

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

**APLICAÇÃO DO CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO EM
VIGA PRÉ-MOLDADA PROTENDIDA PARA PONTES**

Jadson da Silva Barbosa

São Carlos
2021

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

**APLICAÇÃO DO CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO EM
VIGA PRÉ-MOLDADA PROTENDIDA PARA PONTES**

Jadson da Silva Barbosa

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

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos
2021



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 Jadson da Silva Barbosa, realizada em 25/08/2021.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian (UFSCar)

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein (UNICAMP)

Profa. Dra. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho (PUCCAMP)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

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

Dedico esta dissertação à toda minha família, principalmente aos meus queridos pais Adelício Pedro Barbosa e Orani Clementina da Silva, que sempre me apoiaram e me motivaram em cada etapa da minha formação.

AGRADECIMENTO

Agradeço imensamente a Deus, por cada oportunidade e bênçãos recebidas ao longo da minha trajetória, por cada conquista e pela família com a qual me presenteou.

Agradeço aos meus pais, que sempre me foram exemplos de vida e me apoiaram, aos meus quatro irmãos que sempre estiveram ao meu lado em tudo que precisei e me deram total suporte para concluir este trabalho de mestrado.

Meu sincero agradecimento ao meu orientador Guilherme Parsekian pelo enorme compromisso e dedicação com este trabalho, com seriedade e companheirismo em todas as etapas, sendo um grande mentor ao longo do curso.

Agradeço à minha noiva Laiane Ortega, por todo companheirismo, incentivo e motivação em todo o período de realização deste trabalho.

Muito obrigado aos meus grandes amigos que colaboraram direta ou indiretamente com este trabalho.

Agradeço também a todos os professores que participaram da minha formação, até a conclusão deste trabalho.

RESUMO

BARBOSA, J. S. *Aplicação do Concreto de Ultra Alto Desempenho em Viga Pré-moldada Protendida para Pontes*. 2021. 263f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2021.

O concreto é o material mais utilizado pelo homem na construção civil. Diversas exigências e desafios da construção moderna motivaram o desenvolvimento do Concreto de Alto Desempenho (CAD) e, posteriormente, com o avanço das pesquisas o Concreto de Ultra Alto Desempenho (CUAD), buscando um material que fosse não somente de alta resistência à compressão, mas que também tivesse boa resistência à tração, ductilidade, autoadensável e com altíssima durabilidade. Composto basicamente por cimento portland, sílica ativa, pó-de-quartzo, agregado miúdo, fibras de aço, aditivos superplastificantes e água, o CUAD surgiu por meio de pesquisas desenvolvidas por volta de 1990 na França e no Canadá. Esse material pode atingir elevadas resistências, numa faixa entre 150 MPa a 800 MPa à compressão e de 5 MPa a 100 MPa à tração, apresentando grande ductilidade. Essas características viabilizam estruturas mais duráveis e com elevada esbeltez, além de possibilitar a redução ou eliminação de armaduras passivas, em especial estribos para resistir ao cisalhamento. Este trabalho tem por objetivo descrever e indicar critérios para projeto de aplicação estrutural utilizando a tecnologia do CUAD, assim como sua composição, produção, métodos de cura e os principais fatores que impedem ou dificultam sua utilização em maior número de obras. Busca-se reunir todas as informações relevantes, desenvolvendo um material capaz de nortear projetistas no dimensionamento de estruturas aplicando essa tecnologia, e com isso, incentivar seu uso nos diversos campos da indústria da construção civil no Brasil. A pesquisa é composta de uma revisão da literatura por meio de pesquisas já desenvolvidas sobre o assunto no Brasil e em vários outros países, descrevendo as principais obras já executadas com esse material e as características que o difere dos concretos convencionais. Como exemplos de aplicação, foram realizados dimensionamentos de vigas protendidas para pontes utilizando o CUAD e comparadas com dimensionamento em concreto protendido utilizando concreto convencional para uma análise de viabilidade. Com o trabalho, foi possível expor de maneira clara todas as informações necessárias para sua produção e aplicação de forma estrutural, além de propor um material capaz de orientar no dimensionamento de estruturas aplicando-se o CUAD e, também, que sirva de contribuição para uma futura normalização técnica.

Palavras-Chave: Concreto. CUAD. CAD. Concreto protendido. CRF.

ABSTRACT

BARBOSA, J. S. **Application of Prestressed Ultra High-Performance Concrete in Precast Bridