanto, menor que os resultados apresentados por Mota (2009). Com isto, a diminuição da rigidez nesta fase deve ser considerada e avaliada perante a situação final do elemento pré-moldado.

Uma vez que esta diminuição da rigidez possa comprometer o desempenho do pilar e por consequência afetar o comportamento do sistema estrutural, justifica-se a aplicação da protensão sobre este elemento, quando não é possível limitar os momentos fletores atuantes ao momento de fissuração por meio da otimização do posicionamento das alças. No presente trabalho a utilização da protensão nos pilares se dá pela pré-tração devido a facilidade no emprego deste tipo de protensão e por ser a mais utilizada nas fábricas de pré-moldados de concreto.

Dessa forma o tema é de grande interesse para o engenheiro de estruturas pré-moldadas de concreto uma vez que oferecerá critérios para a verificação dos pilares em situação transitória, assim como, para a aplicação da protensão. Espera-se ainda fornecer, aqueles que estudam, subsídios para pesquisas futuras mediante as conclusões finais do presente trabalho.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 GERAL

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar como a aplicação da protensão com pré-tração auxilia no desempenho de pilares pré-moldados de concreto em situações particulares de projeto em que a formação de fissuras nas fases da etapa transitória possa ocorrer.

1.3.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Quantificar a rigidez à flexão em pilares pré-moldados de concreto ao final da etapa transitória;
- Identificar quais verificações e considerações devem ser feitas nos pilares pré-moldados em concreto armado e protendido na etapa transitória;
- Realizar ampla pesquisa bibliográfica afim de identificar quais métodos analíticos podem ser empregados para o cálculo da rigidez efetiva à flexão do pilar pré-moldado em concreto armado e protendido nas etapas transitória e final;
- Apresentar roteiros de cálculo e verificações para os pilares pré-moldados em concreto protendido durante cada fase correspondente a etapa transitória.

1.4 METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos na pesquisa será utilizado o método da “aplicação direta de uma teoria”, que segundo Santos (2004) consiste em partir do fato de que a teoria matemática ou racional abstrata, totalmente enunciável existe, sendo aplicada aos problemas reais considerados. O presente trabalho é baseado em pesquisa bibliográfica e um estudo de caso. Desta forma a técnica aplicada consiste nas respectivas etapas:

- Realizar intensa pesquisa bibliográfica baseada em: artigos, dissertações, teses, livros e textos técnicos, a fim de se obter conhecimento teórico sobre os temas fundamentais do presente trabalho: características gerais dos pilares pré-moldados, influência do tipo de sistema estrutural nas solicitações dos pilares, particularidades das verificações de cada fase transitória, não linearidade física e a redução de rigidez à flexão dos elementos, aspectos gerais da protensão (pré-tração) e seu efeito na fissuração;

- Como exemplo a ser abordado, foi realizado um estudo de caso para um pilar pré-moldado em concreto armado de um edifício de múltiplos pavimentos, trata-se de uma situação de projeto em que a etapa transitória do pilar é crítica em relação a final;
- Inicialmente verifica-se o pilar pré-moldado de concreto armado em etapa transitória, realizando todas as verificações durante a desmoldagem e o içamento na montagem, buscando assim explicar sobre as principais particularidades dessas fases bem como as condições a serem atendidas nos Estados limites último e de serviço;
- Posteriormente, de modo a evidenciar o panorama de fissuração do elemento pré-moldado, foi realizado um estudo das alças para o mesmo pilar em que consiste em uma análise paramétrica cujos parâmetros a serem obtidos são: momentos fletores, tensão na armadura e coeficiente redutor de rigidez para as seções mais solicitadas. Para obter tais parâmetros optou-se por utilizar como variável na análise o valor do comprimento do balanço e manter constante: a resistência do concreto à compressão, módulo de elasticidade, comprimento do pilar, carregamento e quantidade de armadura passiva. Em seguida, a fim de ilustrar a possibilidade de trabalhar com esquemas estáticos diferentes, analisa-se novamente o pilar em questão, todavia contendo 3 pontos para a realização do saque e içamento, totalizando 3 esquemas estáticos para cada fase transitória (saque e içamento);
- Por fim estudou-se a aplicação de uma protensão parcial via pré-tração no elemento pré-moldado, com o intuito de aumentar a rigidez durante as fases da etapa transitória de modo que o pilar pré-moldado de concreto contenha uma rigidez admissível para sua etapa final de projeto e atenda os estados limites último e de serviço.

Para o cálculo das tensões normais, momento de fissuração, quantidade de armadura ativa, abertura de fissuras na peça protendida e rigidez secante à flexão utilizou-se métodos analíticos apresentados no presente trabalho. Quanto a obtenção dos esforços internos foi utilizado o programa computacional FTOOL, desenvolvido por Martha (2012).

Ao final da apresentação e análise dos resultados para cada condição citada acima, verificou-se, a influência de outros esquemas estáticos e da protensão sobre as tensões normais, momento de fissuração e rigidez secante à flexão em cada fase da etapa transitória, por meio da comparação do pilar estudado em concreto armado e posteriormente em concreto protendido.

1.5 DELIMITAÇÕES

Dentro do estudo proposto, a principal delimitação é a análise e verificação do pilar pré-moldado de concreto armado e protendido somente durante as fases transitórias de desmoldagem e montagem. Dessa forma, não se pretende analisar o elemento em questão em sua situação final de projeto, para o qual foi dimensionado.

1.6 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Este trabalho é composto por sete capítulos, organizados da seguinte maneira:

Capítulo 1: Introdução ao tema a ser abordado, com ênfase à descrição do contexto no qual a pesquisa será desenvolvida. Nesse mesmo capítulo, foi apresentada a justificativa para o desenvolvimento do trabalho juntamente com os objetivos gerais e específicos, a metodologia empregada e as delimitações da pesquisa;

Capítulo 2: Trata-se da fundamentação teórica, expondo os principais conceitos relacionados ao tema da dissertação. Inicia-se com as situações de projeto em que uma estrutura pré-moldada está submetida, posteriormente há uma abordagem geral sobre a não linearidade física dos elementos com ênfase nas principais contribuições envolvendo trabalhos experimentais e analíticos. Dando sequência, são descritos os principais trabalhos que relatam a influência da protensão no cálculo da rigidez secante em pilares de concreto, e por fim, são relatadas as principais expressões e considerações normativas para o cálculo da rigidez secante em pilares de concreto;

Capítulo 3: Mostra-se os estados limites juntamente com os critérios normativos para a verificação dos elementos em concreto protendido neste capítulo;

Capítulo 4: Com base nos principais trabalhos e normativas em vigor, é exposto de maneira sistêmica quais as verificações e considerações que devem ser aplicadas aos pilares pré-moldados de concreto em cada fase correspondente a etapa transitória;

Capítulo 5: Relata o estudo de caso contendo todas as suas características relevantes, bem como os resultados obtidos com a aplicação da metodologia proposta;

Capítulo 6: Apresenta os resultados da aplicação da protensão ao elemento estrutural abordado no estudo de caso, conforme a aplicação da metodologia proposta;

Capítulo 7: São apresentadas as conclusões do trabalho, as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, serão apresentados as referências bibliográficas e os apêndices.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

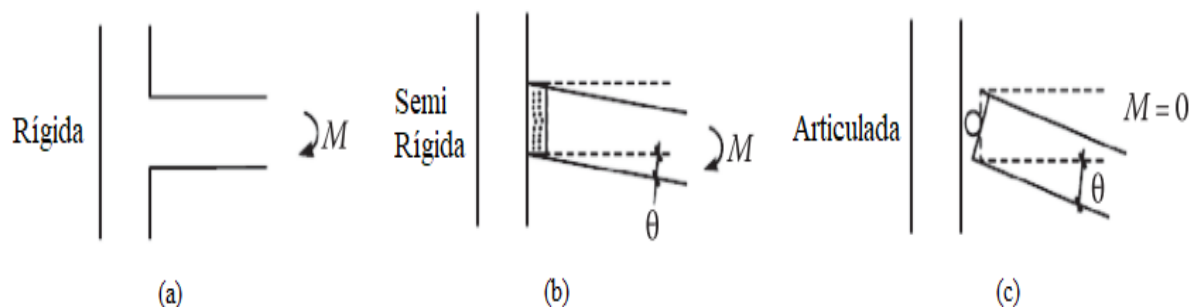
Neste capítulo serão abordados tópicos relacionados ao tema do presente trabalho para que o atual estado do conhecimento forneça embasamento suficiente para auxiliar na resolução do problema de pesquisa proposto visando assim alcançar os objetivos gerais e específicos estipulados no trabalho.

2.1 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS DE PROJETO

O propósito essencial do projeto de estruturas pré-moldadas é conceber uma estrutura onde os componentes pré-moldados individuais estejam logicamente ligados entre si. Alguns elementos ou partes da estrutura possuem apenas uma função de suporte de carga ou uma função de separação, outros também desempenham funções de estabilidade horizontal (ACKER, 2003).

Segundo El Debs (2017), a necessidade de considerar outras situações de cálculo além da situação final da estrutura é uma das diferenças entre o projeto das estruturas de concreto pré-moldado do projeto das estruturas de concreto moldado no local, quanto a análise estrutural. Na situação final aplica-se os mesmos procedimentos de cálculo das estruturas de concreto moldado no local, sendo feitas análises considerando o comportamento elástico-linear do material. Basicamente esta situação está relacionada com a efetivação das ligações, que segundo Ferreira (1993) podem ser classificadas em: articuladas, semi-rígidas e rígidas. Esta classificação refere-se à resistência aos esforços de flexão, sendo que a ligação articulada não apresenta resistência à flexão enquanto as ligações rígidas apresentam resistência completa, por outro lado as ligações semi-rígidas apresentam comportamento intermediário entre as ligações articuladas e rígidas, permitindo certa deformação e, com isso, transmitindo algum esforço de flexão (FERREIRA, 1993). A Figura 2.1 ilustra os tipos de ligação entre elementos pré-moldados de concreto.

Figura 2.1: Classificação das ligações: (a) Ligação Rígida; (b) Ligação Semi Rígida; (c) Ligação Articulada.



Fonte: Adaptado de Elliott (2017).

Dessa forma, para os elementos pré-moldados devem ser consideradas além da situação final, situações transitórias correspondentes às seguintes fases: desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. A Tabela 2.1 apresenta de maneira simplista uma breve explanação sobre cada fase.

Tabela 2.1: Situações transitórias de um elemento pré-moldado de concreto.

Desmoldagem	<ul style="list-style-type: none"> • Representa a etapa de retirada do elemento da fôrma (saque).
Armazenamento	<ul style="list-style-type: none"> • Período em que os elementos pré-moldados permanecem em estoque até o envio à obra.
Transporte	<ul style="list-style-type: none"> • Consiste no transporte interno, ou seja, o manuseio da peça a partir da desmoldagem até a etapa de carregamento, e o transporte externo, que corresponde ao traslado do local de fabricação até o de montagem.
Montagem	<ul style="list-style-type: none"> • Representa a instalação do elemento pré-moldado em seu destino.

Fonte: Adaptado de Santos (2010).

De acordo com Santos (2010), na verificação das situações transitórias é necessário considerar tanto os estados limites últimos quanto os de serviço, levando em consideração as solicitações estáticas, dinâmicas, resistência do concreto no período analisado e o esquema estático empregado na fase transitória.

Durante a desmoldagem é necessário o conhecimento e quantificação das tensões de sucção e aderência entre a fôrma e o elemento pré-moldado, todavia a quantificação desta tensão varia de modo expressivo com a forma do elemento. Segundo Lewicki (1968), essa tensão de aderência possui um valor próximo a 5,0 kN/m², em contrapartida, Richardson (1991) apresenta uma descrição mais detalhada para a adoção desta tensão de aderência, sendo: para moldes de concreto adota-se o valor 1,10 kN/m², no caso de moldes de aço utiliza-se o valor 1,30 kN/m² e por fim para moldes de madeira pregada e plana lisa recomenda-se os valores de 3,60 kN/m² e 2,40 kN/m².

Uma prática comum é a consideração do efeito da aderência na fôrma por meio de um coeficiente de majoração. O PCI (2010) apresenta esse coeficiente já acoplado ao efeito dinâmico durante a fase de saque na fôrma, ou seja, ao majorar o peso próprio do elemento pré-moldado com esses coeficientes já será contabilizado os dois efeitos concomitantemente. A Tabela 2.2 apresenta esses coeficientes bem como a sua dependência com o tipo de fôrma utilizada e o acabamento empregado.

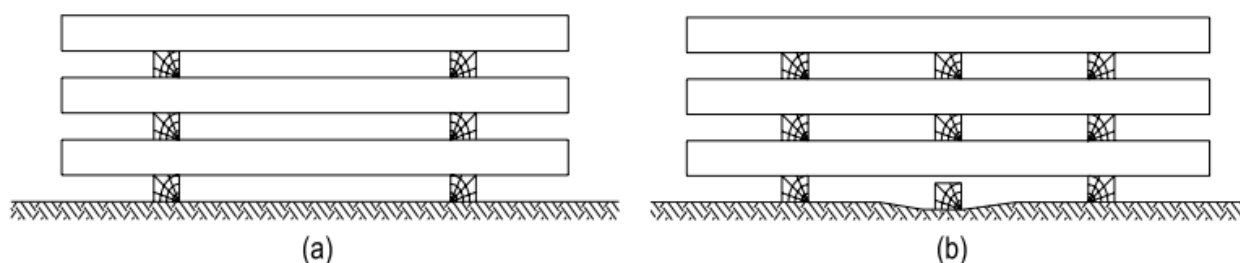
Tabela 2.2: Valores do coeficiente de amplificação dinâmica indicados pelo PCI (2010).

Tipo de Produto (Fôrma)	Tipo de acabamento	
	Agregado exposto com retardador	Molde liso (apenas desmoldante)
Lateral removível	1,2	1,3
Plano	1,3	1,4
Inclinada	1,4	1,6
Complexa	1,5	1,7

Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

Para o armazenamento, a ABNT NBR 9062 (2017) apresenta algumas condições que vão de tipologia de estocagens até pressões admissíveis nos apoios de modo a não danificar os elementos de concreto. Ao realizar as verificações, a normativa destaca sempre a utilização da resistência do concreto na data específica do armazenamento. Segundo Santos (2010), é recomendável que se armazenem os elementos em posições correspondentes à de utilização definitiva. Em relação às linhas de apoios, não é recomendável utilizar mais que duas, para evitar a mudança nos esforços solicitantes por um eventual recalque do solo, conforme apresentado na Figura 2.2.

Figura 2.2: Exemplos de armazenamento: (a) Armazenamento com duas linhas de apoio; (b) Armazenamento com três linhas de apoio, ocorrendo recalque do solo.

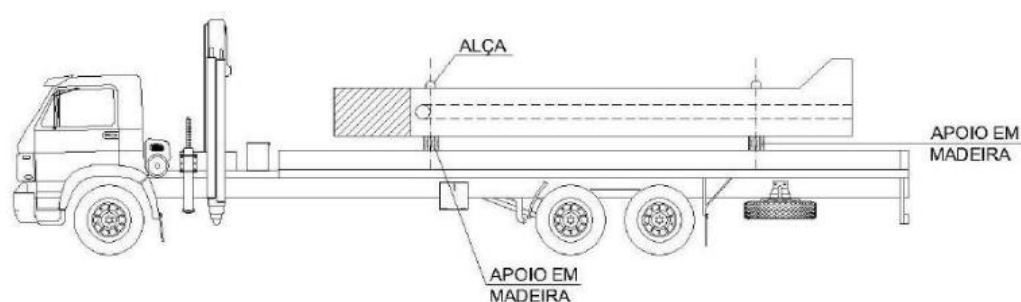


Fonte: Santos (2010).

No transporte, principalmente rodoviário, podem ocorrer ações dinâmicas de grandes magnitudes, que podem danificar os elementos. Por esta razão, o PCI (2010) recomenda a utilização de um coeficiente de ação dinâmica de valor 1,50, que segundo El Debs (2017), depende das condições da via em que o elemento for transportado, ou seja, quanto piores elas forem, maior será esse efeito. Outro ponto importante, é a fixação cuidadosa dos

elementos no transporte, neste sentido, Bachmann e Steinle (2012) apresentam algumas recomendações de fixações assim como expressões para dimensionamento dos insertos correlacionando a força aplicada nos cabos com sua geometria, todavia alguns fabricantes especificam expressões para esse dimensionamento, pois há muitos fatores que estão relacionados ao ato de içar o elemento pré-moldado, como por exemplo: suspensão estática incerta, peso próprio do elemento incluindo a umidade, efeitos de vibração do guindaste e resistência do concreto no período de movimentação. A Figura 2.3 ilustra o transporte de uma peça pré-moldada de concreto.

Figura 2.3: Veículo transportando a peça.

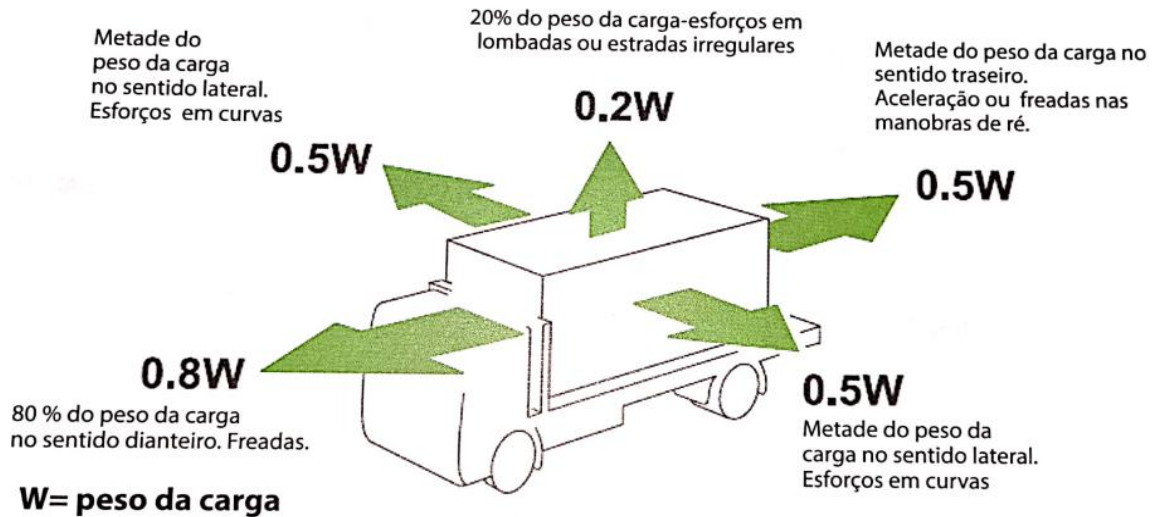


Fonte: Melo (2007).

Conforme apontam Rocha, Livi e Leite (2019), deve-se criar uma rotina de inspeção para liberar as peças para o carregamento, verificando se o elemento pré-moldado atendeu ao controle de qualidade e se o acabamento foi executado, bem como se não houve nenhum problema visual que possa comprometer a identificação da peça, de modo a garantir sua rastreabilidade em relação aos dados de sua produção. Além disso, realiza-se uma inspeção de cargas com o intuito de avaliar a disposição e fixação das peças nos veículos de transporte, uma vez que a movimentação dos elementos causada por falhas na amarração ou insuficiência de pontos de restrição pode levar a ocorrência de acidentes. Outro ponto importante que deve ser levado em consideração são as limitações de gabaritos, comprimentos e pesos decorrentes das normas estabelecidas pelos órgãos de trânsito estaduais e nacionais.

Com relação ao dimensionamento das amarras e dispositivos de fixação nesta fase, pode-se considerar a distribuição de esforços ilustrada na Figura 2.4.

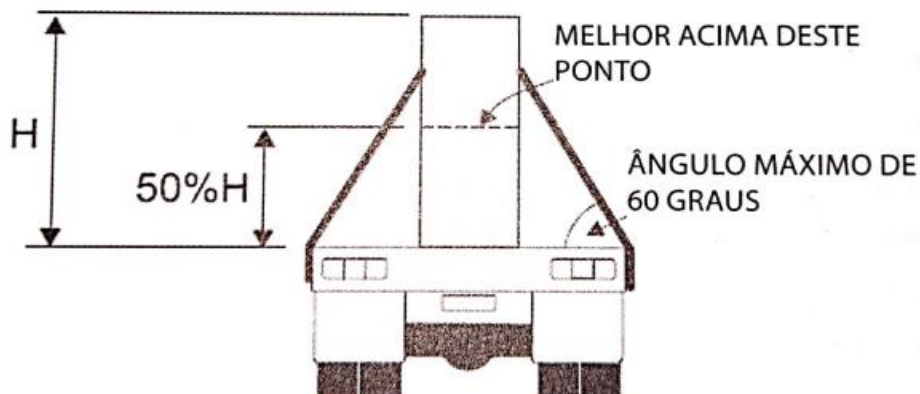
Figura 2.4: Esforços para o cálculo das amarras.



Fonte: Rocha, Livi e Leite (2019).

Sempre que possível as peças devem ser colocadas no veículo de transporte de maneira a facilitar a montagem na obra, evitando que as mesmas tenham que ser giradas ou rotacionadas para a montagem. Assim, os painéis devem ser enviados na posição vertical, lajes na horizontal, com as extremidades voltadas já no sentido que ficarão na obra. Para peças longas que exigiam rotação para verticalização na obra, como no caso de pilares de edifícios de múltiplos pavimentos, confirma-se o envio dos dispositivos de içamento e se os pontos de manuseio estão corretamente identificados. Ainda, os autores recomendam que as fixações devem ser posicionadas acima da metade da altura da carga e respeitando um ângulo máximo de 60°, conforme ilustra a Figura 2.5.

Figura 2.5: Altura e ângulo recomendáveis de travamento de peças pré-moldadas de concreto



Fonte: Rocha, Livi e Leite (2019).

Os autores Rocha, Livi e Leite (2019) comentam que os profissionais responsáveis pelo carregamento das peças pré-moldadas devem garantir que:

- As peças estejam liberadas para o transporte pelo controle de qualidade, que tenham atingido a resistência à compressão na ocasião de transporte e que estejam devidamente fixadas. Essa resistência é definida pelo projetista podendo ou não ser coincidente com a resistência da desforma;
- Os motoristas sejam devidamente avisados se alguma peça apresentar algum lado que deva ser mantido para cima ou se existirem furos para o manuseio e içamento na retirada da carreta;
- Os motoristas foram informados sobre o peso total da carga e das peças para que as caras máximas por eixo não sejam excedidas;
- Seja feito registro formal ao término do carregamento e que o motorista concorde com os procedimentos de segurança adotados para o carregamento incluindo a amarração, travamento e distribuição da carga. Em casos especiais o registro fotográfico deve ser arquivado.

Para a fase de montagem dos elementos pré-moldados, deve-se tomar como referência as prescrições do capítulo 11 da ABNT NBR 9062 (2017) e os requisitos para o atendimento ao selo de excelência Abcic onde são apresentados os procedimentos e cuidados a serem tomados nas execuções dos serviços de montagem. É fundamental que todas as providências relativas aos suprimentos e acessórios de montagem tenham sido antecipadas e que o responsável disponha de todos os projetos atualizados de suporte à montagem ou relativo à segurança do trabalho. Inclusive com detalhamento de todos os procedimentos de vinculações e contraventamentos transitórios ou definitivos que sejam necessários. Do ponto de vista de cálculo, deve-se levar em consideração o efeito dinâmico nos carregamentos atuantes por meio do coeficiente de amplificação dinâmico, que segundo o PCI (2010) é de 1,20.

Com base em Rocha, Livi e Leite (2019), a montagem dos pilares deve ser feita com grande rigor e atenção, pois sua adequação deriva o sucesso da montagem de todos os outros componentes. Antes de iniciar essa fase transitória realiza-se um estudo criterioso do projeto para verificar o posicionamento da peça e sua orientação, devendo ser observado itens como: lado da saída da água pluvial, orientação de consolos, esperas de topo, furos ou luvas de continuidade. Segundo El Debs (2017), muitas vezes são necessários dispositivos auxiliares para a realização do manuseio e içamento dos pilares pré-moldados, como é o caso da Figura 2.6 que retrata a necessidade de uma fixação provisória, pois sua ligação com a fundação demanda aguardar o endurecimento do graute.

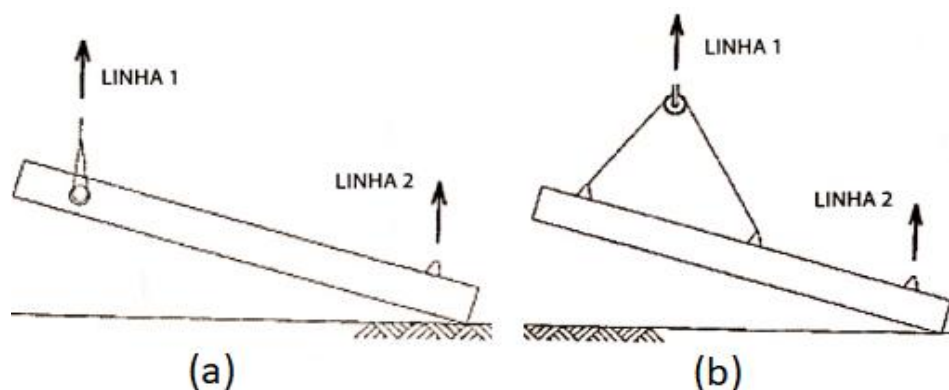
Figura 2.6: Exemplo de dispositivo auxiliar de montagem: (a) Içamento com o dispositivo; (b) Montagem com o dispositivo fixado.



Fonte: El Debs (2017).

Como os pilares apresentam esquema estático horizontal durante a etapa transitória, então o elemento necessita ser rotacionado durante a montagem. A rotação pode ser realizada de diversas maneiras, dispondo de um até quatro pontos de rotação no elemento pré-moldado. A Figura 2.7 ilustra alguns casos típicos de rotação.

Figura 2.7: Rotação para o içamento na montagem: (a) Rotação por um ou dois pontos; (b) Rotação por três pontos.



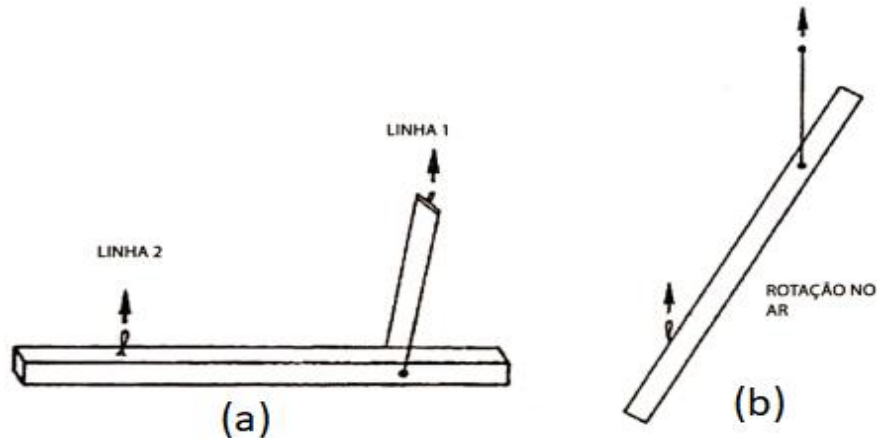
Fonte: Adaptado de Rocha, Livi e Leite (2019).

Para a rotação por meio de dois pontos será necessário a presença de um segundo guindaste utilizando as linhas de carga 1 e 2, operação essa que deve estar prevista no plano de rigging. É interessante notar que ao utilizar as duas linhas de carga há uma diminuição na distribuição dos esforços solicitantes, podendo assim melhorar o panorama de fissuração na peça, ou então, evitar por completo a formação de fissuras. Já a utilização da rotação por três pontos, se faz necessária quando o pilar apresenta comprimento elevado podendo assim apresentar esforços durante a montagem que comprometa a capacidade resistente da peça em estado limite último e serviço.

Outra possibilidade é realizar a rotação do pilar logo após ser retirado do transporte, ou seja, não haverá o manuseio do elemento seguido de sua estocagem. Conforme abordam

Rocha, Livi e Leite (2019), neste tipo de rotação existe flexibilidade para fixar a posição dos ganchos e do furo superior para o giro. A Figura 2.8 ilustra a prática em questão.

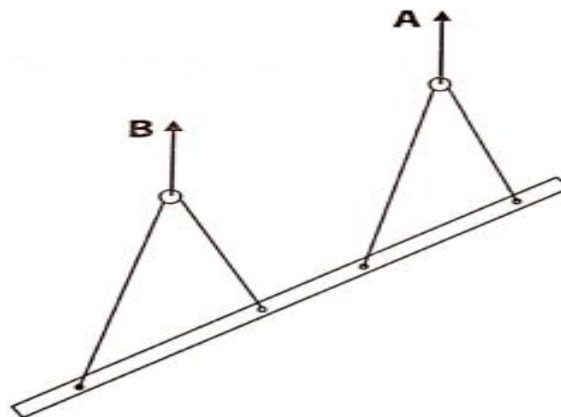
Figura 2.8: Operação da rotação sem estocagem: (a) Engate nos pontos previstos e elevação acima do transporte; (b) Saída do transporte do local seguido da rotação até a verticalização.



Fonte: Adaptado de Rocha, Livi e Leite (2019).

Existe também a possibilidade de empregar quatro pontos de rotação, sendo essa situação utilizável quando o emprego de três pontos conduziu uma distribuição desfavorável de esforços solicitantes ao longo da peça. A Figura 2.9 ilustra o caso com quatro pontos de rotação.

Figura 2.9: Rotação por quatro pontos.



Fonte: Rocha, Livi e Leite (2019).

Para as estruturas de estacionamento, também conhecidas como edifícios garagens, o comitê do PCI (1997) que trata deste tipo de estrutura (committee on parking structures) recomenda que os pilares de comprimento acima de 12 m não devem ser içados com um único ponto, enquanto para os elementos que possuem comprimento inferior a 12 m esta prática é permitida. Além dos esquemas estáticos apresentados anteriormente, no manual do PCI (1999) há outras possibilidades bem como verificações específicas para a estabilidade das peças durante a fase de montagem. Já em Elliott (2017), pode-se encontrar expressões

de cálculo para os esforços solicitantes com adição de coeficientes de impacto entre o pilar e a base de apoio.

Durante o içamento os esforços solicitantes variam à medida que o pilar pré-moldado apresenta uma rotação de 0° (esquema estático horizontal) até 90° (esquema estático vertical). Essa variação é decorrente da mudança na inclinação dos cabos que acaba alterando o valor das componentes das forças nos pontos de inserção. Nesse sentido, quando a força em um dos cabos aumenta, no outro diminui, e assim a componente vetorial dessas forças ocasiona uma variação no momento fletor. Segundo Southcott e Tovey (1998), as maiores solicitações ocorrem para uma rotação crítica entre 20° e 50° .

Para calcular a força nos cabos e os esforços solicitantes devido à rotação do pilar, trata-se de um procedimento complexo devido a geometria dos cabos. No entanto, pode-se adotar o modelo simplificado de Southcott e Tovey (1998) para análise do içamento de painéis tilt-up, uma vez que o pilar pré-moldado de concreto durante essa fase transitória tem comportamento similar ao de um painel tilt-up. A descrição detalhada deste modelo consta no apêndice C.

Para a realização da operação de montagem é necessária a presença de alguns equipamentos auxiliares, como é o caso dos balancins, cuja finalidade é melhorar o posicionamento dos laços de elevação das cargas de modo que a peça trabalhe preferencialmente na vertical. A Figura 2.10 ilustra o acessório em questão.

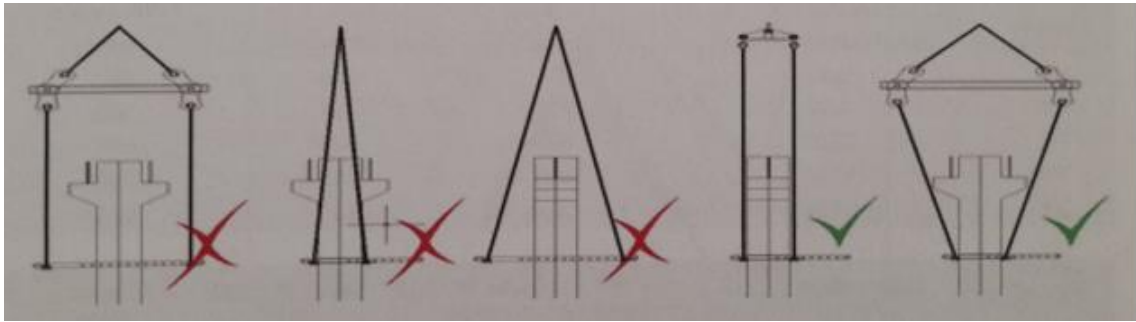
Figura 2.10: Balancim ajustável com viga única associada aos laços.



Fonte: Rocha, Livi e Leite (2019).

Outro equipamento utilizado para montagem de pilares são os pinos de montagem, sendo sua função a de transferência de carga para os cabos de içamento principalmente quando o uso de alças ou dispositivos de içamento compatíveis com cargas mais altas ficam antieconômicos. A Figura 2.11 ilustra as posições incorretas e corretas entre o acoplamento do pino com os cabos.

Figura 2.11: Posições incorretas e corretas de acoplamento com o pino.



Fonte: Adaptado de Rocha, Livi e Leite (2019).

Com relação ao dimensionamento dos pinos de montagem, Rocha, Livi e Leite, recomendam a utilização de um coeficiente de magnitude igual a 5,0, uma vez que os dispositivos estão sujeitos à fadiga devido aos efeitos dinâmicos. É importante destacar que cabe ao projetista verificar a seção do pilar que contém o furo de içamento, de modo a atender aos critérios normativos vigentes quanto aos estados limites último e serviço. A Tabela 2.3 apresenta algumas recomendações quanto ao dimensionamento dos pinos, considerando uma distância máxima de 4,0 cm do laço do içador até a face do pilar.

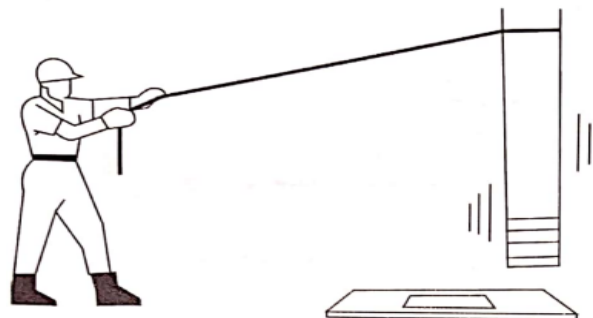
Tabela 2.3: Carga de serviço total (para os dois lados dos pinos) em aço estrutural A36

Diâmetro do furo no pilar (polegadas)	Diâmetro do pino em aço A36 (polegadas)	Carga total permitida com F.S = 5,0 (toneladas)
4,0	3 1/2	34,52
5,0	4,0	44,22

Fonte: Adaptado de Rocha, Livi e Leite (2019).

Após a verticalização do pilar, o elemento pré-moldado deve ser conduzido até sua posição final de projeto, para isso utiliza-se uma corda guia para controlar o movimento. A Figura 2.12 ilustra esse procedimento.

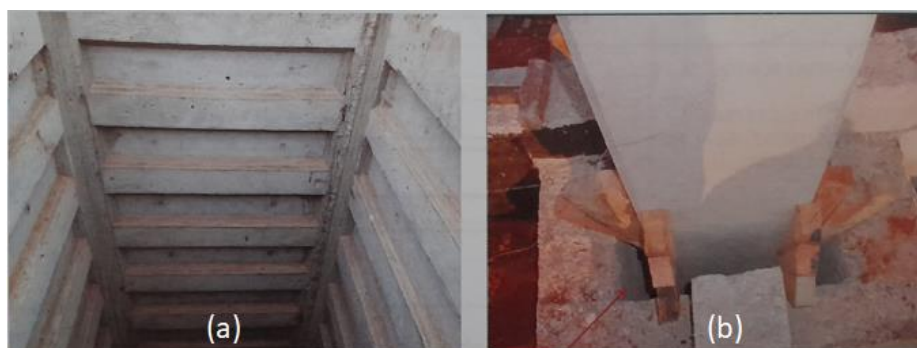
Figura 2.12: Posicionamento do pilar com o uso de corda guia.



Fonte: Adaptado de Rocha, Livi e Leite (2019).

Uma vez colocado em sua posição definitiva no bloco de fundação, deve-se proceder ao encunhamento e conferência do prumo. Este encunhamento deve ser feito antes de liberar os cabos e com as cunhas dispostas nas quatro faces. A Figura 2.13 ilustra o encunhamento do pilar pré-moldado de concreto.

Figura 2.13: Encunhamento do pilar pré-moldado: (a) Rugosidade do bloco; (b) Detalhe do encunhamento.



Fonte: Rocha, Livi e Leite (2019).

Conforme El Debs (2017), as situações transitórias podem apresentar solicitações mais desfavoráveis que aquelas correspondentes à situação definitiva do elemento estrutural. Com isto, Marín (2009) aponta como sugestão o estudo dessas situações transitórias com destaque para a influência na diminuição da rigidez dos elementos na situação final de utilização da estrutura, esta lacuna no conhecimento apresentado pelo autor é um dos objetivos do presente trabalho.

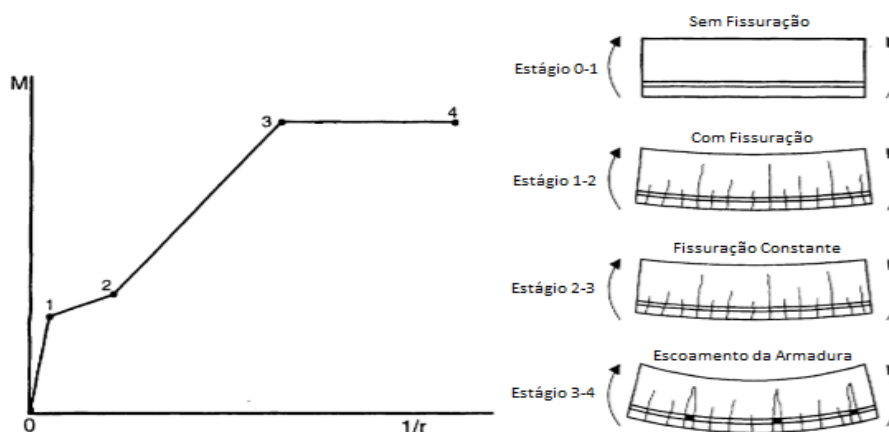
2.2 FISSURAÇÃO E A NÃO LINEARIDADE FÍSICA DOS ELEMENTOS

O comportamento de uma estrutura de concreto armado depende principalmente do grau de fissuração de seus elementos. Pode-se mostrar que mesmo para cargas de serviço, ocorre a não linearidade física do concreto, uma vez que os esforços necessários para alcançar o momento de fissuração, são, em geral, relativamente de baixa intensidade. (CARVALHO, 1994).

Marín (2009) abordou a não linearidade física (NLF) como sendo o fato de o material empregado na estrutura não ter um comportamento que obedece à lei de Hooke (deformação proporcional a tensão). Devido à não linearidade das tensões e deformações, o módulo de elasticidade não é constante e varia com a intensidade do carregamento. Logo, esse fato deve ser levado em consideração pois a mudança do módulo de elasticidade faz com que as deformações das estruturas mudem, podendo acarretar problemas tanto para as deformações no estado limite de serviço quanto para a estabilidade global da estrutura (ROCHA, 2017).

Dependendo da intensidade do carregamento a que a estrutura está submetida, pode ser atingido o momento de fissuração. A fissuração ocasiona uma redução na área de concreto, diminuindo assim o momento de inércia da seção transversal (I). A Figura 2.14 ilustra os diversos estágios da relação momento-curvatura.

Figura 2.14: Estágios básicos da relação momento-curvatura.



Fonte: Adaptado de FIB (1999).

A relação momento-curvatura pode ser dividida em quatro etapas:

- Estágio 0-1: Neste estágio não há fissuras visíveis, pois a tensão de tração no concreto armado não ultrapassa o limite de resistência característica a tração do concreto (f_{tk}). Sendo assim, o diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear mantendo uma proporção com a deformação;
- Estágio 1-2: Neste estágio é possível a visualização das fissuras, pois as tensões de tração na maioria dos pontos da seção transversal (abaixo da linha neutra) são superiores ao f_{tk} . Admite-se que a tensão de compressão no concreto continue linear, e o aço é responsável por absorver as tensões de tração;
- Estágio 2-3: Neste estágio há uma estabilização da fissuração, ou seja, não há formação de novas fissuras, todavia as fissuras existentes aumentam de abertura;
- Estágio 3-4: Neste estágio a peça está bastante fissurada, com fissuras se aproximando da linha neutra da seção. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) a distribuição de tensões no concreto ocorre mediante um diagrama parábola retângulo. Destaca-se que o início dessa fase está relacionado com o escoamento da armadura ou plastificação do concreto comprimido, e o fim desse estágio é atingido quando se aumenta o momento fletor até o valor do momento último que conduz a ruína da peça.

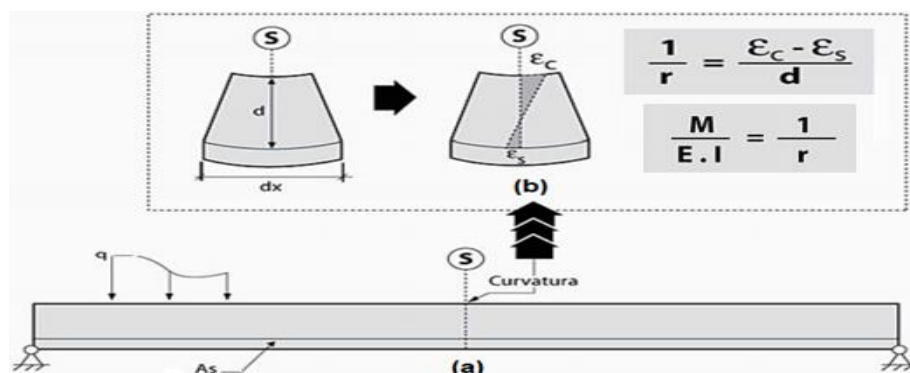
É importante destacar que de maneira resumida os Estágios 0-1, Estágios 1-2 e 2-3, Estágios 3-4 representam respectivamente os estádios de deformação I, II e III. Estes, presentes na ABNT NBR 6118 (2014) determinam o comportamento de uma peça de concreto

armado até sua ruína. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) lembram que os estádios I e II correspondem as situações de serviço (quando atuam ações reais), enquanto o estágio III corresponde ao estado limite último (ações majoradas e resistências minoradas), que só ocorre em situações extremas.

Para realizar uma análise não-linear física, deve-se conhecer a geometria da estrutura e suas armaduras. Isto acontece porque a resposta da estrutura depende de como ela foi dimensionada. De forma simplificada é possível a implementação da NFL por meio de sucessivas análises lineares, utilizando carregamentos incrementais. Nesse caso a rigidez dos elementos é alterada em função do nível de solicitação da etapa anterior (SANTOS, 2010).

Segundo Kimura (2007), a construção dos diagramas momento-curvatura aprimora a consideração da não linearidade física fornecendo valores mais precisos para a rigidez de flexão. Essa representação gráfica é possível pois adotando as hipóteses básicas da flexão nota-se que o momento fletor se relaciona analiticamente com a curvatura de uma dada seção, e a constante de proporcionalidade entre essas duas variáveis é justamente a rigidez de flexão da seção analisada. Sabe-se que a curvatura de uma seção em um dado trecho da estrutura mede a variação do ângulo para um determinado comprimento fletido, uma vez que as seções permanecem planas e indeformáveis é perfeitamente possível relacionar a curvatura com as deformações nos materiais constituintes (aço e concreto) e a altura útil. A Figura 2.15 ilustra a curvatura de um trecho submetido fletido da estrutura bem como a manifestação das deformações no concreto e na armadura.

Figura 2.15: Relação momento - curvatura: (a) Esquema estático da viga em concreto armado; (b) Trecho da viga fletida mediante ao perfil de deformações.



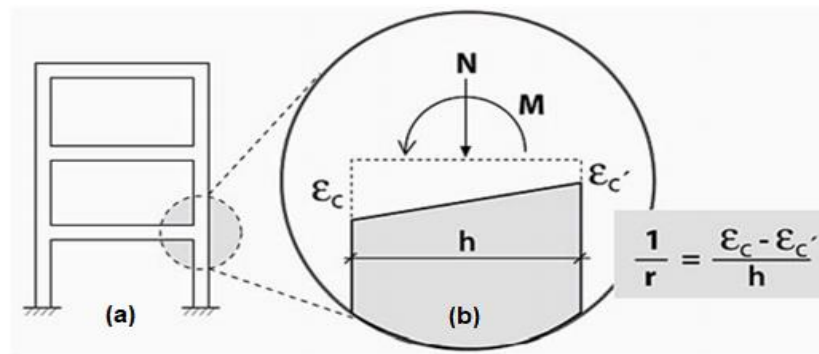
Fonte: Adaptado de Kimura (2007).

O autor ainda faz uma importante comparação, sendo: a relação momento-curvatura ($M \times 1/r$) é análoga à lei de Hooke, todavia, possui uma grande vantagem de permitir que a não linearidade física seja acoplada aos cálculos de uma forma mais fácil e direta. No caso do cálculo de pilares de concreto há o aparecimento do esforço normal na seção transversal,

assim a representação gráfica passa a ser intitulada de diagrama de momento – normal – curvatura, sendo válidas todas as hipóteses admitidas no traçado do diagrama de momento-curvatura ($M \times N \times 1/r$). De maneira simplista, Kimura (2007) explica que no caso do aparecimento do esforço axial tem-se: dada uma força normal atuante, a curvatura na seção se altera de acordo com o momento fletor solicitante. Essa variação é determinada por uma rigidez EI .

Assim, é possível concluir que independente da atuação do esforço normal a ideia central dos diagramas momento-curvatura é considerar a variação do comportamento do material à medida que o carregamento é aplicado, resultando na alteração do valor da rigidez dos elementos que compõem a estrutura. A Figura 2.16 ilustra os esforços atuantes no pilar de um pórtico em concreto armado bem como o perfil de deformações.

Figura 2.16: Relação momento - normal - curvatura: (a) Esquema estático do pórtico em concreto armado; (b) Esforços e deformações no topo do pilar.



Fonte: Adaptado de Kimura (2007).

A construção desses diagramas fica inviável no âmbito manual, sendo assim requer uma implantação computacional em virtude da ordem de dependência dos fatores para realizar o traçado, por exemplo, uma simples alteração no esforço normal ou na armadura provoca uma mudança no diagrama. No âmbito normativo, a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda fatores de redução para a rigidez dos elementos (Lajes, Vigas, Pilares) a fim de considerar a NLF dos elementos de maneira aproximada, diferentemente das normativas internacionais, como por exemplo, o comitê do PCI (1988) que trata de pilares protendidos (Committee on prestressed concrete columns) apresenta o cálculo para a rigidez secante reduzida dos pilares levando em consideração as propriedades geométricas da seção transversal e o tipo de vinculação do elemento estrutural, enquanto o boletim 16 da FIB (2002) e o ACI 318 (2019) dispõem de expressões que apresentam coeficientes de fluência e esbeltez.

Com o intuito de obter indicações adicionais a respeito das prescrições para consideração simplificada da NLF, Pinto e Ramalho (1997) realizaram uma análise em vigas,

pilares e um pórtico em concreto armado. Para os pilares, os autores adotaram um esquema estático do tipo engastado na base e livre no topo com 280 cm de altura, $f_{ck}=20\text{MPa}$ e seção transversal de (25x50cm) dimensionada com aço CA-50. A fim de se evitar o aparecimento dos efeitos devidos à não-linearidade geométrica, inerentes aos pilares esbeltos, foram analisados somente pilares curtos, nos quais esse efeito pode ser desprezado.

Mediante a uma modelagem numérica via métodos dos elementos finitos, Pinto e Ramalho (1997) observaram que a rigidez efetiva à flexão bruta da seção se torna menor que o correspondente à seção bruta de concreto apenas quando a razão entre os adimensionais μ e v assume valores acima de 0,3. Desta forma, para valores mais baixos dos momentos fletores em relação à normal, a inércia equivalente apresenta resultados acima dos admitidos para a seção bruta, devido a presença da armadura. Mediante ao escopo, parece ser razoável o estabelecimento de valores diferenciados de rigidez para os pilares em níveis inferiores e superiores, uma vez que, estes estão submetidos predominantemente a momentos fletores, enquanto aqueles, à esforços normais. Tendo em vista esta redução de rigidez nos pilares, Oliveira (2004) apresenta ábacos para o dimensionamento de pilares sendo possível obter as armaduras de uma seção para um nível de sollicitação de flexão composta e o valor da rigidez secante da seção no estado limite último.

Dando sequência as propostas analíticas e simplificadas, Khuntia e Ghosh (2004) realizaram um estudo paramétrico em pilares de concreto armado, com o objetivo de analisar a dependência existente entre a rigidez efetiva e alguns parâmetros adotados, sendo estes: Taxa de armadura (1% e 3%); f_{ck} (27,6 MPa e 82,7 MPa); relação entre carga última e carga axial P_u/P_0 (0,0 a 0,80) e variação da excentricidade e/h (0,10 a 0,80), destaca-se que na variação da excentricidade, a altura h das peças estudadas é de 50,8 cm. Por fim, o aço utilizado na armadura apresentava resistência à tração de 413,7 MPa.

Mediante os resultados obtidos, os autores concluíram que a rigidez efetiva é maior para taxas de armadura e resistência do concreto maiores, todavia, o valor desta rigidez sofre reduções à medida que a taxa referente a excentricidade (e/h) aumenta. Um fato interessante notado pelos autores é que, apesar do incremento no valor da carga axial de compressão induzir à ideia de que a fissuração diminuiria e resultando no aumento da rigidez, as análises mostraram que a relação entre o aumento da carga axial e a deformação correspondente na fibra mais externa não é proporcional, dada uma taxa de e/h , resultando em deformações maiores. Logo, o aumento na taxa de P_u/P_0 sempre resulta na redução da rigidez efetiva para pilares.

Por fim, Khuntia e Ghosh (2004) propuseram uma expressão analítica para o cálculo da rigidez de flexão dos pilares juntamente com seus limites de aplicação, ou seja, o intervalo

de valores que esta rigidez pode assumir. É importante destacar que a expressão proposta depende diretamente da rigidez de flexão bruta da seção, taxa de armadura, relação entre carga axial e carga última e relação entre a excentricidade e altura da seção transversal. A Equação 2.2 representa a proposta analítica dos autores.

A fim de comparar as diferentes abordagens analíticas empregadas pelas normativas e autores no cálculo do coeficiente de redução da rigidez bruta (α) para pilares pré-moldados de concreto, Mota (2009) analisou este coeficiente para um pilar típico de estrutura pré-moldada de um edifício tipo multi-piso, com as seguintes características: ligação viga-pilar articulada, altura total de 18 m, $f_{ck}=40\text{MPa}$, módulo de elasticidade ($E=35,4\text{GPa}$), seção transversal (70x70cm) e taxa de armadura ($\rho=2\%$). Para a composição dos carregamentos, o autor considerou uma carga vertical nos pavimentos de intensidade igual a 500 kN ao passo que a força horizontal proveniente da ação do vento é de 3,7 kN/m. A Tabela 2.4 apresenta os resultados obtidos por Mota (2009) para o pilar pré-moldado de concreto estudado em situação final de projeto.

Tabela 2.4: Valores de α para as várias formulações normativas.

Formulação	ACI (2003)	PCI (1998)	FIB (1996)	NBR 9062 (1985)	NBR 6118 (2003)	ÁBACO Oliveira (2004)
α	0,37	0,31	0,41	0,51	0,40	0,39

Fonte : Adaptado de Mota (2009).

Ainda no âmbito comparativo, Wytroval e Tuchscherer (2013) utilizando as mesmas variáveis empregadas por Khuntia e Ghosh (2004), realizaram uma comparação entre as expressões de cálculo da rigidez efetiva presentes no ACI 318 (2011) a fim de analisar uma possível convergência entre os valores. Como as Equações 2.2 e 2.3 variam com ρ , elas são plotadas uma vez com $\rho_g = 1\%$ e uma vez com $\rho_g = 4\%$ para envolver o intervalo prático. Além disso, a Equação 2.2 difere com a razão de excentricidade, e/h , por isso é plotada para um $e/h = 0,10$ e um $e/h = 0,25$.

$$EI = 0,70 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.1)$$

$$EI = (0,80 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1 - \frac{e}{h} - 0,5 \cdot \frac{P_u}{P_o}\right) \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.2)$$

$$EI = \frac{0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta_{dns}} \quad (2.3)$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (2.4)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez efetiva à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ – Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

E_s – Representa o módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_{se} – Representa o momento de inércia à flexão das armaduras da seção em relação ao centro de gravidade da seção de concreto.

$\frac{e}{h}$ - Representa a relação entre a excentricidade da carga e a altura da seção transversal na direção do plano de atuação do momento fletor;

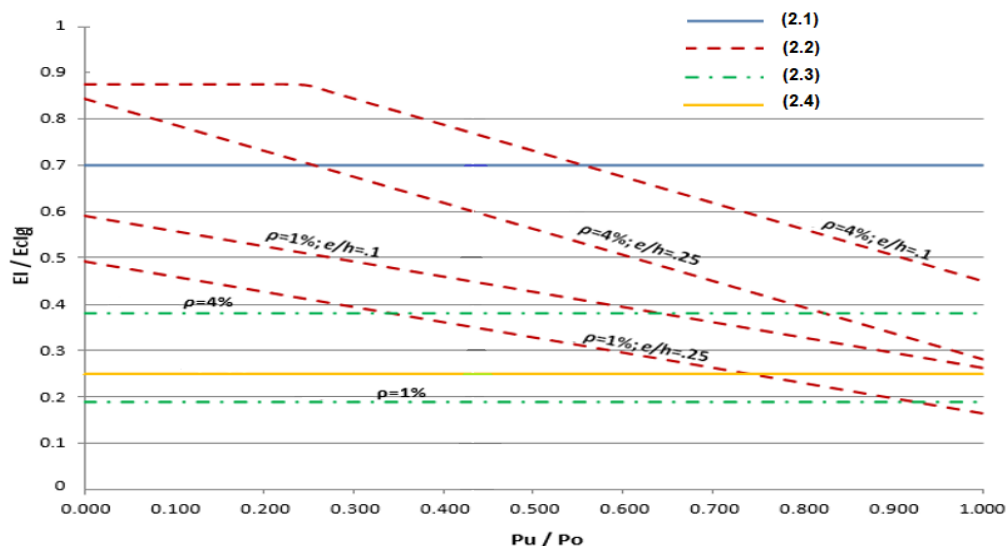
$\frac{P_u}{P_o}$ – Representa a relação entre a carga axial de cálculo e a carga máxima centrada resistida pelo pilar;

ρ_g - Representa a taxa geométrica da armadura longitudinal do pilar;

β_{dns} – Representa o coeficiente para consideração de cargas de longa duração, sendo obtido via relação entre a carga axial permanente e a carga axial total da combinação considerada.

Na Figura 2.17, pode-se ver que, para a maioria dos casos, as expressões de rigidez dadas pelas Equações 2.1 e 2.2 resultam em maior rigidez do membro do que aquelas fornecidas pelas Equações 2.3 e 2.4.

Figura 2.17: Comparação de aproximação de rigidez.

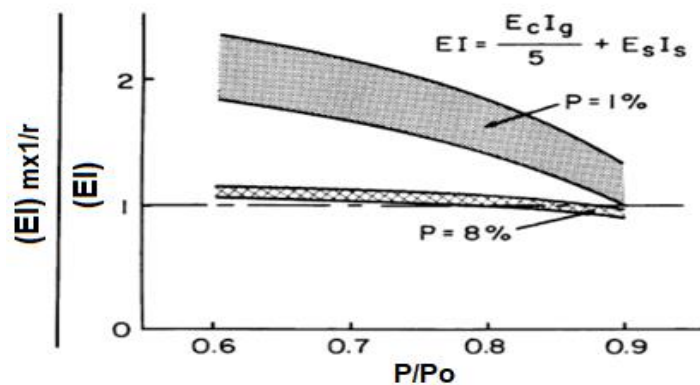


Fonte: Adaptado de Wytroval e Tuchscherer (2013).

Os trabalhos iniciais que consolidaram a caracterização das Equações 2.1, 2.3 e 2.4 possuem grande importância no âmbito da não linearidade física, conceitos associados e referência para elaboração de outras normas técnicas, como por exemplo a ABNT NBR 6118 (2014). O primeiro grande trabalho que que impulsiona os valores presentes nas equações citadas é o de MacGregor, Breen e Pfrang (1970), os quais com o intuito de uma revisão dos procedimentos de projeto de colunas delgadas de concreto armado presentes no código ACI 318 (1963), submeteram uma proposta baseada em elasticidade geral que originou as

Equações 2.3 e 2.4 que foram introduzidas no código ACI 318 (1971), todavia com uma nomenclatura diferente, o coeficiente para consideração de cargas de longa duração apresentava a nomenclatura de R_m . A fim de avaliar os resultados das rigidezes em pilares de concreto armado via Equações 2.3 e 2.4, os autores realizaram uma comparação com resultados obtidos por intermédio dos diagramas momento x curvatura para diversas relações de cargas axiais. A Figura 2.18 ilustra os resultados utilizando a Equação 2.3 não levando em consideração as cargas de longa duração, ou seja, o coeficiente β_{dns} é nulo.

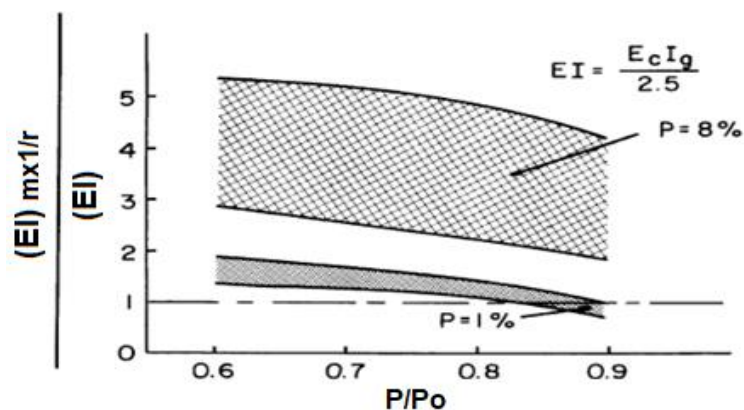
Figura 2.18: Comparação de valores de rigidez obtidos com diagrama momento-curvatura e via modelo analítico simplificado da Equação 2.3.



Fonte: Adaptado de MacGregor, Breen e Pfrang (1970).

Com o gráfico acima, os autores notaram que para uma taxa geométrica de armadura baixa (1%) os valores da Equação 2.3 se aproximam dos obtidos via diagrama momento x curvatura quando a relação entre as cargas axiais tende a 1, ao passo que aumentando a taxa geométrica de armadura para 8% os resultados se aproximam dentro de um domínio de relação entre as cargas axiais com início em 0,6 com convergência em 0,85. Com o intuito de analisar o comportamento da Equação 2.4 frente ao mesmo procedimento apresentado para a Equação 2.3, MacGregor, Breen e Pfrang (1970) apresentam a Figura 2.19.

Figura 2.19: Comparação de valores de rigidez obtidos com diagrama momento-curvatura e via modelo analítico simplificado da Equação 2.4.

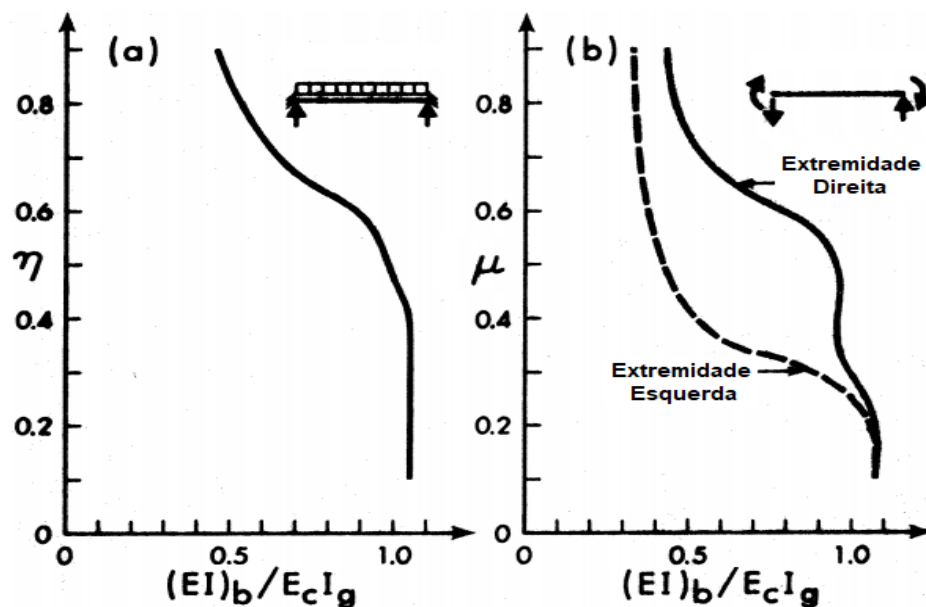


Fonte: Adaptado de MacGregor, Breen e Pfrang (1970).

De acordo com o gráfico acima, os autores notaram que para a taxa geométrica de armadura de 8% os valores obtidos via diagrama momento x curvatura tende a ser o dobro dos valores propostos pela Equação 2.4 quando a relação entre as cargas axiais tende a 1, ao passo que diminuindo a taxa geométrica de armadura para 1% os resultados se aproximam dentro de um domínio de relação entre as cargas axiais com início em 0,8 com convergência em 1. Sendo assim, MacGregor, Breen e Pfrang (1970) comentam que as Equações 2.3 e 2.4 são muito limitadas, todavia recomendam a utilização da Equação 2.3 para elevadas cargas axiais e pequenas excentricidades, enquanto a Equação 2.4 é apenas uma simplificação da Equação 2.3. É interessante notar que mesmo sem muitas indicações sobre a Equação 2.4 ela se mostra a favor da segurança para taxas de armadura na ordem de 8%, pois em todo o domínio de estudo dessa expressão analítica o resultado se mostrou inferior ao obtido via momento x curvatura. Por fim, é importante notar que a Equação 2.4 não apresenta a parcela contribuinte que computa a rigidez da armadura, que muitas vezes no âmbito preliminar de projeto é desconhecida.

Hage e MacGregor (1974) aplicaram carregamentos gravitacionais e laterais em pórticos de concreto armado visando investigar a distribuição da rigidez efetiva de flexão em vigas de concreto armado, com isso os autores apresentaram coeficientes de redução para a rigidez bruta em vigas com seção transversal T. A fim de relacionar o momento fletor nas vigas com a evolução do coeficiente de rigidez proposto, os autores adotam os termos adimensionais (η) e (μ). A Figura 2.20 ilustra como varia a rigidez a flexão em vigas T submetidas a momentos oriundos de carregamentos gravitacionais e laterais.

Figura 2.20: Variação da rigidez efetiva em vigas T submetidas a carregamentos isolados: (a) Carregamento gravitacional; (b) Carregamento lateral.

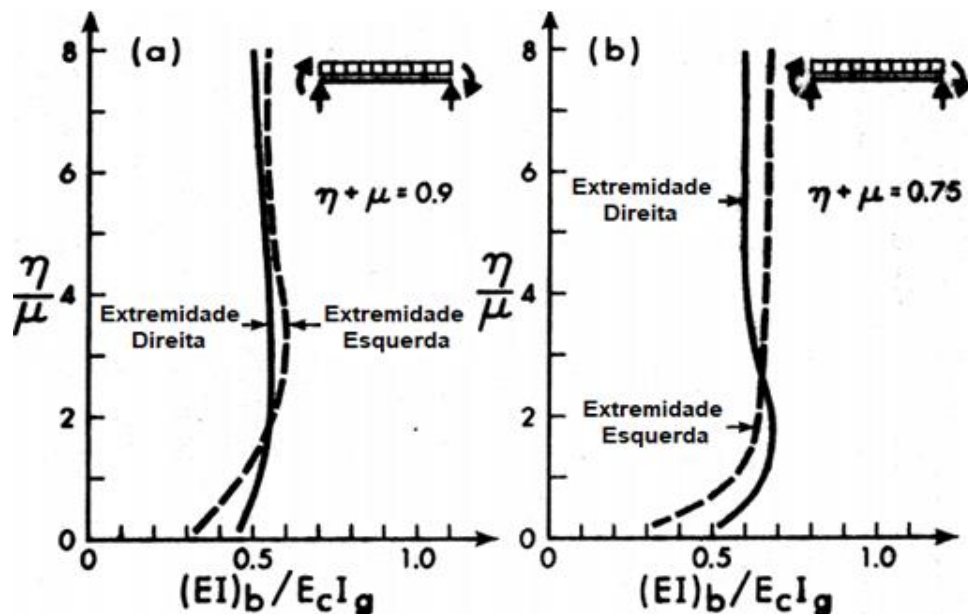


Fonte: Adaptado de Hage e MacGregor (1974).

É importante definir o que representa os adimensionais utilizados nas representações gráficas, assim Hage e MacGregor (1974) definem o termo variável (η) como sendo o quociente entre o momento de engastamento perfeito devido ao carregamento gravitacional e o momento nominal resistido pela viga, ao passo que o termo (μ) representa o quociente entre o momento na extremidade devido ao carregamento lateral e o momento nominal resistido pela viga. Mediante a Figura 2.20 (a), os autores comentam que a viga mantém 95% da sua rigidez bruta para valores de η inferiores a 0,50, entretanto, para cargas mais altas a rigidez é reduzida rapidamente e ainda para $\eta = 0,90$ a rigidez atinge 46% da rigidez bruta.

Com relação ao carregamento lateral, por meio da Figura 2.20 (b) é possível notar que em decorrência do aumento do termo μ , os valores de rigidez tendem a um intervalo delimitado por duas assíntotas verticais, caracterizado assim uma rigidez entre 35% até 50% da rigidez bruta. Dando continuidade aos resultados, Hage e MacGregor (1974) apresentam também como evolui a rigidez efetiva para as vigas T submetidas a combinação de carregamentos gravitacionais e laterais. A Figura 2.21 ilustra esta variação.

Figura 2.21: Variação da rigidez efetiva em vigas T submetidas a carregamentos combinados: (a) Combinação para $\eta+\mu=0,90$; (b) Combinação para $\eta+\mu=0,75$.



Fonte: Adaptado de Hage e MacGregor (1974).

Os gráficos presentes na figura anterior são plotados para valores de $(\eta+\mu)$ faixa de 0,75 até 0,90, sendo estes valores representativos do ponto de vista realístico. Os autores concluem que para a relação η/μ maior que 1,0 os valores de rigidez se encontram em uma faixa de 50% até 60% da rigidez bruta, conforme ilustra as Figuras 2.21 (a) e 2.21 (b). Além disso, Hage e MacGregor (1974) indicam que para valores de η/μ inferiores a 1,0 seria mais apropriado o uso do gráfico ilustrado na Figura 2.20 (b).

Outro trabalho muito interessante que contribuiu para a calibração das propostas simplificadas do código americano foi dos autores MacGregor e Hage (1977), sendo examinados os procedimentos para a realização de análises em segunda ordem, em que os autores concluíram que uma boa estimativa para essas análises seria um coeficiente de redução aplicado a rigidez bruta de 0,40 para vigas e 0,80 para os pilares. Destaca-se também o trabalho de MacGregor (1993), o qual propõem a existência de dois conjuntos de valores para a rigidez efetiva, sendo um para a análise global da estrutura, enquanto o outro para a análise de membros isolados.

Nota-se que é interessante a proposta de MacGregor (1993) para um valor de rigidez no âmbito global, uma vez que os deslocamentos laterais são afetados pela rigidez de todos os membros constituintes. Desta forma o valor global para a rigidez de uma estrutura deve se aproximar do valor médio representativo dos elementos estruturais. Desta forma, o autor propõe a adoção de um fator de redução $\phi = 0,875$ para os valores de inércia efetiva a flexão, com esta redução proposta acarreta a Equação 2.1, a qual foi resultado da aplicação do fator de redução ao valor 0,80. Este fator de redução tem como finalidade contabilizar os efeitos decorrentes dos deslocamentos laterais e a incerteza quanto aos valores do módulo de elasticidade (E) juntamente com o momento de inércia efetivo dos elementos (I_{ef}), afinal a variabilidade das deflexões laterais de um pórtico em concreto armado está relacionada com a variabilidade dos valores médios de E e I_{ef} de todos os membros constituintes do pórtico.

Com relação as estruturas de concreto pré-moldado, a ABNT NBR 9062 (2017) também apresenta uma consideração aproximada da NLF para análise de efeitos globais de 2º ordem com deslocabilidade moderada. Para esta normativa, há uma atribuição de valores de coeficientes de rigidez para os pilares levando em consideração a limitação do tipo de ligação existente na estrutura e o número de pavimentos, sendo elas: ligação viga-pilar articulada e semirrígida.

É importante destacar a relevância de se conhecer a rigidez dos elementos que compõem uma estrutura, MacGregor (1993) aponta que os valores de EI para uma análise em segunda ordem de estruturas devem representar a rigidez dos membros imediatamente antes da ruptura. Nessa fase, parte das vigas, lajes, pilares e paredes fissuram devido a flexão. Entretanto, a adoção do momento de inércia para a seção fissurada de concreto, nesse caso, seria por demais conservativo, visto que nem todas as seções transversais dos elementos apresentam esse comportamento. Sendo assim, a consideração não simplificada da NLF implica em conhecer o diagrama $M \times N \times 1/r$, ou seja, a rigidez, para cada seção em que houver mudança de esforço solicitante, seção transversal, armadura, cobrimento e f_{ck} (MARIN; DEBS, 2012).

Alguns autores apresentaram trabalhos relacionados a construção desse diagrama, como é o caso de Araújo (1986) que apresentou três algoritmos numéricos variando os módulos de elasticidade para obter as relações entre o momento fletor, esforço normal e curvatura de uma seção transversal de concreto. Com isso, o autor concluiu que os algoritmos com rigidez secante e constante não apresentaram instabilidade numérica, ao passo que a implantação da rigidez tangente tornou o algoritmo instável nas proximidades do momento de ruptura da seção, assim, ocorre um patamar no diagrama $M \times N \times 1/r$.

Em Paula (1988) encontra-se procedimentos detalhados para o estudo de colunas submetidas à flexão normal composta. No intuito de contribuir para a sistematização do cálculo de pilares esbeltos, o autor apresenta a implantação de programas computacionais utilizando o método geral e o processo do pilar padrão. Uma comparação foi realizada com valores da carga crítica, variando os seguintes parâmetros: excentricidade, taxa de armadura e índice de esbeltez. Com isto, Paula (1988) constatou que para uma distribuição uniforme de momentos fletor de 1º ordem, o processo do pilar padrão fornece valores de carga crítica contra a segurança, muito embora quando essa distribuição é não uniforme, mas especificadamente triangular, a carga crítica obtida é admissível. A mesma tendência foi observada para o cálculo das flechas.

Em busca de um estudo mais realista de pilares de concreto armado, Amaral (2000) introduziu o efeito da fluência aos algoritmos de obtenção dos diagramas $M \times N \times 1/r$. Assim, concluiu que o processo aproximado do pilar padrão apresenta bons resultados dentro de suas restrições, podendo assim proceder dimensionamentos seguros com a verificação da estabilidade mais eficaz, no entanto o método geral sempre será o mais recomendado, devido a sua exatidão e abrangência nos tipos de pilares.

No campo das abordagens analíticas, Mirza (1990) investigou a rigidez de pilares delgados de concreto armado usando uma abordagem probabilística. Uma gama de parâmetros foram investigados, como: resistência do concreto, resistência do aço, esbeltez, taxa de armadura, excentricidade de carga entre outras. Sobre as expressões apresentadas por Mirza (1990), Jenkins (2011) comenta que elas nunca foram adicionadas ao ACI da época mesmo apresentando resultados significativamente mais precisos do que as equações que constavam no código americano daquele período. Esse estudo propôs as Equações 2.5 e 2.6.

$$EI = \left(0,27 + 0,003 \cdot \frac{l}{h} - 0,3 \cdot \frac{e}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_s \geq E_s \cdot I_s \quad (2.5)$$

$$EI = \left(0,30 - 0,3 \cdot \frac{e}{h} \right) \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_s \geq E_s \cdot I_s \quad (2.6)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez efetiva à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ - Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

E_s - Representa o módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s - Representa o momento de inércia à flexão das armaduras da seção em relação ao centro de gravidade da seção de concreto;

l - Representa o comprimento livre do pilar;

h - Representa a altura da seção transversal na direção do plano de atuação do momento fletor;

e - Representa a excentricidade da carga axial.

Em Mota (2009), o autor comenta que a partir dos ábacos elaborados por Oliveira (2004) é possível escrever uma expressão relacionando o coeficiente de redução da rigidez bruta (α) com a rigidez secante adimensional (κ) para pilares retangulares de seção simétrica. A Equação 2.7 refere-se a expressão comentada pelo autor.

$$\alpha = \frac{12 \cdot \kappa \cdot \sqrt{f_{ck}}}{7840} \quad (2.7)$$

A partir da análise dos ábacos de interação, França (1991) propôs a Equação 2.8 aproximada para o cálculo da rigidez secante adimensional em seções transversais retangulares em função dos adimensionais da força normal e do momento fletor. Substituindo a Equação 2.8 na Equação 2.7, tem-se a Equação 2.9 que relaciona diretamente o coeficiente de redução da rigidez bruta (α) com os adimensionais.

$$\kappa = 32 \cdot (v + 5\mu) \quad (2.8)$$

$$\alpha = \frac{(v + 5\mu) \cdot \sqrt{f_{ck}}}{20,4} \quad (2.9)$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.10)$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (2.11)$$

Onde:

v - Representa a força normal adimensional;

N_d - Representa a força normal solicitante de cálculo;

A_c - Representa a área da seção transversal de concreto;

f_{cd} - Representa a resistência de cálculo do concreto à compressão;

μ - Representa o momento fletor adimensional;

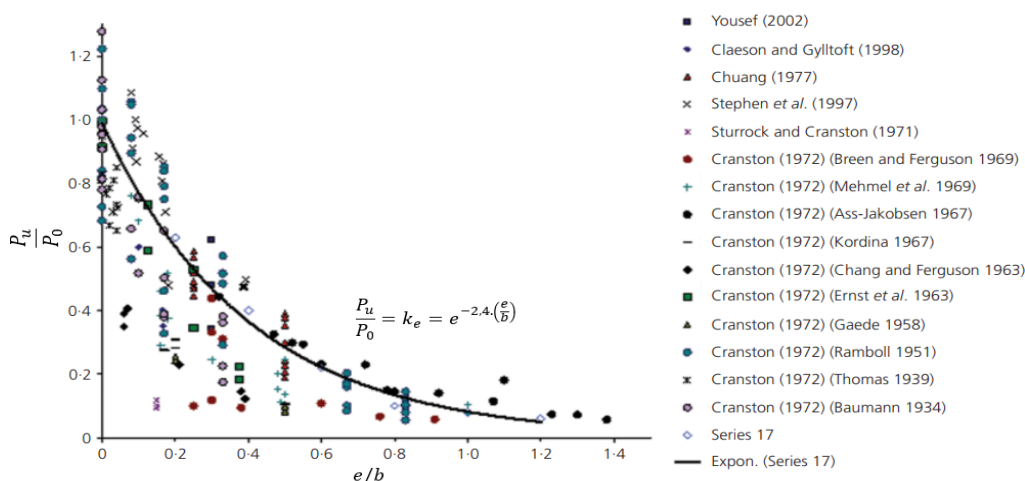
M_d - Representa o momento fletor solicitante de cálculo;

h - Representa a altura da seção transversal na direção do plano de atuação do momento fletor.

Afefy (2012) realizou um estudo numérico com o intuito de propor uma expressão analítica para o cálculo da rigidez à flexão em pilares de concreto armado com seção transversal retangular para análise de estabilidade. Para a elaboração de uma expressão mais realista, o autor realizou a calibração de 2 parâmetros de modo a retratar a influência do comprimento e da excentricidade da carga, sendo eles: as relações entre o comprimento e a largura do pilar, expressa por meio do coeficiente k_h e entre a excentricidade da carga e a largura do pilar, expressa por meio do coeficiente k_e .

Para a avaliação do primeiro parâmetro, o autor utilizou cerca de 400 resultados da literatura composta por colunas excentricamente carregadas de modo retratar como se comporta a capacidade resistente da seção à medida que o parâmetro e/b varia. A Figura 2.22 ilustra o comportamento da relação e/b .

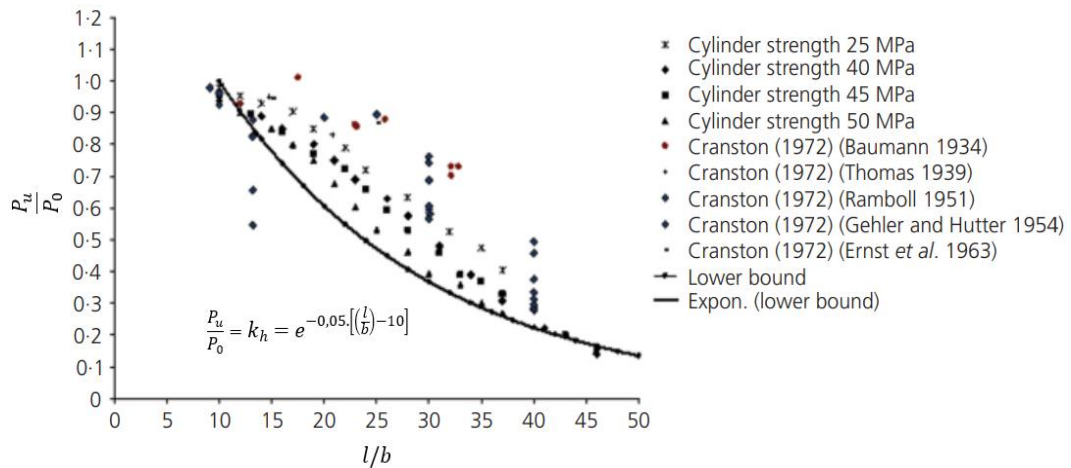
Figura 2.22: Efeito da excentricidade da carga na redução da capacidade axial do pilar em concreto armado.



Fonte: Adaptado de Alfehy (2012).

Já para o segundo parâmetro, o autor realizou 120 simulações numéricas variando a relação l/b de 10 até 50 com auxílio do programa Abaqus, tendo os resultados ilustrados pela Figura 2.23. Em seguida, o autor realizou comparações entre sua proposta analítica e as normativas internacionais, variando a classe de resistência do concreto de 25 MPa até 50 MPa. Por fim, a expressão do autor se mostrou conservadora apesar de uma formulação simplista que leva em consideração diversos fatores.

Figura 2.23: Efeito da relação comprimento/largura na redução da capacidade axial do pilar em concreto armado.



Fonte: Adaptado de Afefy (2012).

Após a calibração dos coeficientes apresentados anteriormente, Afefy (2012) propõem a Equação 2.12.

$$EI_u = \left(\frac{P_0 \cdot k_h \cdot k_e \cdot l^2}{\pi^2} \right) \quad (2.12)$$

$$P_0 = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y \quad (2.13)$$

$$k_h = e^{-0,05 \cdot [(l/b) - 10]} \quad (2.14)$$

$$k_e = e^{-2,4 \cdot (e/b)} \quad (2.15)$$

Onde:

EI_u - Representa a rigidez à flexão final para análise de estabilidade;

P_0 - Representa a capacidade de carga axial nominal da seção transversal do pilar;

A_g - Representa a área da seção transversal de concreto;

A_s - Representa a área total de armadura longitudinal da seção transversal do pilar;

f_{ck} - Representa a resistência característica à compressão do concreto;

f_y - Representa a tensão de escoamento do aço;

k_h - Representa o coeficiente que leva em consideração a influência da relação entre o comprimento (l) e a largura do pilar (b);

k_e - Representa o coeficiente que leva em consideração a influência da relação entre a excentricidade da carga (e) e a largura do pilar (b);

Alguns autores realizaram estudos com outros tipos de seções transversais, como é o caso de Avşar, Bayhan e Yakut (2014), que buscaram obter mais informações sobre o comportamento da rigidez à flexão de seções retangulares, quadradas e circulares de pilares em concreto armado. Para alcançar o objetivo proposto, os autores realizaram 158464

análises via momento - curvatura de modo a obter o coeficiente redutor de rigidez para cada caso considerado. A Tabela 2.5 apresenta os parâmetros que foram empregados e suas variações.

Tabela 2.5: Intervalo dos parâmetros para o pilar em concreto armado.

Parâmetros para diversas seções transversais						
Tipo de Seção:	Retangular		Quadrada		Circular	
Parâmetros	Mín - Máx	Inc.	Mín - Máx	Inc.	Mín - Máx	Inc.
$N/f_{ck} \cdot A_g$	0 – 0,50	0,05	0 – 0,50	0,05	0 – 0,50	0,05
ρ_s	0,01 – 0,04	0,01	0,01 – 0,04	0,01	0,01 – 0,04	0,01
f_{ck} (MPa)	15 – 50	5	15 – 50	5	15 – 50	5
f_y (MPa)	220 – 420	-	220 – 420	-	220 – 420	-
b (mm); D (mm)	250 – 500	50	300 – 1000	50	300 – 1000	50
h/b	1,25 – 2,50	0,25	-	-	-	-

Fonte: Adaptado de Avşar, Bayhan e Yakut (2014).

Após a realização da análise paramétrica da resposta seccional contendo todos os parâmetros anteriores, os autores apresentam duas propostas analíticas para o cálculo do coeficiente de redução da rigidez, sendo as Equações 2.16 e 2.17 para pilares em concreto armado com seção transversal retangular.

$$\alpha_{eff} = 0,062 + 0,0022 \cdot f_{ck} + 0,854 \cdot \left(\frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \right) + 10,802 \cdot \rho_s ; \quad \frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} > 0,3 - 1,91 \cdot \rho_s \quad (2.16)$$

$$\alpha_{eff} = 0,257 - 0,0033 \cdot f_{ck} + 0,602 \cdot \left(\frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \right) + 13,874 \cdot \rho_s ; \quad \frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \leq 0,3 - 1,91 \cdot \rho_s \quad (2.17)$$

Já as Equações 2.18 e 2.19 são validas para pilares em concreto armado com seção transversal circular.

$$\alpha_{eff} = 0,069 + 0,0032 \cdot f_{ck} + 0,876 \cdot \left(\frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \right) + 9,512 \cdot \rho_s ; \quad \frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} > 0,26 - 1,75 \cdot \rho_s \quad (2.18)$$

$$\alpha_{eff} = 0,239 - 0,0029 \cdot f_{ck} + 0,709 \cdot \left(\frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \right) + 12,809 \cdot \rho_s ; \quad \frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \leq 0,26 - 1,75 \cdot \rho_s \quad (2.19)$$

Onde:

α_{eff} - Representa o coeficiente de redução da rigidez à flexão;

N - Representa a força normal de compressão na seção transversal;

A_g - Representa a área da seção transversal de concreto;

f_{ck} - Representa a resistência característica à compressão do concreto;

ρ_s - Representa a taxa geométrica de armadura.

Ainda, Avşar, Bayhan e Yakut (2014) tomaram sua proposta e realizaram uma comparação com alguns trabalhos da literatura, bem como a normativa americana e o código turco. Com isso, os autores puderam concluir que os parâmetros mais relevantes foram: a geometria, o nível de carga axial, a resistência do concreto, tensões nos materiais (aço e concreto). Além disso, eles comentam que as normativas que foram utilizadas superestimam os valores da rigidez à flexão principalmente para taxas de armadura baixas e que as expressões que não consideram o efeito da resistência do concreto podem levar a valores não conservativos para quase todos os níveis de carga axial.

No campo da inteligência artificial, pode-se destacar o trabalho de Caglar et al (2015) em que se buscou a determinação de uma expressão analítica para o cálculo do coeficiente redutor da rigidez à flexão em pilares circulares de concreto armado. Com o intuito de uma formulação simples e mais segura, os autores utilizaram algoritmo genético em conformidade com um conjunto de dados afim de treinar e testar o algoritmo. Tal conjunto, é formado por 370 seções circulares em concreto armado, com diferentes propriedades geométricas, configurações de armadura longitudinal e transversal, resistência à compressão do concreto e cargas axiais dimensionadas de acordo com as práticas do código turco.

Após o cálculo do coeficiente redutor de rigidez para todos os casos estudados, foi possível a determinação de duas expressões analíticas, sendo a Equação 2.20 mais geral, enquanto a Equação 2.21 é simplificada.

$$\alpha_{eff} = \frac{EI_{eff}}{EI_0} = \sqrt{\rho_t \cdot \left(\frac{N}{f_{ck} \cdot A_g} \right) + 2 \cdot (\rho_t - \rho_w)} \quad (2.20)$$

$$\alpha_{eff} = \frac{EI_{eff}}{EI_0} = \left(\frac{N}{4 \cdot f_{ck} \cdot A_g} \right) + (\rho_t - \rho_w)^{0,25} \quad (2.21)$$

Onde:

α_{eff} - Representa o coeficiente de redução da rigidez à flexão do pilar;

EI_{eff} - Representa a rigidez efetiva à flexão do pilar;

EI_0 - Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

N - Representa a força normal de compressão na seção transversal;

A_g - Representa a área da seção transversal de concreto;

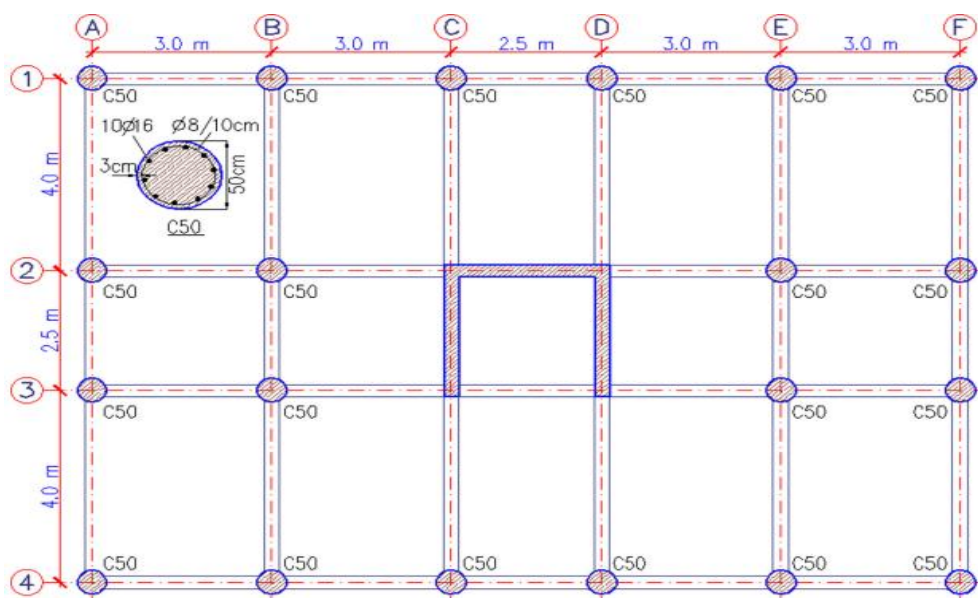
f_{ck} - Representa a resistência característica à compressão do concreto;

ρ_t - Representa a taxa geométrica de armadura longitudinal;

ρ_w - Representa a taxa de armadura transversal.

Por fim, os autores realizaram uma simulação no programa SAP2000 partindo da planta baixa de um edifício de 6 pavimentos conforme a Figura 2.24, de modo a calcular o deslocamento no topo da estrutura em cada direção.

Figura 2.24: Planta baixa do edifício em concreto armado contendo pilares circulares.

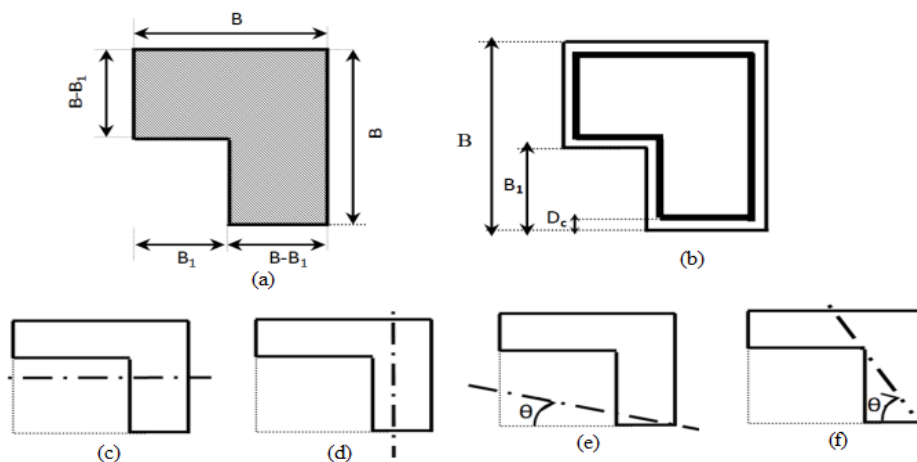


Fonte: Caglar et al (2015).

A não linearidade física dos pilares foi computada utilizando a proposta dos autores (geral e simplificada), além da prática adotada no código turco. Com isso, Caglar et al (2015) concluiu que suas propostas analíticas são robustas e com formulação simples, ou seja, de fácil aplicação a nível de projeto e segura.

Outro trabalho interessante é o de Hamzaoui e Bouzid (2021), em que os autores também propuseram uma expressão analítica para o cálculo do coeficiente de redução da rigidez à flexão de pilares em concreto armado. A diferença desse estudo para os demais apresentados até o momento é que os autores além de estudar seções retangulares, incorporaram em suas análises seções em L. Diversos parâmetros foram investigados, sendo: resistência à compressão do concreto, resistência à tração do aço, relação entre B_1/B , relação entre L/B , carga axial aplicada na seção e inclinação da linha neutra. A Figura 2.25 ilustra a seção em L estudada, bem como os casos considerados para a posição da linha neutra.

Figura 2.25: Pilar em concreto armado: (a) Seção transversal em L; (b) Distribuição da armadura longitudinal; (c) Caso 1; (d) Caso 2; (e) Caso 3; (f) Caso 4.



Fonte: Adaptado de Hamzaoui e Bouzid (2021).

Para alcançar o objetivo proposto, os autores elaboraram um programa computacional em linguagem FORTRAN para o cálculo da rigidez à flexão baseado nas relações momento x normal x curvatura. A partir disso, foram simuladas 70000 colunas em concreto armado submetidas a variação dos parâmetros descritos anteriormente mantendo a relação de P/P_0 entre 0,1 e 1, resultando assim na seguinte proposta analítica.

$$EI = \alpha \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_s \quad (2.22)$$

$$\alpha = -0,074 + 0,0003 \cdot f_{ck} + 0,488 \cdot \left(\frac{P}{P_0}\right) - 0,002 \cdot \left(\frac{l}{h}\right) \quad (2.23)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez efetiva à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ - Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

E_s - Representa o módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s - Representa o momento de inércia à flexão das armaduras da seção em relação ao centro de gravidade da seção de concreto;

f_{ck} - Representa a resistência característica à compressão do concreto;

$\frac{P}{P_0}$ - Representa a relação entre a carga axial de cálculo aplicada no pilar e carga máxima centrada resistida pelo pilar;

l - Representa o comprimento livre do pilar;

h - Representa a altura da seção transversal na direção do plano de atuação do momento fletor.

Afim de validar a expressão proposta, Hamzaoui e Bouzid (2021) comparou os resultados de sua proposta com outros autores e outros códigos normativos, de modo a concluir que as equações sugeridas apresentaram bom grau de concordância, além de solução analítica mais simples.

Na literatura internacional, existem diversos trabalhos cujo objetivo foi o mesmo das pesquisas apresentadas anteriormente, ou seja, construir expressões analíticas mais simples para levar em consideração a não linearidade física em pilares de concreto armado. Assim, a Tabela 2.6 apresenta outros autores juntamente com suas propostas analíticas para o cálculo da rigidez secante à flexão e os parâmetros envolvidos.

Tabela 2.6: Propostas analíticas para a consideração da não linearidade física em pilares de concreto armado.

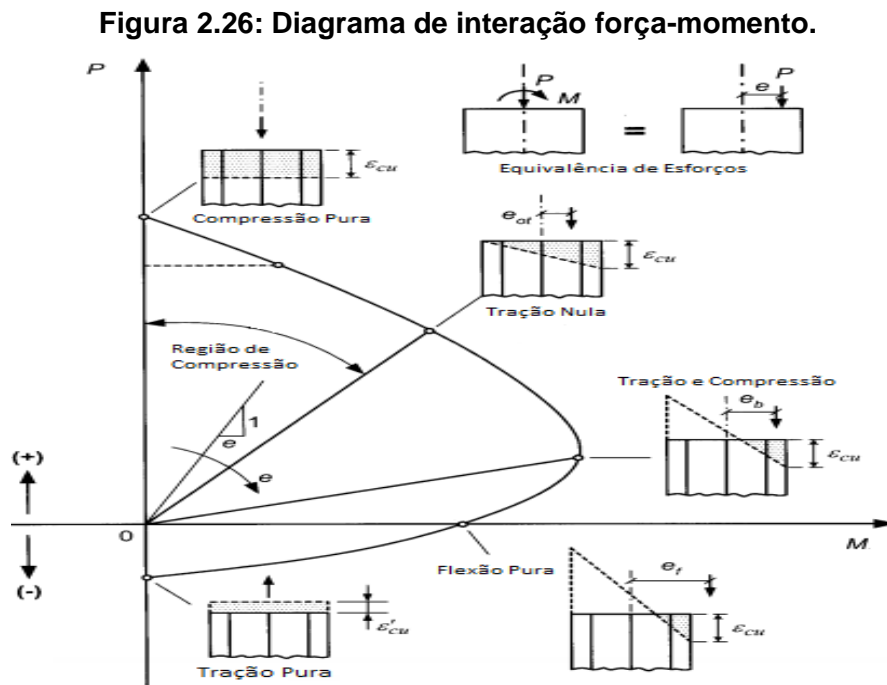
Autor(es)	Proposta analítica para o cálculo da rigidez à flexão (EI)
Spang (1966)	$EI = 1000 \cdot f_{ck} \cdot I_g ; \rho = 4\%$ $EI = \left(\frac{E_c \cdot I_g}{4,1} \right) + E_s \cdot I_s ; \rho \neq 4\%$
Kent e Park (1971)	$EI = \left(\frac{\alpha \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \varphi_{ef}} \right) + \left(\frac{E_s \cdot I_s}{1 + \eta} \right)$ $\alpha = (1,95 - 0,035 \cdot \lambda - 0,25 \cdot \varphi_{ef}) \cdot (\eta - 0,2) + \left[\left(\frac{f_{ck}}{225} \right) + 0,11 \right] ; \eta < 0,2$ $\alpha = \left[\left(\frac{f_{ck}}{225} \right) + 0,45 \right] \cdot (\eta - 0,2) + \left[\left(\frac{f_{ck}}{225} \right) + 0,11 \right] ; \eta \geq 0,2$
Rangan (1989)	$EI = \left(\frac{\lambda \cdot E_c \cdot I_g}{1 + 0,8 \cdot \varphi} \right)$ $\lambda = 0,6 + \left(\frac{e_b}{8 \cdot e} \right) \leq 1$
Gilbert e Bradford (1990)	$EI = \lambda \cdot E_c \cdot I_g$ $\lambda = 0,5 + 0,144 \cdot \left(\frac{e_b}{e_2} \right) \leq 1$
Elezaby e Simmonds (1992)	$EI = \left[0,5 \cdot \left(\frac{e}{h} \right)^{-0,5} + 15 \cdot \rho - 0,25 \right] \cdot E_c \cdot I_g \leq (1 + 8 \cdot \rho)$
Mahmoud (2005)	$EI = \left[0,45 - 1,02 \cdot \left(\frac{e}{h} \right) + 0,012 \cdot \left(\frac{l}{h} \right) + 7,8 \cdot \rho \right] \cdot E_c \cdot I_g ; \frac{e}{h} \leq 0,4$ $EI = \left[0,25 - 0,233 \cdot \left(\frac{e}{h} \right) - 0,0007 \cdot \left(\frac{l}{h} \right) + 11,1 \cdot \rho \right] \cdot E_c \cdot I_g ; \frac{e}{h} > 0,4$
Al-Sarraf et al (2009)	$EI = \alpha \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_s$ $\alpha = 0,38 - 0,011 \cdot \left(\frac{l}{h} \right) - 1,3 \cdot \left(\frac{e}{h} \right) + 0,45 \cdot \left[1 - \left(\frac{P}{P_0} \right)^2 \right]$ $0,1 \leq \alpha \leq 0,85$
Bonet, Romero e Miguel (2011)	$EI = \alpha \cdot E_c \cdot I_g + 0,8 \cdot E_s \cdot I_s$ $\alpha = 0,47 - 0,35 \cdot \left(\frac{e}{h} \right) \cdot \left[\frac{1}{1 + \beta \cdot \left(\frac{e}{h} \right)} \right] + 0,003 \cdot \left(\frac{l}{h} \right)$ $se \rho \leq 2\% \therefore \beta = 7,0 ; se \rho > 2\% \therefore \beta = 8,0$

Fonte: Autor (2022).

Em resumo ao exposto nesse capítulo, Marin e El Debs (2012) comentam que para a consideração simplificada da não linearidade física, as formulações nacionais são menos abrangentes quando comparadas as internacionais. Além disso, os autores constataram que o aumento do nível de esforço normal incrementa a rigidez das seções, no entanto, a partir de um certo nível de esforço normal existe uma diminuição da rigidez da seção. Diante disso, será abordado no próximo capítulo assuntos voltados para a aplicação da protensão, a fim de retratar a influência desta prática.

2.3 INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO

De modo geral os efeitos da força de protensão estão relacionados com sua intensidade e excentricidade na seção transversal, variando esses parâmetros pode-se obter diferentes solicitações com o intuito de alcançar a configuração de tensões desejada e admissível dentro dos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014). Nesse sentido, a Figura 2.26 apresenta um diagrama de interação entre a força de protensão e o momento fletor.



Fonte: Adaptado de Naaman (2004).

De maneira bem sucinta o diagrama acima ilustra o comportamento das deformações nas fibras da seção transversal à medida que se aumenta ou diminui a carga de protensão aplicada (P) e a excentricidade (e). As situações extremas do gráfico onde ocorre tração pura e compressão pura se justificam mediante a aplicação da carga no centro de gravidade da peça. Todavia quando se aumenta a excentricidade de protensão, tende-se a sair do núcleo

central de inércia fazendo com que o perfil de deformações se torne linear, situação essa que configura as etapas intermediária do diagrama, sendo elas: tração nula, tração e compressão e flexão pura.

Para melhor entendimento das etapas de dimensionamento de uma estrutura de concreto protendido pode-se consultar diversos autores que apresentam em seus trabalhos uma diversidade de exemplos numéricos afim de apresentar roteiros de cálculo, verificações e detalhamento de peças em concreto protendido de modo a servir como base para a aprendizagem. Como é o caso de Inforsato (2009) com vigas pré-fabricadas protendidas, enquanto Faleiros Junior (2010) retratou exemplos para casos de pré-tração e pós-tração, por fim, alguns trabalhos podem originar programas computacionais a fim de tornar dinâmica todas as etapas de cálculo e verificações apresentada pelos autores citados anteriormente, a exemplo disso tem-se os trabalhos de Trevizoli (2015) e Silva (2015).

Breckenridge (1953) realizou um amplo estudo experimental em pilares de concreto protendido, totalizando 71 testes com o objetivo de identificar características desses elementos. Os principais aspectos notados pelo autor foi que: a protensão axial de uma coluna delgada não tem influência sobre a carga axial que solicita a coluna, no entanto, se a tensão de protensão exceder a diferença entre a tensão crítica de flambagem e a resistência final do material, então ocorrerá a falha do elemento. Além disso, o autor apresenta expressões para o cálculo da perda de protensão que se mostrou condizente com o experimento realizado.

Segundo Itaya (1965), a protensão apresenta vantagens adicionais aos pilares de concreto, uma vez que transforma uma seção fissurada em íntegra, permitindo assim que toda a seção de concreto resista aos momentos fletores, e resulte em um membro homogêneo com capacidade de flambagem confiável, o que é importante para colunas delgadas. Para colunas pré-moldadas submetidas a esforços de transporte e montagem, a protensão fornece maior resistência a fissuração durante o manuseio. Além disso, o autor comenta que a utilização de um pilar com armadura passiva e ativa pode ser útil e eficaz, uma vez que possa ocorrer mudança no modo de falha e aumento na ductilidade.

Com o intuito de analisar a resistência final de pilares protendidos, Zia e Guillermo (1967) estudaram nove seções transversais de colunas amplamente diferentes, para cada uma das nove colunas, a análise foi realizada com $f_{ck}=34,47\text{Mpa}$ e $f_{ck}=48,26\text{MPa}$ Primeiramente todos os fios são protendidos com uma tensão de $0,48\text{MPa}$ enquanto na segunda análise metade dos fios são protendidos com uma tensão de $0,97\text{MPa}$ e por fim na última análise todos os fios são protendidos a uma tensão de $0,97\text{MPa}$ Desta forma, um total de 54 casos foram estudados pelos autores. Os resultados foram apresentados via curvas

de interação com auxílio de um programa computacional, sendo possível analisar os pilares mediante a ampla variação de parâmetros.

A partir dos resultados obtidos, Zia e Guillermo (1967) constataram que a variação das seções transversais e a disposição da armadura ativa pouco influem na curva de interação, ao passo que para uma carga axial maior que 55% do produto entre f_{ck} e área da seção, a protensão parcial causa um aumento significativo na capacidade de momento fletor do pilar.

Alcock (1976) analisou o comportamento de pilares protendidos para realizar previsões de um modelo matemático. Com base no resultado dos 7 testes experimentais foi possível comparar com os dados obtidos via modelo proposto. Com isto, o autor verificou que no diagrama carga x momento no meio do vão o modelo em questão apresentou convergência para valores experimentais.

Ainda na vertente dos testes experimentais, Halvorsen e Carinci (1987) estudaram 36 colunas em concreto protendido com o intuito de investigar o efeito da armadura transversal. Os parâmetros adotados foram: seção transversal retangular (20x20cm); comprimento dos pilares (4,3, 5,5 e 6,1 m); taxa L/d (21, 27 e 30) associada respectivamente aos índices de esbeltez (70, 90 e 100); armaduras transversais de 1/4" com espaçamentos de (10, 20 e 40 cm). Com relação a resistência a compressão do concreto aos 28 dias, os valores ficaram na faixa de 40 MPa a 60 MPa, enquanto as perdas de protensão foram estimadas em 20%.

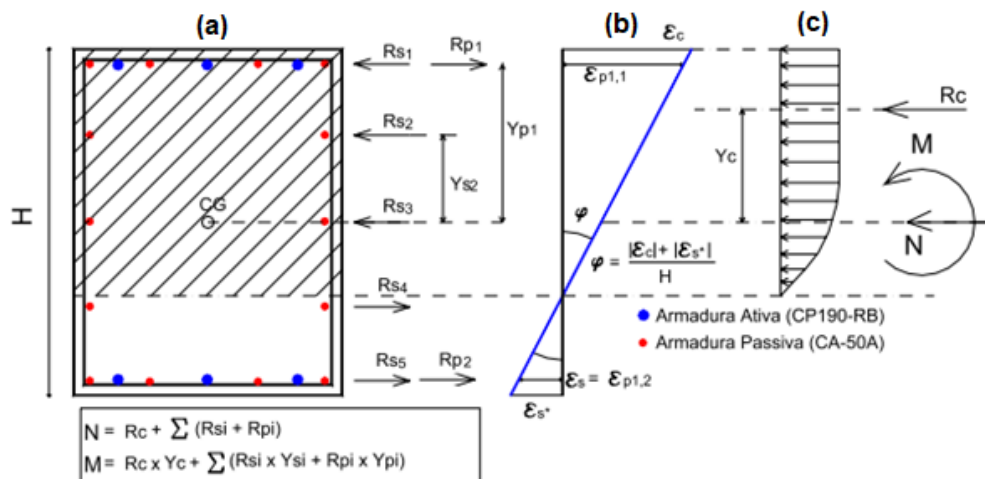
Primeiramente as colunas foram testadas horizontalmente com incrementos de carga da ordem de 111 kN até no meio da coluna, tal fato mostrou que a deflexão no meio do vão não apresentava comportamento linear. A deflexão lateral da coluna média foi registrada em intervalos de 22 kN ao longo do ramo ascendente da curva carga-deflexão. Quando as deflexões começaram a aumentar sem praticamente nenhum aumento na carga, as deflexões e as leituras das células de carga correspondentes no indicador de deformação foram registradas até a falha da coluna. Assim, Halvorsen e Carinci (1987) concluíram que a armadura transversal estudada não influencia nas regiões de maior carregamento, assim como não limita as deflexões.

Os estudos de Shuraim (1990) apontam via modelagem numérica não linear que determinadas variáveis afetam de maneira significativa o valor da rigidez, sendo elas: excentricidade da carga, resistência do concreto, taxa de armadura, taxa de esbeltez e nível de protensão. Na sequência, Shuraim e Naaman (2003) apresentam uma metodologia simplificada e segura para o cálculo da rigidez à flexão de pilares em concreto protendido para a sua capacidade final em que incorpora tendências e valores significativamente melhores do que as expressões propostas pelos normativas americanas de concreto armado e protendido.

Na busca por modelos analíticos, Gutierrez e Ochoa (2001) apresentam um modelo para pilares de concreto protendido com qualquer tipo de seção, além disto a proposta é capaz de fornecer a resposta inelástica do elemento submetido a carga axial e flexão biaxial levando em consideração as vinculações laterais e rotacionais do pilar. No campo dos concretos reforçados com fibras alguns autores puderam notar determinados comportamentos de pilares protendidos, como é o caso de Zhan et al (2014) que analisaram a relação entre a carga máxima e a deflexão mediante a variação de determinados parâmetros, sendo esses: excentricidade (4 e 8 cm); f_{ck} (40, 60 e 80 MPa) e grau de protensão (0, 80 e 100%). Assim, Zhan et al (2014) concluíram que a carga máxima e a deflexão respondem respectivamente de maneira linear e inversamente proporcional com o grau de protensão, além disso, também foi observado que com a excentricidade de 4 cm aplicada nos pilares de 60 e 80 MPa a capacidade de carga é maior em 24% e 44%, respectivamente, em comparação com as colunas de 40 MPa.

Com o intuito de automatizar o cálculo da rigidez secante em seções de concreto, Mota (2006), contribuiu com o desenvolvimento de um programa computacional que obtém a rigidez secante conforme as prescrições da ABNT NBR 6118 (2003) para pilares de seções transversais retangulares com a presença de armaduras ativas e passivas. O programa em questão é denominado de RIGSEC desenvolvido em linguagem FORTRAN. A Figura 2.27 ilustra o perfil de deformações e tensões de uma seção transversal de concreto composta por armadura ativa e passiva, juntamente com as relações de flexão que governam o equilíbrio interno da seção.

Figura 2.27: Equilíbrio interno: (a) Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido; (b) Perfil de deformações; (c) Perfil de tensões no concreto.



Fonte: Adaptado de Mota (2006).

A obtenção da rigidez secante (EI) via diagramas momento-normal-curvatura passa primeiramente pela determinação do momento resistente (M_{rd}) por meio de uma curva $M_x N_x 1/r$ utilizando $0,85 \cdot f_{cd}$ e carga atuante majorada de $(\gamma_f \cdot N_d)$ e em seguida pela construção

de outra curva $M \times N \times 1/r$ com $1,10 \cdot f_{cd}$ com carga atuante majorada de $\left(\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}}\right) \cdot \left(\frac{N_d}{\gamma_{f3}}\right)$, ao reduzir o valor do momento resistente para $M_{rd}/1,10$ é possível encontrar o ponto B e traçar uma reta AB, com este patamar linear é possível empregar a Equação 2.24 e obter o valor da rigidez secante conforme a metodologia de cálculo que consta na ABNT NBR 6118 (2003).

A Figura 2.28 ilustra o traçado do diagrama momento – normal – curvatura segundo as diretrizes normativas da ABNT NBR 6118 (2003).

$$EI_{sec} = \frac{\left(\frac{M_{rd}}{1,10}\right)}{\left(\frac{1}{r}\right)} \quad (2.24)$$

Onde:

EI_{sec} - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

M_{rd} - Representa o momento fletor resistente de cálculo;

$\left(\frac{1}{r}\right)$ - Representa a curvatura de uma seção com armadura conhecida;

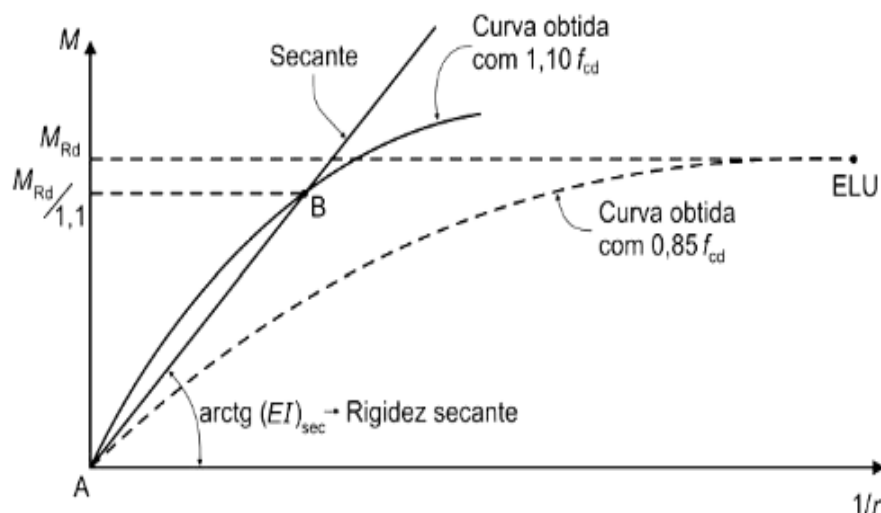
f_{cd} - Representa a resistência de cálculo do concreto à compressão;

N_d - Representa a força normal solicitante de cálculo;

γ_f - Representa o coeficiente de ponderação de ações;

γ_{f3} - Representa o coeficiente de ponderação que leva em consideração os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, este coeficiente tem valor igual a 1,10.

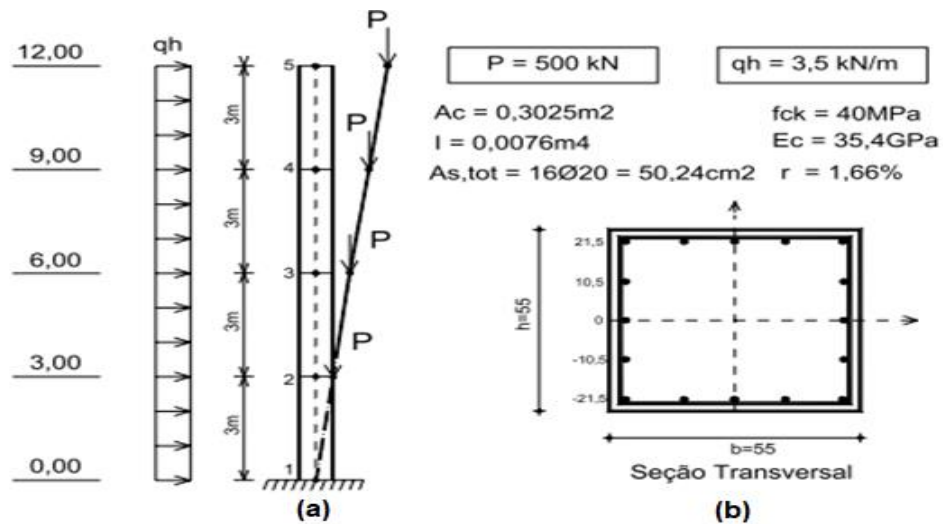
Figura 2.28: Diagrama momento fletor - esforço normal – curvatura (M,N,1/r).



Fonte: ABNT NBR 6118 (2003).

Um exemplo numérico foi desenvolvido a fim de avaliar as vantagens de se combinar armaduras ativas e passivas em pilares pré-moldados de concreto. Assim, o autor apresentou um pilar típico de estrutura pré-moldada para edifício multi-piso, conforme a Figura 2.29.

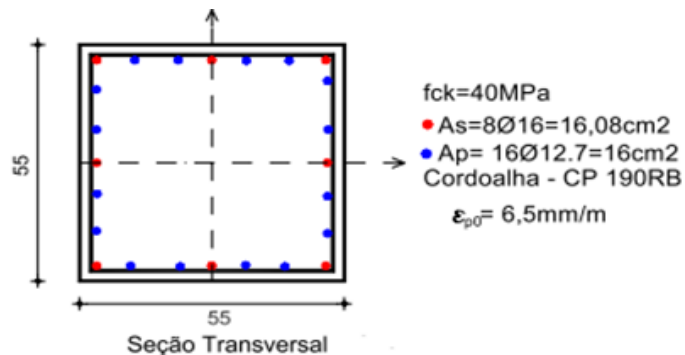
Figura 2.29: Pilar pré-moldado em concreto armado: (a) Esquema estático; (b) Seção transversal.



Fonte: Adaptado de Mota (2006).

Após o lançamento dos dados do exemplo e análise via programa computacional RIGSEC, Mota (2006) obteve um valor de rigidez secante igual a 0,40 da rigidez bruta da seção. O autor justifica que normalmente este valor é utilizado com frequência na análise não linear de pilares em concreto armado, isto se dá pelo fato de o pilar trabalhar em balanço com momentos fletores elevados comparados com a força normal. É importante destacar que a rigidez secante calculada para o exemplo acima visa somente a etapa final de projeto, ou seja, o autor não considera a perda de rigidez das fases provenientes da etapa transitória. Com o intuito de apresentar as vantagens da combinação de armaduras passivas e ativas, o autor obteve o valor da rigidez secante para o mesmo pilar com a seguinte armadura: 8 barras de aço CA-50 com bitola de 16 mm para armadura passiva e 16 cordoalhas de CP-190 RB com pré-alongamento (ε_{p0}) de 6,5 mm/m e bitola de 12,7 mm para a armadura ativa. A Figura 2.30 ilustra a seção composta por armadura ativa e passiva do pilar pré-moldado calculado anteriormente.

Figura 2.30: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido.

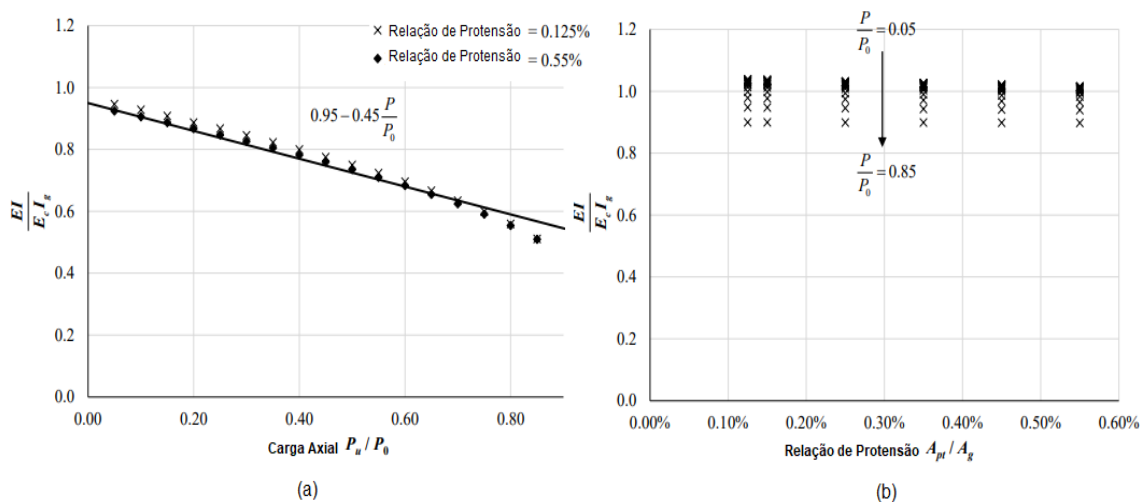


Fonte: Adaptado de Mota (2006).

Para este caso, Mota (2006) obteve via RIGSEC um valor de rigidez secante igual a 0,60 da rigidez bruta da seção. Desta forma, o autor conclui que com a aplicação da protensão a rigidez secante se eleva em 50% tendo como resultado uma diminuição no momento de segunda ordem fazendo reduzir o momento total, o que acaba compensando a queda do momento resistente da seção.

Com base nos resultados obtidos por Jenkins (2011), Jenkins e Frosch (2015) realizaram uma análise paramétrica para pilares protendidos de seção transversal retangular (30,48x30,48cm) com resistência a compressão do concreto aos 28 dias de 48,26 MPa mediante a variação dos seguintes parâmetros de interesse: Carga axial, relação de protensão (0,125% e 0,55%), relações de excentricidade e esbelteza. Como mostrou Jenkins (2001), o principal parâmetro que afeta a rigidez do pilar é a carga axial, assim Jenkins e Frosch (2015) adotaram o seguinte intervalo para esta carga: $0,05P_0$ a $0,85P_0$ em incrementos de $0,05 P_0$ ou até a falha da coluna. A Figura 2.31 ilustra a influência da carga axial mediante a duas relações de protensão e a influência da relação de protensão mediante a incrementos da carga axial.

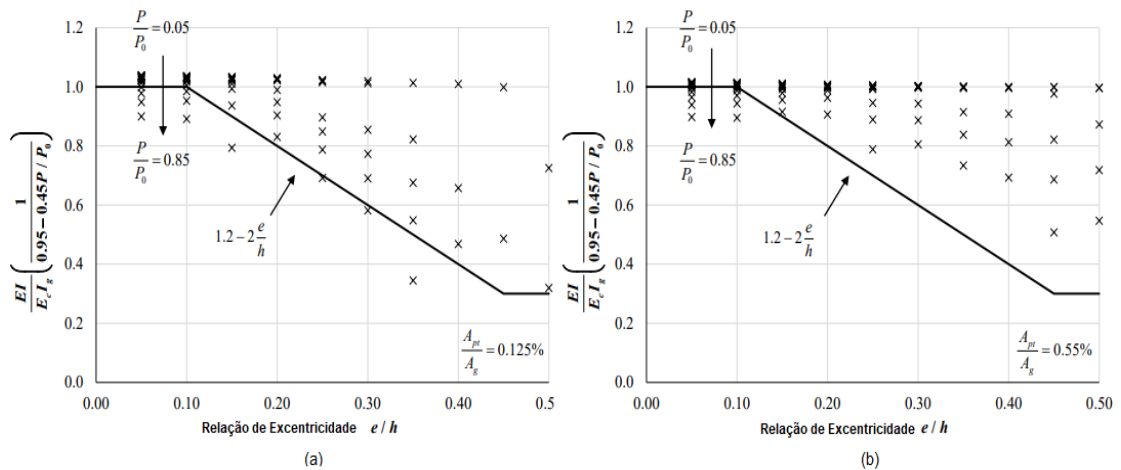
Figura 2.31: Diagramas para pilares protendidos: (a) Influência da variação da carga axial; (b) Influência da variação da protensão.



Fonte: Adaptado de Jenkins e Frosch (2015).

O limite inferior final da rigidez, independentemente da excentricidade, foi de $0,30.E_c.I_g$, sendo assim consistente com os resultados obtidos por Jenkins (2011). As demais variáveis mencionadas como de interesse para os autores não apresentaram comportamento significativo. Mediante aos resultados obtidos, Jenkins e Frosch (2015) concluíram que em comparação com os outros parâmetros, o efeito da razão de excentricidade é muito menos consistente, para razões de excentricidade abaixo de 10%, as colunas normalmente não apresentam tensão de tração, porém, quando esta razão assume uma taxa maior que 10% a rigidez varia em função da carga axial. A Figura 2.32 ilustra a influência da relação de excentricidade com a relação de protensão para os casos de 0,125% e 0,55%.

Figura 2.32: Diagramas para pilares protendidos: (a) Influência da relação de excentricidade com relação de protensão de 0,125%; (b) Influência da relação de excentricidade com relação de protensão de 0,55%.



Fonte: Adaptado de Jenkins e Frosch (2015).

Os dois parâmetros principais encontrados para afetar as colunas protendidas foram a relação de carga axial e razão de excentricidade. O efeito da relação de carga axial foi constatado ser aproximadamente linear, ao passo que efeito da razão de excentricidade foi considerado aproximadamente linear por partes. A fim de manter simplicidade, os autores indicam as Equações 2.25 e 2.26 em que os dois parâmetros principais foram combinados linearmente.

$$\frac{e}{h} \leq 0,1 \quad \therefore \quad EI = \left(0,95 - 0,45 \cdot \frac{P}{P_0}\right) \cdot E_c \cdot I_g \geq 0,30 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.25)$$

$$\frac{e}{h} > 0,1 \quad \therefore \quad EI = \left(0,95 - 0,45 \cdot \frac{P}{P_0}\right) \cdot \left(1,2 - 2 \cdot \frac{M}{P \cdot h}\right) \cdot E_c \cdot I_g \geq 0,30 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.26)$$

Com o intuito de simplificar as expressões anteriores para uma perspectiva de projeto, os autores propõem a Equação 2.27. A mudança realizada tem relação direta com a capacidade axial nominal (P_0), que segundo Jenkins (2011) deve ser modificada, uma vez que esta variável requer informações adicionais normalmente desconhecidas durante o projeto. Assim, os autores substituem esta variável pela força da seção bruta, ou seja $0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_g$.

$$EI = 0,9 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{P}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_g}\right) \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.27)$$

Entretanto, quando normalizada pela resistência bruta da seção, a relação de protensão afetou o comportamento do pilar mais do que quando normalizada pela resistência axial nominal, ou seja, o P_0 presente nas Equações 2.25 e 2.26. Mediante ao exposto, Jenkins e Frosch (2015) apresentam as Equações 2.28 e 2.29 simplificadas para o cálculo da rigidez efetiva de pilares protendidos. Todavia, os autores recomendam a utilização das Equações 2.25 e 2.26 para uma análise mais precisa visando um projeto detalhado.

$$\frac{e}{h} \leq 0,1 \therefore EI = 0,9 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{P}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_g} \right) \cdot E_c \cdot I_g \geq 0,30 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.28)$$

$$\frac{e}{h} > 0,1 \therefore EI = 0,9 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{P}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_g} \right) \cdot \left(1,2 - 2 \cdot \frac{M}{P \cdot h} \right) \cdot E_c \cdot I_g \geq 0,30 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.29)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez efetiva à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ - Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

E_p - Representa o módulo de elasticidade da armadura ativa;

$\frac{e}{h}$ - Representa a relação entre a excentricidade da carga e a altura da seção

transversal na direção do plano de atuação do momento fletor;

$\frac{P}{P_0}$ - Representa a relação entre a carga axial de cálculo aplicada no pilar e carga máxima centrada resistida pelo pilar;

P_0 - É calculado como sendo: $P_0 = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot (A_g - A_{pt}) + (f_{se} - 0,003 \cdot E_p) \cdot A_{pt}$;

f_{ck} - Representa a resistência característica à compressão do concreto;

f_{se} - Representa a tensão efetiva de protensão na armadura após todas as perdas de protensão;

M - Representa o momento fletor na seção;

A_g - Representa a área bruta da seção transversal;

A_{pt} - Representa a área total da armadura ativa.

De modo geral e com toda a abordagem apresentada nesta síntese, é fácil notar que diversos autores retrataram em seus estudos aspectos importantes relacionados a aplicação da protensão em pilares, muito embora nota-se poucos trabalhos voltados para a aplicação da protensão em pilares pré-moldados, em especial destacando a presença da fase transitória.

No entanto, é possível perceber que para resistir aos esforços de flexão bem como melhorar o estado de fissuração do pilar durante a etapa transitória, basta aplicar uma protensão parcial no elemento. Tal prática seria interessante pois como os esforços solicitantes são exclusivos dessa etapa, então com um nível de protensão mais baixo seria possível obter uma situação admissível para a peça até sua fase final de projeto. Nesse sentido, a armadura ativa seria menor e tensões de tração apareceriam na seção, no entanto as condições em estado limite último e serviço poderiam ser atendidas.

Resumidamente a utilização da protensão parcial pode ser muito útil para o comportamento da estrutura no tocante ao controle da fissuração e capacidade resistente em

estado limite último. Segundo Choudhary e Akhtar (2019), esse tipo de protensão pode ser visto como um meio de fornecer controle adequado à deformação da peça mediante as solicitações em serviço, podendo ainda ser utilizado armadura passiva na composição da seção quando a armadura ativa é suficiente para o controle de fissuras, todavia não suporta as tensões de tração decorrentes da combinação em situação última.

2.4 EXPRESSÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RIGIDEZ SECANTE

Conforme explanado anteriormente, o comportamento não linear físico dos materiais afeta a rigidez das seções transversais e este efeito não pode ser desprezado em uma análise de segunda ordem, uma vez que, os deslocamentos laterais da estrutura estão relacionados com a rigidez dos elementos. Segundo Chan e Wang (2006), os efeitos da fissuração na rigidez lateral devem ser avaliados com precisão, tendo em vista que o projeto também visa atender deslocamentos admissíveis no topo e entre os pavimentos da estrutura. Assim, a não linearidade física pode ser tratada como um efeito da fissuração do concreto, ou seja, à medida que se aumenta as solicitações ocasiona um aumento de tensões nas seções transversais que ao exceder a tensão de tração resistida pelo concreto, resulta no aparecimento de fissuras fazendo com a seção da peça venha perder a sua integridade. De forma simplificada, para retratar este efeito e evitar a construção do diagrama de momento x normal x curvatura tem-se procurado adotar uma redução para a rigidez bruta da seção transversal de modo a simular a não linearidade física do material empregado.

Em Mota (2009), o autor faz uma observação importante quanto a aplicabilidade da rigidez secante frente as solicitações que atuam no elemento estrutural, sendo assim pode-se ter uma rigidez secante para um nível de solicitação no estado limite de serviço, quando se deseja verificar os deslocamentos excessivos, e também é perfeitamente possível apresentar um valor de rigidez secante para um nível de solicitação referente ao estado limite último, visando assim verificações nesta etapa.

Nesta seção apresentam-se algumas expressões normativas nacionais e internacionais para o cálculo da rigidez secante de maneira aproximada.

2.4.1 FIB (2002)

O Boletim 16 da FIB (2002) apresenta uma expressão simplificada para a avaliação da rigidez secante em pilares de concreto armado. A Equação 2.30 representa a proposta normativa em questão para o cálculo da rigidez secante.

$$EI = \alpha_{\varphi} \cdot \alpha_e \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_s \quad (2.30)$$

Em que:

$$\alpha_{\varphi} = 1 - 0,8 \cdot \varphi_{ef} \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{200}\right) \cdot \omega^{0,25} \quad (2.31)$$

$$\alpha_e = 0,08 \cdot \nu_0 \cdot (0,85 \cdot f_{cd})^{0,6} \cdot e^{\left(\frac{\lambda}{100} - 2 \cdot \omega\right)} \leq (1 + \omega - \nu) \quad (2.32)$$

$$\nu_0 = \frac{N_d}{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \quad (2.33)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \quad (2.34)$$

$$\varphi_{ef} = \left(\frac{M_{comb}}{M_{sd}}\right) \cdot 3 \quad (2.35)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ - Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

E_s - Representa o módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s - Representa o momento de inércia à flexão das armaduras da seção em relação ao centro de gravidade da seção de concreto;

φ_{ef} - Representa o coeficiente de fluência efetivo em cada direção do plano de atuação do momento fletor;

α_{φ} - Representa o coeficiente de fluência;

α_e - Representa o coeficiente de redução da rigidez bruta da seção transversal;

ν_0 - Representa a força normal adimensional calculada conforme as prescrições da FIB (2002);

M_{comb} - Representa o momento fletor de primeira ordem obtido para uma combinação no estado limite de serviço;

M_{sd} - Representa o momento fletor de primeira ordem obtido para a combinação de estado limite último;

N_d - Representa a força normal solicitante de cálculo;

λ - Representa o índice de esbeltez do pilar;

ω - Representa a taxa mecânica de armadura longitudinal de tração calculada conforme as prescrições da FIB (2002);

f_{yd} - Representa a tensão de escoamento de cálculo do aço;

f_{cd} - Representa a resistência de cálculo do concreto à compressão;

A_s - Representa a área total de armadura longitudinal da seção transversal do pilar;

A_c – Representa a área da seção transversal de concreto.

2.4.2 AS 3600 (2018)

A normativa australiana de 2018 que trata de estruturas de concreto, apresenta alguns valores fixos para a rigidez à flexão de pilares em concreto conforme as Equações 2.36, 2.37 e 2.38. Para valores intermediários, a normativa permite a utilização de uma interpolação linear.

$$\frac{N}{A_g \cdot f_{ck}} \geq 0,50 \quad \therefore EI = 0,80 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.36)$$

$$\frac{N}{A_g \cdot f_{ck}} = 0,20 \quad \therefore EI = 0,50 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.37)$$

$$\frac{N}{A_g \cdot f_{ck}} \approx 0,00 \quad \therefore EI = 0,30 \cdot E_c \cdot I_g \quad (2.38)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ – Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

N – Representa a força normal de compressão na seção transversal;

A_g – Representa a área bruta da seção transversal;

f_{ck} – Representa a resistência característica à compressão do concreto.

Nota-se que para os valores apresentados anteriormente existe uma relação de dependência com a expressão adimensional. A normativa em questão trabalha com a seguinte tendência: para valores maiores que 0,50 da relação adimensional descrita, a rigidez à flexão torna-se mais próxima do valor da inércia bruta. Este fato foi abordado por Pinto e Ramalho (1997), conforme descrito no capítulo anterior.

2.4.3 EUROCODE 2 (2004)

A norma europeia Eurocode 2 (CEN, 2004) indica que para estimar a rigidez secante nominal de elementos comprimidos esbeltos com seção transversal qualquer, poderá ser utilizado o roteiro apresentado abaixo.

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (2.39)$$

Em que:

$$\rho \geq 0,002 \quad \therefore k_s = 1,0 \quad (2.40)$$

$$\rho \geq 0,002 \therefore k_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (2.41)$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (2.42)$$

$$k_2 = v \cdot \left(\frac{\lambda}{170} \right) \leq 0,20 \quad (2.43)$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,20} \quad (2.44)$$

Se o índice de esbeltez não estiver definido, então o coeficiente k_2 poderá ser tomado como:

$$k_2 = v \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (2.45)$$

Para uma análise preliminar, pode-se de maneira simplificada adotar os coeficientes abaixo, se a taxa geométrica de armadura for maior ou igual a 0,01.

$$k_s = 0,0 \quad (2.46)$$

$$k_c = \frac{0,30}{(1 + 0,50 \cdot \varphi_{ef})} \quad (2.47)$$

Ainda, a normativa comenta que para as estruturas hiperestáticas deve-se considerar os efeitos desfavoráveis da fissuração dos elementos adjacentes ao elemento considerado. Dessa forma, o módulo de elasticidade secante será o módulo efetivo calculado da seguinte maneira:

$$E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (2.48)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

k_c - Representa o coeficiente que leva em consideração os efeitos da fissuração e fluência;

E_{cd} - Representa o valor do módulo de elasticidade secante do concreto;

I_c - Representa o momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto;

k_s - Representa o coeficiente que leva em consideração a contribuição das armaduras;

E_s - Representa o módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s – Representa o momento de inércia à flexão das armaduras da seção em relação ao centro de gravidade da seção de concreto;

k_1 – Representa o coeficiente que depende da classe de resistência do concreto;

k_2 – Representa o coeficiente que depende do esforço normal e do índice de esbeltez;

ν – Representa a força normal adimensional;

λ – Representa o índice de esbeltez do pilar;

φ_{ef} – Representa o coeficiente efetivo de fluência;

ρ – Representa a taxa geométrica de armadura.

2.4.4 PCI (1988) – COMMITTEE ON PRESTRESSED CONCRETE COLUMNS

O comitê do PCI que trata de pilares de concreto protendido apresenta uma expressão para o cálculo da rigidez secante com parâmetros que levam em consideração as propriedades geométricas da seção transversal juntamente com as condições de contorno do elemento estrutural. A Equação 2.49 representa a proposta normativa em questão para o cálculo da rigidez secante.

$$EI = \frac{\left(\frac{E_c \cdot I_g}{\lambda}\right)}{1 + \beta_d} \quad (2.49)$$

Em que:

$$\lambda = \eta \cdot \theta \geq 3,0 \quad (2.50)$$

$$\eta = 2,5 + \frac{1,6}{\left(\frac{P}{P_0}\right)} ; 6 \leq \eta \leq 70 \quad (2.51)$$

$$\theta = \frac{27}{\left(\frac{k \cdot l_u}{r}\right)} - 0,05 \quad (2.52)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_g$ – Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

λ - Representa o fator de correção aplicado à rigidez bruta da seção transversal;

β_d - Representa o coeficiente referente a fluência do concreto, sendo a razão em módulo do momento majorado referente a carga permanente sobre o momento da carga total majorado;

η - Representa o fator de correção para a rigidez contabilizando a relação $\frac{P}{P_0}$;

$\frac{P}{P_o}$ - Representa a relação entre a carga axial de cálculo aplicada no pilar e carga máxima centrada resistida pelo pilar;

θ - Representa o fator de correção para a rigidez contabilizando as flanges da seção transversal;

k - Representa o coeficiente de flambagem do pilar, parâmetro que depende do tipo de vinculação do elemento estrutural;

l_u - Representa o comprimento do pilar;

r - Representa o raio de giração da seção transversal do pilar.

2.4.5 ABNT NBR 9062 (1985)

A normativa brasileira de 1985 que trata do projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, contém uma expressão que aborda o cálculo do coeficiente de redução da rigidez bruta para obter o valor da rigidez secante em pilares de pórticos com armadura simétrica. É importante destacar que a norma vigente não faz menção em como calcular esse coeficiente para pilares. A Equação 2.53 representa a proposta normativa em questão para o cálculo da rigidez secante.

$$EI = k \cdot E_c \cdot I_c \quad (2.53)$$

Em que:

$$k = 0,2 + 15 \cdot \rho \quad (2.54)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.55)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

$E_c \cdot I_c$ - Representa a rigidez bruta à flexão do pilar;

k - Representa o coeficiente de redução da rigidez bruta;

ρ - Representa a taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

A_s - Representa a área total de armadura longitudinal da seção transversal do pilar;

b - Representa a largura da seção transversal do pilar;

d - Representa a altura da seção transversal do pilar.

2.4.6 ABNT NBR 9062 (2017)

A normativa brasileira de 2017 que trata do projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, sugere uma aproximação linear para a análise dos efeitos globais de 2º ordem nas estruturas em concreto pré-moldado com deslocabilidade moderada. Tal aproximação resulta em coeficientes de rigidez particulares para cada elemento estrutural:

Para lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,25 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.56)$$

Para vigas em concreto armado:

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.57)$$

Para vigas em concreto protendido, considerando toda a seção composta:

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.58)$$

Para pilares, valores médios ao longo da altura:

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.59)$$

$$(EI)_{sec} = 0,55 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.60)$$

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.61)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

I_c - Representa o momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_{ci} - Representa o módulo de deformação tangente inicial.

Note que:

(2.59) – Equação válida para estruturas com ligação viga-pilar articulada com um pavimento ou galpões;

(2.60) – Equação válida para estruturas com ligações semirrígidas com até quatro pavimentos;

(2.61) – Equação válida para estruturas com ligações semirrígidas com cinco ou mais pavimentos.

2.4.7 ABNT NBR 6118 (2014)

A normativa brasileira de 2014 que trata do projeto de estruturas de concreto, sugere uma aproximação linear para a análise dos efeitos globais de 2º ordem nas estruturas com ligações rígidas com no mínimo quatro andares. Tal aproximação resulta em coeficientes de rigidez particulares para cada elemento estrutural:

Para lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.62)$$

Para vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c ; A'_S \neq A_S \quad (2.63)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c ; A'_S = A_S \quad (2.64)$$

Para pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.65)$$

Onde:

EI - Representa a rigidez secante à flexão do pilar;

I_c - Representa o momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_{ci} - Representa o módulo de deformação tangente inicial;

A_S - Representa a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A'_S - Representa a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

Além dessas formulações aproximadas, a norma em questão, ABNT NBR 6118 (2014), também apresenta para elementos submetidos a flexão um modelo adaptado da proposta de Branson (1968), que considera uma inércia média equivalente para toda a peça contabilizando as regiões fissuradas e não fissuradas. Recomenda-se a utilização deste modelo para análise de flechas imediatas em vigas de concreto armado. A Equação 2.66 representa o modelo de Branson enquanto a Equação 2.67 trata-se do modelo adaptado.

$$I_m = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^n \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^n\right] \cdot I_{II} \quad (2.66)$$

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (2.67)$$

Onde:

$(EI)_{eq}$ - Representa a rigidez equivalente;

I_c - Representa o momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto;

I_I - Representa o momento de inércia à flexão da seção homogeneizada no estágio I;

I_{II} - Representa o momento de inércia à flexão da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a - Representa o momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas biapoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

M_r - Representa o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido pela metade no caso de utilização de barras lisas;

E_{cs} - Representa o módulo de elasticidade secante do concreto;

n – Índice de valor igual a 4, para situações em que a análise é feita em apenas uma seção da peça, ou igual a 3, quando se faz a análise da peça ao longo de todo seu comprimento.

No entanto, para elementos em concreto protendido o modelo adaptado não contempla o efeito da protensão, assim alguns projetistas implementam o efeito da protensão no momento de fissuração afim de considerar este efeito. Embora a normativa brasileira não evidencie uma expressão para o cálculo do momento de fissuração em peças protendidas, Carvalho (2017) recomenda acrescentar 90% do efeito da protensão centrada juntamente com o da sua excentricidade na expressão de cálculo sugerida pela normativa para o cálculo de peças em concreto armado. Alguns autores, como é o caso de Catoia (2007), Inforsato (2009) e Faleiros (2010), utilizam 100% desse efeito.

Outro ponto a se destacar, é a questão da homogeneização da seção para o cálculo do momento de fissuração, a normativa brasileira indica que o cálculo deve ser feito considerando a seção bruta de concreto, todavia Pinheiro e Brandão (1997) indicam que seu cálculo deve ser feito em estágio I com seção homogeneizada. A Equação 2.68 representa o modelo aproximado para o cálculo do momento de fissuração presente na ABNT NBR 6118 (2014), enquanto a Equação 2.69 trata-se do momento de fissuração em peças protendidas, considerando 100% do efeito da protensão, conforme as práticas adotadas pelos autores supracitados.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (2.68)$$

$$M_r = \left[\frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} + \left(\frac{N_p \cdot I_c}{A \cdot y_t} + N_p \cdot e \right) \right] \quad (2.69)$$

Onde:

M_r – Representa o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido pela metade no caso de utilização de barras lisas;

I_c - Representa o momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto;

f_{ct} – Representa a resistência a tração direta do concreto, com o quantil apropriado a cada verificação particular. Para a determinação do momento de fissuração, deve ser usado a resistência à tração inferior do concreto ($f_{ctk,inf}$) no estado-limite de formação de fissuras e a resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$) no estado-limite de deformação excessiva;

y_t – Representa a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

N_p – Representa a força normal de protensão;

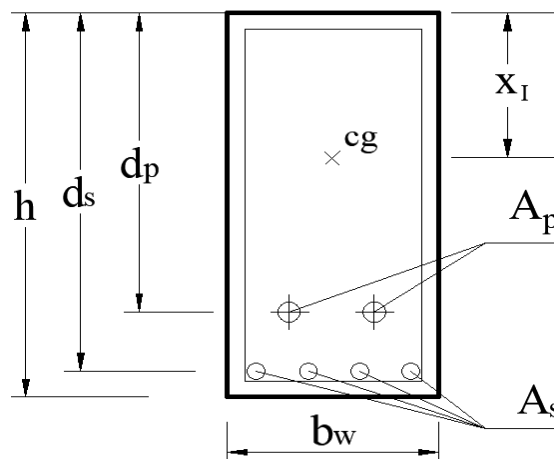
A – Representa a área da seção transversal;

e – Representa a excentricidade da força de protensão;

α – Representa o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Esse coeficiente assume o valor de 1,2 no caso de seções T ou duplo T, enquanto para seções I ou T invertido, o valor a ser empregado é 1,3. Por fim recomenda-se utilizar o valor igual a 1,5 para as seções retangulares.

Para a utilização das Equações 2.66 e 2.67 é necessário conhecer as propriedades geométricas da seção transversal nos estádios I e II. Assim, será apresentado a seguir todas as formulações necessárias para a obtenção dessas propriedades. A Figura 2.33 ilustra o caso de uma seção transversal retangular homogeneizada composta por armaduras ativa e passiva.

Figura 2.33: Seção transversal retangular no estádio I com armaduras ativa e passiva.



Fonte: Autor (2022).

O cálculo das propriedades geométricas à flexão de seções em concreto armado homogeneizadas pode ser encontrado em Carvalho e Figueiredo Filho (2014), todavia para a situação em que há a presença da armadura ativa é necessário acrescentar a parcela correspondente a essa armadura em cada uma das propriedades. Para o caso de seções retangulares contendo armadura passiva e ativa, a posição da linha neutra no estádio I é obtida mediante a Equação 2.70 com área da seção transversal homogeneizada calculada conforme a Equação 2.71.

$$x_I = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot d_s + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot d_p}{A_I} \quad (2.70)$$

$$A_I = b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \quad (2.71)$$

Uma vez determinada a posição do centro de gravidade no estádio I com seção homogeneizada, é possível por meio da Equação 2.72 calcular o momento de inércia à flexão nesse estádio para a seção retangular apresentada na Figura 2.33.

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot (x_I - d_s)^2 + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (x_I - d_p)^2 \quad (2.72)$$

Em que os coeficientes α_s e α_p são obtidos da seguinte maneira:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (2.73)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \quad (2.74)$$

Onde:

I_I – Representa o momento de inércia à flexão de uma seção transversal retangular homogeneizada no estágio I;

x_I - Representa a posição do centro de gravidade no estágio I;

b_w – Representa a largura da seção transversal;

h – Representa a altura da seção transversal;

A_I – Representa a área da seção transversal homogeneizada;

A_p – Representa a armadura ativa;

A_s – Representa a armadura passiva tracionada;

d_p – Representa a distância do centro de gravidade da armadura ativa até a fibra mais comprimida de concreto;

d_s – Representa a distância do centro de gravidade da armadura passiva tracionada até a fibra mais comprimida de concreto;

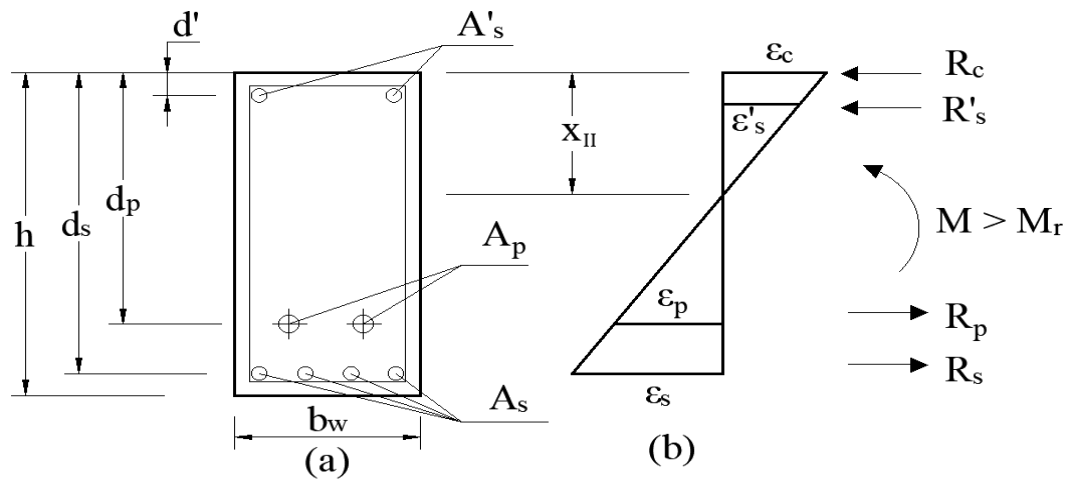
E_p – Representa o módulo de elasticidade da armadura ativa;

E_s – Representa o módulo de elasticidade da armadura passiva;

E_{cs} – Representa a módulo de elasticidade secante do concreto.

Com relação ao cálculo no estágio II, Carvalho e Figueiredo Filho (2014) destacam que se trata de uma situação limite, pois todo o concreto da região fissurada está sendo desprezado, e portanto, é usual, nesse caso, para diferenciar, nomeá-la como estágio II puro. O estágio II puro compreende a situação em que atua na seção um momento fletor maior que o momento de fissuração, até a situação em que começa a ocorrer o escoamento da armadura e/ou a plastificação do concreto comprimido. A Figura 2.34 ilustra uma seção transversal retangular trabalhando no estágio II puro, nota-se que a representação é um caso geral contendo armaduras ativa e passiva (tracionada e comprimida).

Figura 2.34: Seção transversal retangular no estágio II puro solicitada por momento fletor positivo: (a) Seção transversal com armaduras ativa e passiva; (b) Perfil de deformações.



Fonte: Autor (2022).

Para obter o valor do momento de inércia à flexão da seção transversal ilustrada acima, ou seja, a peça trabalhando com armaduras ativa e passiva no estágio II puro, é necessário conhecer a posição da linha neutra. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), essa posição é obtida igualando-se o momento de primeira ordem (momento estático) da seção homogeneizada a zero. Segundo Carvalho (2005), para o caso de seções retangulares contendo armadura passiva e ativa, a posição da linha neutra no estágio II puro é obtida com a resolução da Equação 2.75, tendo a Equação 2.76 como solução. O autor comenta que as parcelas referentes a armadura passiva comprimida devem ser consideradas quando essa armadura apresenta contribuição no momento resistente, ou seja, não considerar qualquer tipo de armadura construtiva nessa parcela, como por exemplo: armadura porta estribo.

$$a_1 \cdot x_{II}^2 + a_2 \cdot x_{II} + a_3 = 0 \quad (2.75)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (2.76)$$

Em que os coeficientes são obtidos da seguinte maneira:

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (2.77)$$

$$a_2 = A'_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot \alpha_p + A_s \cdot \alpha_s \quad (2.78)$$

$$a_3 = -d' \cdot A'_s \cdot (\alpha_s - 1) - d_p \cdot A_p \cdot \alpha_p - d_s \cdot A_s \cdot \alpha_s \quad (2.79)$$

Uma vez determinada a posição da linha neutra no estágio II puro, é possível por meio da Equação 2.80 calcular o momento de inércia à flexão nesse estágio para a seção retangular apresentada anteriormente.

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_p \cdot A_p \cdot (x_{II} - d_p)^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (x_{II} - d_s)^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 \quad (2.80)$$

Onde:

I_{x,II_0} – Representa o momento de inércia à flexão de uma seção transversal retangular no estágio II puro;

x_{II} - Representa a posição da linha neutra no estágio II puro;

b_w – Representa a largura da seção transversal;

A_p – Representa a armadura ativa;

A_s – Representa a armadura passiva tracionada;

A'_s – Representa a armadura passiva comprimida;

d_p – Representa a distância do centro de gravidade da armadura ativa até a fibra mais comprimida de concreto;

d_s – Representa a distância do centro de gravidade da armadura passiva tracionada até a fibra mais comprimida de concreto;

d' – Representa a distância do centro de gravidade da armadura passiva comprimida até a fibra mais comprimida de concreto;

E_p – Representa o módulo de elasticidade da armadura ativa;

E_s – Representa o módulo de elasticidade da armadura passiva;

E_{cs} – Representa a módulo de elasticidade secante do concreto.

3. RECOMENDAÇÕES PARA A VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS PROTENDIDOS

Este capítulo apresenta as formulações para o cálculo de tensões em elementos fletidos de concreto protendido, bem como as verificações necessárias para o estado limite último e serviço. A condução do capítulo se dá com auxílio das recomendações de Carvalho (2017) e da ABNT NBR 6118 (2014), ou seja, cada condição a ser aplicada será exposta de maneira sucinta e com todas as expressões oportunas para os cálculos.

3.1 CÁLCULO DAS TENSÕES NORMAIS NA FLEXÃO

Segundo Carvalho (2017), para verificar as condições de serviço (fissuração, deformação excessiva) é preciso conhecer como os esforços solicitantes atuam na peça sob as condições de utilização, ou seja, com as ações que realmente vão ocorrer com maior frequência e não as esporádicas ou que levarão a estrutura ao colapso e que provavelmente nunca ocorrerão. Assim, para verificar a fissuração de peças em concreto protendido em serviço, costuma-se calcular as tensões normais máximas em cada seção transversal. As hipóteses empregadas são:

- Validade da lei de Hooke para os materiais aço e concreto (relação linear entre tensão e deformação);
- Validade da superposição de efeitos, os deslocamentos são pequenos e não interferem nos esforços internos (teoria de primeira ordem);
- A seção plana da seção transversal permanece plana após a deformação;
- O material da seção transversal é homogêneo.

Destaca-se a relevância da validade da última hipótese, pois tratar a seção como homogênea significa utilizar a protensão como uma ação externa a ser considerada e que a intensidade da tensão de tração, quando houver, pode ser resistida pelo concreto. Dessa forma, em uma seção transversal S , o efeito da protensão de um cabo reto, com força de protensão P (considerada constante ao longo do mesmo), gera os esforços internos

isostáticos dados pelas Equações 3.1 e 3.2. A Figura 3.1 ilustra a presença da armadura ativa como um introdutor de uma ação externa.

$$N_p = P \quad (3.1)$$

$$M_p = N_p \cdot e \quad (3.2)$$

Onde:

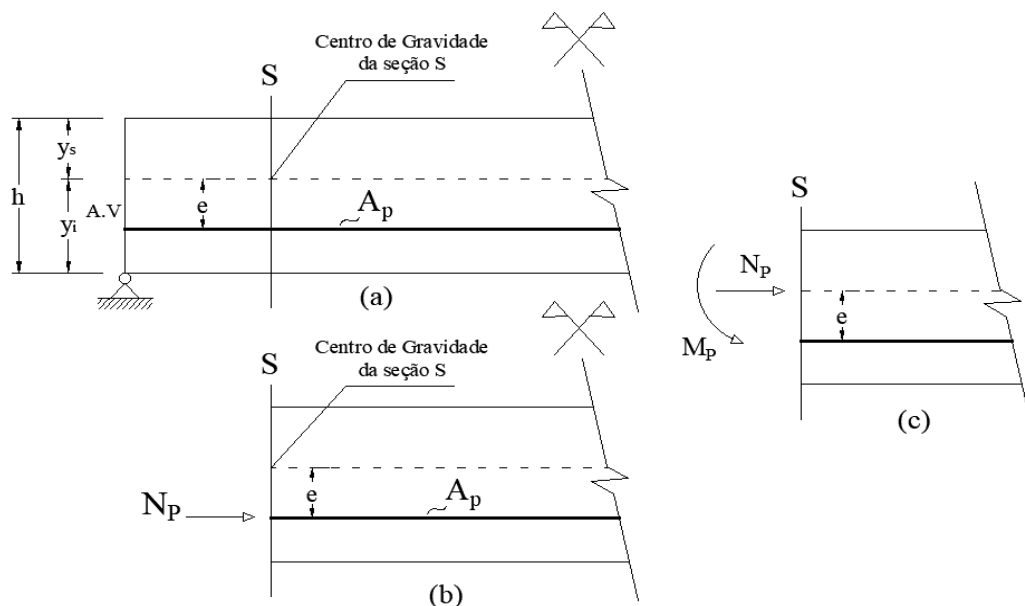
P – Representa a força resultante de protensão atuando no concreto devido ao efeito de protensão de um ou um conjunto de cabos;

N_p - Representa o esforço normal de protensão na seção analisada;

e – Representa a excentricidade do cabo de protensão, ou seja, a distância do centro de gravidade do(s) cabo(s) ao centro de gravidade da seção transversal;

M_p – Representa o momento fletor isostático de protensão.

Figura 3.1: Ações solicitantes (isostáticas) devido ao efeito de protensão em uma seção S: (a) Esquema estático de uma viga pré-tracionada; (b) Ação externa da protensão na seção; (c) Equivalência mecânica dos esforços.



Fonte: Adaptado de Carvalho (2017).

Sabe-se que a tensão normal na flexão é expressa por meio de uma relação linear entre o momento fletor e a distância em que se deseja calcular a tensão, sempre medida em relação ao centro de gravidade da seção transversal. Com isso, as tensões normais máximas no concreto ocorrem nos pontos mais afastados do centro de gravidade, ou seja, nas chamadas bordas inferior e superior. Independente da origem do momento fletor na seção transversal, será válida a clássica convenção de que: um dado momento fletor que solicita uma seção transversal será intitulado de positivo quando ocasionar tração na borda inferior e compressão na borda superior, por conseguinte, o momento fletor negativo é aquele que

causa tensões de compressão na borda inferior e tração na borda superior. Por fim, para o calcula da tensão normal na borda superior utiliza-se a Equação 3.3 enquanto para a borda inferior emprega-se a Equação 3.4.

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{N_p \cdot e}{W_s} \pm \frac{M}{W_s} \quad (3.3)$$

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{N_p \cdot e}{W_i} \pm \frac{M}{W_i} \quad (3.4)$$

Em que:

$$W_s = \frac{I_x}{y_s} \quad (3.5)$$

$$W_i = \frac{I_x}{y_i} \quad (3.6)$$

Onde:

σ_s – Representa a tensão normal no concreto junto à borda superior;

σ_i – Representa a tensão normal no concreto junto à borda inferior;

N_p - Representa o esforço normal de protensão na seção analisada;

e – Representa a excentricidade do cabo de protensão, ou seja, a distância do centro de gravidade do(s) cabo(s) ao centro de gravidade da seção transversal. Nas Equações 3.3 e 3.4 considerou-se que a excentricidade está localizada abaixo do centro de gravidade da viga;

A – Representa a área da seção transversal de concreto (em geral, a seção geométrica bruta);

W_s – Representa o módulo de resistência à flexão da seção transversal correspondente à borda superior;

W_i – Representa o módulo de resistência à flexão da seção transversal correspondente à borda inferior;

I_x – Representa o momento de inércia à flexão de segunda ordem em relação ao eixo x;

y_s – Representa a distância do centro de gravidade da seção transversal até a borda superior;

y_i – Representa a distância do centro de gravidade da seção transversal até a borda inferior;

M – Representa a soma dos momentos fletores na seção devido às ações atuantes (peso próprio, carga acidental, sobrecarga permanente, etc.) para a verificação requerida.

Para a utilização das Equações 3.3 e 3.4, Carvalho (2017) adota a seguinte convenção para as tensões: tensões de compressão apresentam sinal positivo enquanto as tensões de tração possuem sinal negativo. Outra observação importante é com relação aos módulos de resistências à flexão, as Equações 3.5 e 3.6 são determinadas supondo que o momento fletor oriundo das ações atuantes e de protensão são aplicados no eixo x da seção transversal, e com isso esses módulos de resistência poderiam até ser intitulados de “módulo de resistência à flexão em relação ao eixo x”, muito embora tal denominação ganha destaque para casos mais gerais, como por exemplo o de flexão oblíqua, sendo necessário o cálculo das tensões em ambas as direções, ou então trabalha-se com as tensões atuantes em um plano oblíquo, todavia, para o caso apresentado inicialmente as equações supracitadas são válidas.

3.2 DEFINIÇÕES E VERIFICAÇÕES QUANTO AOS ESTADOS LIMITES

Entende-se por estado limite uma determinada situação em que a estrutura não atenda alguma condição imposta por norma para seu funcionamento seguro e eficaz ao longo de sua vida útil. Esses estados, devem ser considerados no cálculo das estruturas de concreto sendo eles: estado limite último e o estado limite de serviço. A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) classifica o estado limite último como sendo aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura. Para o estado limite de serviço, a mesma normativa classifica-o sendo relacionado a durabilidade das estruturas, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, as máquinas ou aos equipamentos utilizados.

O concreto protendido apresenta uma particularidade que não é observada no dimensionamento de peças fletidas em concreto armado, por exemplo, nas estruturas de concreto armado usualmente é realizado o cálculo da armadura no estado limite último para resistir um dado carregamento e posteriormente se verifica os estados limites de deformações excessivas, formação e abertura de fissuras. Consequentemente, não se pretende responder de início a seguinte pergunta: qual armadura a ser empregada para atender aos estados limites de serviço?

Em contrapartida, no concreto protendido as verificações em serviço podem ser utilizadas como procedimento de dimensionamento da armadura longitudinal, sendo em alguns casos a condição crítica e preponderante para a determinação da armadura. A explicação para tal prática está relacionada com diversos parâmetros, como por exemplo: a resistência à do concreto para uma determinada idade, a composição do carregamento,

geometria da seção transversal, ao nível de protensão utilizada e ao tipo de protensão quanto a sua aderência.

3.2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO NO ATO DA PROTENSÃO

Carvalho (2017) comenta que após dimensionar a armadura ativa para seção transversal, verifica-se para a mesma se há segurança quando atuar a protensão no tempo “zero” (sem perdas de protensão) e apenas os esforços provenientes da carga permanente, dessa forma a verificação a ser realizada é fornecida pela Equação 3.7 e conhecida como “verificação em “vazio”, pois trata-se do caso em que a estrutura não está solicitada pelas cargas variáveis para as quais foi eventualmente projetada. Outro ponto importante é a consideração da resistência do concreto na data do ato da protensão, sendo essa na maioria dos casos efetuada antes dos 28 dias e assim com resistência inferior a final de projeto. Para a consideração da resistência do concreto em j dias se faz necessário o uso da Equação 3.9.

$$-1,2 \cdot f_{ctm,j} \leq \sigma \leq 0,7 \cdot f_{cj} \quad (3.7)$$

Em que:

$$f_{ctm,j} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}^2} \quad (3.8)$$

$$f_{cj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (3.9)$$

$$\beta_1 = e^{\left\{ s \cdot \left[1 - \sqrt{\left(\frac{28}{t} \right)} \right] \right\}} \quad (3.10)$$

Onde:

f_{cj} – Representa a resistência à compressão do concreto aos j dias;

$f_{ctm,j}$ – Representa a resistência média à tração do concreto aos j dias;

s – Representa o coeficiente que leva em consideração o tipo de cimento utilizado, o qual assume o valor 0,38 para concreto de cimento C-III e IV, 0,25 para concreto de cimento C-I e II, 0,20 para concreto de cimento CPV-ARI;

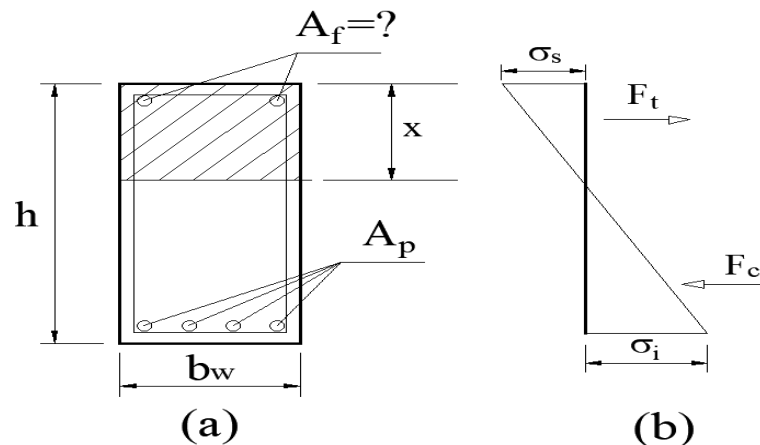
t – Representa a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Essa verificação deve ser feita principalmente nas regiões próximas aos apoios, ou seja, na seção correspondente ao comprimento de transferência ou ancoragem, pois há uma influência menor do peso próprio nessas proximidades e assim a solicitação decorrente da protensão apresenta um valor muito elevado. Assim, para uma condição crítica onde não há o atendimento dos limites impostos pela ABNT NBR 6118 (2014) há o surgimento de fissuras decorrente do acréscimo de tensões de tração existentes em uma determinada nível da seção transversal, para tal há as seguintes possibilidades para tornar as tensões atuantes

admissíveis: isolamento dos cabos (menor quantidade de cabos) ou cálculo de armadura para controle de fissuras.

A metodologia de cálculo detalhada para a determinação do comprimento de isolamento (comprimento requerido) dos cabos pode ser encontrada em Inforsato, Carvalho e Ferreira (2018). Lembrando que o comprimento requerido se trata de um domínio ao longo do vão da estrutura em que atuará um momento fletor que ocasiona tensões de tração na seção transversal que fiquem abaixo do permitido, entretanto, quando esse comprimento é inferior ao comprimento de transferência não é necessário realizar o isolamento dos cabos e assim basta determinar uma quantidade de armadura para controle de fissuras, conforme esquematizado na Figura 3.2.

Figura 3.2: Esquema de cálculo para armadura de controle de fissuras na borda superior correspondente ao E.L.U no ato da protensão: (a) Seção Transversal de concreto protendido; (b) Perfil de tensões normais no estágio I.



Fonte: Autor (2022).

Uma vez conhecido o perfil de tensões no estágio I, determina-se a posição da linha neutra via Equação 3.11 com os valores das tensões de tração e compressão em módulo, assim é possível calcular a resultante das tensões de tração no concreto aplicando a Equação 3.12 e por fim obter a quantidade de armadura para o controle de fissuras utilizando a Equação 3.13.

$$x = \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i} \right) \cdot h \quad (3.11)$$

$$F_t = \sigma_s \cdot b_w \cdot \left(\frac{x}{2} \right) \quad (3.12)$$

$$A_f = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (3.13)$$

Onde:

x – Representa a posição da linha neutra;

σ_s – Representa a tensão normal na borda superior da seção transversal;
 σ_i – Representa a tensão normal na borda inferior da seção transversal;
 F_t – Representa a resultante das tensões de tração no concreto no estágio I;
 A_f – Representa a armadura longitudinal para controle de fissuras;
 f_{yd} – Representa a tensão de tração limite na armadura provocada pela resultante de tensões de tração no concreto durante o estágio I. Para o caso de fios ou barras lisas esse limite é de 150 MPa, enquanto para as barras nervuradas o valor é de 250 MPa.

3.2.2 ESTADO LIMITE DE FORMAÇÃO DE FISSURAS (ELS-F)

Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal é igual a resistência do concreto à tração na flexão. Ainda a ANBT NBR 6118 (2014) permite que essa resistência seja tomada como sendo a resistência à tração inferior do concreto ($f_{ctk,inf}$) e que, finalmente, a relação entre a tensão de tração na flexão à tensão de tração direta é dada por α . A Equação 3.14 apresenta a condição a ser verificada.

$$\sigma \geq -\alpha \cdot 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (3.14)$$

Em que:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3.15)$$

3.2.3 ESTADO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURAS (ELS-W)

Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados no item 3.3. No caso do concreto protendido, esta verificação se faz necessária quando for empregado o concreto protendido nível 1, também conhecido como protensão parcial.

3.2.4 ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO (ELS-D)

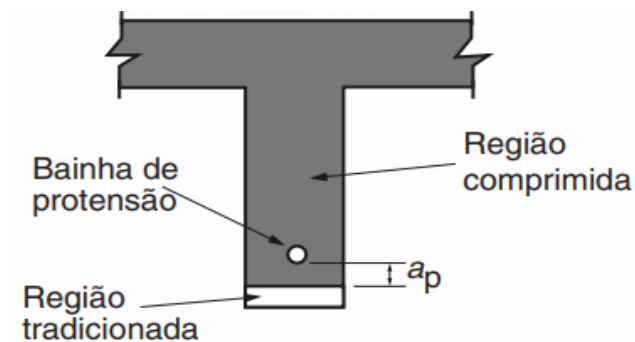
Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido, a Equação 3.16 apresenta a condição a ser verificada para esse estado acoplado a limitação da compressão excessiva do concreto, sendo assim acaba-se garantindo a verificação desse item e a verificação imposta no item 3.2.6 nesse capítulo.

$$0 \leq \sigma \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (3.16)$$

3.2.5 ESTADO LIMITE DE DESCOMPRESSÃO PARCIAL (ELS-DP)

Estado no qual se garante a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próximas da cordoalha ou da bainha de protensão. A Figura 3.3 apresenta a locação da distância supracitada a ser verificada.

Figura 3.3: Estado limite de descompressão parcial.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

3.2.6 ESTADO LIMITE DE COMPRESSÃO EXCESSIVA (ELS-CE)

Estado em que as tensões de compressão qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido, a Equação 3.17 apresenta a condição a ser verificada para esse estado.

$$\sigma \leq 0,7 \cdot f_{ck} \quad (3.17)$$

3.3 TIPOS DE PROTENSÃO QUANTO AOS ESTADOS DE FISSURAÇÃO

Em Carvalho (2017), o autor comenta que em função do tipo de protensão quanto a sua aderência (pós e pré-tração) e da condição de agressividade ambiental, fica definido um tipo de protensão quanto a sua intensidade. Para cada tipo de protensão (em relação à intensidade), pode ser necessário verificar as tensões normais no concreto, nas seções transversais, para determinada combinação de ações ou, ainda, verificar a abertura de máxima de fissuras. Na prática, o tipo de protensão exigido, quando a condição de fissuração for preponderante, conduz a uma armadura de protensão maior ou menor a ser empregada.

Em síntese ao exposto pelo autor, a norma ABNT NBR 6118 (2014) trata essa intensidade de protensão como sendo níveis de protensão, que significa o nível da intensidade da força que atua no estado prévio de tensões. É importante destacar a relação existente entre o estado de fissuração e a intensidade da força de protensão, ou seja, o nível admissível de tensões em uma seção transversal de concreto protendido está relacionado com a durabilidade das peças e a maneira de se evitar a corrosão da armadura e, portanto, estão ligados ao estado limite de serviço referente a fissuração. Dessa forma pode-se classificar os níveis de protensão como tipos de protensão quanto aos estados de fissuração.

A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta a Tabela 3.1 contendo as verificações normativas para cada tipo de concreto protendido utilizado, sendo classificados como: Concreto protendido nível 1, 2 e 3, sendo respectivamente protensão parcial, limitada e completa. É de suma importância a compreensão do que cada verificação representa na peça de concreto protendido que estará submetida a esses níveis de protensão, dessa forma pode-se apresentar as seguintes definições:

- Protensão Parcial: Neste tipo de protensão pode ocorrer tensões de tração na peça sem exigências normativas quanto aos limites de tensão, mas permite-se a fissuração com restrição de 0,2 mm (ELS-W) para abertura de fissuras sob combinação frequente de ações nos casos de: pré-tração com CAA I ou pós-tração com CAA I e II;
- Protensão Limitada: O princípio desse tipo de protensão é permitir as tensões de tração mas limitar sua magnitude para não ocorrer a fissuração da peça em combinação frequente de ações, muito embora, não é permitida as tensões de tração para a combinação quase permanente. Além disso a protensão limitada apresenta um comportamento em termos de deformação melhor do que a protensão completa, pois apresenta uma redução de tensões nas fibras da seção transversal. Permite-se a utilização desse tipo de protensão nos seguintes casos: pré-tração com CAA II ou pós-tração com CAA III e IV;
- Protensão Completa: Neste tipo de protensão não é permitida as tensões de tração para a combinação frequente de ações e conseqüentemente não há fissuração, todavia permite-se tensões de tração apenas na combinação rara de ações sempre limitando seu valor para que também não ocorra fissuração nessa situação. Este tipo de protensão é recomendado para peças com pré-tração em CAA III e IV.

Tabela 3.1: Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto Simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-Tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-Tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D poder ser substituído pelo ELS-DP com $a_p=50$ mm (Figura 4.2).

NOTAS:

1 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

2 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

Destaca-se alguns pontos interessantes sobre as condições imposta pela Tabela 3.1 no âmbito do concreto protendido, nota-se que existe um rigor maior quanto a durabilidade das peças em protendido, por exemplo, para protensão parcial admite-se somente a classe de agressividade ambiental I na pré-tração, motivo pelo qual nesse sistema temos uma condição mais desfavorável com relação a proteção da cordoalha, dessa forma permite-se a abertura de fissura apenas em um ambiente mais brando. Ainda para o caso da protensão parcial e confirmando a hipótese do rigor quanto a durabilidade, é fácil notar que em comparação ao concreto armado, a menor abertura de fissuras admissíveis, é no concreto protendido para as classes de agressividade ambiental mais baixas, ou seja, CAA I e CAA II.

Assim, pode-se notar que para fazer o uso da tabela anterior o projetista necessita de algumas informações. Em Carvalho (2017), o autor expõe uma sequência de levantamento de dados para o projeto de modo a atender as condições de durabilidades prevista pela ABNT NBR 6118 (2014), assim pode-se utilizar a seguinte ordem: primeiramente define-se a classe de agressividade ambiental (CAA) e o tipo da edificação; ficam fixados valores da relação água/cimento (A/C) máximo juntamente com o fck mínimo e o cobrimento nominal mínimo da armadura; define-se o tipo de protensão quanto a sua aderência (pré ou pós-tração); define-se o tipo a protensão será parcial, limitada ou completa e por fim realizar as verificação necessárias para cada combinação conforme a Tabela 3.1.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. Para a determinação da classe de agressividade ambiental, a normativa mencionada dispõe da Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a,b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a,b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a,c}	Elevado
		Respingos de maré	
<p>^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).</p> <p>^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.</p> <p>^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.</p>			

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

A normativa em questão também apresenta a Tabela 3.3, em que consta o valor para a resistência mínima à compressão do concreto associada à um fator água/cimento máximo para cada classe de agressividade ambiental.

Tabela 3.3: Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b,c}	Classe de agressividade (Tabela 4.6)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

Para atender aos requisitos estabelecidos pela normativa supracitada, deve-se garantir uma espessura de cobrimento para que haja a proteção da armadura contra a ação do fogo e corrosão. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), essa espessura é intitulada de cobrimento nominal e trata-se da menor distância livre entre uma face da peça e a camada de barras mais próxima dessa face (inclusive estribos), e deve ser observado ao longo de todo o elemento considerado.

Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 3.4 com uma tolerância de execução (Δ_c) de 10 mm, ou seja, os valores apresentados nessa tabela são valores mínimos para o cobrimento e sempre acrescidos dessa tolerância, ainda que nas obras correntes essa tolerância deve ser maior ou igual a 10 mm. É importante ressaltar que o cobrimento nominal deve sempre ser: maior que o diâmetro da barra ou feixe e maior que a metade do diâmetro da bainha. E também a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado na composição do concreto não pode superar em 20% o cobrimento nominal.

Tabela 3.4: Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para $\Delta c=10$ mm.

Tipos de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade (Tabela 4.6)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal em mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para o concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5 da ABNT NBR 6118 (2014), respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

Permite-se a redução dos cobrimentos em 5 mm nos valores da Tabela 3.4, quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância de variabilidade das medidas durante a execução, ou seja, fica definido as condições de controle que devem estar submetidas as peças pré-fabricadas. A ABNT NBR 9062 (2017) aponta que com a utilização de uma resistência mínima à compressão de 40 MPa e fator água cimento máximo de 0,45, não serão permitidos valores de cobrimentos nominais menores que: 15 mm para lajes em concreto armado; 20 mm para demais peças em concreto armado (vigas e pilares); 25 mm para peças em concreto protendido; 15 mm para peças delgadas protendidas (telhas/nervuras/terças); 20 mm para lajes alveolares protendidas. Entretanto, essa normativa permite adotar o estabelecido na ABNT NBR 6118 (2014) quanto ao cobrimento nominal para qualquer barra de armadura.

3.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para a realização das verificações nos elementos de concreto, será necessário conhecer os tipos de combinação de ações necessárias. De maneira mais abrangente as combinações de ações são necessárias em virtude da simultaneidade dos carregamentos nas estruturas e com isso é de extrema relevância combinar ponderadamente as ações, de modo que os efeitos mais desfavoráveis possíveis sejam levados em consideração. As combinações de utilizadas no estado limite de serviço são: quase permanente, frequente e raras.

Para ponderar as ações em serviço basicamente utiliza-se o coeficiente γ_{f2} , que leva em consideração a simultaneidade das ações, esse coeficiente pode ainda assumir os coeficientes redutores: ψ_0, ψ_1 e ψ_2 . A Tabela 3.5 apresenta as condições para a utilização cada coeficiente.

Tabela 3.5: Valores do coeficiente γ_{f2} .

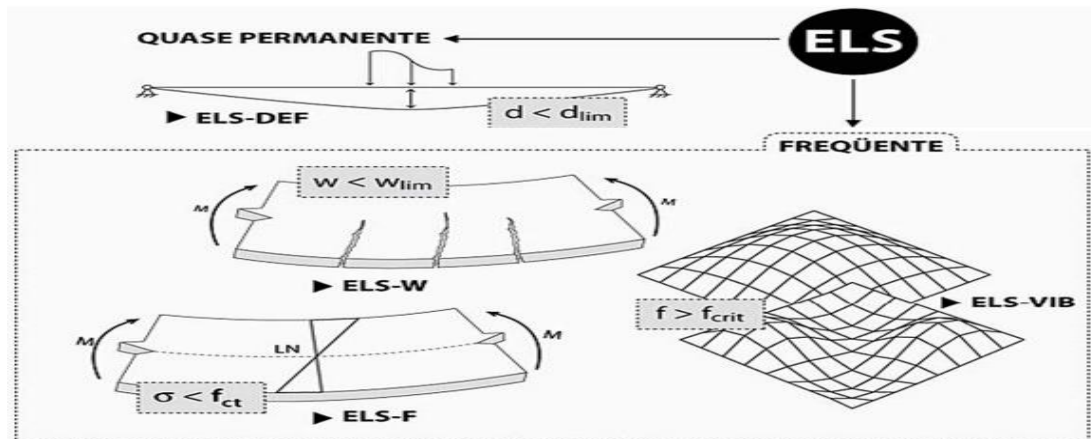
Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,6	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23 da ABNT NBR 6118 (2014). ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

A classificação das combinações em serviço estão relacionadas com o seu tempo de permanência ao longo da vida útil da estrutura. A combinação quase permanente está

relacionada com a condições de ações para atuarem durante grande parte do período da vida útil da estrutura, ao passo que, na combinação frequente as ações possuem frequência de repetições, ou seja, se repetem muitas vezes durante o período da estrutura. Por fim, as combinações raras estão relacionadas com ações que ocorrem algumas vezes durante a vida útil da estrutura. Em Kimura (2007), o autor apresenta uma interessante ilustração apresentada via Figura 3.4, em que evidencia a combinação utilizada para algumas condições em serviço.

Figura 3.4: Combinações para os estados limites de serviço.



Fonte: Adaptado de Kimura (2007).

Matematicamente, cada combinação possui um arranjo algébrico diferente para com os coeficientes empregados e a ordem das ações a serem majoradas. Para as combinações quase permanentes utiliza-se o coeficiente ψ_2 para ponderar a ação variável ($F_{qj,k}$) e combina-se as ações utilizando a Equação 3.18. A ABNT NBR 6118 (2014) descreve que essa combinação pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas, todavia, muitos projetistas optam por empregar outra combinação para verificar esse estado limite de deformações excessivas.

$$F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.18)$$

Onde:

$F_{d, serv}$ – Representa o valor de cálculo das ações para a combinação de serviço;

ψ_2 – Representa o fator de redução de combinação quase permanente para o estado limite de serviço, valor esse que deve ser retirado da Tabela 3.5.

Para as combinações frequente de ações utiliza-se o coeficiente ψ_1 para ponderar a ação variável principal (F_{q1}) acrescido da parcela das demais ações variáveis tomadas com combinação quase permanente, ou seja, aplicando o coeficiente ψ_2 . Dessa forma, combina-

se as ações utilizando a Equação 3.19. A ABNT NBR 6118 (2014) descreve que essa combinação pode ser necessária na verificação do estado limite de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Além dessas, podem também ser consideradas para verificação de estados limites de formação excessivas decorrentes da ação do vento ou temperatura que possam comprometer as vedações.

$$F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.19)$$

Onde:

$F_{q1,k}$ – Representa o valor de cálculo das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 – Representa o fator de redução de combinação frequente para o estado limite de serviço, valor esse que deve ser retirado da Tabela 3.5.

Nas combinações raras, combina-se o valor característico da ação variável principal ($F_{q1,k}$) com as demais ações sempre utilizando os seus valores frequentes, ou seja, empregando o coeficiente ψ_1 . Dessa forma, combina-se as ações utilizando a Equação 3.20. A ABNT NBR 6118 (2014) descreve que essa combinação pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras.

$$F_{d, serv} = \sum F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.20)$$

3.5 CONTROLE DA FISSURAÇÃO

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), fissuras são inevitáveis em estruturas de concreto em que existam tensões de tração resultantes de carregamento direto ou por estrição a deformação impostas. Podem ainda ocorrer por outras causas, como retração plástica ou térmica e expansão devida às reações químicas internas do concreto nas primeiras idades, essas aberturas podem representar um estado de fissuração inaceitável. Em complemento ao autor, Sussekind (1985) comenta que as fissuras são indesejáveis e além de causar um efeito psicológico negativo, resultam em gastos para a realização de reparos necessários no decorrer da vida útil da estrutura.

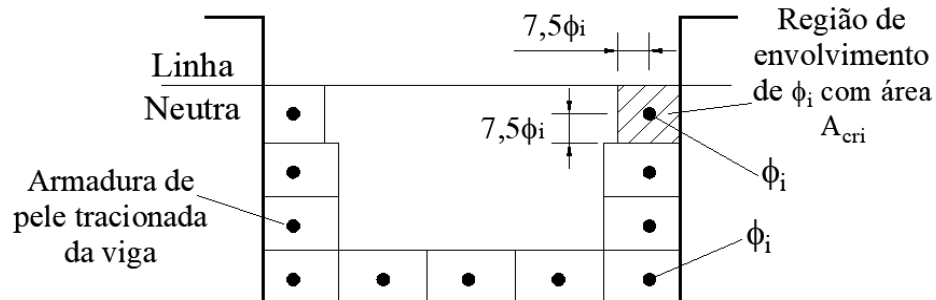
Dessa forma, deve-se garantir que as aberturas de fissuras atendam determinados limites delimitados pela ABNT NBR 6118 (2014), para que elas não comprometam as condições de durabilidade. Afinal, o projeto de uma estrutura não deve garantir apenas a

segurança ao colapso, mas também, a segurança e desempenho no estado limite de serviço, ou seja, garantir boa funcionalidade e aceitabilidade sensorial aos usuários.

Conforme comenta Carvalho (2017), de maneira geral, em estruturas bem projetadas, construídas e sob cargas especificadas na normalização (com combinação de ações frequente), quando as fissuras apresentarem aberturas que respeitem, no caso de concreto protendido nível 1 a abertura de 0,2 mm como indica a Tabela 3.1 (0,2 mm; 0,3 mm e 0,4 mm para peças em concreto armado), não haverá perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados limites últimos.

O autor ainda retrata a metodologia utilizada na ABNT NBR 6118 (2014) para o cálculo da abertura de fissuras, ou seja, a avaliação dos valores dessas aberturas, na verificação do estado limite, é feita para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passivas e ativas aderentes (excluindo os cabos de protendido que estejam dentro de bainhas), que controlam a fissuração da peça, considerando-se uma área (A_{cri}) do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos os lados não distam mais de $7,5\phi_i$ do contorno do elemento da armadura, conforme ilustrado na Figura 3.5. A normativa ainda apresenta uma nota retratando que, é conveniente que toda a armadura de pele (ϕ_i) da viga, na sua zona tracionada, limite a abertura de fissuras na região (A_{cri}) correspondente, e que seja mantido um espaçamento menor ou igual a $15\phi_i$.

Figura 3.5: Concreto de envolvimento de armadura.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

Assim, o valor característico da abertura de fissuras determinada para cada parte da região de envolvimento, é o menor entre os obtidos pela Equação 3.21. A ABNT NBR 6118 (2014) alerta que a metodologia de cálculo utilizada deve ser encarada como uma avaliação aceitável do comportamento geral do elemento, todavia não há garantia de uma avaliação precisa quanto a obtenção da abertura de uma fissura específica, uma vez que, a abertura das fissuras pode sofrer influência de restrições às variações volumétricas e condições de execução da estrutura.

$$w_k < \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \end{cases} \quad (3.21)$$

Em que:

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yk}}{1,4 \cdot 1,15} \cdot \frac{g_1 + g_2 + \psi_1 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} \quad (3.22)$$

$$\sigma_{si} = \frac{M}{I_{x,II_0}} \cdot y_{si} \cdot \alpha_s \quad (3.23)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3.24)$$

Onde:

w_k – Representa o valor característico da abertura de fissuras;

A_{cri} – Representa a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} – Representa o módulo de elasticidade do aço da barra ϕ_i considerada;

ϕ_i - Representa o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

y_{si} - Representa a distância da armadura tracionada i até a linha neutra no estágio II;

ρ_{ri} – Representa a taxa de armadura passiva ou aderente (que não esteja dentro da bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

η_i – Representa o coeficiente de conformação superficial da armadura passiva considerada. Para o caso de armaduras passivas, esse coeficiente assume os seguintes valores: 1,0 para barras lisas (CA-25); 1,4 para barras entalhadas (CA-60); 2,25 para barras nervuradas de alta resistência (CA-50). No âmbito das armaduras ativas temos: fios lisos de protensão adota-se 1,0; para cordoalhas de 3 e 7 fios emprega-se o valor 1,2 e por fim o valor 1,4 no caso de fios dentados;

f_{ctm} – Representa a resistência média do concreto à tração;

f_{yk} – Representa a resistência característica à tração do aço correspondente à armadura passiva;

σ_{si} – Representa a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II. Nos elementos estruturas de protensão, (σ_{si}) é o acréscimo, no centro de gravidade da armadura, entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado. Deve ser calculado no estágio II considerando toda a armadura ativa, inclusive aquela dentro da bainha.

Nota-se que o cálculo da tensão de tração no centro de gravidade da armadura pode ser obtido de duas maneiras, a primeira é via Equação 3.22, que segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) trata-se de uma consideração simplificada da tensão na armadura por meio de uma relação linear, evitando assim o cálculo no estágio II e estando a favor da segurança. Em contrapartida, a segunda maneira é por meio da Equação 3.23 sendo necessário conhecer as propriedades geométricas da seção no estágio II bem como levar em consideração a relação entre os módulos de elasticidade (aço e concreto).

Por fim, é possível o controle da fissuração em peças protendidas sem realizar a verificação da abertura de fissuras apresentada anteriormente, para isso, o elemento estrutural deve ser dimensionado respeitando as restrições imposta pela ABNT NBR 6118 (2014) via Tabela 3.6. Além das exigências apresentadas nessa tabela, deve-se garantir as condições quanto ao cobrimento nominal e de armadura mínima. O valor da tensão na barra ($\Delta\sigma_{pi}$), trata-se do acréscimo de tensão na armadura protendida aderente entre a total obtida no estágio II e a de protensão após as perdas.

Tabela 3.6: Valores máximos de diâmetros e espaçamentos, com barras de alta aderência.

Tensão na barra	Valores máximos para concreto com armaduras ativas	
	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	$\phi_{máx}$ (mm)
160	25	20
200	16	15
240	12,5	10
280	8	5
320	6	-
360	-	-
400	-	-

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

4. RECOMENDAÇÕES QUANTO A ETAPA TRANSITÓRIA EM PILARES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Este capítulo apresenta as particularidades das fases transitórias de um pilar em concreto pré-moldado, assim como as verificações a serem realizadas em concordância com as normativas brasileiras de projeto em vigor.

4.1 DESMOLDAGEM

Segundo El Debs (2000), os procedimentos empregados na desmoldagem dependem basicamente da fôrma. No caso dos pilares, o procedimento mais comum é o da desmoldagem direta, em que a retirada do elemento pré-moldado ocorre por levantamento, com retirada ou não de partes laterais da fôrma. No caso do concreto protendido, se a fôrma, ou parte dela puder restringir a livre deformação do elemento quando a força de protensão for transferida, sua retirada deve ser feita previamente. É importante conhecer a disposição de içamento da peça, uma vez que cada configuração pode produzir um momento fletor de magnitude consideravelmente elevada, resultando na fissuração da peça. Sendo assim, a resistência do concreto para a desmoldagem depende das solicitações às quais o elemento possa ser submetido em seguida.

Existe um consenso prático de que é possível realizar a desmoldagem quando o valor da resistência na data em questão for metade da resistência estipulada em projeto, no entanto, El Debs (2000) não recomenda realizar a desmoldagem quando a resistência do concreto for inferior a 10 MPa. A ABNT NBR 9062 (2017) coloca que deve ser atendido o disposto na ABNT NBR 14931 (2004), em que essa estabelece a seguinte condição: a retirada das fôrmas só pode ser feita quando o concreto estiver suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuarem e não conduzir a deformações inaceitáveis, tendo em vista o baixo valor do módulo de elasticidade do concreto e a maior probabilidade de grande deformação diferida no tempo quando o concreto é solicitado com pouca idade. Ainda, a ABNT NBR 9062 (2017) contém outros detalhes sobre a fase de desmoldagem, como: condição de limpeza e execução das fôrmas, aspectos sobre a cura normal e acelerada.

4.1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES E ESQUEMAS ESTÁTICOS

Os esforços solicitantes durante a fase transitória de desmoldagem dependem do tipo de esquema estático adotado, ou seja, a maneira com é realizado o saque do elemento pré-moldado da fôrma configura uma distribuição de momentos fletores ao longo da peça. A Tabela 4.1 apresenta alguns esquemas estáticos e seus esforços de flexão durante a desmoldagem de pilares pré-moldados de concreto, mediante a ação do seu peso próprio uniformemente distribuído (P).

Tabela 4.1: Situações transitórias mais frequentes durante a desmoldagem de pilares pré-moldados de concreto.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
	$M_1 = -\frac{P \cdot b^2}{2}$ $M_2 = \frac{P \cdot a^2}{8} - \frac{P \cdot b^2}{2}$
	$M_1 = -0,022 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,022 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,012 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,006 \cdot P \cdot L^2$

Fonte: Autor (2022).

4.2 ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE

Segundo aponta El Debs (2000), o armazenamento ocorre fundamentalmente pelas seguintes razões: por uma questão de planejamento da produção, para que aumente a resistência do concreto, até atingir, preferencialmente, a resistência de projeto. Nessa fase, devem ser objeto de atenção os seguintes aspectos: possibilidade de deformações devido à pouca idade do concreto, estufamentos devido à variação de temperatura e às retrações.

A fase de transporte corresponde ao deslocamento dos elementos pré-moldados até o local de montagem. É importante lembrar que podem ocorrer ações dinâmicas de grande

magnitude que podem danificar os elementos nessa fase, principalmente no transporte rodoviário. Por essa razão, e por questão de segurança, recomenda-se uma cuidadosa fixação dos elementos, e, quanto a posição dos apoios, admite-se as mesmas premissas utilizadas no armazenamento. As limitações que podem ocorrer nessa etapa são decorrentes dos gabaritos, comprimento, peso dos elementos e da distância percorrida.

O autor ainda relata que a obediência aos gabaritos é, em geral, a principal delas. No caso do transporte rodoviário deve-se obedecer às limitações de 2,5 m na largura e 4,50 m na altura. Quanto ao comprimento, pode-se transportar elementos com até 30 m, todavia esse é um valor de referência, pois em certos casos pode-se chegar até 40 m ou mais. Por outro lado, o acesso a determinadas regiões urbanas pode limitar o comprimento a valores de até 20 m. Em relação a distância máxima percorrida em que o transporte ainda é viável, é difícil estabelecer valores, pois os custos dependem dos mais variados fatores e circunstâncias. Em situações normais, os valores indicados para os custos envolvidos com o transporte são de 5% a 15% do custo total. No tocante ao peso dos elementos devem ser satisfeitas as limitações de carga por eixo do transporte rodoviário, estabelecidas pela chamada lei da balança.

Além disso, Acker (2003) discorre que as barras da armadura ou outros componentes salientes na ligação podem ser incômodos durante o transporte e a estocagem. Eles também podem dificultar a eficiência dos caminhões quanto ao carregamento. As barras salientes (barras de espera) podem algumas vezes serem substituídas por acopladores com rosca inseridos nos elementos e com emendas por barras rosqueadas ou, ainda, por barras que possam ser parafusadas em insertos no canteiro.

4.2.1 ESFORÇOS SOLICITANTES E ESQUEMAS ESTÁTICOS

A ABNT NBR 9062 (2017) indica que o armazenamento deve ser efetuado sobre dispositivos de apoio, assentes sobre terreno plano e firme. Podem ser formadas pilhas, intercalando-se dispositivos de apoio para evitar o contato das superfícies de concreto de dois elementos superpostos. Estes apoios devem situar-se em regiões previamente determinadas pelo projeto, e devem ser constituídos ou revestidos de material suficientemente macio para não danificar os elementos de concreto pré-moldado. Na formação de pilhas devem ser tomados cuidados especiais para manter a verticalidade dos planos longitudinal e o que passa pelos eixos dos elementos, transversal e pelos dispositivos de apoio. A Tabela 4.2 apresenta alguns esquemas estáticos típicos para a ocasião de transporte e armazenamento de pilares, mediante a ação do seu peso próprio uniformemente distribuído (P).

Tabela 4.2: Situações transitórias mais frequentes durante as fases de armazenamento e transporte de pilares pré-moldados de concreto.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
<p>Diagrama de um pilar pré-moldado de concreto apoiado em dois pontos. A distância total entre os apoios é L. O ponto de aplicação da carga P está a uma distância $a = 0,58.L$ do primeiro apoio. As distâncias dos apoios em relação aos extremos são $b = 0,21.L$. O diagrama mostra as reações de apoio R_1 e R_2 e o momento fletor M ao longo do pilar.</p>	$M_1 = -0,022.P.L^2$ $M_2 = 0,022.P.L^2$
<p>Diagrama de um pilar pré-moldado de concreto apoiado em três pontos. A distância total entre os apoios é L. O ponto de aplicação da carga P está a uma distância $a = 0,35.L$ do primeiro apoio. As distâncias dos apoios em relação aos extremos são $b = 0,15.L$. O diagrama mostra as reações de apoio R_1, R_2 e R_3 e o momento fletor M ao longo do pilar.</p>	$M_1 = -0,012.P.L^2$ $M_2 = 0,006.P.L^2$

Fonte: Autor (2022).

4.3 MONTAGEM

De modo geral, a fase de montagem necessita de um planejamento das sequências a serem realizadas para o elemento pré-moldado a ser montado, dessa forma deve-se garantir a existência de um plano de rigging de modo a tornar eficiente e seguro o processo de montagem das estruturas pré-moldadas. Para os pilares, existe uma preocupação maior nessa etapa, uma vez que esse elemento assume uma posição diferente da final de utilização durante todas as fases da etapa transitória. Com isso, é muito comum a associação de uma rotação combinada com o levantamento da peça. Para tal, El Debs (2000) comenta que os pontos de içamento devem ficar acima do centro de gravidade para que haja equilíbrio estável.

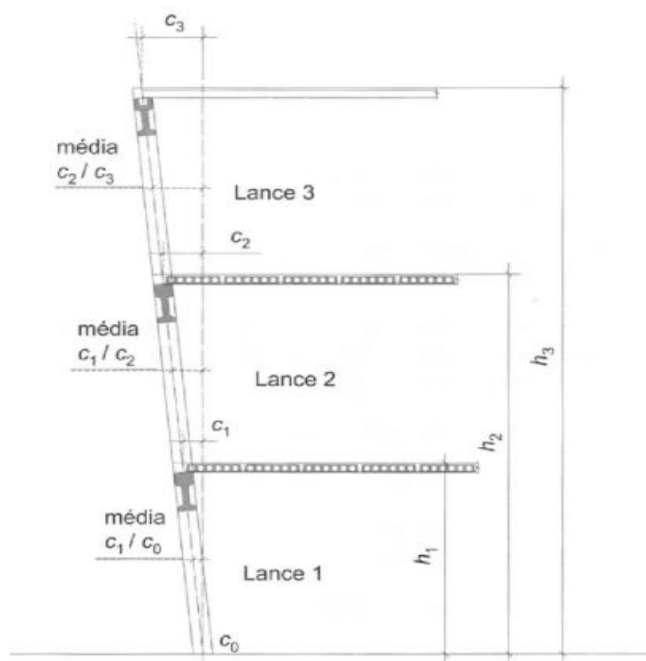
Destaca-se que juntamente com a fase de desmoldagem, a fase de montagem possui uma grande potencialidade para uma situação desfavorável na distribuição dos esforços e consequentemente crítica para o dimensionamento dos pilares. Isso se deve ao fato de que no ato do levantamento o pilar poderá estar submetido a um momento fletor maior do que o de projeto, ou seja, aquele que efetivamente atuará na etapa final do mesmo. Outro ponto importante é que à medida que o pilar é rotacionado poderá ocorrer uma torção em torno da peça ou então uma flexão atuando no plano de menor momento de inércia, fato esse que pode ocasionar um aumento de tensões significativo e colaborativo para o surgimento de fissuras indesejáveis.

A ABNT NBR 9062 (2017) discorre que no projeto de estruturas compostas de elementos pré-moldados, é necessário estabelecer folgas e tolerâncias, bem como

dimensionar os elementos e as ligações levando-se em conta os desvios de produção, de locação, de verticalidade da obra e de montagem dos elementos. De maneira mais específica a normativa em questão comenta que na fase de montagem, os pilares pré-moldados devem ter sua tolerância conforme estabelecido: a tolerância em relação à verticalidade é de $\pm 1/300$ da altura até o máximo de 25 mm, verificada logo após a montagem do elemento pilar e a tolerância em planta e em elevação para a montagem dos pilares é de $\pm 1,0$ cm.

Ao final da fase de montagem deverá ser considerada a excentricidade de desaprumo da estrutura montada conforme as diretrizes da ABNT NBR 9062 (2017), que estabelece a verificação do elemento em todos os lances afim de considerar a situação mais desfavorável entre o momento mínimo. Por fim a normativa apresenta um desaprumo igual a $H/400$ em ambas as direções do pilar, sendo H correspondente aos valores de h_1 , h_2 , h_3 e assim sucessivamente, conforme a Figura 4.1

Figura 4.1: Excentricidade de desaprumo da estrutura montada.



Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

É importante destacar que a consideração do desaprumo do elemento pré-moldado não exclui as verificações de imperfeições globais necessárias, para tal deve-se recorrer às premissas impostas pela ABNT NBR 6118 (2014). Outro ponto de grande relevância e que está presente em diversas obras em concreto pré-moldado, é que existe situações em que o elemento apresenta tolerâncias fora daquelas impostas pela normativa. Na ABNT NBR 9062 (2006) existia uma colocação em relação ao exposto, redigida da seguinte maneira: a eventual utilização na obra de elementos fora das tolerâncias estabelecidas, desde que não comprometa o desempenho estrutura, arquitetônico ou a durabilidade da obra como um todo, deve ser devidamente aprovada antes da montagem e documentada pelas partes envolvidas

no processo. Atualmente, na normativa vigente ABNT NBR 9062 (2017) não existe artigo análogo ao descrito anteriormente. A Figura 4.2 ilustra a montagem de pilares pré-moldados.

Figura 4.2: Montagem dos pilares pré-moldados de concreto armado.



Fonte: Ferreira (2016).

Durante a fase de montagem também pode-se observar deslocamentos nos pilares pré-moldados causados pela deformabilidade do elemento estrutural, podendo ocorrer concomitantemente com a falta de verticalidade do mesmo decorrente do desaprumo. O deslocamento excessivo dos pilares pré-moldados pode estar relacionado com a perda de rigidez ao longo das fases da etapa transitória, ou seja, praticamente ocorre um esgotamento de rigidez à flexão do mesmo aumentando de maneira expressiva a deformabilidade e possivelmente a deslocabilidade da estrutura. Nesse sentido, além de levar em consideração as perdas de rigidez em etapa transitória, é necessário um procedimento de montagem visando o controle de deslocamentos por intermédio de um contraventamento temporário, que pode ser via estaiamento e escoramento dos pilares. A Figura 4.3 apresenta esses procedimentos.

Figura 4.3: Escoramento e estaiamento realizados em pilares esbeltos.



Fonte: Elliott (2005).

4.3.1 ESFORÇOS SOLICITANTES E ESQUEMAS ESTÁTICOS

Da mesma forma que as outras fases da etapa transitória, na fase de montagem existe algumas configurações para efetuar o manuseio e posteriormente o içamento do pilar pré-moldado resultando na verticalização do elemento. A Tabela 4.3 apresenta alguns esquemas estáticos para a realização do içamento por 2 pontos, mediante a ação do seu peso próprio uniformemente distribuído (P).

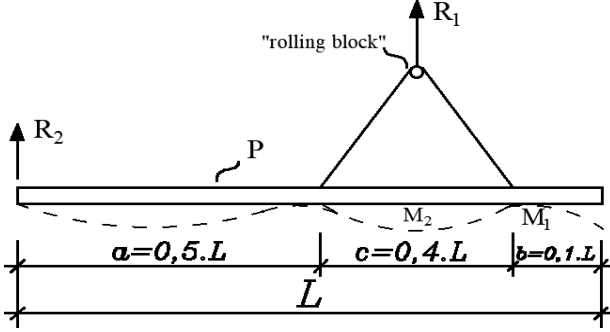
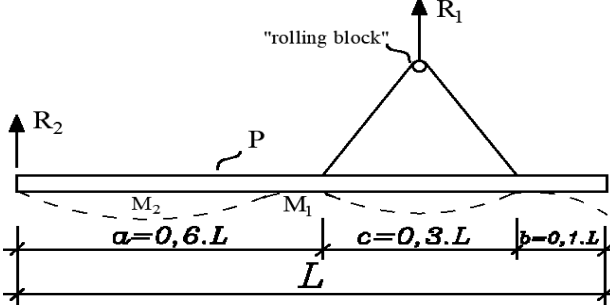
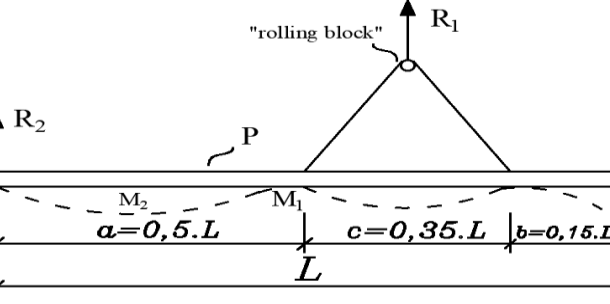
Tabela 4.3: Situações transitórias mais frequentes durante o içamento por 2 pontos de pilares pré-moldados de concreto.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
	$M_1 = -\frac{P \cdot b^2}{2}$ $M_2 = \frac{P \cdot L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{L}{2 \cdot a}\right)^2$
	$M_1 = -0,044 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,044 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,022 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,067 \cdot P \cdot L^2$

Fonte: Autor (2022).

Quando ocorre a fase de manuseio antes do içamento, podem ser adotados os mesmos esquemas estáticos na ocasião do saque na fôrma. Além dos 2 pontos de içamento apresentados anteriormente, é possível a utilização de 3 pontos conforme indica os modelos apresentados na Tabela 4.4, mediante a ação do seu peso próprio uniformemente distribuído (P).

Tabela 4.4: Situações transitórias mais frequentes durante o içamento por 3 pontos de pilares pré-moldados de concreto.

Esquema Estático	Solicitação de Flexão
	$M_1 = -0,005 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,041 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,018 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,054 \cdot P \cdot L^2$
	$M_1 = -0,011 \cdot P \cdot L^2$ $M_2 = 0,034 \cdot P \cdot L^2$

Fonte: Autor (2022).

4.4 CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS ESTADOS LIMITES

Assim como para a etapa final de projeto, deve-se garantir a segurança para as fases da etapa transitória incluindo as verificações nos estados limites último e de serviço. Para o E.L.U calcula-se uma armadura com o intuito de resistir as tensões de tração decorrentes das ações atuantes, para tal é importante considerar a resistência do concreto na data da situação transitória prevista. No caso do E.L.S, verifica-se o estado limite de formação de fissura e o de abertura da fissura quanto a sua aceitabilidade. Usualmente essa verificação é realizada no estágio I e quando presente as armaduras ativas na seção transversal trata-se a protensão como uma ação externa equivalente para efetuar o cálculo das tensões, ou seja, passa a atuar na seção transversal uma força normal juntamente com um momento fletor. Ainda pode-se tornar a verificação mais rigorosa tomando a seção transversal como homogeneizada.

Durante as fases da etapa transitória, além de suas ações estáticas, os elementos pré-moldados de concreto estão submetidos a ações dinâmicas decorrentes dos processos habituais necessários em cada etapa, dessa forma deve-se realizar a análise estrutural com base na dinâmica das estruturas. Na falta de uma análise dinâmica, a ABNT NBR 9062 (2017) permite uma consideração aproximada tendo como hipótese a transformação do peso próprio do elemento pré-moldado em uma carga equivalente dinâmica via aplicação de coeficientes de amplificação. É importante destacar que ao empregar esses coeficientes, considera-se apenas o efeito dinâmico em cada fase correspondente a etapa transitória. A Equação 4.1 representa o modelo aproximado para a consideração do efeito dinâmico nos estados limites último e de serviço.

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \quad (4.1)$$

Onde:

g_k – Representa a carga estática característica permanente;

$g_{eq,d}$ - Representa a carga estática equivalente de cálculo permanente;

β_a – Representa o coeficiente de amplificação dinâmica de acordo com cada fase da etapa transitória;

γ_f – Representa o coeficiente de ponderações das ações, com valor igual a 1,30 para a análise no estado limite último, e assume o valor igual a 1,0 para o estado limite de serviço.

Em que:

$\beta_a = 1,30$ – Na ocasião do transporte, com carga permanente em situação desfavorável;

$\beta_a = 0,80$ – Na ocasião do transporte, com carga permanente em situação favorável, ou outro valor definido em verificação experimental comprovada;

$\beta_a = 1,30$ – Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento;

$\beta_a = 1,40$ – Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento sob circunstâncias desfavoráveis, como o formato do elemento ou detalhes que dificultem a sua extração da fôrma ou superfície de contato com a fôrma maior que 50 m²;

$\beta_a < 1,30$ – Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos forem de peso superior a 300 kN. O valor de β_a deve ser estabelecido conforme experiência local, bem como formas e equipamentos de içamento adotados;

$\beta_a = 3,00$ – Para projetos dos dispositivos de içamento, para o saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto;

$\beta_a = 1,30$ – Para o caso de transporte e içamento de pilares.

A ABNT NBR 9062 (2017) prescreve algumas verificações específicas para a etapa transitória, uma delas é que durante a fase de armazenamento a tensão de compressão nas áreas de contato entre o concreto de elementos pré-moldados e os respectivos apoios, deve atender a condição imposta pela Equação 4.2 e quando houver fundação adequada para suporte da pilha e dispositivo de transmissão dos esforços de elemento a elemento adequadamente dimensionados, deverá ser atendido o requisito da Equação 4.3.

$$\sigma_{contato} \leq 0,3 \cdot f_{cj} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{contato} \leq 0,4 \cdot f_{cj} \quad (4.3)$$

Onde:

$\sigma_{contato}$ – Representa a tensão normal máxima de compressão no apoio que recebe o elemento pré-moldado;

f_{cj} - Representa a resistência característica à compressão do concreto aos j dias (data correspondente ao armazenamento do elemento pré-moldado).

Além disso, a normativa em questão coloca que deve ser analisada criteriosamente a segurança contra o tombamento do elemento considerado isoladamente ou formando pilhas. No caso da necessidade de escoramento lateral, este não pode introduzir esforços não previstos no cálculo dos elementos de concreto. Por fim, aponta que elementos isolados ou empilhados sobre dispositivos adequados, não podem transmitir pressões superiores às admissíveis para o tipo do solo em questão.

Com relação a fase de transporte e içamento durante a montagem, a ABNT NBR 9062 (2017) coloca como requisito obrigatório o atendimento da condição dada pela Equação 4.4.

$$\sigma_s \leq 0,5 \cdot f_{yk} \quad (4.4)$$

Onde:

σ_s – Representa a tensão normal de tração na armadura longitudinal do pilar;

f_{yk} - Representa a resistência característica à tração do aço correspondente à armadura passiva.

Ainda para a fase de transporte, a normativa brasileira destaca que para o carregamento dos veículos devem ser utilizados dispositivos de apoio adequados para não danificar os elementos de concreto. Com relação a disposição dos elementos nesta fase, quando dispostos em uma ou mais camadas devem ser devidamente escorados para impedir tombamentos, deslizamentos longitudinais e transversais durante as partidas, freadas e trânsito do veículo. A superfície de concreto deve ser protegida, para não ser danificada, nas regiões em contato com cabos, correntes ou outros dispositivos metálicos

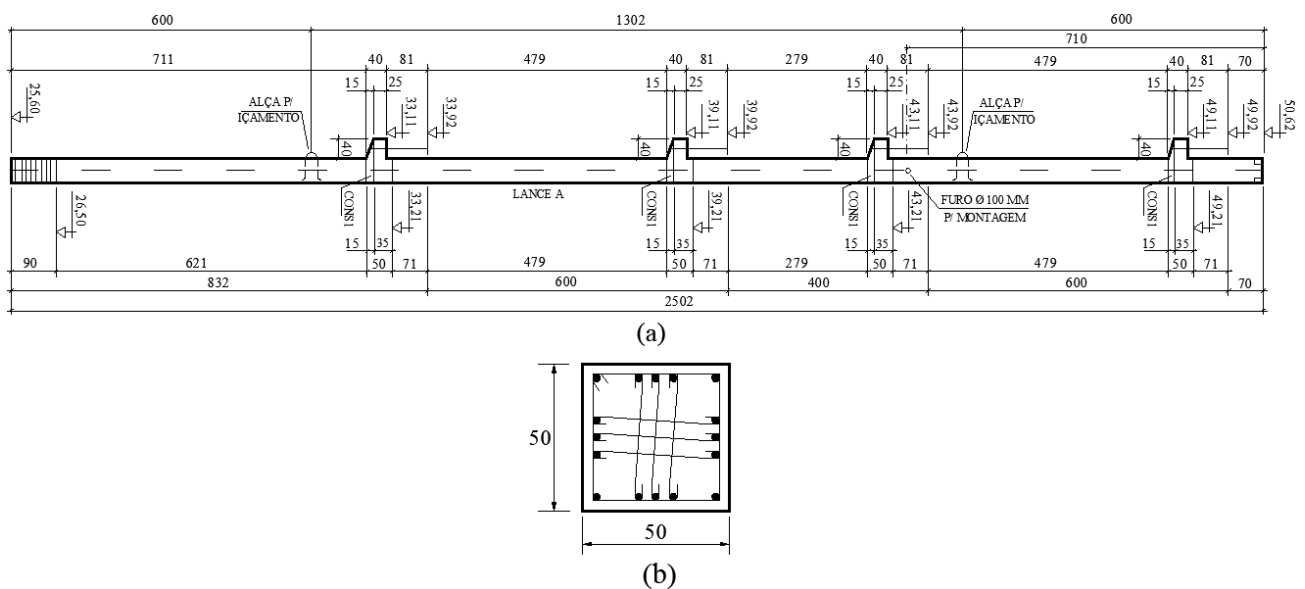
5. ESTUDO DE CASO

No presente capítulo apresenta-se o estudo de caso da dissertação que tem como base o elemento pré-moldado abordado em de Ferreira (2016), contendo todas as informações necessárias do modelo estrutural e parâmetros de projeto para a aplicação da metodologia proposta.

5.1 ASPECTOS GERAIS E PARÂMETROS ENVOLVIDOS

Conforme mencionado anteriormente, o principal objeto de estudo dessa pesquisa é a apresentação de um estudo de caso, em que o elemento estrutural analisado apresentou como crítica a sua etapa transitória frente a final de projeto. Assim, o elemento estrutural trata-se de um pilar pré-moldado em concreto armado de extremidade, o qual compõem uma edificação de 5 pavimentos. A Figura 5.1 ilustra o elemento em estudo, contendo todas as suas dimensões em centímetros.

Figura 5.1: Detalhamento do pilar pré-moldado em concreto armado: (a) Esquema em elevação; (b) Seção transversal.



Fonte: Autor (2022).

A Tabela 5.1 apresenta de maneira resumida todos os parâmetros geométricos e quantitativos do pilar pré-moldado.

Tabela 5.1: Parâmetros do pilar pré-moldado em concreto armado.

Parâmetro	Valor	Unidade
Comprimento total do pilar (L)	2502	cm
base e altura (b x h)	50 x 50	cm
Altura útil (d)	45,20	cm
Cobrimento Nominal (C_{nom})	3,0	cm
Extensão dos consolos de Concreto (L_c)	40	cm
Posição das alças com relação a extremidade do pilar	600	cm
Vão entre alças	1302	cm
Número de alças para içamento	2,0	Unidades
Número de consolos de Concreto	4,0	Unidades
Número de chumbadores com $\phi=16$ mm	2,0	Unidades

Fonte: Autor (2022).

Além dos parâmetros apresentados anteriormente, é de suma importância o conhecimento dos dados relacionados aos materiais que compõem o elemento estrutural, ou seja, o aço e o concreto. Tabela 5.2 apresenta esses dados.

Tabela 5.2: Parâmetros dos materiais empregados.

Parâmetro	Valor	Unidade
Resistência característica à compressão do Concreto (f_{ck})	40	MPa
Peso específico do Concreto Armado (γ)	25	kN/m ³
Resistência característica à tração do Aço – CA50 (f_{yk})	500	MPa
Módulo de elasticidade longitudinal do Aço – CA50 (E_s)	210	GPa
Diâmetro da armadura longitudinal (ϕ)	20	mm
Diâmetro da armadura transversal e suplementar (ϕ_{est})	8,0	mm
Área de aço da armadura longitudinal por face da seção (A_s)	15,70	cm ²

Fonte: Autor (2022).

5.2 FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM

Para analisar um elemento pré-moldado em fase transitória é necessário conhecer a resistência à compressão do concreto no período em questão, pois durante a fases da etapa transitória o concreto ainda não atingiu a sua resistência de projeto. A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros relacionados ao concreto no período que corresponde a fase transitória de desmoldagem relacionada ao saque e manuseio.

Tabela 5.3: Parâmetros referente a fase transitória de desmoldagem.

Parâmetro	Valor	Unidade
Resistência à compressão do Concreto (f_c)	20	MPa
Resistência à tração inferior do Concreto ($f_{ct,inf}$)	1,55	MPa
Módulo de elasticidade longitudinal secante do Concreto (E_{cs})	21,29	GPa

Fonte: Autor (2022).

5.2.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS À FLEXÃO

Determinam-se as propriedades geométricas à flexão da seção transversal do pilar para duas situações: o estágio I homogeneizado e estágio II puro. Para tanto, é necessário conhecer o coeficiente (α_s) que expressa a relação entre os módulos de elasticidade do aço e concreto na data estipulada, ou seja, durante a desmoldagem. O coeficiente é obtido da seguinte maneira:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{csj}} = \frac{210}{21,29} = 9,86 \quad (5.1)$$

As demais propriedades geométricas são obtidas aplicando as equações abaixo propostas por Carvalho (2005), como as expressões são gerais contendo armadura passiva e ativa, deve-se considerar apenas a parcela de armadura presente na seção transversal. De maneira simplificada, os cálculos apresentados a seguir consideram apenas as armaduras tracionadas. A Tabela 5.4 contém os resultados para o comportamento em estágio I da seção transversal.

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} \cong 520833,33 \text{ cm}^4 \quad (5.2)$$

$$A_I = b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot (\alpha_p - 1) = 50 \cdot 50 + 15,70 \cdot (9,86 - 1) \cong 2639,16 \text{ cm}^2 \quad (5.3)$$

$$x_I = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot d_s + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot d_p}{A_I} \quad (5.4)$$

$$x_I = \frac{\frac{50 \cdot 50^2}{2} + 15,70 \cdot (9,86 - 1) \cdot 45,20}{2639,16} \cong 26,07 \text{ cm}$$

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot (x_I - d_s)^2 + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (x_I - d_p)^2$$

$$I_I = \frac{50 \cdot 50^3}{12} + 50 \cdot 50 \cdot \left(26,07 - \frac{50}{2}\right)^2 + 15,70 \cdot (9,86 - 1) \cdot (26,07 - 45,20)^2 \quad (5.5)$$

$$I_I \cong 574622,61 \text{ cm}^4$$

Tabela 5.4: Propriedades geométricas à flexão no estágio I durante a desmoldagem.

I_c (cm ⁴)	A_l (cm ²)	x_l (cm)	y_t (cm)	I_l (cm ⁴)
520833,33	2639,16	26,07	23,93	574622,61

Fonte: Autor (2022).

A Tabela 5.5 contém os resultados para o comportamento em estágio II puro da seção transversal. De maneira simplificada, os cálculos apresentados a seguir consideram apenas as armaduras tracionadas. Para o cálculo dessas propriedades é necessário conhecer a posição da linha neutra (x_{II}), por meio do seguinte roteiro:

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{50}{2} \cong 25 \text{ cm} \quad (5.6)$$

$$a_2 = A'_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot \alpha_p + A_s \cdot \alpha_s = 15,70 \cdot 9,86 \cong 154,86 \text{ cm}^2 \quad (5.7)$$

$$a_3 = -d' \cdot A'_s \cdot (\alpha_s - 1) - d_p \cdot A_p \cdot \alpha_p - d_s \cdot A_s \cdot \alpha_s = -45,20 \cdot 15,70 \cdot 9,86 \cong -6999,74 \text{ cm}^3 \quad (5.8)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-154,86 \pm \sqrt{154,86^2 - 4 \cdot 25 \cdot (-6999,74)}}{2 \cdot 25} \cong 13,92 \text{ cm} \quad (5.9)$$

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_p \cdot A_p \cdot (x_{II} - d_p)^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (x_{II} - d_s)^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 \quad (5.10)$$

$$I_{x,II_0} = \frac{50 \cdot 13,92^3}{3} + 9,86 \cdot 15,70 \cdot (13,92 - 45,20)^2 \cong 196476,18 \text{ cm}^4$$

Tabela 5.5: Propriedades geométricas à flexão no estágio II puro durante a desmoldagem.

a_1 (cm)	a_2 (cm ²)	a_3 (cm ³)	x_{II} (cm)	y_t (cm)	I_{x,II_0} (cm ⁴)
25	154,86	-6999,74	13,92	36,08	196476,18

Fonte: Autor (2022).

5.2.2 AÇÕES ATUANTES E ESQUEMA ESTÁTICO

Durante a fase transitória de desmoldagem deve-se considerar apenas o peso próprio (g_k) do elemento pré-moldado acompanhado de um coeficiente de amplificação dinâmica (β_a), de no mínimo 1,30.

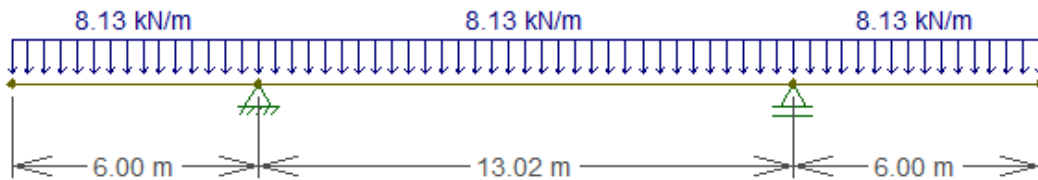
Assim, o carregamento atuante durante a fase de desmoldagem é dado por:

$$g_k = A_{seção} \cdot \gamma = (0,50 \cdot 0,50) \cdot 25 \therefore g_k \cong 6,25 \text{ kN/m} \quad (5.11)$$

$$g_{eq,d} \geq \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \rightarrow g_{eq,d} \geq (1,0) \cdot (1,3) \cdot (6,25) \therefore g_{eq,d} \geq 8,13 \text{ kN/m} \quad (5.12)$$

Com relação ao esquema estático, durante todas as fases da etapa transitória o elemento vai apresentar um esquema estático de viga, ou seja, na horizontal. A Figura 5.2 ilustra o esquema estático do pilar em estudo durante a situação de saque e manuseio.

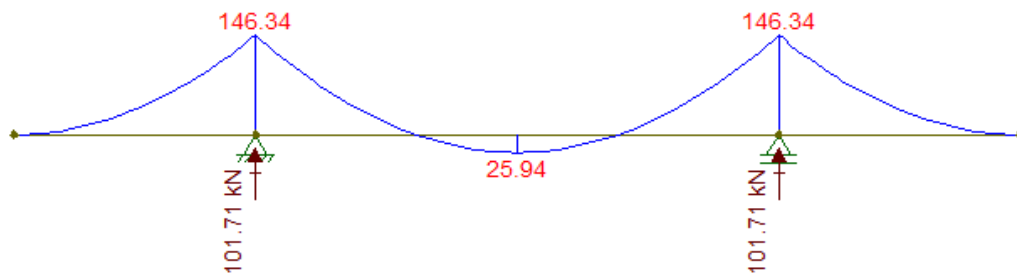
Figura 5.2: Esquema estático do pilar pré-moldado para a ocasião de saque e manuseio.



Fonte: Autor (2022).

Tendo em vista o comportamento de viga apresentado pelo pilar, conhecer o diagrama de momento fletor ao longo da peça é de suma importância, uma vez que o momento fletor nesta fase pode ser superior a final de projeto, tendo assim um panorama de fissuração indesejado, ou de maneira mais ampla, não atender aos estados limites último e de serviço. A Figura 5.3 apresenta o diagrama de momento fletor com unidade kN.m obtido com auxílio do programa FTOOL. Nota-se a presença de um momento negativo de -146,34 kN.m nas seções que contém as alças e um momento positivo de 25,94 kN.m na seção entre apoios.

Figura 5.3: Diagrama de momento fletor do pilar pré-moldado para a ocasião de saque e manuseio.



Fonte: Autor (2022).

5.2.3 RESULTADOS E VERIFICAÇÕES

Neste item apresenta-se os resultados das verificações para o pilar em questão, nota-se que o objetivo é avaliar a rigidez à flexão (E.LS) e a quantidade de armadura (E.L.U), ou seja, em etapa transitória deve-se verificar se a armadura empregada atende a condição transitória/final e se a rigidez à flexão é admissível para a condição final de projeto, tendo em vista o estado de fissuração da peça. Utilizam-se as premissas das normativas ABNT NBR 9062 (2017) e ABNT NBR 6118 (2014) para as verificações em etapa transitória.

A Tabela 5.6 apresenta os resultados correspondentes ao saque do elemento na fôrma, em que foi obtido a rigidez à flexão equivalente mediante ao estado limite de formação

de fissuras da peça (E.L.S) e a quantidade de armadura necessária para resistir as solicitações nessa fase. Para o E.L.S, foram obtidos os resultados através de um processo simplificado e posteriormente um processo geral, ou seja, considerando respectivamente apenas a presença das armaduras tracionadas e em seguida todas as armaduras tracionadas e comprimidas presentes na seção transversal.

Tabela 5.6: Estados limites para fase transitória de desmoldagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Saque					
Seção	M (kN.m)	Mr (kN.m)	α	Mr (kN.m)	α
		Simplificado	Simplificado	Geral	Geral
Apoio	-146,34	55,72	0,38	58,90	0,37
Trecho Interno	25,94	55,72	1,0	58,90	1,0
Estado Limite Último (E.L.U) – Saque					
Seção	M (kN.m)	M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	A _{s,ef} (cm ²)	Status
Apoio	-146,34	-190,24	10,56	15,70	Ok
Trecho Interno	25,94	33,72	1,74	15,70	Ok

Fonte: Autor (2022).

Dos resultados apresentados acima destaca-se:

- Para o estado limite de serviço nota-se uma perda de rigidez significativa para o elemento pré-moldado, assim nessa fase a rigidez da peça apresenta um valor de **0,38.EI** (simplificado) e **0,37.EI** (geral) para a seção dos apoios (região das alças). Em contrapartida, a seção do trecho interno que apresenta o momento máximo positivo trabalha em estágio I;
- Nota-se que ao considerar a presença das armaduras comprimidas não houve uma mudança tão expressiva na rigidez da peça, então pode-se adotar o processo simplificado para as verificações;
- Para o estado limite último nota-se que nas seções mais solicitadas (região das alças e trecho interno) a quantidade de armadura calculada para a etapa final foi suficiente durante a fase transitória de desmoldagem (saque).

5.3 FASE TRANSITÓRIA DE MONTAGEM

Assim como na fase transitória de desmoldagem, durante a montagem o elemento pré-moldado ainda não atingiu sua resistência à compressão de projeto, assim é necessário conhecer a resistência nesse período. A Tabela 5.7 apresenta os parâmetros relacionados ao concreto no período que corresponde a fase transitória de manuseio e içamento durante montagem.

Tabela 5.7: Parâmetros referente a fase transitória montagem.

Parâmetro	Valor	Unidade
Resistência à compressão do Concreto (f_c)	25	MPa
Resistência à tração inferior do Concreto ($f_{ct,inf}$)	1,80	MPa
Módulo de elasticidade longitudinal secante do Concreto (E_{cs})	24,15	GPa

Fonte: Autor (2022).

5.3.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS À FLEXÃO

As propriedades geométricas em fase transitória de montagem foram obtidas da mesma maneira que na desmoldagem, assim estuda-se o estágio I e posteriormente o estágio II puro para a seção transversal em questão. É importante salientar que para essa fase o concreto já adquiriu uma resistência à compressão maior que a anterior, então seu módulo de elasticidade também apresenta um valor maior e o coeficiente (α_s) tem seu valor alterado. A equação abaixo representa o novo valor do coeficiente supracitado e a Tabela 5.8 apresenta os resultados das propriedades geométricas no estágio I.

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{csj}} = \frac{210}{24,15} = 8,70 \quad (5.13)$$

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} \cong 520833,33 \text{ cm}^4 \quad (5.14)$$

$$A_I = b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot (\alpha_p - 1) = 50 \cdot 50 + 15,70 \cdot (8,70 - 1) \cong 2620,82 \text{ cm}^2 \quad (5.15)$$

$$x_I = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot d_s + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot d_p}{A_I} \quad (5.16)$$

$$x_I = \frac{\frac{50 \cdot 50^2}{2} + 15,70 \cdot (8,70 - 1) \cdot 45,20}{2620,82} \cong 25,93 \text{ cm}$$

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot (x_I - d_s)^2 + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (x_I - d_p)^2 \quad (5.17)$$

$$I_I = \frac{50 \cdot 50^3}{12} + 50 \cdot 50 \cdot \left(25,93 - \frac{50}{2}\right)^2 + 15,70 \cdot (8,70 - 1) \cdot (25,93 - 45,20)^2$$

$$I_I \cong 567860,67 \text{ cm}^4$$

Tabela 5.8: Propriedades geométricas à flexão no estádio I durante a montagem.

I_c (cm ⁴)	A_i (cm ²)	x_i (cm)	y_t (cm)	I_i (cm ⁴)
520833,33	2620,82	25,93	24,07	567860,67

Fonte: Autor (2022).

Aplicando as mesmas equações utilizadas na fase de desmoldagem, obtém-se as propriedades geométricas no estádio II puro, na Tabela 5.9 são apresentados esses resultados.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{50}{2} \cong 25 \text{ cm} \quad (5.18)$$

$$a_2 = A'_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot \alpha_p + A_s \cdot \alpha_s = 15,70 \cdot 8,70 \cong 136,52 \text{ cm}^2 \quad (5.19)$$

$$a_3 = -d' \cdot A'_s \cdot (\alpha_s - 1) - d_p \cdot A_p \cdot \alpha_p - d_s \cdot A_s \cdot \alpha_s = -45,20 \cdot 15,70 \cdot 8,70 \cong -6170,78 \text{ cm}^3 \quad (5.20)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-136,52 \pm \sqrt{136,52^2 - 4 \cdot 25 \cdot (-6170,78)}}{2 \cdot 25} \cong 13,22 \text{ cm} \quad (5.21)$$

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_p \cdot A_p \cdot (x_{II} - d_p)^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (x_{II} - d_s)^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2 \quad (5.22)$$

$$I_{x,II_0} = \frac{50 \cdot 13,22^3}{3} + 8,70 \cdot 15,70 \cdot (13,22 - 45,20)^2 \cong 178130,86 \text{ cm}^4$$

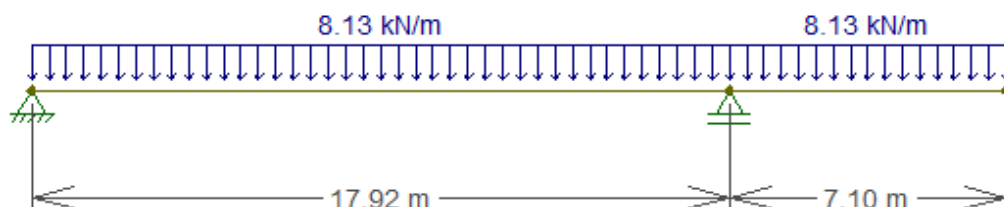
Tabela 5.9: Propriedades geométricas à flexão no estádio II puro durante a montagem.

a_1 (cm)	a_2 (cm ²)	a_3 (cm ³)	x_{II} (cm)	y_t (cm)	I_{x,II_0} (cm ⁴)
25	136,52	-6170,78	13,22	36,78	178130,86

Fonte: Autor (2022).

5.3.2 AÇÕES ATUANTES E ESQUEMA ESTÁTICO

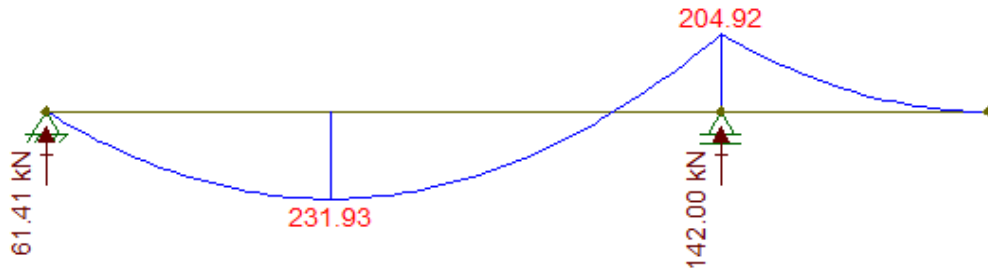
Durante a fase transitória de montagem, o carregamento atuante apresenta o mesmo valor considerado anteriormente na desmoldagem. Assim, o peso próprio equivalente será 8,13 kN/m. Em contrapartida, o esquema estático apresenta uma configuração diferente conforme a Figura 5.4. Destaca-se que o ponto de içamento do pilar está localizado a 7,10 m da extremidade livre.

Figura 5.4: Esquema estático do pilar pré-moldado para o içamento durante a montagem.

Fonte: Autor (2022).

O diagrama de momento fletor resultante desse esquema estático está representado na Figura 5.5. Nota -se a presença de um momento negativo de -204,92 kN.m na seção do ponto de içamento e um momento positivo de 231,93 kN.m na seção entre apoios.

Figura 5.5: Diagrama de momento fletor do pilar pré-moldado para o içamento durante a montagem.



Fonte: Autor (2022).

5.3.3 RESULTADOS E VERIFICAÇÕES

A Tabela 5.10 apresenta os resultados para a fase transitória de içamento durante montagem, em que foi obtido a rigidez à flexão equivalente mediante ao estado limite de formação de fissuras da peça (E.L.S) e a quantidade de armadura necessária para resistir as solicitações nessa fase. Para o E.L.S, foram obtidos os resultados através de um processo simplificado e posteriormente um processo geral, ou seja, considerando respectivamente apenas a presença das armaduras tracionadas e em seguida todas as armaduras tracionadas e comprimidas presentes na seção transversal.

Tabela 5.10: Estados limites para fase transitória de içamento durante montagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – içamento					
Seção	M (kN.m)	M _r (kN.m)	α	M _r (kN.m)	α
		Simplificado	Simplificado	Geral	Geral
Apoio	-204,92	63,54	0,33	66,73	0,32
Trecho Interno	231,93	63,54	0,33	66,73	0,32
Estado Limite Último (E.L.U) – içamento					
Seção	M (kN.m)	M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	A _{s,ef} (cm ²)	Status
Apoio	-204,92	-266,40	14,98	15,70	Ok
Trecho Interno	231,93	301,51	17,22	15,70	Não Ok

Fonte: Autor (2022).

Conforme a ABNT NBR 9062 (2017), durante o içamento deve-se verificar a tensão no centro de gravidade da armadura tracionada, de modo a não exceder 50% da tensão de escoamento do aço utilizado, ou seja, 250 MPa. A tensão no centro de gravidade da armadura mais tracionada, foi obtida conforme a expressão geral da tensão normal na flexão, ainda, é importante lembrar que esse cálculo depende do estado de fissuração da peça.

Como os momentos fletores atuantes superam o momento de fissuração da peça ($M > M_r$), então a tensão normal será calculada no estágio II puro considerando as propriedades geométricas obtidas anteriormente via processo simplificado. A Tabela 5.11 apresenta o valor dessa tensão para as seções analisadas, bem como a verificação da tensão normal no centro de gravidade da armadura tracionada.

Tabela 5.11: Tensão normal na armadura durante o içamento na montagem.

Seção	M (kN.m)	y_{si} (cm)	$I_{x,IIo}$ (cm ⁴)	α_s	σ_s (MPa)	σ_{lim} (MPa)	Status
Apoio	-204,92	31,98	178130,86	8,70	319,91	250	Não Ok
Trecho Interno	231,93	31,98	178130,86	8,70	362,07	250	Não Ok

Fonte: Autor (2022).

Dos resultados apresentados acima destaca-se para o içamento:

- Para o estado limite de serviço nota-se uma perda de rigidez significativa para o elemento pré-moldado, assim nessa fase a rigidez da peça apresenta um valor de **0,33.EI** (simplificado) e **0,32.EI** (geral) para a seção do apoio (região do furo de montagem). Na seção do trecho interno que apresenta o momento máximo positivo o valor da rigidez à flexão foi de **0,33.EI** (simplificado) e **0,32.EI** (geral);
- Para o estado limite último nota-se que na seção do apoio (região do furo de montagem) a quantidade de armadura calculada para a etapa final foi suficiente, pois durante o içamento é necessária uma armadura de **14,98 cm²** enquanto a seção do pilar dispõe de uma armadura efetiva de 15,70 cm². Porém, a seção do trecho interno que apresenta o maior momento positivo necessita de uma quantidade de armadura de **17,22 cm²**, todavia dispõem de apenas 15,70 cm²;
- Na seção do apoio (furo de montagem) a tensão na armadura tracionada chegou a **319,91 MPa** (cerca de 74% da tensão de escoamento de projeto), enquanto na seção do trecho interno foi de **362,07 MPa** (cerca de 83% da tensão de escoamento de projeto).

Mediante ao exposto, entende-se que o pilar em estudo com a quantidade de armadura necessária para a etapa final de projeto não atende aos estados limites durante as fases transitórias. Dessa forma, foi realizado um estudo do posicionamento das alças para as fases transitórias de desmoldagem e montagem do pilar pré-moldado de concreto analisado anteriormente. Com esse estudo, foi possível investigar se há outros esquemas estáticos possíveis de serem adotados (além das 2 alças para o saque e 1 ponto para o içamento).

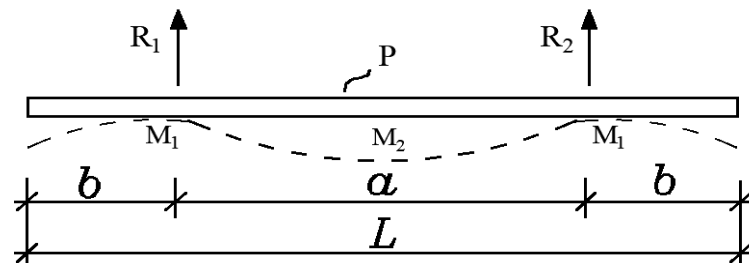
5.4 ESTUDO DO POSICIONAMENTO DAS ALÇAS

Inicialmente realizou-se uma análise paramétrica dispondo de 2 alças com variação do comprimento do balanço (b), assim é possível analisar a distribuição de esforços de flexão bem como a rigidez das seções mais solicitadas e a tensão na armadura tracionada. Posteriormente, calcula-se os mesmos parâmetros, todavia para esquemas estáticos típicos usualmente empregados contendo 3 pontos de içamento. Lembrando que para todos os casos a carga uniformemente distribuída apresenta o valor de 8,13 kN/m ao longo de um vão total de 25,02 m.

5.4.1 RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM – ANÁLISE PARAMÉTRICA

A Tabela 5.12 apresenta os resultados obtidos da análise paramétrica do pilar pré-moldado de concreto contendo 2 alças de içamento durante o saque na fôrma, tendo seu esquema estático ilustrado pela Figura 5.6.

Figura 5.6: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de desmoldagem – Saque por 2 alças.



Fonte: Autor (2022).

Tabela 5.12: Análise paramétrica em fase de desmoldagem - Saque por 2 alças.

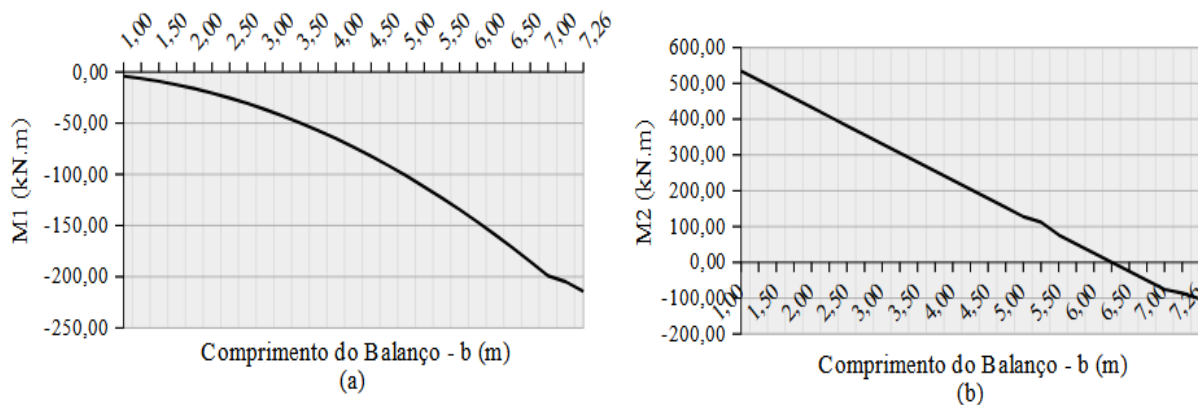
$f_c = 20 \text{ MPa}; E = 21,29 \text{ GPa}; L = 25,02 \text{ m}; P = 8,13 \text{ kN/m}; A_{ef} = 15,70 \text{ cm}^2$						
b (m)	M_1 (kN.m)	σ_{s1} (MPa)	α_1	M_2 (kN.m)	σ_{s2} (MPa)	α_2
1,00	-4,07	0,14	1,00	534,47	839,31	0,34
1,25	-6,35	0,21	1,00	509,04	799,38	0,34
1,50	-9,15	0,30	1,00	483,61	759,44	0,34
1,75	-12,45	0,41	1,00	458,19	719,53	0,34
2,00	-16,26	0,54	1,00	432,76	679,59	0,34
2,25	-20,58	0,69	1,00	407,33	639,66	0,34
2,50	-25,41	0,85	1,00	381,91	599,74	0,34
2,75	-30,74	1,02	1,00	356,48	559,80	0,34
3,00	-36,59	1,22	1,00	331,05	519,87	0,35
3,25	-42,94	1,43	1,00	305,63	479,95	0,35
3,50	-49,80	1,66	1,00	280,20	440,02	0,35
3,75	-57,16	1,89	0,95	254,77	400,08	0,35

b (m)	M₁ (kN.m)	σ_{s1} (MPa)	α₁	M₂ (kN.m)	σ_{s2} (MPa)	α₂
4,00	-65,04	102,14	0,76	229,35	360,16	0,35
4,25	-73,42	115,30	0,63	203,92	320,23	0,36
4,50	-82,32	129,27	0,55	178,49	280,29	0,36
4,75	-91,72	144,03	0,49	153,07	240,38	0,37
5,00	-101,63	159,60	0,45	127,64	200,44	0,40
5,25	-112,22	176,23	0,42	112,22	176,23	0,42
5,50	-122,97	193,11	0,40	76,79	120,59	0,59
5,75	-134,40	211,06	0,39	51,36	1,71	1,00
6,00	-146,34	229,81	0,38	25,94	0,86	1,00
6,25	-158,79	249,36	0,37	0,51	0,02	1,00
6,50	-171,75	269,71	0,36	-24,92	0,83	1,00
6,75	-185,21	290,85	0,36	-50,34	1,68	1,00
7,00	-199,19	312,80	0,36	-75,77	118,99	0,60
7,10	-204,92	321,80	0,36	-85,94	134,96	0,52
7,26	-214,26	336,47	0,35	-102,21	160,51	0,45

Fonte: Autor (2022).

Os parâmetros M_1 , σ_{s1} e α_1 são respectivamente, momento fletor máximo negativo, tensão na armadura tracionada e coeficiente redutor de rigidez na seção que contém o momento fletor máximo negativo, lembrando que a mesma descrição vale para M_2 , σ_{s2} e α_2 , entretanto para momento fletor positivo. É possível notar que a distribuição dos esforços, tensão na armadura e rigidez à flexão da peça são influenciados diretamente pelo posicionamento das alças. Foi possível a representação gráfica desses resultados para uma melhor visualização da tendência desses parâmetros. A Figura 5.7 apresenta os resultados da distribuição do momento fletor nas seções do apoio e do trecho interno em função do comprimento do balanço (b).

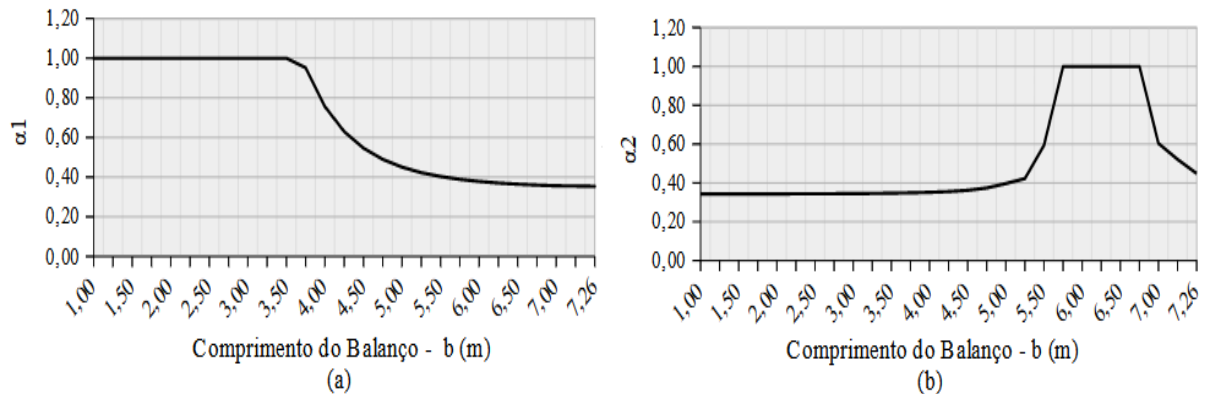
Figura 5.7: Distribuição do momento fletor em fase de saque: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.



Fonte: Autor (2022).

A Figura 5.8 apresenta os resultados da distribuição do coeficiente redutor de rigidez nas seções do apoio e do trecho interno em função do comprimento do balanço (b).

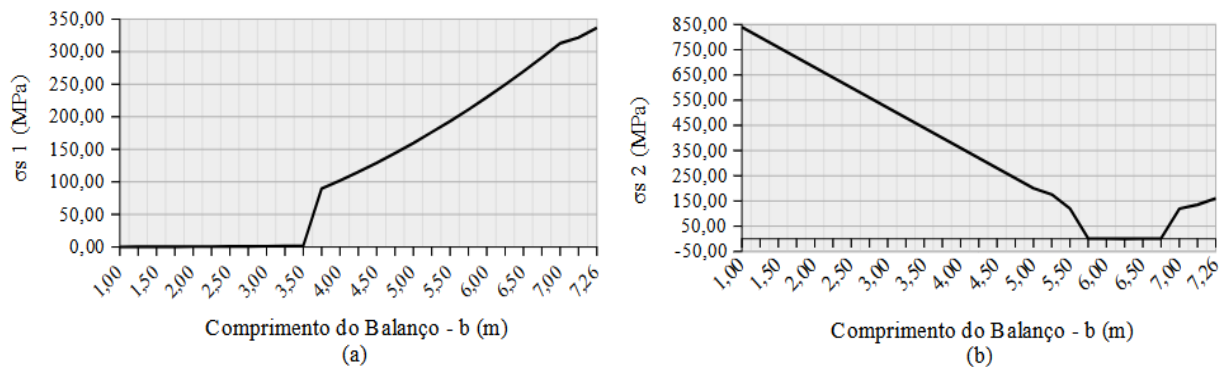
Figura 5.8: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em fase de saque: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.



Fonte: Autor (2022).

Pode-se também plotar os resultados do comportamento da tensão na armadura tracionada nas seções mais solicitadas em função do comprimento do balanço (b), conforme a Figura 5.9.

Figura 5.9: Tensão na armadura tracionada para seções de momento máximo na ocasião do saque: (a) Seção do Apoio (σ_{s1}); (b) Seção do trecho interno (σ_{s2}).



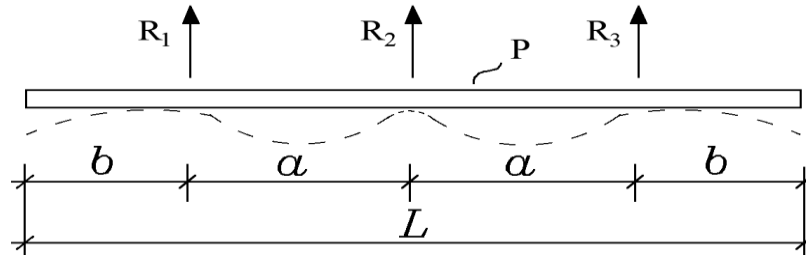
Fonte: Autor (2022).

A partir dos resultados acima, é possível notar que o posicionamento das alças até 3,50 m da extremidade do pilar resultou no comportamento em estágio I para a região das alças, enquanto no trecho interno de momento fletor máximo positivo a rigidez foi da ordem de **0,35.EI**. Muito embora, para que a peça apresentasse a mesma rigidez nas seções de maiores solicitações, só seria possível com o as alças distando 5,25 m da extremidade livre, acarretando uma rigidez para todo o elemento da ordem de **0,42.EI**.

5.4.2 RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM – ESQUEMAS ESTÁTICOS TÍPICOS

A Tabela 5.13 apresenta os resultados para 3 esquemas estáticos típicos de projeto contendo 3 alças de içamento, tendo seu esquema estático modelo ilustrado pela Figura 5.10.

Figura 5.10: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de desmoldagem – Saque por 3 alças.



Fonte: Autor (2022).

Tabela 5.13: Análise em fase de desmoldagem - Saque por 3 alças.

Posição Típica 01: $a = 0,40.L$; $b = 0,10.L$; $L = 25,02$ m ; $P = 8,13$ kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)
Apoio	-89,06	139,86	0,50	-115,78	6,20
Trecho Interno	47,02	1,57	1,00	61,13	3,19
Posição Típica 02: $a = 0,29.L$; $b = 0,21.L$; $L = 25,02$ m ; $P = 8,13$ kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)
Apoio	-112,21	176,21	0,42	-145,87	7,92
Trecho Interno	14,10	0,47	1,00	18,33	0,94
Posição Típica 03: $a = 0,35.L$; $b = 0,15.L$; $L = 25,02$ m ; $P = 8,13$ kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)
Apoio	-61,07	95,90	0,84	-79,39	4,18
Trecho Interno	30,54	1,02	1,00	39,70	2,05

Fonte: Autor (2022).

Na presença de 3 alças de içamento, não necessariamente o momento máximo negativo estará na alça de extremidade, dessa forma na Tabela 5.14 foram detalhadas as posições de maiores solicitações para cada posição típica.

Tabela 5.14: Localização dos momentos fletores máximos - Saque por 3 alças.

Posição Típica	Desmoldagem	
	Seção Apoio	Seção Trecho Interno
01	Alça Central	Tramo Central (vão = a)
02	Alça Extremidade	Tramo Central (vão = a)
03	Alça Extremidade	Tramo Central (vão = a)

Fonte: Autor (2022).

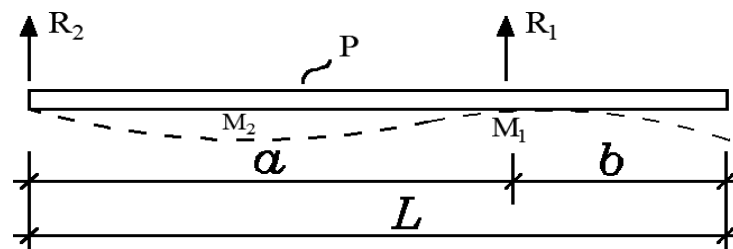
Levando em consideração os casos estudados anteriormente, o melhor esquema estático para a realização da desmoldagem (saque) do pilar em estudo é a posição típica 03, contando com 3 alças de içamento. Então, se o pilar for retirado da fôrma com o esquema em questão apresentará na seção do apoio (região das alças) uma rigidez à flexão de **0,84.EI**, enquanto todo o trecho interno estará trabalhando em estágio I com rigidez igual a **EI**. Além

disso, a tensão na armadura tracionada na seção do apoio apresentará um valor da ordem de **95,90 MPa** (cerca de 22% da tensão de escoamento de projeto), enquanto no trecho interno um valor de **1,02 MPa** (cerca de 0,23% da tensão de escoamento de projeto).

5.4.3 RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE IÇAMENTO NA MONTAGEM – ANÁLISE PARAMÉTRICA

A Tabela 5.15 apresenta os resultados obtidos da análise paramétrica do pilar pré-moldado de concreto durante a montagem por meio de 2 pontos de içamento, tendo seu esquema estático ilustrado pela Figura 5.11.

Figura 5.11: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de montagem – içamento por 2 pontos.



Fonte: Autor (2022).

Tabela 5.15: Análise paramétrica em fase de montagem - içamento por 2 pontos.

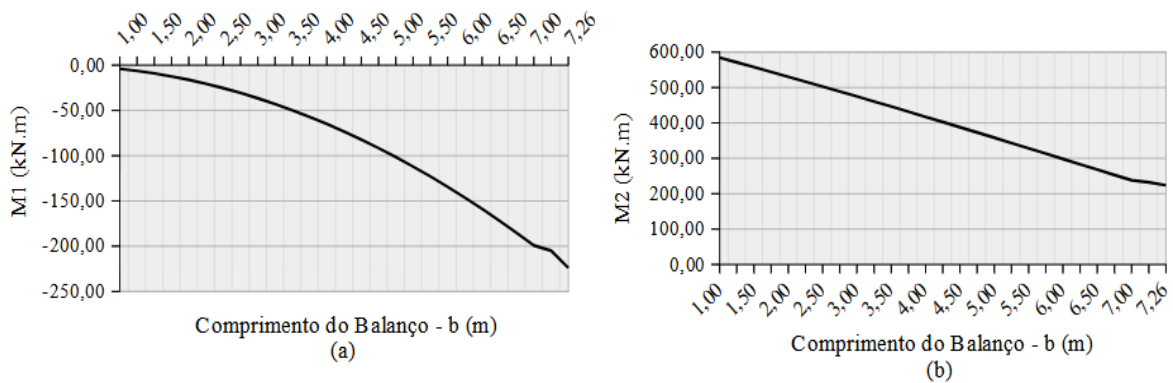
$f_c = 25 \text{ MPa}$; $E = 24,15 \text{ GPa}$; $L = 25,02 \text{ m}$; $P = 8,13 \text{ kN/m}$; $A_{ef} = 15,70 \text{ cm}^2$								
b (m)	M_1 (kN.m)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s1} / f_{yk}	α_1	M_2 (kN.m)	σ_{s2} (MPa)	σ_{s2} / f_{yk}	α_2
1,00	-4,07	0,14	0,0003	1,00	584,31	912,19	1,82	0,31
1,25	-6,35	0,22	0,0004	1,00	571,02	891,44	1,78	0,31
1,50	-9,15	0,31	0,0006	1,00	557,62	870,52	1,74	0,31
1,75	-12,45	0,42	0,0008	1,00	544,09	849,40	1,70	0,31
2,00	-16,26	0,55	0,0011	1,00	530,43	828,07	1,66	0,31
2,25	-20,58	0,70	0,0014	1,00	516,66	806,58	1,61	0,31
2,50	-25,41	0,86	0,0017	1,00	502,77	784,89	1,57	0,32
2,75	-30,74	1,04	0,0021	1,00	488,76	763,02	1,53	0,32
3,00	-36,59	1,24	0,0025	1,00	474,64	740,98	1,48	0,32
3,25	-42,94	1,46	0,0029	1,00	460,41	718,76	1,44	0,32
3,50	-49,80	1,69	0,0034	1,00	446,07	696,38	1,39	0,32
3,75	-57,16	1,94	0,0039	1,00	431,63	673,83	1,35	0,32
4,00	-65,04	101,54	0,2031	0,95	417,09	651,14	1,30	0,32
4,25	-73,42	114,62	0,2292	0,76	402,46	628,30	1,26	0,32
4,50	-82,32	128,51	0,2570	0,63	387,74	605,32	1,21	0,32
4,75	-91,72	143,19	0,2864	0,54	372,95	582,23	1,16	0,32
5,00	-101,63	158,66	0,3173	0,48	358,09	559,03	1,12	0,32
5,25	-112,04	174,91	0,3498	0,44	343,16	535,72	1,07	0,32
5,50	-122,97	191,97	0,3839	0,41	328,18	512,33	1,02	0,32
5,75	-134,40	209,82	0,4196	0,39	313,16	488,89	0,98	0,32

b (m)	M₁ (kN.m)	σ_{s1} (MPa)	σ_{s1} / f_{yk}	α₁	M₂ (kN.m)	σ_{s2} (MPa)	σ_{s2} / f_{yk}	α₂
6,00	-146,34	228,46	0,4569	0,37	298,11	465,39	0,93	0,32
6,25	-158,79	247,89	0,4958	0,36	283,04	441,86	0,88	0,32
6,50	-171,75	268,13	0,5363	0,35	267,98	418,35	0,84	0,32
6,75	-185,21	289,14	0,5783	0,34	252,93	394,86	0,79	0,32
7,00	-199,19	310,96	0,6219	0,34	237,92	371,43	0,74	0,33
7,10	-204,92	319,91	0,6398	0,33	231,93	362,07	0,72	0,33
7,26	-223,93	349,59	0,6992	0,33	223,93	349,59	0,70	0,33

Fonte: Autor (2022).

De maneira semelhante ao realizado na análise paramétrica do pilar na ocasião do saque, foi possível a representação gráfica dos resultados acima para uma melhor visualização da tendência dos parâmetros M , σ e α para as seções mais solicitadas. A Figura 5.12 apresenta os resultados da distribuição do momento fletor nas seções do apoio e do trecho interno em função do comprimento do balanço (b).

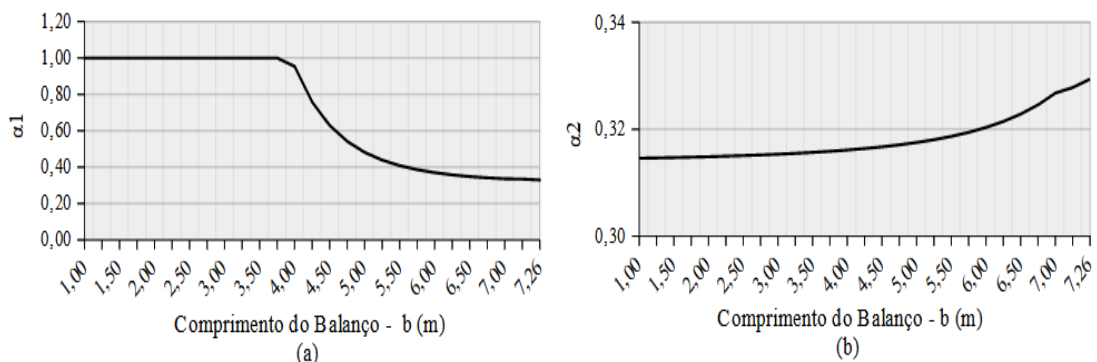
Figura 5.12: Distribuição do momento fletor em fase de içamento: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.



Fonte: Autor (2022).

A Figura 5.13 apresenta os resultados da distribuição do coeficiente redutor de rigidez nas seções do apoio e do trecho interno em função do comprimento do balanço (b).

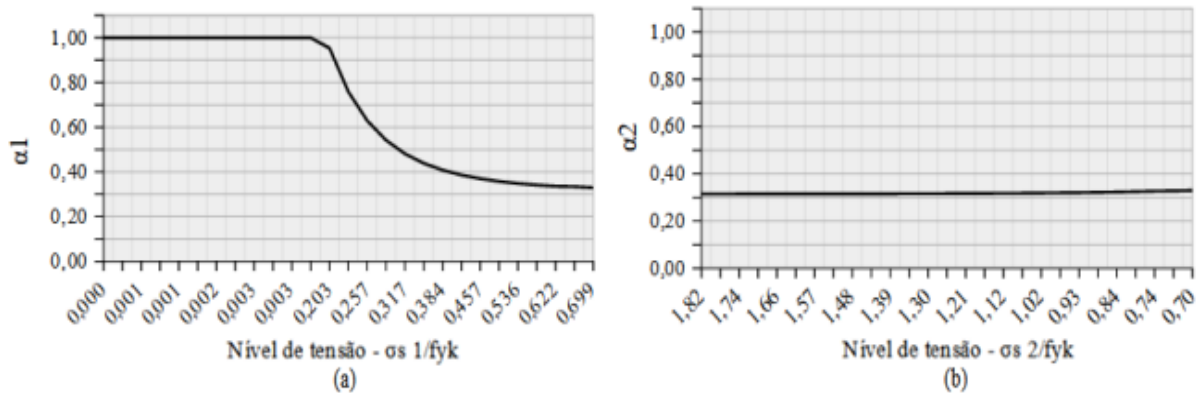
Figura 5.13: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em fase de içamento: (a) Seção do Apoio; (b) Seção do trecho interno.



Fonte: Autor (2022).

Por fim plota-se os resultados do comportamento do coeficiente redutor de rigidez em função do nível de tensão na armadura das seções mais solicitadas, conforme a Figura 5.14.

Figura 5.14: Distribuição do coeficiente redutor de rigidez em função do nível de tensão na armadura das seções de momento máximo na ocasião do içamento: (a) Seção do Apoio (σ_{s1}); (b) Seção do trecho interno (σ_{s2}).



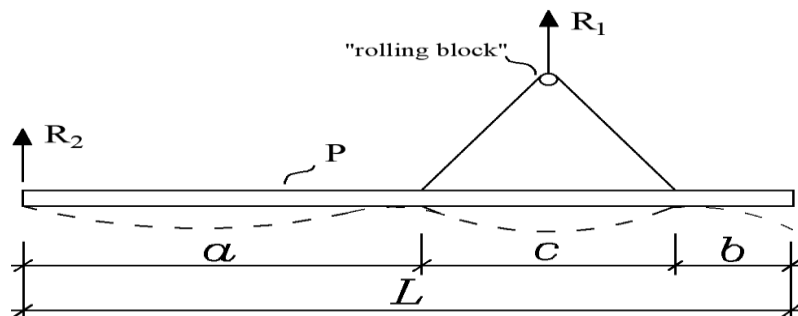
Fonte: Autor (2022).

A partir da Figura 5.14 pode-se notar que o nível de tensão na armadura para a seção do trecho interno é superior ao limite de 0,50 imposto pela ABNT NBR 9062 (2017), não atendendo assim tal condição em serviço. Todavia, na seção do apoio foi possível perceber que mesmo com o nível de tensão na armadura inferior ao limite imposto, a peça se manteve fissurada, revertendo esse comportamento apenas quando o nível de tensão foi da ordem de 0,20.

5.4.4 RESULTADOS PARA A FASE TRANSITÓRIA DE IÇAMENTO NA MONTAGEM – ESQUEMAS ESTÁTICOS TÍPICOS

A Tabela 5.16 apresenta os resultados para 3 esquemas estáticos típicos de projeto contendo 3 pontos para a realização içamento, tendo seu esquema estático modelo ilustrado pela Figura 5.15.

Figura 5.15: Esquema estático genérico para o pilar pré-moldado em fase de içamento – içamento por 3 pontos.



Fonte: Autor (2022).

Tabela 5.16: Análise em fase de içamento – içamento por 3 pontos.

Posição Típica 01: a= 0,50.L ; b= 0,10.L ; c= 0,4.L; L = 25,02 m ; P = 8,13 kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm²)
Apoio	-25,45	0,86	1,00	-33,09	1,70
Trecho Interno	208,66	325,75	0,33	271,26	15,28
Posição Típica 02: a= 0,60.L ; b= 0,10.L ; c= 0,3.L; L = 25,02 m ; P = 8,13 kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm²)
Apoio	-91,61	143,02	0,54	-119,09	6,31
Trecho Interno	274,83	429,05	0,32	357,28	20,97
Posição Típica 03: a= 0,50.L ; b= 0,15.L ; c= 0,35.L; L= 25,02 m ; P= 8,13 kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm²)
Apoio	-55,98	1,90	1,00	-72,77	3,79
Trecho Interno	173,04	270,14	0,35	224,95	12,43

Fonte: Autor (2022).

Na presença de 3 pontos de içamento, não necessariamente o momento máximo negativo estará na alça de extremidade, dessa forma na Tabela 5.17 foram detalhadas as posições de maiores solicitações para cada posição típica.

Tabela 5.17: Localização dos momentos fletores máximos - içamento por 3 pontos

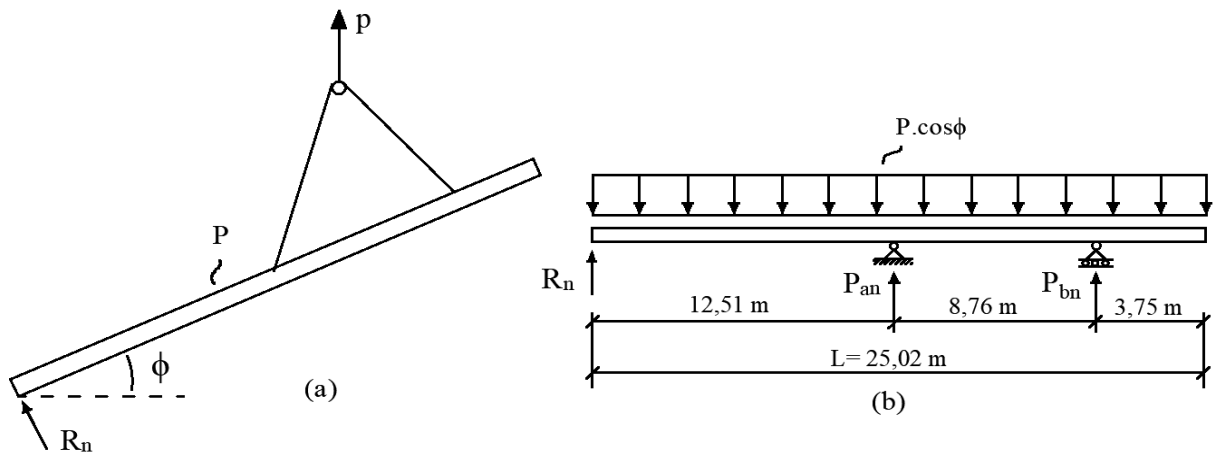
Posição Típica	Montagem	
	Seção Apoio	Seção Trecho Interno
01	Alça Extremidade	Tramo Central (vão = c)
02	Alça Central	Tramo Central (vão = a)
03	Alça Central	Tramo Central (vão = a)

Fonte: Autor (2022).

Para a condição de içamento por 3 pontos, novamente a posição típica 3 prevaleceu sobre as demais, uma vez que apresentou a melhor distribuição de rigidez na seção do apoio (**EI**) e no trecho interno (**0,35.EI**). Todavia, somente na seção do apoio ficou atendido a condição para a tensão normal na armadura, com magnitude de **1,90 MPa** enquanto no trecho interno o valor atingiu **270,14 MPa**, excedendo assim os **250 MPa** limite. A respeito da quantidade de armadura necessária para resistir aos esforços de flexão, nota-se que a armadura efetiva de **15,70 cm²** é suficiente para atender ao E.L.U, tendo em vista que a maior armadura necessária seria de **12,43 cm²**.

A partir da posição típica 03, deve-se verificar a condição do elemento pré-moldado na ocasião do levantamento, ou seja, calcular o momento fletor máximo do pilar submetido a diferentes ângulos de rotação durante sua fase transitória de montagem. Para tal, empregou-se a sistemática de cálculo descrita por Southcott e Tovey (1998). A Figura 5.16 ilustra o pilar pré-moldado de concreto sendo rotacionado durante sua verticalização.

Figura 5.16: Esquema estático para a posição típica 03 durante o levantamento: (a) rotação (ϕ) do pilar pré-moldado com a horizontal; (b) Carregamentos aplicados na direção vertical do pilar inclinado.



Fonte: Autor (2022).

A Tabela 5.18 apresenta os valores das forças atuantes bem como o momento fletor máximo para cada ângulo de rotação do pilar pré-moldado de concreto durante a fase transitória de montagem.

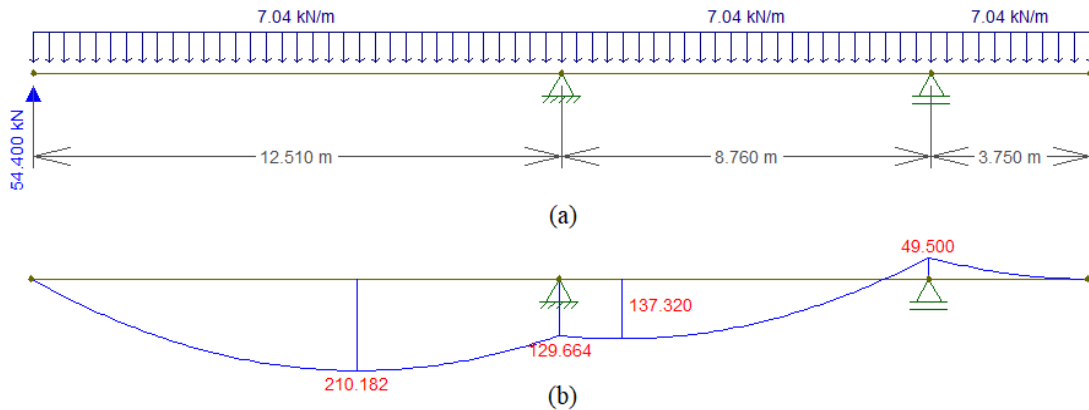
Tabela 5.18: Variação do momento fletor máximo de acordo com o ângulo de rotação (ϕ) do pilar pré-moldado de concreto.

Posição Típica 03: $a = 0,50.L$; $b = 0,15.L$; $c = 0,35.L$; $L = 25,02$ m ; $P = 8,13$ kN/m					
ϕ (°)	$P \cdot \cos \phi$ (kN/m)	R_n (kN)	P_{an} (kN)	P_{bn} (kN)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)
20	7,64	56,31	54,31	80,41	207,51
30	7,04	54,40	43,95	77,69	210,18
40	6,22	49,93	34,49	71,30	200,40
50	5,22	43,07	26,08	61,51	177,68
60	4,06	34,18	18,65	48,82	143,88
70	2,78	23,70	11,99	33,84	101,02
80	1,41	12,12	5,86	17,32	52,09

Fonte: Autor (2022).

Conforme os resultados apresentados na Tabela 5.18, nota-se que para o ângulo de rotação de 30° com a horizontal o momento fletor foi máximo, sendo esse ângulo intitulado como crítico para essa fase transitória. Além disso, essa solicitação foi superior ao maior momento fletor para a ocasião de $\phi = 0^\circ$. Nesse sentido, a Figura 5.17 ilustra o diagrama de momento fletor para o ângulo crítico.

Figura 5.17: Posição típica 03 para a rotação de 30°: (a) Esquema estático na direção vertical do pilar na ocasião do levantamento; (b) Diagrama de momento fletor com unidade kN.m.



Fonte: Autor (2022).

A Tabela 5.19 apresenta os resultados para a verificação do pilar pré-moldado de concreto em posição crítica durante sua verticalização ($\phi = 30^\circ$).

Tabela 5.19: Análise em fase de içamento para a rotação de 30° do pilar com a horizontal – Posição Típica 03

Posição Típica 03: $a= 0,50.L$; $b= 0,15.L$; $c= 0,35.L$; $L= 25,02$ m ; $P= 8,13$ kN/m					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	α	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)
Alça Extremidade	-49,50	1,68	1,00	-64,35	3,75
Alça Central	129,66	202,42	0,39	168,56	9,10
Trecho Interno	210,18	328,12	0,33	273,23	15,41

Fonte: Autor (2022).

Para a condição a rotação crítica de 30° do pilar destaca-se:

- Para o estado limite último nota-se que em todas as seções de maiores solicitações a quantidade de armadura calculada para a etapa final foi suficiente;
- Para o estado limite de serviço somente a seção do trecho interno apresentou uma tensão na armadura superior ao limite de 250 MPa, já nas seções das alças (central e extremidade) a tensão na armadura se manteve abaixo do limite;
- No âmbito da rigidez à flexão, somente na seção da alça de extremidade houve comportamento em estágio I, enquanto nas seções da alça central e do trecho interno as rigidezes foram respectivamente da ordem de **0,39.EI** e **0,33.EI**. É importante destacar que a seção da alça central apresenta fissuração somente durante a verticalização, pois quando o elemento pré-moldado foi analisado na horizontal ($\phi = 0^\circ$) essa seção apresentou uma rigidez de valor **EI**, diferentemente da seção do trecho interno, a qual já havia atingido o estado limite de formação de fissuras com esquema estático na horizontal.

6. APLICAÇÃO DA PROTENSÃO

Neste capítulo o pilar pré-moldado em estudo será de concreto protendido, de modo a verificar como a aplicação de uma protensão via pré-tração auxilia no desempenho desse elemento estrutural mediante as condições desfavoráveis da etapa transitória, o qual foi submetido em concreto armado nos estados limites último e de serviço.

6.1 ASPECTOS GERAIS E PARÂMETROS ENVOLVIDOS

Para o dimensionamento do pilar em concreto protendido (apêndice A), será necessário estabelecer alguns parâmetros que assumem valores diferentes em cada fase da etapa transitória. Com relação ao tipo de protensão quanto ao seu estado de fissuração, empregou-se a protensão parcial uma vez que a estrutura pertence a classe de agressividade I, segundo a ABNT NBR 6118 (2014). Vale ressaltar que, como a aplicação da protensão no presente trabalho visa em especial o controle de fissuração, então optou-se por trabalhar com armadura ativa simétrica podendo assim obter um efeito de uma protensão centrada com armaduras excêntricas. Destaca-se também que durante o roteiro de cálculo das tensões e perdas de protensão foi utilizado as propriedades geométricas da seção bruta, prática semelhante a de Carvalho (2017), enquanto para o cálculo do momento de fissuração e abertura de fissuras a presença da armadura foi contabilizada.

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros relacionados a fase transitória de desmoldagem, enquanto a Tabela 6.2 consta os parâmetros para a fase de içamento durante a montagem.

Tabela 6.1: Pilar em concreto protendido - Parâmetros referente a desmoldagem.

Parâmetro	Valor	Unidade
Resistência à compressão do Concreto (f_c)	21	MPa
Resistência à tração inferior do Concreto ($f_{ct,inf}$)	1,60	MPa
Módulo de elasticidade longitudinal tangente do Concreto (E_{ci})	25,66	GPa
Módulo de elasticidade longitudinal secante do Concreto (E_{cs})	21,88	GPa

Fonte: Autor (2022).

Tabela 6.2: Pilar em concreto protendido - Parâmetros referente a montagem.

Parâmetro	Valor	Unidade
Resistência à compressão do Concreto (f_c)	30	MPa
Resistência à tração inferior do Concreto ($f_{ct,inf}$)	2,03	MPa
Resistência à tração média do Concreto ($f_{ct,m}$)	2,90	MPa
Módulo de elasticidade longitudinal tangente do Concreto (E_{ci})	30,67	GPa
Módulo de elasticidade longitudinal secante do Concreto (E_{cs})	26,84	GPa

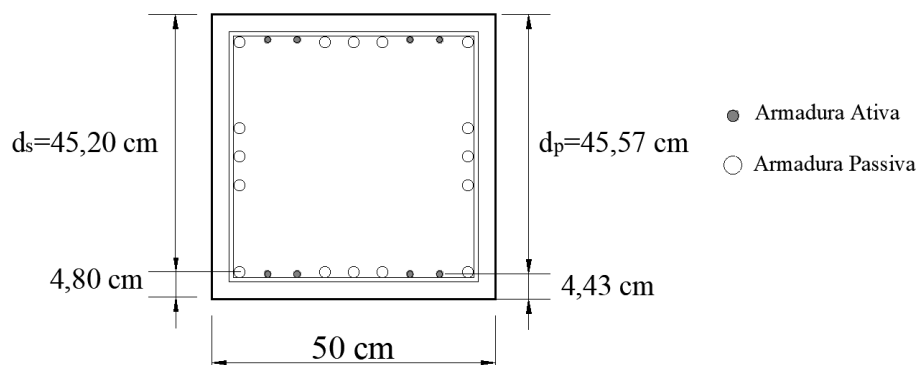
Fonte: Autor (2022).

Com relação ao tipo de aço de protensão, foi empregado no pilar pré-moldado o aço CP190-RB com diâmetro nominal de 12,70 mm correspondente a uma área de 1,01 cm². Quanto aos valores característicos da resistência à tração e da resistência de escoamento convencional, suas respectivas magnitudes são: $f_{ptk} = 1900$ MPa e $f_{pyk} = 1710$ MPa. Para o módulo de elasticidade da armadura ativa foi adotado $E_p = 200$ GPa, valor esse permitido pela ABNT NBR 6118 (2014). Lembrando que para as armaduras passivas será mantido o tipo de aço do problema inicial, que corresponde ao CA-50.

6.2 PILAR PRÉ-MOLDADO EM CONCRETO PROTENDIDO – CASO 1

A armadura de protensão utilizada no pilar para o caso 1 foi de 8 cordoalhas (4 cordoalhas dispostas em cada borda da seção), a Figura 6.1 ilustra o detalhamento da armadura ativa calculada bem como a passiva que foi mantida conforme descrição inicial do estudo.

Figura 6.1: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido referente ao caso 1.



Fonte: Autor (2022).

As perdas de protensão foram computadas para o arranjo de armaduras ativa acima, assim o pilar em etapa transitória estará submetido a uma ação de protensão conforme os valores indicados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas iniciais para o caso 1.

σ_{pi} (MPa)	$\sigma_{p,t=0}$ (MPa)	$N_{p,t=0}$ (kN)	A_p (cm ²)	Perdas (%)
1453,50	1380,29	1115,27	8,08	5,04

Fonte: Autor (2022).

Com os valores da Tabela 6.3, foi possível realizar todas as verificações no pilar pré-moldado em concreto protendido, a fim de avaliar o comportamento da peça submetida a protensão parcial. Nesse sentido, a Tabela 6.4 apresenta os resultados para a fase de desmoldagem (saque na fôrma).

Tabela 6.4: Resultados para a seção transversal do caso 1 na ocasião de desmoldagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Saque					
Seção	M (kN.m)	M_r (kN.m)	α	M_r (kN.m)	α
		Simplificado	Simplificado	Geral	Geral
Apoio	-146,34	162,34	1,00	166,83	1,00
Trecho Interno	25,94	162,34	1,00	166,83	1,00
Estado Limite Último (E.L.U) – Saque					
Seção	M (kN.m)	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)	A_p (cm ²)	$A_{p,ef}$ (cm ²)
Apoio	-146,34	-190,24	15,70	-	4,04
Trecho Interno	25,94	33,72	15,70	-	4,04

Fonte: Autor (2022).

A partir dos resultados apresentados, é possível notar a influência da protensão no estado limite de serviço, ou seja, durante a retirada do pilar da fôrma o elemento estrutural não apresenta formação de fissuras, enquanto para a condição em E.L.U não seria necessário a utilização de uma armadura ativa para resistir as solicitações dessa fase. Além disso, nota-se a seção do apoio para o pilar em concreto armado apresentou uma rigidez da ordem de **0,38.EI** durante essa fase, ou seja, houve um aumento percentual da ordem de 163,16%.

Dando continuidade, a Tabela 6.5 apresenta os resultados na ocasião do içamento na montagem, enquanto a Tabela 6.6 apresenta os resultados para as verificações da abertura de fissuras e tensão na armadura passiva. É importante destacar que para essa fase transitória foi considerada uma perda progressiva de protensão da ordem de 5,0%, conforme os resultados da Tabela 6.7.

Tabela 6.5: Resultados para a seção transversal do caso 1 na ocasião do içamento na montagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Içamento					
Seção	M (kN.m)	M _r (kN.m)	α	M _r (kN.m)	α
		Simplificado	Simplificado	Geral	Geral
Apoio	-204,92	168,80	0,71	173,24	0,73
Trecho Interno	231,93	168,80	0,60	173,24	0,61
Estado Limite Último (E.L.U) – Içamento					
Seção	M (kN.m)	M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{p,ef} (cm ²)
Apoio	-204,92	-266,40	15,70	-	4,04
Trecho Interno	231,93	301,51	15,70	1,01	4,04

Fonte: Autor (2022).

Tabela 6.6: Verificação da abertura de fissuras (W_k) e da tensão na armadura passiva longitudinal (σ_s) para a seção transversal do caso 1 durante o içamento na montagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Içamento					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_{si} (MPa)	A _{cri} (cm ²)	W _k (mm)
Apoio	-204,92	3,70	130,00	71,47	0,074
Trecho Interno	231,93	4,76	130,00	71,47	0,074

Fonte: Autor (2022).

Tabela 6.7: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas progressivas para o caso 1.

σ_{pi} (MPa)	$\sigma_{p,t=\infty}$ (MPa)	N _{p,t=∞} (kN)	A _p (cm ²)	Perdas (%)
1453,50	1311,28	1059,51	8,08	5,00

Fonte: Autor (2022).

Para os resultados apresentados anteriormente destaca-se:

- Nota-se que com aplicação da protensão a peça passou a apresentar uma rigidez de **0,71.EI** (simplificado) e **0,73.EI** (geral) na seção do apoio, enquanto no trecho interno os valores foram de **0,60.EI** (simplificado) e **0,61.EI** (geral). É importante destacar que o pilar em concreto armado apresentou uma rigidez da ordem de **0,33.EI** durante essa fase, ou seja, houve um aumento percentual da ordem de 121,21%;
- Nota-se que ao considerar a presença das armaduras comprimidas não houve uma mudança tão expressiva na rigidez da peça, então pode-se adotar o processo simplificado para as verificações;
- Com relação ao E.L.U, para resistir as solicitações no trecho interno bastaria apenas 1 cordoalha na borda inferior, enquanto na seção do apoio a armadura passiva seria

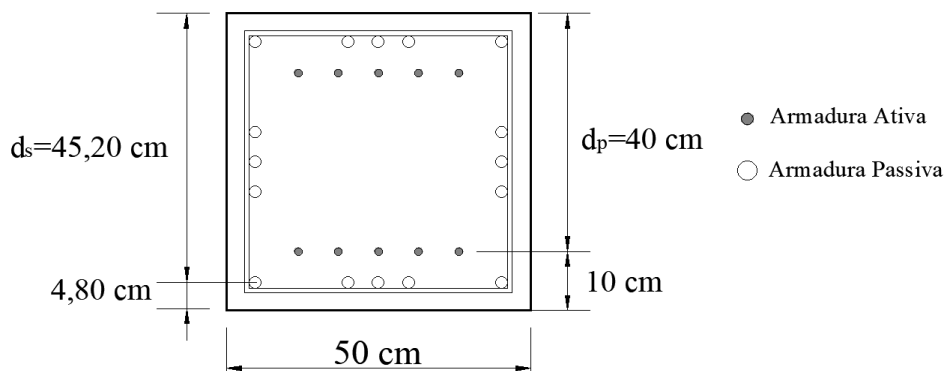
suficiente para resistir ao momento fletor, nesse sentido, fica claro que a presença das 4 cordoalhas em ambas as seções ajudou a atender aos estados limites;

- Se tratando de uma protensão parcial foi necessário calcular a abertura de fissuras, que resultou no valor de **0,074 mm** para ambas as seções, sendo menor que o limite estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014) de 0,20 mm para combinação frequente de ações;
- Com relação a tensão na armadura passiva, as seções mais solicitadas apresentaram valores abaixo do limite de 250 MPa estabelecido pela ABNT NBR 9062 (2017). Com a introdução da protensão houve uma redução na tensão da armadura passiva da ordem de 98,84% e 98,69% respectivamente para as seções do apoio e do trecho interno, uma vez que as tensões nas armaduras dessas seções foram da ordem de **319,91 MPa** e **362,07 MPa**.

6.3 PILAR PRÉ-MOLDADO EM CONCRETO PROTENDIDO – CASO 2

Para o caso 2, foi utilizado no pilar pré-moldado uma armadura ativa de 10 cordoalhas (5 cordoalhas em cada borda da seção). A Figura 6.2 ilustra o detalhamento dessa armadura calculada bem como a passiva que foi mantida conforme descrição inicial do estudo.

Figura 6.2: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido referente ao caso 2.



Fonte: Autor (2022).

Da mesma maneira que o caso 1, dado o arranjo de armaduras ativas acima, calculou-se as perdas de protensão de modo a conhecer qual o valor da força normal de protensão que atua na peça após as perdas iniciais. A Tabela 6.8 apresenta esses valores.

Tabela 6.8: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas iniciais para o caso 2.

σ_{pi} (MPa)	$\sigma_{p,t=0}$ (MPa)	$N_{p,t=0}$ (kN)	A_p (cm ²)	Perdas (%)
1453,50	1371,39	1385,10	10,10	5,65

Fonte: Autor (2022).

Após o cálculo das perdas de protensão durante a etapa transitória, foi possível realizar as verificações no elemento pré-moldado no que tange aos estados limites último e de serviço. Assim, a Tabela 6.9 apresenta os resultados para a fase de desmoldagem (saque na fôrma).

Tabela 6.9: Resultados para a seção transversal do caso 2 na ocasião de desmoldagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Saque					
Seção	M (kN.m)	M _r (kN.m)	α	M _r (kN.m)	α
		Simplificado	Simplificado	Geral	Geral
Apoio	-146,34	185,26	1,00	188,46	1,00
Trecho Interno	25,94	185,26	1,00	188,46	1,00
Estado Limite Último (E.L.U) – Saque					
Seção	M (kN.m)	M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{p,ef} (cm ²)
Apoio	-146,34	-190,24	15,70	-	5,05
Trecho Interno	25,94	33,72	15,70	-	5,05

Fonte: Autor (2022).

Durante a fase transitória de saque na fôrma o pilar pré-moldado em concreto protendido não apresenta fissuração. Quanto ao E.L.U, apenas a quantidade de armadura passiva já seria o suficiente para resistir aos esforços de flexão. Em suma, os estados limites foram atendidos. Além disso, nota-se que a seção do apoio para o pilar em concreto armado apresentou uma rigidez da ordem de **0,38.EI** durante essa fase, ou seja, houve um aumento percentual da ordem de 163,16%.

Dando continuidade, a Tabela 6.10 apresenta os resultados na ocasião do içamento na montagem, enquanto a Tabela 6.11 apresenta os resultados para as verificações da abertura de fissuras e tensão na armadura passiva. É importante destacar que para essa fase transitória foi considerada uma perda progressiva de protensão da ordem de 5,0%, conforme os resultados da Tabela 6.12.

Tabela 6.10: Resultados para a seção transversal do caso 2 na ocasião do içamento na montagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Içamento					
Seção	M (kN.m)	M _r (kN.m)	α	M _r (kN.m)	α
		Simplificado	Simplificado	Geral	Geral
Apoio	-204,92	190,40	0,87	193,74	0,90
Trecho Interno	231,93	190,40	0,70	193,74	0,72
Estado Limite Último (E.L.U) – Içamento					
Seção	M (kN.m)	M _d (kN.m)	A _s (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{p,ef} (cm ²)
Apoio	-204,92	-266,40	15,70	-	5,05
Trecho Interno	231,93	301,51	15,70	1,01	5,05

Fonte: Autor (2022).

Tabela 6.11: Verificação da abertura de fissuras (W_k) e tensão na armadura passiva longitudinal (σ_s) para a seção transversal do caso 2 durante o içamento na montagem.

Estado Limite de Serviço (E.L.S) – Içamento					
Seção	M (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_{si} (MPa)	A_{cri} (cm ²)	W_k (mm)
Apoio	-204,92	2,68	186,30	98,80	0,152
Trecho Interno	231,93	3,73	186,20	98,80	0,152

Fonte: Autor (2022).

Tabela 6.12: Tensão e esforço normal de protensão após as perdas progressivas para o caso 2.

σ_{pi} (MPa)	$\sigma_{p,t=\infty}$ (MPa)	$N_{p,t=\infty}$ (kN)	A_p (cm ²)	Perdas (%)
1453,50	1302,82	1315,85	10,10	5,00

Fonte: Autor (2022).

Para os resultados apresentados anteriormente destaca-se:

- Nota-se que com aplicação da protensão a peça passou a apresentar uma rigidez de **0,87.EI** (simplificado) e **0,90.EI** (geral) na seção do apoio, enquanto no trecho interno os valores foram de **0,70.EI** (simplificado) e **0,72.EI** (geral). É importante destacar que o pilar em concreto armado apresentou uma rigidez da ordem de **0,33.EI** durante essa fase, ou seja, houve um aumento percentual da ordem de 172,73%;
- Nota-se que ao considerar a presença das armaduras comprimidas não houve uma mudança tão expressiva na rigidez da peça, então pode-se adotar o processo simplificado para as verificações;
- Com relação ao E.L.U, para resistir as solicitações no trecho interno bastaria apenas 1 cordoalha na borda inferior, enquanto na seção do apoio a armadura passiva seria suficiente para resistir ao momento fletor, nesse sentido, fica claro que a presença das 4 cordoalhas em ambas as seções ajudou a atender aos estados limites;
- Se tratando de uma protensão parcial foi necessário calcular a abertura de fissuras, que resultou no valor de **0,152 mm** para ambas as seções, sendo menor que o limite estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014) de 0,20 mm para combinação frequente de ações;
- Com relação a tensão na armadura passiva, as seções mais solicitadas apresentaram valores abaixo do limite de 250 MPa estabelecido pela ABNT NBR 9062 (2017). Com a introdução da protensão houve uma redução na tensão da armadura passiva da ordem de 99,16% e 98,97% respectivamente para as seções do apoio e do trecho interno, uma vez que as tensões nas armaduras dessas seções foram da ordem de **319,91 MPa** e **362,07 MPa**.

7. CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais bem como a indicação de possíveis trabalhos futuros.

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante da aplicação da metodologia proposta e análise dos resultados obtidos, podem ser feitas as seguintes considerações:

- O fato de o pilar pré-moldado de concreto atender as condições da ABNT NBR 9062 (2017) e da ABNT NBR 6118 (2014) em situação final de projeto não garante que essas condições também estarão atendidas durante as fases da etapa transitória;
- Com o emprego de 3 alças de içamento, foi possível melhorar o estado de fissuração do pilar em concreto armado e reduzir as armaduras passivas necessárias, bem como a tensão normal atuante, no entanto, para pilares de grande extensão torna-se necessário a utilização do concreto protendido para o aumento da rigidez à flexão;
- Para os pilares de estruturas pré-moldadas de concreto com ligações semirrígidas com cinco pavimentos, a utilização da protensão parcial apresenta condições favoráveis para o elemento em etapa transitória, melhorando assim o panorama de fissuração. A aplicação da protensão possibilitou um aumento expressivo na rigidez à flexão da peça, com valores da ordem de até **0,90.EI**. Além disso, a influência da protensão ocasionou um aumento no momento de fissuração bem como a redução da tensão na armadura passiva durante o içamento na montagem;
- Com base na análise paramétrica, foi possível constatar que para determinados valores de tensões na armadura longitudinal inferiores ao limite de **0,50.f_{yk}**, a rigidez à flexão foi inferior a **0,50.EI**. Por outro lado, o pilar pré-moldado passou a apresentar uma rigidez maior que **0,50.EI** quando a tensão na armadura foi inferior a **0,30.f_{yk}**. Resumidamente, manter a tensão na armadura abaixo do limite estipulado durante o transporte e içamento não significa que o E.L.S será admissível;
- Com relação ao roteiro de cálculo proposto para pilares pré-moldados em concreto protendido com protensão parcial, a obtenção de um intervalo admissível para a normal de protensão durante a desmoldagem se mostrou eficiente, uma vez que foram atendidas as condições em E.L.S e E.L.U, possibilitando a retirada do pilar da fôrma sem apresentar fissuração.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente tema dessa pesquisa pode se difundir em outros assuntos que apresentam importância significativa e um potencial para estudo. Nesse sentido, seguem algumas ideias para estudos que podem ser realizados em trabalhos futuros:

- Otimização do sistema estrutural de galpões pré-moldados de concreto baseado no desempenho das ligações viga-pilar, considerando a perda de rigidez dos pilares durante a etapa transitória;
- Verificação dos estados limites em pilares pré-moldados de concreto protendido em situação final de projeto, à medida que os carregamentos são introduzidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACKER, A. VAN. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto**. [s.l.] Tradução de Marcelo de Araújo Ferreira. São Paulo, ABCIC, 2003.
- AFEFY, H. M. E. Ultimate flexural rigidity of reinforced concrete beam-column members. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 165, n. 6, p. 299–308, jun. 2012.
- AL-SARRAF, S. Z. et al. Flexural Rigidity of Slender RC Columns. **Engineering and Technology Journal**, v. 27, n. 1, p. 96–116, 2009.
- ALCOCK, W. J. **Slenderness Effects in Prestressed Concrete Columns**. [s.l.] 1976. Dissertation (Master of Applied Science), University of British Columbia, 1976.
- AMARAL, P. T. DO. **Análise dos Efeitos de 2ª Ordem em Barras Comprimidas de Concreto Armado**. [s.l.] 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318: Buildings Code Requirements for Reinforced Concrete**. Detroit, 1963: [s.n.].
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318: Buildings Code Requirements for Reinforced Concrete**. Detroit, 1971: [s.n.].
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Farmington Hills, MI, 2011: [s.n.].
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. Detroit, 2019: [s.n.].
- ARAÚJO, J. M. DE. Relações Momento Fletor-Esforço Normal-Curvatura para seções de Estruturas em Concreto Armado. **Sitientibus**, p. 39–50, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. [s.l.] Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14931 Execução de estruturas de concreto - Procedimento**. [s.l.] Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062 Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2006: [s.n.].
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014: [s.n.].
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2017: [s.n.].
- AUSTRALIAN STANDARD. **AS 3600 - Concrete structures**. Sydney, 2018: [s.n.].
- AVŞAR, Ö.; BAYHAN, B.; YAKUT, A. Effective flexural rigidities for ordinary reinforced concrete columns and beams. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, v. 23, n. 6, p. 463–482, 25 abr. 2014.
- BACHMANN, H.; STEINLE, A. **Precast Concrete Structures**. Berlin, Germany: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2012.
- BONET, J. L.; ROMERO, M. L.; MIGUEL, P. F. Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending. **Engineering Structures**, v. 33, n. 3, p. 881–893, mar. 2011.
- BRANSON, D. E. Procedures for computing deflections. **ACI Journal**, v. 65, n. 9, p. 730–742,

1968.

BRECKENRIDGE, R. A. **A study of the characteristics of prestressed concrete columns.** [s.l.] 1953. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering), University of Southern California, 1953.

CAGLAR, N. et al. A simple formulation for effective flexural stiffness of circular reinforced concrete columns. **Engineering Applications of Artificial Intelligence**, v. 38, p. 79–87, fev. 2015.

CARVALHO, R. C. **Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através da Analogia de Grelha.** [s.l.] 218f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.

CARVALHO, R. C. **Apostila do Curso de Concreto Protendido da UFSCar.** [s.l.] São Carlos: UFSCar. Apostila, 2005.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: Cálculo e detalhamento.** 2. ed. São Paulo: Pini, 2017.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado.** 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CATOIA, B. **Comportamento de Vigas Protendidas Pré-Moldadas com Ligações Semi-Rígidas.** [s.l.] 2007. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

CEN. **EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings.** 2004: [s.n.].

CHAN, C. M.; WANG, Q. Nonlinear stiffness design optimization of tall reinforced concrete buildings under service loads. **Journal of Structural Engineering**, v. 132, n. 6, p. 978–990, 2006.

CHOUDHARY, K.; AKHTAR, S. **Application of partial prestressing for crack control in reinforced concrete structures.** AIP Conference Proceedings. **Anais...2019** Disponível em: <<http://aip.scitation.org/doi/abs/10.1063/1.5127151>>

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré - Moldado: Fundamentos e Aplicações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

ELEZABY, Y. K.; SIMMONDS, S. H. **Modeling and design of unbraced reinforced concrete frames.** [s.l.] 1992. Report No. 175. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 1992.

ELLIOTT, K. S. **Design and construction of precast concrete structures.** São Carlos: UFSCar/Departamento de Engenharia Civil, 2005.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures.** 2. ed. [s.l.] CRC Press, 2017.

FALEIROS JUNIOR, J. H. **Procedimentos De Cálculo, Verificação E Detalhamento De Armaduras Longitudinais Na Seção Transversal Em Elementos Protendidos.** [s.l.] 2010. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETON. **Structural concrete: textbook on behaviour on desing and performance update of the CEB/FIP model code 1990.** V. 1-3 ed. Lausanne: Bulletin FIB, 1999.

FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BETON. **Design examples for FIP recommendations practical design of structural concrete.** V.16 ed. Lausanne: Bulletin FIB, 2002.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em**

pórticos planos de elementos pré-moldados. [s.l.] 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M. A. **Relatório Técnico: Verificações na Etapa Transitória ELS - Shopping Nova Iguazu CPI - Racional.** [s.l.] NETPRE-UFSCar. Janeiro, 2016.

FRANÇA, R. L. S. **Contribuição ao estudo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado.** [s.l.] 232f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.

GILBERT, R. I.; BRADFORD. **Design of slender RC columns for creep and shrinkage.** Proceedings of the Second International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures. **Anais...Zell am See, Austria: 1990**

GUTIERREZ, J. . A. R.; OCHOA, J. D. A. Reinforced, Partially, and Fully Prestressed Slender Concrete Columns Under Biaxial Bending and Axial Load. **Journal of Structural Engineering**, v. 127, n. July, p. 774–783, 2001.

HAGE, S. E.; MACGREGOR, J. G. **The Second-Order Analysis of Reinforced Concrete Frames.** [s.l.] Structural Engineering Report No.49, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, 1974.

HALVORSEN, G. T.; CARINCI, C. A. Tie Requirements for Prestressed Concrete Columns. **PCI Journal**, v. 32, n. 4, p. 46–79, 1987.

HAMZAOU, L.; BOUZID, T. The Proposition of an EI Equation of Square and L-Shaped Slender Reinforced Concrete Columns under Combined Loading. **Engineering, Technology & Applied Science Research**, v. 11, n. 3, p. 7100–7106, 2021.

INFORSATO, T. B. **Considerações Sobre O Projeto, Cálculo E Detalhamento De Vigas Pré-Fabricadas Protendidas Com Aderência Inicial Em Pavimentos De Edificações.** [s.l.] 2009. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

INFORSATO, T. B.; CARVALHO, R. C.; FERREIRA, M. A. **Detalhamento de Vigas Pré-tracionadas com Seção Composta.** X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. **Anais...Rio de Janeiro: 2018**

ITAYA, R. Design and Uses of Prestressed Concrete Columns. **PCI Journal**, v. 10, n. 3, p. 69–76, 1965.

JENKINS, R. W. **Analytical Investigation of the Stiffness of Non-Sway Eccentrically Loaded Slender Reinforced Concrete Columns.** [s.l.] 2011. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering), Purdue University, West Lafayette, 2011.

JENKINS, R. W.; FROSCHE, R. J. **Improved Procedures for the Design of Slender Structural Concrete Columns.** [s.l.] Research Report, Purdue University. Indiana, 2015.

KENT, D. C.; PARK, R. Flexural Members with Confined Concrete. **Journal of the Structural Division**, v. 97, n. 7, p. 1969–1990, 1971.

KHUNTIA, M.; GHOSH, S. K. Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach. **ACI Structural Journal**, v. 101, n. 3, p. 351–363, 2004.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais.** 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

LEWICKI, B. **Edifícios de viviendas prefabricadas com elementos de grandes dimensiones.** Madrid: Instituto Eduardo Torroja de La Construcción y Del Cemento, 1968.

MACGREGOR, J. G. Design of Slender Concrete Columns-Revisited. **ACI Structural Journal**, v. 90, p. 302–309, 1993.

- MACGREGOR, J. G.; BREEN, J. E.; PFRANG, E. O. Design of Slender Concrete Columns. **ACI Journal**, v. 67, n. 1, p. 6–28, 1970.
- MACGREGOR, J. G.; HAGE, S. E. Stability Analysis and Design of Concrete Frames. **ASCE Journal of the Structural Division**, v. 103, n. 10, p. 1953–1970, 1977.
- MAHMOUD, K. I. Y. **Prediction of Second Order Effects in Sway and Non-Sway Reinforced Concrete Frames**. [s.l.] 2005. Thesis (PhD), Cairo University, Cairo, Egypt, 2005.
- MARÍN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. Brasil: 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- MARIN, M. C.; DEBS, M. K. E. L. Contribution to assessing the stiffness reduction of structural elements in the global stability analysis of precast concrete multi-storey buildings Contribuição para a avaliação da redução da rigidez de. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 5, n. 3, p. 316–342, 2012.
- MARTHA, L. F. FTOOL: Two-Dimensional Frame Analysis Tool. Versão Educacional 3.0. **Tecgraf/PUC-RIO**, n. 2012. Disponível em: <www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>. Acesso em: 10 jan., 2021.
- MELO; C.E.E. **Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007.
- MIRZA, S. A. Flexural Stiffness of Rectangular RC Columns. **ACI Structural Journal**, v. 87, n. 4, p. 425–435, 1990.
- MOTA, J. E. **Utilização de pilares pré-moldados protendidos nas edificações multi piso**. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. **Anais...2006**
- MOTA, J. E. **Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado**. [s.l.] 246f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- NAAMAN, A. E. **Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals**. Michigan: Techno Pr 3000, 2004.
- OLIVEIRA, P. H. DE A. S. **Processo aproximado para consideração da não linearidade física de pilares em concreto armado**. [s.l.] 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.
- PAULA, J. A. **Algoritmos para o estudo de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexão normal composta**. [s.l.] 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1988.
- PCI COMMITTEE ON PARKING STRUCTURES. **Parking Structures : Recommended Practice for Design and Construction**. Chicago, 1997: [s.n.].
- PCI COMMITTEE ON PRESTRESSED CONCRETE COLUMNS. Recommended Practice for the Design of Prestressed Concrete Columns and Bearing Walls. **Journal of Prestressed Concrete Institute**, v. 33, n. 4, p. 56–95, 1988.
- PCI ERECTORS COMMITTEE. **Erector's Manual - Standards and Guidelines for the Erection of Precast Concrete Products**. 2. ed. 1999: [s.n.].
- PCI INDUSTRY HANDBOOK COMMITTEE. **PCI Design Handbook: precast and prestressed concrete**. 7. ed. Chicago, 2010: [s.n.].
- PINHEIRO, L. .; BRANDÃO, A. M. **Estados Limites de Utilização**. [s.l.] São Carlos: Universidade de São Paulo/EESC. Apostila, 1997.

- PINTO, R. DA S.; RAMALHO, M. A. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, p. 108, 1997.
- RANGAN, B. V. Lateral deflection of slender reinforced concrete columns under sustained load. **ACI Structural Journal**, v. 86, n. 6, p. 660–663, 1989.
- RICHARDSON, J. G. **Quality in precast concrete**. New York: John Wiley & Sons Inc, 1991.
- ROCHA, A. L. **Estudo sobre aplicação de painéis pré-moldados para contraventamento de edifícios multipavimentos**. [s.l.] 2017. Dissertação (Mestrado em Sistemas Construtivos) - Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2017.
- ROCHA, F. C. S.; LIVI, L. O. B.; LEITE, M. G. **Manual de Montagem das Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. 1. ed. São Paulo: Abcic, 2019.
- SANTOS, A. D. E. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. [s.l.] 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- SANTOS, L. C. A questão do método na investigação científica. **Tecbaia Revista Baiana de Tecnologia**, v. 19, p. 5–12, 2004.
- SHURAIM, A. B. **Slenderness effects in prestressed concrete columns**. [s.l.] 1990. 302f. Thesis (Ph.D of Philosophy Civil Engineering)- Horace H. Rackham School of Graduate Studies, University of Michigan, Michigan, 1990.
- SHURAIM, A. B.; NAAMAN, A. E. A New Design Methodology for the Ultimate Capacity of Slender Prestressed Concrete Columns. **PCI Journal**, v. 48, n. 1, p. 64–80, 1 jan. 2003.
- SILVA, L. M. E. **Programa computacional para análise e verificação de seções de concreto armado e protendido com flexão oblíqua compsta**. [s.l.] 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.
- SOUTHCOTT, M. F.; TOVEY, A. K. **Tilt-up concrete buildings: design and construction guide**. 1. ed. [s.l.] British Cement Association on behalf of the Industry Sponsors of the Reinforced Concrete Council, 1998.
- SPANG, J. M. **Design method for long reinforced concrete columns**. [s.l.] 1966. Dissertation (Master of Applied Science), University of Delaware, USA, 1966.
- SUSSEKIND, J. C. **Curso de concreto**. 2. ed. Rio de Janeiro: E. Globo, 1985.
- TREVIZOLI, G. DA M. **Programa livre para análise da armadura longitudinal e da transversal de vigas pré-tracionadas para diferentes seções**. [s.l.] 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.
- VASCONCELOS, A. C. **Manual prático para a correta utilização dos aços no concreto protendido em obediência à normas atualizadas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980.
- WYTROVAL, T.; TUCHSCHERER, R. Design of slender concrete columns. **STRUCTURE magazine**, 2013.
- ZHAN, J. D. et al. The analysis of prestressed short FRP confined columns under the action of eccentric load. **Applied Mechanics and Materials**, v. 496–500, p. 2421–2425, 2014.
- ZIA, P.; GUILLERMO, E. C. Combined Bending and Axial Load in Prestressed Concrete Columns. **PCI Journal**, v. 12, n. 3, p. 52–59, 1967.

APÊNDICE A

Neste capítulo será apresentado o roteiro de cálculo (processo simplificado) utilizado para o dimensionamento e verificação do pilar pré-moldado em concreto protendido para o caso 1 durante a etapa transitória.

1. INTERVALO ADMISSÍVEL PARA A NORMAL DE PROTENSÃO

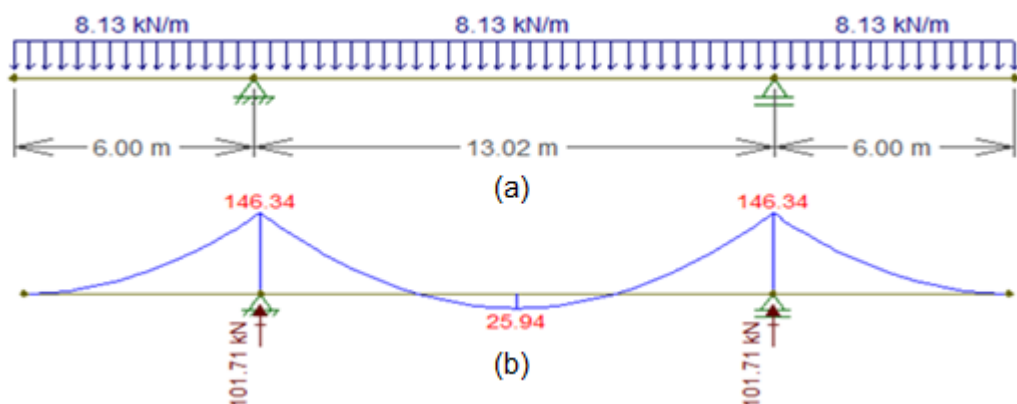
Será calculado um intervalo admissível para a normal de protensão no ato do saque do pilar pré-moldado da fôrma, de modo que as tensões atuantes não excedam os limites de formação de fissuras e compressão excessiva. Para tal, deve-se considerar a resistência do concreto na desmoldagem e computar os esforços causados pela protensão e peso próprio (considerando o efeito dinâmico). Será adotado como negativa as tensões de tração e positiva as de compressão. Assim, a condição que deve ser atendida é expressa conforme a inequação abaixo.

$$-\alpha \cdot 0,7 \cdot f_{ct,m} \leq \sigma \leq 0,7 \cdot f_c \quad (\text{A.1})$$

$$-1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{21^2} \leq \sigma \leq 0,7 \cdot 21 \rightarrow -2,40 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 14,70 \text{ MPa}$$

A Figura A.1 ilustra o esquema estático do pilar pré-moldado de concreto protendido durante a desmoldagem, bem como o seu diagrama de momento fletor correspondente.

Figura A.1: Pilar pré-moldado em concreto protendido na ocasião do saque na fôrma: (a) Esquema estático; (b) Diagrama de momento fletor em kN.m.

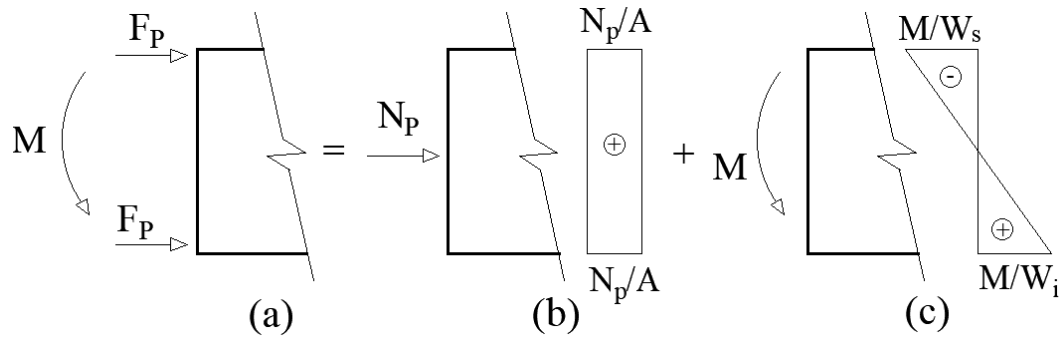


Fonte: Autor (2022).

Com base no diagrama de momento que foi considerado, verifica-se as tensões de tração e compressão na seção mais solicitada, ou seja, na seção das alças cujo valor do momento fletor é de -146,34 kN.m. O intuito é obter os possíveis valores da normal de protensão a ser aplicada na peça de modo que na borda superior não ocorra fissuração e na

borda inferior não haja compressão excessiva. A Figura A.2 ilustra as solicitações para essa seção bem como a necessidade do atendimento das condições citadas anteriormente.

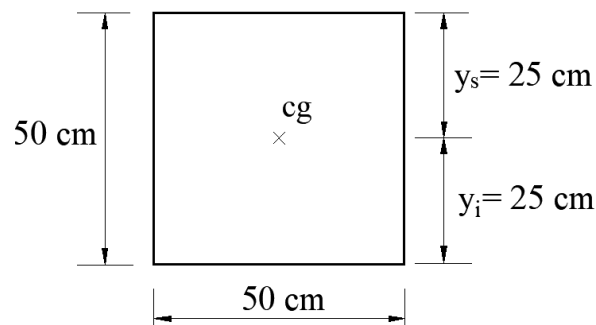
Figura A.2: Solicitações e tensões normais na seção da alça: (a) Esforços atuantes; (b) Tensões devido a normal de protensão; (c) Tensões devido ao momento fletor atuante.



Fonte: Autor (2022).

Para os cálculos a seguir a seção transversal foi tomada como sendo bruta com base na Figura A.3, de modo que suas propriedades geométricas à flexão apresentaram os seguintes valores:

Figura A.3: Seção transversal bruta do pilar pré-moldado de concreto



Fonte: Autor (2022).

$$A = b_w \cdot h = 50 \cdot 50 \cong 2500 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.2})$$

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} \cong 520833,33 \text{ cm}^4 \quad (\text{A.3})$$

$$W_i = \frac{I_c}{y_i} = \frac{520833,33}{25} \cong 20833,33 \text{ cm}^3 \quad (\text{A.4})$$

$$W_s = \frac{I_c}{y_s} = \frac{520833,33}{25} \cong 20833,33 \text{ cm}^3 \quad (\text{A.5})$$

Dando sequência na verificação:

✓ Na Borda Superior:

$$\sigma_s \geq -2,40 \text{ MPa} \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{N_p}{A} - \frac{M}{W_s} \geq -0,240 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \frac{N_p}{2500} - \frac{14634}{20833,33} \geq -0,240$$

$$N_p \geq 1156,08 \text{ kN} \quad (\text{A.7})$$

✓ Na Borda Inferior:

$$\sigma_i \leq 14,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_p}{A} + \frac{M}{W_i} \leq 1,47 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \frac{N_p}{2500} + \frac{14634}{20833,33} \leq 1,47 \quad (\text{A.8})$$

$$N_p \leq 1918,92 \text{ kN} \quad (\text{A.9})$$

A ABNT NBR 6118 (2014) prescreve que no ato da protensão deve-se verificar uma condição em estado limite último, de modo que as tensões de tração e compressão não excedam determinados limites. Como a protensão tem o efeito centrado no pilar analisado, então basta verificar se a tensão de compressão causada pela normal atuante não excede o limite de compressão excessiva

$$\sigma_i = \sigma_s \leq 0,7 \cdot f_c$$

$$\frac{N_p}{A} \leq 1,47 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow \frac{N_p}{2500} \leq 1,47 \quad (\text{A.10})$$

$$N_p \leq 3675 \text{ kN} \quad (\text{A.11})$$

Tendo em vista os resultados obtidos anteriormente, o intervalo admissível para a normal de protensão na seção mais solicitada no ato do saque na fôrma é dado pela condição a seguir.

$$1156,08 \text{ kN} \leq N_p \leq 1918,92 \text{ kN} \quad (\text{A.12})$$

2. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA ATIVA – CASO 1

Durante a operação de protensão a ABNT NBR 6118: 2014 prescreve valores limites para a tensão (σ_{pi}) da armadura de protensão na saída do aparelho de tração. Para o caso de pré-tração com aço de classe RB, os limites são dados pela condição abaixo.

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,85 \cdot f_{pyk} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot 1900 = 1463 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot 1710 = 1453,5 \text{ MPa} \end{cases} \therefore \sigma_{pi} = 1453,5 \text{ MPa} \quad (\text{A.13})$$

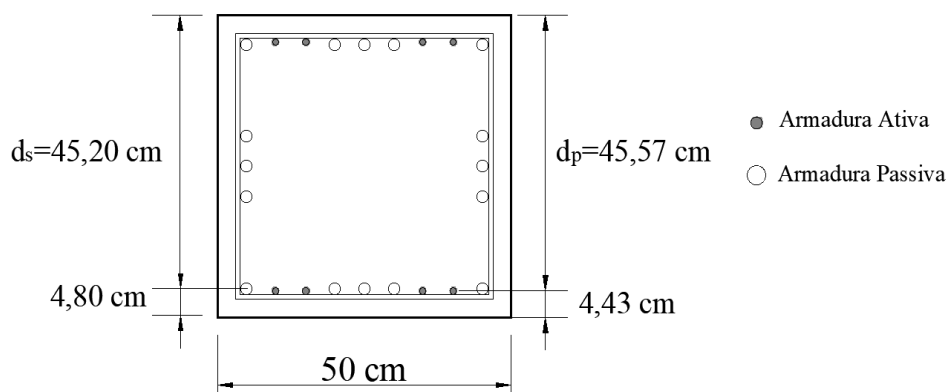
Com o valor limite obtido anteriormente para a tensão na armadura ativa, determina-se a quantidade dessa armadura para mobilizar no mínimo o menor valor da normal de protensão $N_p = 1156,08$ kN que pode ser aplicado nessa fase para atender as condições supracitadas.

$$A_p = \frac{N_p}{\sigma_{pi}} \quad (\text{A.14})$$

$$A_p = \frac{1156,08}{145,35} \cong 7,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \phi 12,7 \text{ mm} \rightarrow A_p = 8,08 \text{ cm}^2 \rightarrow N_p = 1174,43 \text{ kN}$$

Assim, a armadura de protensão a ser empregada no pilar para o caso 1 será de 8 cordoalhas (4 cordoalhas dispostas em cada borda da seção) com uma normal de protensão de $N_p = 1174,43$ kN. A partir desses valores, serão calculadas as perdas de protensão. A Figura A.4 ilustra o detalhamento da armadura ativa calculada bem como a passiva que foi mantida conforme descrição inicial do estudo.

Figura A.4: Seção transversal do pilar pré-moldado em concreto protendido referente ao caso 1.



Fonte: Autor (2022).

2.1 PERDAS DE PROTENSÃO

Abaixo será apresentado um roteiro para a obtenção das perdas de protensão consideradas durante a etapa transitória. As expressões abaixo podem ser encontradas na obra de Carvalho (2017). A primeira perda a ser calculada será por deformação na ancoragem, considerando uma pista (L_{pista}) de 100 m e a acomodação da cunha (ΔL) de 0,6 cm temos:

$$\Delta\sigma = E_p \cdot \frac{\Delta L}{L_{pista}} \quad (\text{A.15})$$

$$\Delta\sigma = 200000 \cdot \frac{0,6}{10000} \cong 12 \text{ MPa}$$

A próxima perda de protensão a ser obtida será por relaxação da armadura, destacando que o valor da tensão aplicada na saída do aparelho já deve ser descontado da perda por deformação na ancoragem. Assim, calcula-se o nível de tensão na armadura:

$$\sigma_{pi} = 1453,5 - \Delta\sigma = 1453,5 - 12 \quad \therefore \sigma_{pi} \cong 1441,50 \text{ MPa} \quad (\text{A.16})$$

$$\text{nível} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{1441,50}{1900} \quad \therefore \text{nível} \cong 0,76 \quad (\text{A.17})$$

Com o valor do nível de tensão na armadura ativa, utiliza-se de uma interpolação na Tabela A.1 de modo a obter o fator ψ_{1000} de valor igual a 3,10 %.

Tabela A.1: Valores de ψ_{1000} em porcentagem.

Nível = $\frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}}$	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,50	0	0	0	0	0
0,60	3,50	1,30	2,50	1,00	1,50
0,70	7,00	2,50	5,00	2,00	4,00
0,80	12,00	3,50	8,50	3,00	7,00

Onde
RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

A partir disso, determina-se o coeficiente de relaxação do aço ($\psi(t, t_o)$) e por fim a perda de protensão ($\Delta\sigma_{pr}$) na armadura:

$$\psi(t, t_o) = \psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_o}{41,67}\right)^{0,15} = 3,10 \cdot \left(\frac{1 - 0}{41,67}\right)^{0,15} \quad \therefore \psi(t, t_o) \cong 1,77 \% \quad (\text{A.18})$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \psi(t, t_o) \cdot \sigma_{pi} = \frac{1,77}{100} \cdot 1441,5 \quad \therefore \Delta\sigma_{pr} \cong 25,51 \text{ MPa} \quad (\text{A.19})$$

Por fim será computada a perda de protensão devido a deformação imediata do concreto ($\Delta\sigma_p$), para tal a tensão na armadura ativa (σ_{pi}) deve ser descontada das perdas calculadas anteriormente, ou seja, deformação na ancoragem e relaxação da armadura.

$$\sigma_{pi} = 1441,5 - \Delta\sigma_{pr} = 1441,5 - 25,51 \quad \therefore \sigma_{pi} \cong 1415,99 \text{ MPa} \quad (\text{A.20})$$

$$N_p = \sigma_{pi} \cdot A_p = 141,60 \cdot 8,08 \quad \therefore N_p \cong 1144,13 \text{ kN} \quad (\text{A.21})$$

$$e = \frac{h}{2} - 4,43 = \frac{50}{2} - 4,43 \quad \therefore e = 20,57 \text{ cm} \quad (\text{A.22})$$

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p \cdot \left(\frac{N_p}{A}\right) = \frac{200}{25,66} \cdot \left(\frac{1144,13}{2500}\right) \quad \therefore \Delta\sigma_p \cong 3,57 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{A.23})$$

Após o cálculo de todas as perdas imediatas é possível obter a tensão efetivamente atuante na armadura ativa ($\sigma_{p,t=0}$) bem como o valor da normal de protensão ($N_{p,t=0}$). Além

disso, pode-se calcular o valor das perdas de protensão em porcentagem para a etapa transitória. Dessa forma temos os respectivos valores:

$$\sigma_{p,t=0} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_p = 1453,5 - 12 - 25,51 - 35,7 \cong 1380,29 \text{ MPa} \quad (\text{A.24})$$

$$N_{p,t=0} = \sigma_{p,t=0} \cdot A_p = 138,029.8,08 \therefore N_{p,t=0} \cong 1115,27 \text{ kN} \quad (\text{A.25})$$

$$\text{Perdas} = \left(1 - \frac{\sigma_{p,t=0}}{\sigma_{pi}}\right) = \left(1 - \frac{1380,29}{1453,5}\right) \cdot 100 \cong 5,04\% \quad (\text{A.26})$$

2.2 CÁLCULOS E VERIFICAÇÕES PARA A FASE TRANSITÓRIA DE DESMOLDAGEM

Inicialmente será calculado as propriedades geométricas à flexão no estágio I durante a fase de desmoldagem. De maneira simplificada, os cálculos apresentados a seguir consideram apenas as armaduras tracionadas.

$$A_I = b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \quad (\text{A.27})$$

$$A_I = 50.50 + 15,70 \cdot (9,60 - 1) + 4,04 \cdot (9,14 - 1) \cong 2667,87 \text{ cm}^2$$

$$x_I = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot d_s + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot d_p}{A_I} \quad (\text{A.28})$$

$$x_I = \frac{\frac{50 \cdot 50^2}{2} + 15,70 \cdot (9,60 - 1) \cdot 45,20 + 4,04 \cdot (9,14 - 1) \cdot 45,57}{2667,87} \cong 26,28 \text{ cm}$$

$$y_t = h - x_I = 50 - 26,28 \cong 23,72 \text{ cm} \quad (\text{A.29})$$

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot (x_I - d_s)^2 + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (x_I - d_p)^2$$

$$I_I = \frac{50 \cdot 50^3}{12} + 50 \cdot 50 \cdot \left(26,28 - \frac{50}{2}\right)^2 + 15,70 \cdot (9,60 - 1) \cdot (26,28 - 45,20)^2 \quad (\text{A.30})$$

$$+ 4,04 \cdot (9,14 - 1) \cdot (26,28 - 45,57)^2$$

$$I_I \cong 585487,60 \text{ cm}^4$$

Calcula-se também as propriedades geométricas à flexão no estágio II puro para essa fase.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{50}{2} \cong 25 \text{ cm} \quad (\text{A.31})$$

$$a_2 = A'_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot \alpha_p + A_s \cdot \alpha_s = 4,04 \cdot 9,14 + 15,70 \cdot 9,60 \cong 187,61 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.32})$$

$$a_3 = -d' \cdot A'_s \cdot (\alpha_s - 1) - d_p \cdot A_p \cdot \alpha_p - d_s \cdot A_s \cdot \alpha_s \quad (\text{A.33})$$

$$a_3 = -45,57.4,04.9,14 - 45,20.15,70.9,60 \cong -8493,83 \text{ cm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-187,61 \pm \sqrt{187,61^2 - 4 \cdot 25 \cdot (-8493,83)}}{2 \cdot 25} \cong 15,06 \text{ cm} \quad (\text{A.34})$$

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_p \cdot A_p \cdot (x_{II} - d_p)^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (x_{II} - d_s)^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2$$

$$I_{x,II_0} = \frac{50 \cdot 15,06^3}{3} + 9,14 \cdot 4,04 \cdot (15,06 - 45,57)^2 + 9,60 \cdot 15,70 \cdot (15,06 - 45,20)^2 \quad (\text{A.35})$$

$$I_{x,II_0} \cong 228188,87 \text{ cm}^4$$

Por fim, é possível calcular o momento de fissuração para a peça protendida considerando a seção homogeneizada.

$$M_r = \left[\frac{\alpha \cdot f_{ct,inf} \cdot I_I}{y_t} + \left(\frac{N_{p,t=0} \cdot I_I}{A_I \cdot y_t} + N_{p,t=0} \cdot e \right) \right]$$

$$M_r = \left[\frac{1,50 \cdot 0,16 \cdot 585487,60}{23,72} + \left(\frac{1115,27 \cdot 585487,60}{2667,87 \cdot 23,72} + 1115,27 \cdot 0 \right) \right] \quad (\text{A.36})$$

$$M_r \cong 16234 \text{ kN} \cdot \text{cm} \cong 162,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dando continuidade, será apresentado a seguir a verificação do elemento pré-moldado de concreto protendido em estado limite de serviço (**E.L.S**), para a condição de formação de fissuras.

✓ Seção do Apoio:

O valor do momento fletor nessa seção (região das alças) é de -146,34 kN.m. Com isso, verifica-se:

$$|M| \leq M_r \rightarrow 146,34 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 162,34 \text{ kN} \cdot \text{m} \therefore \text{Estádio I} \quad (\text{A.37})$$

$$E \cdot I_I = 2188 \cdot 585487,60 = 1281046869 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2 \cong 128104,69 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{A.38})$$

$$E \cdot I_{eq} = E \cdot I_I = 128104,69 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{A.39})$$

$$\alpha = \frac{E \cdot I_{eq}}{E \cdot I_I} = 1,0 \quad (\text{A.40})$$

✓ Seção do Trecho Interno:

O valor do momento fletor nessa seção é de 25,94 kN.m. Com isso, verifica-se:

$$M \leq M_r \rightarrow 25,94 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 162,34 \text{ kN} \cdot \text{m} \therefore \text{Estádio I} \quad (\text{A.41})$$

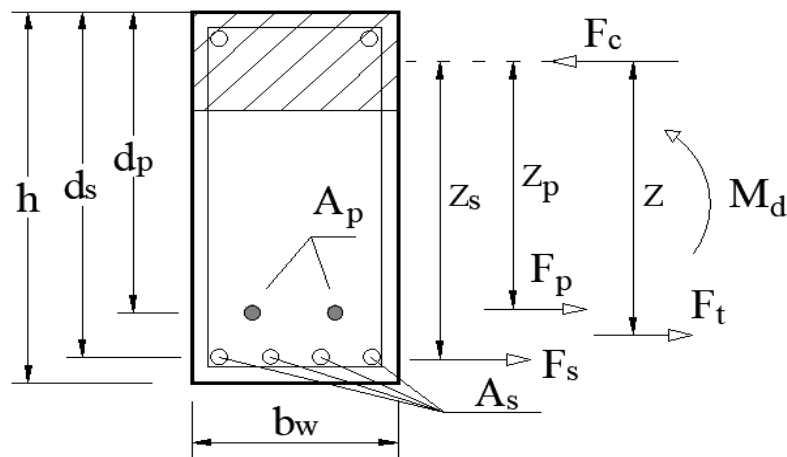
$$E \cdot I_I = 2188 \cdot 585487,60 = 1281046869 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2 \cong 128104,69 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{A.42})$$

$$E \cdot I_{eq} = E \cdot I_I = 128104,69 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 \quad (\text{A.43})$$

$$\alpha = \frac{E \cdot I_{eq}}{E \cdot I_I} = 1,0 \quad (\text{A.44})$$

Com relação ao estado limite último (E.L.U), será necessário analisar a seção transversal contendo as armaduras passiva e ativa. A Figura A.5 ilustra a seção em estudo para o estabelecimento das expressões analíticas para este caso.

Figura A.5: Equilíbrio da seção transversal composta por armaduras passiva e ativa.



Fonte: Autor (2022).

Partindo do equilíbrio da seção acima e considerando o nível de tensão nas armaduras ativa e passiva em estado último, é possível escrever:

$$M_d = F_s \cdot Z_s + F_p \cdot Z_p \quad (\text{A.45})$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{A.46})$$

$$F_p = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (\text{A.47})$$

O braço de alavanca é obtido da seguinte maneira:

$$Z = (d - 0,4 \cdot x) \quad (\text{A.48})$$

Substituindo as Equações A.46, A.47 e A.48 na Equação A.45 é possível obter a expressão A.49. Ao isolar a armadura ativa, é possível escrever a Equação A.50.

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - 0,4 \cdot x) + A_p \cdot \sigma_{pd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) \quad (\text{A.49})$$

$$A_p = \frac{M_d - A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - 0,4 \cdot x)}{\sigma_{pd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x)} \quad (\text{A.50})$$

A partir das expressões acima é possível avaliar o E.L.U de duas maneiras, sendo a primeira, utilizando a Equação A.49 em que se calcula o momento resistido pela seção e compara-se com o solicitante de cálculo. Já a Equação A.50 fornece o valor da armadura ativa necessária para juntamente com a armadura passiva conhecida resistir ao momento fletor de cálculo, sendo essa alternativa empregada no presente trabalho.

A seguir será efetuado os cálculos referentes ao **E.L.U**, ou seja, será aplicada a Equação A.50 para cada seção de modo a verificar se a armadura efetiva da seção é maior ou igual a necessária para resistir aos esforços de flexão. Outro ponto importante, é que se o resultado dessa equação for negativo, então não seria necessária a presença de armadura de protensão na seção, sendo a armadura passiva suficiente para resistir ao momento fletor atuante.

✓ Seção do Apoio:

O valor do momento fletor nessa seção (região das alças) é de -146,34 kN.m. Com isso, determina-se os coeficientes adimensionais para posteriormente calcular a posição da linha neutra e deformação no aço.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,3.14634}{50.45,20^2 \cdot \left(\frac{2,1}{1,4}\right)} \cong 0,12 \quad (\text{A.51})$$

Entrando na Tabela B.1 com esse valor de KMD é possível obter os demais valores presentes na Tabela A.2.

Tabela A.2: Valores adimensionais e deformação nos materiais.

KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c(\%)$	$\varepsilon_s(\%)$	Domínio
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,00	2

Fonte: Autor (2022).

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow x = KX \cdot d = 0,1911.45,20 \therefore x \cong 8,64 \text{ cm} \quad (\text{A.52})$$

O próximo passo será determinar o pré-alongamento da armadura de protensão (ε_p) através de uma interpolação linear na Tabela B.2 e depois calcular a deformação específica da armadura no estado limite último (ε_t).

$$\frac{1411 - 1314}{\sigma_{p,t=0} - 1314} = \frac{7,438 - 6,794}{\varepsilon_p - 6,794} \quad (\text{A.53})$$

$$\frac{1411 - 1314}{1380,29 - 1314} = \frac{7,438 - 6,794}{\varepsilon_p - 6,794} \therefore \varepsilon_p \cong 7,23\%$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s = 7,23 + 10,00 \therefore \varepsilon_t = 17,23\%_0 \quad (\text{A.54})$$

De acordo com a mesma tabela e realizando novamente uma interpolação linear, obtém-se o valor da tensão na armadura na condição do estado limite último (σ_{pd}) e a quantidade de armadura de protensão necessária (A_p):

$$\frac{1517 - 1507}{\sigma_{pd} - 1507} = \frac{17,50 - 15}{\varepsilon_t - 15} \quad (\text{A.55})$$

$$\frac{1517 - 1507}{\sigma_{pd} - 1507} = \frac{17,50 - 15}{17,23 - 15} \therefore \sigma_{pd} \cong 1515,92 \text{ MPa}$$

$$A_p = \frac{M_d - A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - 0,4 \cdot x)}{\sigma_{pd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x)} = \frac{1,3 \cdot 14634 - 15,70 \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (45,20 - 0,4 \cdot 8,64)}{151,592 \cdot (45,57 - 0,4 \cdot 8,64)} \quad (\text{A.56})$$

$$A_p \cong -1,48 \text{ cm}^2$$

Devido ao valor negativo encontrado acima para a armadura de protensão, não seria necessário o emprego dessa armadura.

✓ Seção do Trecho Interno:

O valor do momento fletor nessa seção é de 25,94 kN.m. Com isso, determina-se os coeficientes adimensionais para posteriormente calcular a posição da linha neutra e deformação no aço.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,3 \cdot 2594}{50 \cdot 45,20^2 \cdot \left(\frac{2,1}{1,4}\right)} \cong 0,02 \quad (\text{A.57})$$

Entrando na Tabela B.1 com esse valor de KMD é possível obter os demais valores presentes na Tabela A.3.

Tabela A.3: Valores adimensionais e deformação nos materiais.

KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c(\%_0)$	$\varepsilon_s(\%_0)$	Domínio
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,00	2

Fonte: Autor (2022).

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow x = KX \cdot d = 0,0298 \cdot 45,20 \therefore x \cong 1,35 \text{ cm} \quad (\text{A.58})$$

A seção do trecho interno trabalha no domínio 2, o que corresponde a uma deformação de no aço para o equilíbrio da seção (ε_s) de 10%. Assim, o valor da deformação específica (ε_t) e da tensão (σ_{pd}) na armadura durante o estado limite último foram iguais ao da seção do apoio, ou seja, 17,23% e 1515,92 MPa.

Para tal, calcula-se a quantidade de armadura de protensão necessária (A_p):

$$A_p = \frac{M_d - A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - 0,4 \cdot x)}{\sigma_{pd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x)} = \frac{1,3.2594 - 15,70 \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (45,20 - 0,4.1,35)}{151,592 \cdot (45,57 - 0,4.1,35)} \quad (\text{A.59})$$

$$A_p \cong -3,97 \text{ cm}^2$$

Devido ao valor negativo encontrado acima para a armadura de protensão, não seria necessário o emprego dessa armadura.

2.3 CÁLCULOS E VERIFICAÇÕES PARA A FASE TRANSITÓRIA DE MONTAGEM

Inicialmente será calculado as propriedades geométricas à flexão no estágio I durante a fase de içamento na montagem. De maneira simplificada, os cálculos apresentados a seguir consideram apenas as armaduras tracionadas.

$$A_I = b_w \cdot h + A_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \quad (\text{A.60})$$

$$A_I = 50.50 + 15,70 \cdot (7,82 - 1) + 4,04 \cdot (7,45 - 1) \cong 2633,20 \text{ cm}^2$$

$$x_I = \frac{\frac{b_w \cdot h^2}{2} + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot d_s + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot d_p}{A_I} \quad (\text{A.61})$$

$$x_I = \frac{\frac{50 \cdot 50^2}{2} + 15,70 \cdot (7,82 - 1) \cdot 45,20 + 4,04 \cdot (7,45 - 1) \cdot 45,57}{2633,20} \cong 26,03 \text{ cm}$$

$$y_t = h - x_I = 50 - 26,03 \cong 23,97 \text{ cm} \quad (\text{A.62})$$

$$I_I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + b_w \cdot h \cdot \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + A_s \cdot (\alpha_s - 1) \cdot (x_I - d_s)^2 + A_p \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (x_I - d_p)^2$$

$$I_I = \frac{50 \cdot 50^3}{12} + 50.50 \cdot \left(26,03 - \frac{50}{2}\right)^2 + 15,70 \cdot (7,82 - 1) \cdot (26,03 - 45,20)^2 \quad (\text{A.63})$$

$$+ 4,04 \cdot (7,45 - 1) \cdot (26,03 - 45,57)^2$$

$$I_I \cong 572809,60 \text{ cm}^4$$

Calcula-se também as propriedades geométricas à flexão no estágio II puro para essa fase.

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{50}{2} \cong 25 \text{ cm} \quad (\text{A.64})$$

$$a_2 = A'_s \cdot (\alpha_s - 1) + A_p \cdot \alpha_p + A_s \cdot \alpha_s = 4,04 \cdot 7,45 + 15,70 \cdot 7,82 \cong 152,94 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.65})$$

$$a_3 = -d' \cdot A'_s \cdot (\alpha_s - 1) - d_p \cdot A_p \cdot \alpha_p - d_s \cdot A_s \cdot \alpha_s \quad (\text{A.66})$$

$$a_3 = -45,57.4,04.7,45 - 45,20.15,70.7,82 \cong -6924,18 \text{ cm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} = \frac{-152,94 \pm \sqrt{152,94^2 - 4 \cdot 2,25 \cdot (-6924,18)}}{2 \cdot 2,25} \cong 13,86 \text{ cm} \quad (\text{A.67})$$

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_p \cdot A_p \cdot (x_{II} - d_p)^2 + \alpha_s \cdot A_s \cdot (x_{II} - d_s)^2 + (\alpha_s - 1) \cdot A'_s \cdot (x_{II} - d')^2$$

$$I_{x,II_0} = \frac{50 \cdot 13,86^3}{3} + 7,45 \cdot 4,04 \cdot (13,86 - 45,57)^2 + 7,82 \cdot 15,70 \cdot (13,86 - 45,20)^2 \quad (\text{A.68})$$

$$I_{x,II_0} \cong 195297,60 \text{ cm}^4$$

Por fim, é possível calcular o momento de fissuração para a peça protendida considerando a seção homogeneizada. Durante essa fase transitória adotou-se 5,0% para as perdas progressivas.

$$\sigma_{p,t=\infty} = 0,95 \cdot \sigma_{p,t=0} = 0,95 \cdot 1380,29 \cong 1311,28 \text{ MPa} \quad (\text{A.69})$$

$$N_{p,t=\infty} = \sigma_{p,t=\infty} \cdot A_p = 131,128.8,08 \quad \therefore \quad N_{p,t=\infty} \cong 1059,51 \text{ kN} \quad (\text{A.70})$$

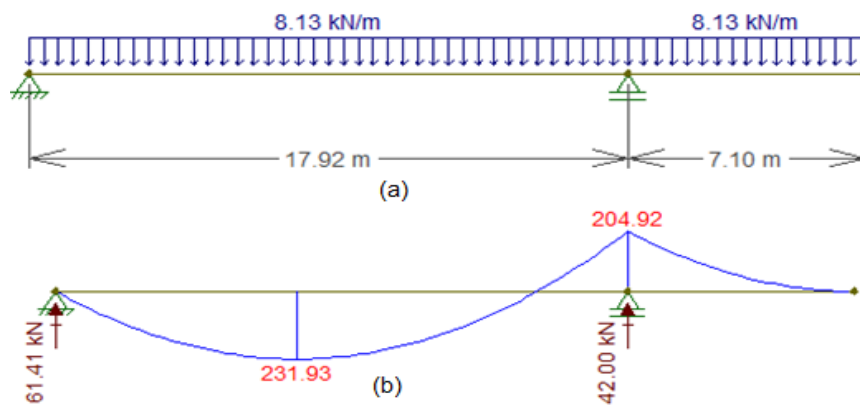
$$M_r = \left[\frac{\alpha \cdot f_{ct,inf} \cdot I_I}{y_t} + \left(\frac{N_{p,t=\infty} \cdot I_I}{A_I \cdot y_t} + N_{p,t=\infty} \cdot e \right) \right]$$

$$M_r = \left[\frac{1,50 \cdot 0,203 \cdot 572809,60}{23,97} + \left(\frac{1059,51 \cdot 572809,60}{2633,20 \cdot 23,97} + 1059,51 \cdot 0 \right) \right] \quad (\text{A.71})$$

$$M_r \cong 16880 \text{ kN.cm} \cong 168,80 \text{ kN.m}$$

Uma vez determinadas as propriedades geométricas à flexão e o momento de fissuração para essa fase transitória, será apresentado a seguir a verificação do elemento pré-moldado de concreto protendido em estado limite de serviço e posteriormente em estado limite último. Note que para a ocasião do içamento na montagem o esquema estático empregado segue a ilustração da Figura A.6.

Figura A.6: Pilar pré-moldado em concreto protendido na ocasião do içamento durante a montagem: (a) Esquema estático; (b) Diagrama de momento fletor em kN.m.



Fonte: Autor (2022).

Dessa forma, verifica-se o estado limite de serviço de formação de fissuras para as seções do apoio e trecho interno:

✓ Seção do Apoio:

O valor do momento fletor nessa seção é de -204,92 kN.m. Com isso, verifica-se:

$$|M| \geq M_r \rightarrow 204,92 \text{ kN.m} \geq 168,80 \text{ kN.m} \therefore \text{Estádio II} \quad (\text{A.72})$$

$$E \cdot I_I = 2684.572809,60 = 1537420966,00 \text{ kN.cm}^2 \cong 153742,10 \text{ kN.m}^2 \quad (\text{A.73})$$

$$E \cdot I_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\}$$

$$E \cdot I_{eq} = 2684 \cdot \left\{ \left(\frac{168,80}{204,92} \right)^3 \cdot 572809,60 + \left[1 - \left(\frac{168,80}{204,92} \right)^3 \right] \cdot 195297,60 \right\} \quad (\text{A.74})$$

$$E \cdot I_{eq} \cong 1090511800 \text{ kN.cm}^2 \cong 109051,18 \text{ kN.m}^2$$

$$\alpha = \frac{E \cdot I_{eq}}{E \cdot I_I} = \frac{109051,18}{153742,10} \cong 0,71 \quad (\text{A.75})$$

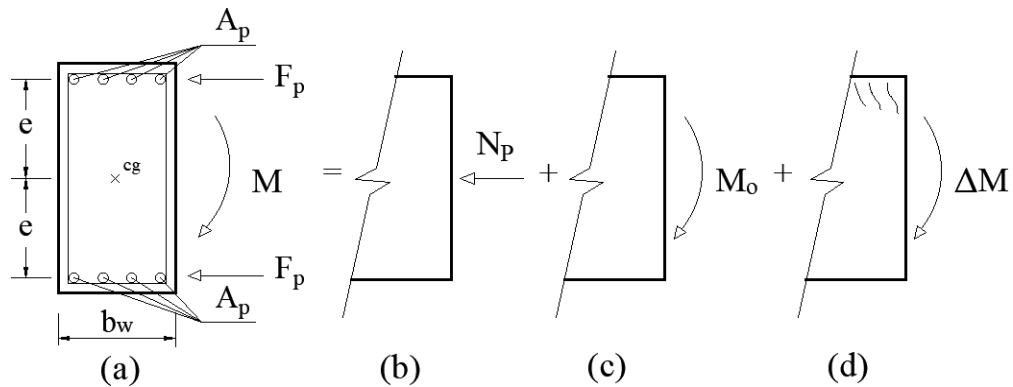
Como o estado de formação de fissuras foi alcançado, então será necessário verificar o estado limite de abertura de fissuras. Para o cálculo da abertura de fissuras na protensão parcial, foi utilizado o mesmo procedimento abordado em Faleiros (2010).

Inicialmente é importante verificar se houve a descompressão no nível da armadura ativa, então calcula-se a tensão na armadura de protensão da borda superior:

$$\sigma_p = \frac{N_{p,t=\infty}}{A} - \frac{M \cdot e}{I_c} = \frac{1059,51}{2500} - \frac{20492 \cdot 20,57}{520833,33} \therefore \sigma_p \cong -0,385 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -3,85 \text{ MPa} \quad (\text{A.76})$$

Houve descompressão, assim devemos calcular o momento que a causou (M_0) e posteriormente calcular qual a parcela do momento total (ΔM) que causa a variação de tensão responsável pela fissuração. A Figura A.7 ilustra de maneira resumida o comportamento da peça protendida fissurada mediante a essas solicitações.

Figura A.7: Estado de fissuração na protensão parcial com solicitação de momento fletor negativo: (a) Seção transversal protendida; (b) Normal de protensão; (c) momento de descompressão; (d) Variação do momento fletor.



Fonte: Autor (2022).

$$\sigma_p = 0,385 \rightarrow \frac{M_0 \cdot e}{I_c} = 0,385 \rightarrow \frac{M_0 \cdot 20,57}{520833,33} = 0,385 \quad (\text{A.77})$$

$$M_0 = 9748,22 \text{ kN.cm} \cong 97,48 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 204,92 - 97,48 \therefore \Delta M = 107,44 \text{ kN.m} \quad (\text{A.78})$$

Por fim, calcula-se o acréscimo de tensão no C.G da armadura ativa entre a descompressão e o carregamento atuante no estágio II, bem como os outros parâmetros necessários para obter a abertura de fissuras:

$$e = d_p - x_{II} = 45,57 - 13,86 \therefore e = 31,71 \text{ cm} \quad (\text{A.79})$$

$$\sigma_{si} = \frac{\Delta M \cdot e}{I_{x,II0}} \cdot \alpha_p = \frac{10744,3171}{195297,60} \cdot \frac{200}{26,84} \therefore \sigma_{si} = 13,00 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cong 130 \text{ MPa} \quad (\text{A.80})$$

$$A_{cri} = 5,12 \cdot (4,43 + 9,53) \cong 71,47 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.81})$$

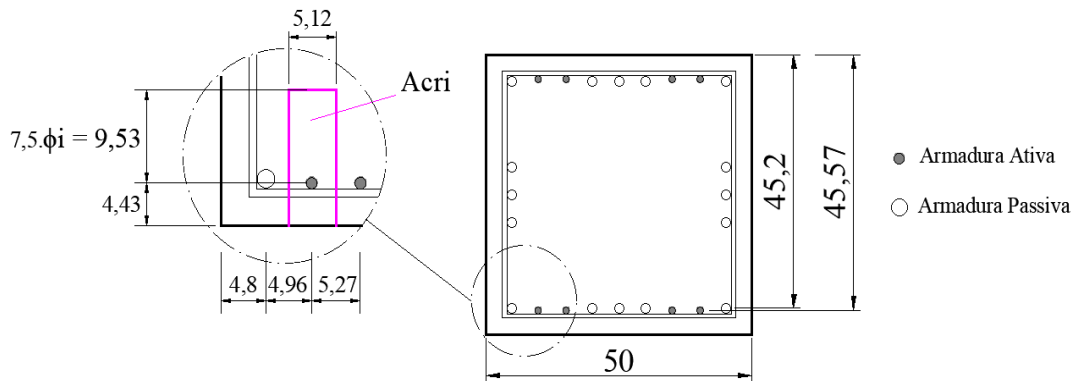
$$\rho_{ri} = \frac{A_1 \phi}{A_{cri}} = \frac{1,01}{71,47} \cong 0,014 \quad (\text{A.82})$$

$$w_k < \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_{p1}} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = \frac{12,7}{12,5 \cdot 1,2} \cdot \frac{130}{200000} \cdot \frac{3 \cdot 130}{2,90} \cong 0,074 \text{ mm} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_{p1}} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{12,7}{12,5 \cdot 1,20} \cdot \frac{130}{200000} \cdot \left(\frac{4}{0,014} + 45 \right) \cong 0,182 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{A.83})$$

$$w_k = 0,074 \text{ mm} \leq 0,20 \text{ mm} \therefore \text{ok}$$

Como a abertura de fissuras foi inferior ao limite imposto pela normativa ABNT NBR 6118 (2014) de 0,20 mm, então o requisito está atendido para a protensão parcial. Para o cálculo da área da região de envolvimento protegida pela barra toma-se como crítica a situação ilustrada pela Figura A.8.

Figura A.8: Delimitação da região de envolvimento da barra ϕ_i .



Fonte: Autor (2022).

✓ Seção do Trecho Interno:

O valor do momento fletor nessa seção é de 231,93 kN.m. Com isso, verifica-se:

$$|M| \geq M_r \rightarrow 231,93 \text{ kN.m} \geq 168,80 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{Estádio II} \quad (\text{A.84})$$

$$E \cdot I_l = 2684.572809,60 = 1537420966,00 \text{ kN.cm}^2 \cong 153742,10 \text{ kN.m}^2 \quad (\text{A.85})$$

$$E \cdot I_{eq} = E_{cs} \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_l + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\}$$

$$E \cdot I_{eq} = 2684 \cdot \left\{ \left(\frac{168,80}{231,93} \right)^3 \cdot 572809,60 + \left[1 - \left(\frac{168,80}{231,93} \right)^3 \right] \cdot 195297,60 \right\} \quad (\text{A.86})$$

$$E \cdot I_{eq} \cong 914798500 \text{ kN.cm}^2 \cong 91479,85 \text{ kN.m}^2$$

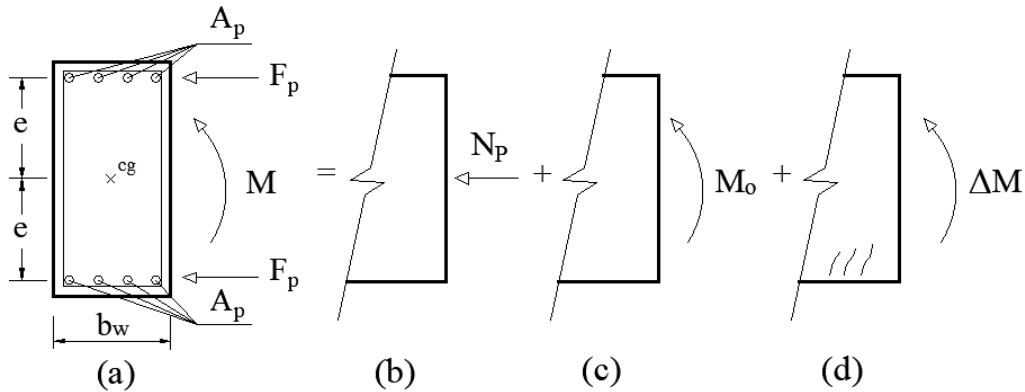
$$\alpha = \frac{E \cdot I_{eq}}{E \cdot I_l} = \frac{91479,85}{153742,10} \cong 0,60 \quad (\text{A.87})$$

Nota-se que o momento fletor nesta seção também superou o momento de fissuração da peça, sendo assim calcula-se a abertura de fissuras empregando o mesmo roteiro aplicado para a seção do apoio. Inicialmente é importante verificar se houve a descompressão no nível da armadura ativa, então calcula-se a tensão na armadura de protensão da borda inferior:

$$\sigma_p = \frac{N_{p,t=\infty}}{A} - \frac{M \cdot e}{I_c} = \frac{1059,51}{2500} - \frac{23193 \cdot 20,57}{520833,33} \quad \therefore \sigma_p \cong -0,492 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -4,92 \text{ MPa} \quad (\text{A.88})$$

Houve descompressão, assim devemos calcular o momento que a causou (M_0) e posteriormente calcular qual a parcela do momento total (ΔM) que causa a variação de tensão responsável pela fissuração. A Figura A.9 ilustra de maneira resumida o comportamento da peça protendida fissurada mediante a essas solicitações.

Figura A.9: Estado de fissuração na protensão parcial com solicitação de momento fletor positivo: (a) Seção transversal protendida; (b) Normal de protensão; (c) momento de descompressão; (d) Variação do momento fletor.



Fonte: Autor (2022).

$$\sigma_p = 0,492 \rightarrow \frac{M_0 \cdot e}{I_c} = 0,492 \rightarrow \frac{M_0 \cdot 20,57}{520833,33} = 0,492 \quad (\text{A.89})$$

$$M_0 = 12457,46 \text{ kN} \cdot \text{cm} \cong 124,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 231,93 - 124,57 \therefore \Delta M = 107,36 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{A.90})$$

Dando continuidade, calcula-se o acréscimo de tensão no C.G da armadura ativa entre a descompressão e o carregamento atuante no estágio II, bem como os outros parâmetros necessários para obter a abertura de fissuras:

$$e = d_p - x_{II} = 45,57 - 13,86 \therefore e = 31,71 \text{ cm} \quad (\text{A.91})$$

$$\sigma_{si} = \frac{\Delta M \cdot e}{I_{x,II0}} \cdot \alpha_p = \frac{10736 \cdot 31,71}{195297,60} \cdot \frac{200}{26,84} \therefore \sigma_{si} = 13,00 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cong 130 \text{ MPa} \quad (\text{A.92})$$

$$A_{cri} = 5,12 \cdot (4,43 + 9,53) \cong 71,47 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.93})$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_1 \phi}{A_{cri}} = \frac{1,01}{71,47} \cong 0,014 \quad (\text{A.94})$$

$$w_k < \begin{cases} \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_{p1}} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = \frac{12,7}{12,5 \cdot 1,2} \cdot \frac{130}{200000} \cdot \frac{3 \cdot 130}{2,90} \cong 0,074 \text{ mm} \\ \frac{\phi_i}{12,5 \cdot \eta_{p1}} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{12,7}{12,5 \cdot 1,20} \cdot \frac{130}{200000} \cdot \left(\frac{4}{0,014} + 45 \right) \cong 0,182 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{A.95})$$

$$w_k = 0,074 \text{ mm} \leq 0,20 \text{ mm} \therefore \text{ok}$$

Novamente a abertura de fissuras foi inferior ao limite imposto pela ABNT NBR 6118 (2014), assim está verificado e atendido essa condição. Para o cálculo da área da região de envolvimento protegida pela barra toma-se como crítica a situação ilustrada anteriormente pela Figura A.8.

A seguir será verificado o estado limite último **E.L.U** da mesma maneira como foi realizado na fase de desmoldagem, todavia contabilizando os 5,0% para as perdas progressivas.

✓ Seção do Apoio:

O valor do momento fletor nessa seção é de -204,92 kN.m. Com isso, determina-se os coeficientes adimensionais para posteriormente calcular a posição da linha neutra e deformação no aço.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,3 \cdot 204,92}{50,45,20^2 \cdot \left(\frac{3,0}{1,4}\right)} \cong 0,12 \quad (\text{A.96})$$

Entrando na Tabela B.1 com esse valor de KMD é possível obter os demais valores presentes na Tabela A.4.

Tabela A.4: Valores adimensionais e deformação nos materiais.

KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c(\%)$	$\varepsilon_s(\%)$	Domínio
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,00	2

Fonte: Autor (2022).

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow x = KX \cdot d = 0,1911 \cdot 45,20 \therefore x \cong 8,64 \text{ cm} \quad (\text{A.97})$$

O próximo passo será determinar o pré-alongamento da armadura de protensão (ε_p) através de uma interpolação linear na Tabela B.2 e depois calcular a deformação específica da armadura no estado limite último (ε_t).

$$\frac{1314 - 1025}{\sigma_{p,t=\infty} - 1025} = \frac{6,794 - 5,25}{\varepsilon_p - 5,25} \quad (\text{A.98})$$

$$\frac{1314 - 1025}{1311,28 - 1025} = \frac{6,794 - 5,25}{\varepsilon_p - 5,25} \therefore \varepsilon_p \cong 6,78\%_0$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s = 6,78 + 10,00 \therefore \varepsilon_t = 16,78\%_0 \quad (\text{A.99})$$

De acordo com a mesma tabela e realizando novamente uma interpolação linear, obtém-se o valor da tensão na armadura na condição do estado limite último (σ_{pd}) e a quantidade de armadura de protensão necessária (A_p):

$$\frac{1517 - 1507}{\sigma_{pd} - 1507} = \frac{17,50 - 15}{\varepsilon_t - 15} \quad (\text{A.100})$$

$$\frac{1517 - 1507}{\sigma_{pd} - 1507} = \frac{17,50 - 15}{16,78 - 15} \therefore \sigma_{pd} \cong 1514,12 \text{ MPa}$$

$$A_p = \frac{M_d - A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - 0,4 \cdot x)}{\sigma_{pd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x)} = \frac{1,3.20492 - 15,70 \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (45,20 - 0,4 \cdot 8,64)}{151,412 \cdot (45,57 - 0,4 \cdot 8,64)} \quad (\text{A.101})$$

$$A_p \cong -0,29 \text{ cm}^2$$

Devido ao valor negativo encontrado acima para a armadura de protensão, não seria necessário o emprego dessa armadura.

✓ Seção do Trecho Interno:

O valor do momento fletor nessa seção é de 231,93 kN.m. Assim, determina-se os coeficientes adimensionais para posteriormente calcular a posição da linha neutra e deformação no aço.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,3.23193}{50.45,20^2 \cdot \left(\frac{3,0}{1,4}\right)} \cong 0,14 \quad (\text{A.102})$$

Entrando na Tabela B.1 com esse valor de KMD é possível obter os demais valores presentes na Tabela A.5.

Tabela A.5: Valores adimensionais e deformação nos materiais.

KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c(\%)$	$\varepsilon_s(\%)$	Domínio
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,00	2

Fonte: Autor (2022).

$$KX = \frac{x}{d} \rightarrow x = KX \cdot d = 0,2264 \cdot 45,20 \therefore x \cong 10,23 \text{ cm} \quad (\text{A.103})$$

Da mesma maneira que a seção do apoio, a presente seção (trecho interno) se comporta em domínio 2 na ruptura, então a deformação na armadura passiva apresenta o valor de $\varepsilon_s = 10\%$. Além disso, os valores da deformação específica e da tensão na armadura ativa são: $\varepsilon_t = 16,78\%$ e $\sigma_{pd} \cong 1514,12 \text{ MPa}$. Nesse sentido, calcula-se a quantidade de armadura de protensão necessária:

$$A_p = \frac{M_d - A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - 0,4 \cdot x)}{\sigma_{pd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x)} = \frac{1,3.23193 - 15,70 \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right) \cdot (45,20 - 0,4 \cdot 10,23)}{151,412 \cdot (45,57 - 0,4 \cdot 10,23)} \quad (\text{A.104})$$

$$A_p \cong 0,33 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{cordoalhas}}^{\text{o}} = \frac{A_p}{A_{p1\phi}} = \frac{0,33}{1,01} \cong 0,33 \rightarrow 1 \phi 12,7 \text{ mm} \therefore A_p = 1,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.105})$$

Além dos cálculos que foram apresentados nesse roteiro, resta apenas uma condição específica a ser atendida no campo dos pré-moldados de concreto. Tal condição trata-se da limitação da tensão na armadura longitudinal em $0,50.f_{yk}$, durante o içamento dos pilares na montagem. Assim, calcula-se a tensão atuante no centro de gravidade (C.G) da armadura passiva tracionada para cada seção em análise.

✓ Seção do Apoio:

Para a seção do apoio, a tensão no C.G da armadura longitudinal passiva (borda superior) produzida pelo momento fletor de -204,92 kN.m é da ordem de:

$$y_{si} = \frac{h}{2} - 4,80 = \frac{50}{2} - 4,80 \therefore y_{si} = 20,20 \text{ cm} \quad (\text{A.106})$$

$$\sigma_s = \frac{N_{p,t=\infty}}{A} - \frac{M \cdot y_{si}}{I_c} = \frac{1059,51}{2500} - \frac{20492 \cdot 20,20}{520833,33} \therefore \sigma_s \cong -0,37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -3,70 \text{ MPa} \quad (\text{A.107})$$

$$\frac{\sigma_s}{f_{yk}} = \frac{3,70}{500} = 0,0074 \leq 0,50 \therefore \text{ok} \quad (\text{A.108})$$

Nota-se que a tensão atuante é inferior ao limite permitido pela normativa ABNT NBR 9062 (2017), portanto atende a condição.

✓ Seção do Trecho Interno:

Para a seção do trecho interno, a tensão no C.G da armadura longitudinal passiva (borda inferior) produzida pelo momento fletor de 231,93 kN.m é da ordem de:

$$y_{si} = \frac{h}{2} - 4,80 = \frac{50}{2} - 4,80 \therefore y_{si} = 20,20 \text{ cm} \quad (\text{A.109})$$

$$\sigma_s = \frac{N_{p,t=\infty}}{A} - \frac{M \cdot y_{si}}{I_c} = \frac{1059,51}{2500} - \frac{23193 \cdot 20,20}{520833,33} \therefore \sigma_s \cong -0,476 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -4,76 \text{ MPa} \quad (\text{A.110})$$

$$\frac{\sigma_s}{f_{yk}} = \frac{4,76}{500} = 0,0095 \leq 0,50 \therefore \text{ok} \quad (\text{A.111})$$

Novamente, nota-se que a tensão atuante é inferior ao limite permitido pela normativa ABNT NBR 9062 (2017), portanto atende a condição.

APÊNDICE B

Este capítulo apresenta as formulações para o cálculo no estado limite último da armadura longitudinal ativa. Para o equacionamento apresentado utiliza-se a metodologia empregada por (CARVALHO, 2017).

1. FÓRMULAS ADIMENSIONAIS PARA O DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

Define-se as Equações B.1 e B.2 como sendo os adimensionais do momento fletor e da linha neutra. Ao substituir ambas as equações, é possível obter uma relação entre elas expressa pela Equação B.3.

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (\text{B.1})$$

$$KX = \frac{x}{d} \quad (\text{B.2})$$

$$KMD = 0,68 \cdot (KX) - 0,272 \cdot (KX)^2 \quad (\text{B.3})$$

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o valor de KX está definido entre 0 e 0,45 o que resulta em um valor máximo de 0,25 para o parâmetro KMD, possibilitando a determinação da menor altura útil (d_{\min}) necessária para resistir ao momento fletor M_d . A Equação B.4 é utilizada para obter a altura útil mínima.

$$d_{\min} = 2,0 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (\text{B.4})$$

Já a Equação B.5 relaciona o braço de alavanca (z) com a altura útil (d), apresentando uma relação com o adimensional KX. Por fim, é possível obter a área de armadura longitudinal ativa via Equação B.6.

$$KZ = \frac{z}{d} = 1 - 0,40 \cdot KX \quad (\text{B.5})$$

$$A_p = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot \sigma_{pd}} \quad (\text{B.6})$$

Por fim é possível relacionar o coeficiente KX com as deformações no concreto e armadura, para isso é necessário a utilização da Equação B.7. Além disso apresenta-se a Tabela B.1 com o intuito de facilitar o cálculo da armadura longitudinal de protensão.

$$KX = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (\text{B.7})$$

Tabela B.1: Valores adimensionais para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares de concretos até C50.

KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c(\text{‰})$	$\varepsilon_s(\text{‰})$	KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c(\text{‰})$	$\varepsilon_s(\text{‰})$
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000	0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000	0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000	0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000	0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000	0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000	0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000	0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,000	0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000	0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000	0,1900	0,3205	0,8757	3,5000	7,4204
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,000	0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000	0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,000	0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,000	0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,000	0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,000	0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,1100	1,1739	0,9305	2,1044	10,000	0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,000	0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000	0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,000	0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000	0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,000	0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,000					

Fonte: Adaptado de Carvalho (2017).

É importante destacar que para o cálculo do pré-alongamento será utilizado a tensão na armadura no tempo infinito, ou seja, tensão de protensão após todas as perdas inclusive as diferidas, muito embora a tensão atuante no ato do pré-alongamento não seja essa, todavia como trata-se de uma armadura determinada para atender o estado limite último, então é razoável estabelecer tal concordância, além do que se trata do caso mais crítica em termos de tensão na armadura ativa. Para os aços de protensão utilizados, será empregado os resultados da publicação de Vasconcelos (1980), em que para cada tipo de aço tabelou-se o valor das tensões e deformações. A Tabela B.2 apresenta esses resultados.

Tabela B.2: Tensão no aço σ_{pd} (MPa).

ε (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,50
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517
ε (‰)	20,00	22,50	25,00	27,50	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	-
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484	-
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611	-

Fonte: Adaptado de Carvalho (2017).

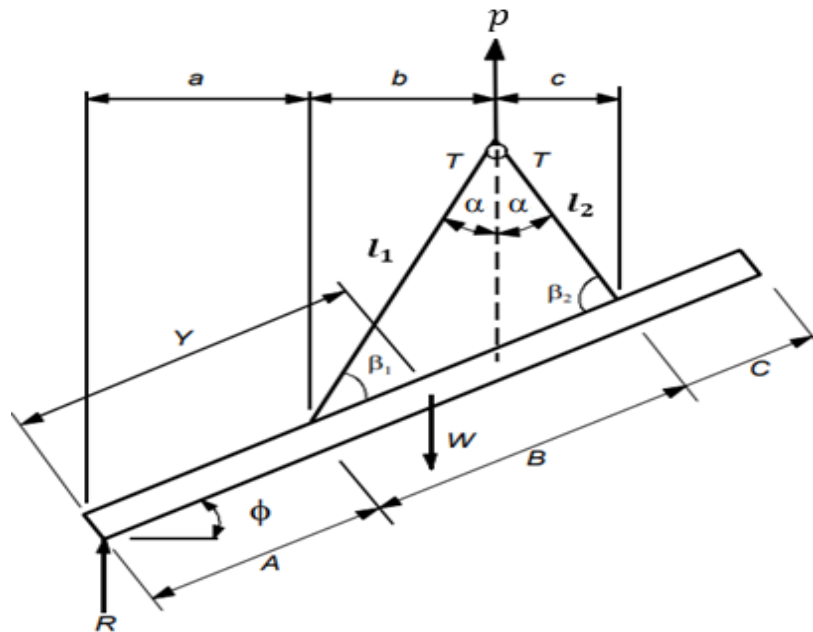
APÊNDICE C

Este capítulo apresenta as formulações propostas por Southcott e Tovey (1998), que no presente trabalho se aplicam para a análise de pilares pré-moldado de concreto em fase transitória de içamento.

1. FORÇA NOS CABOS DO EQUIPAMENTO DE IÇAMENTO APÓS ROTAÇÃO

Para apresentar o equacionamento das expressões toma-se como base os parâmetros geométricos ilustrados na Figura C.1

Figura C.1: Esquema estático para o cálculo da força nos cabos.



Fonte: Adaptado de Southcott e Tovey (1998).

$$a = A \cdot \cos\phi \quad (\text{C.1})$$

$$b = l_1 \cdot \text{sen}\alpha \quad (\text{C.2})$$

$$c = l_2 \cdot \text{sen}\alpha \quad (\text{C.3})$$

$$b + c = B \cdot \cos\phi \quad (\text{C.4})$$

$$l_1 + l_2 = l \quad (\text{C.5})$$

Substituindo as Equações C.2 e C.3 na Equação C.4 é possível obter a Equação C.6, para posteriormente determinar os demais ângulos.

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{B \cdot \cos\phi}{L}\right) \quad (\text{C.6})$$

$$\beta_1 = 90^\circ - (\alpha + \phi) \quad (\text{C.7})$$

$$\beta_2 = 180^\circ - (2\alpha + \beta_1) \quad (\text{C.8})$$

Aplicando o somatório de momentos em torno do ponto de aplicação da força R é possível obter a Equação C.9.

$$p = \left(\frac{W \cdot Y \cdot \cos\phi}{a + b} \right) \quad (\text{C.9})$$

Aplicando as equações de equilíbrio para os pontos materiais em torno do ponto de aplicação da força p determina-se a Equação C.10.

$$p = 2 \cdot T \cdot \cos\alpha \quad (\text{C.10})$$

Substituindo a Equação C.9 na Equação C.10 determina-se a força T no cabo via Equação C.11. Ainda, é possível obter o valor desta força utilizando a Equação C.12, sendo necessário substituir no denominador da Equação C.11 os parâmetros geométricos já obtidos anteriormente

$$T = \left[\frac{W \cdot Y \cdot \cos\phi}{(a + b) \cdot 2 \cdot \cos\alpha} \right] \quad (\text{C.11})$$

$$T = \left[\frac{W \cdot Y \cdot \cos\phi}{(2 \cdot A \cdot \cos\phi \cdot \cos\alpha + B \cdot \sin\beta_2)} \right] \quad (\text{C.12})$$

Onde:

W - Representa o peso do pilar com os efeitos dinâmicos;

ϕ - Representa o ângulo entre o pilar e o plano horizontal;

R - Representa a reação do pilar com a superfície horizontal;

T - Representa a força no cabo;

Y - Representa a distância entre o ponto de rotação e o centro de gravidade do pilar;

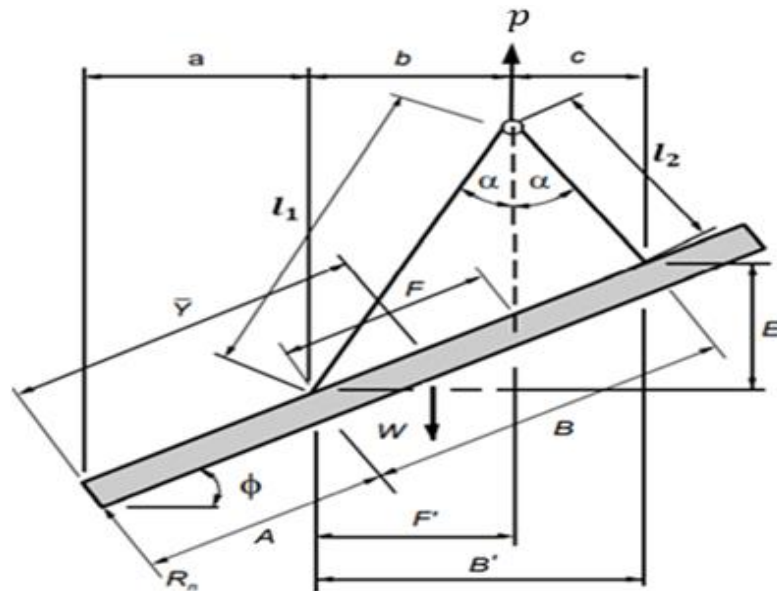
l - Representa o comprimento do cabo;

p - Representa a força na direção vertical para o içamento.

2. AÇÕES NA DIREÇÃO VERTICAL DO PILAR APÓS ROTAÇÃO

Para apresentar as expressões que representam as forças atuantes perpendiculares ao pilar durante a rotação, toma-se como base os parâmetros geométricos ilustrados na Figura C.2.

Figura C.2: Esquema estático para decomposição dos carregamentos.



Fonte: Adaptado de Southcott e Tovey (1998).

Assume-se o comprimento do cabo igual a $2.B$ ou um valor maior. Com isso, é possível escrever as expressões a seguir.

$$B' = B \cdot \cos\phi \quad (\text{C.13})$$

$$E = B \cdot \sen\phi \quad (\text{C.14})$$

$$\sen\alpha = \frac{B'}{l} \quad (\text{C.15})$$

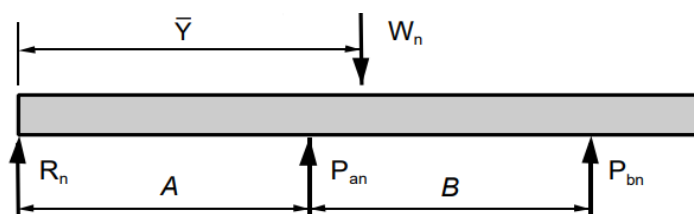
$$l_1 - l_2 = \frac{E}{\cos\alpha} \quad (\text{C.16})$$

$$F' = l_1 \cdot \sen\alpha \quad (\text{C.17})$$

$$F = \frac{F'}{\cos\phi} \quad (\text{C.18})$$

Na sequência é realizado a análise das componentes das forças perpendiculares ao pilar, tendo como base o esquema estático da Figura C.3.

Figura C.3: Componentes das forças perpendiculares ao pilar pré-moldado após a rotação.



Fonte: Southcott e Tovey (1998).

Se o comprimento do cabo (l) for o dobro da distância B , então pode-se utilizar as expressões abaixo.

$$F = \left(\frac{B}{4}\right) \cdot \left[2 + \frac{\text{sen}\phi}{\sqrt{1 - \frac{\text{cos}^2\phi}{4}}} \right] \quad (\text{C.19})$$

A Equação C.20 fornece o peso do pilar atuante no plano n perpendicular a peça após a rotação.

$$W_n = W \cdot \text{cos}\phi \quad (\text{C.20})$$

Aplicando o somatório de momentos em torno do ponto de aplicação da força R_n é possível obter a Equação C.21. Já a Equação C.22, trata-se da soma das forças nos cabos decompostas no plano n perpendicular ao elemento pré-moldado.

$$P_n = \left(\frac{W_n \cdot \bar{Y}}{A + F} \right) \quad (\text{C.21})$$

$$P_n = P_{an} + P_{bn} \quad (\text{C.22})$$

Aplicando o somatório de forças na direção perpendicular ao elemento pré-moldado obtém-se a Equação C.23. Por fim, calcula-se as parcelas decompostas das forças nos cabos via Equação C.24 e Equação C.25.

$$R_n = W_n - P_n \quad (\text{C.23})$$

$$P_{an} = \frac{(A + B - \bar{Y}) \cdot W_n - (A + B) \cdot R_n}{B} \quad (\text{C.24})$$

$$P_{bn} = P_n - P_{an} \quad (\text{C.25})$$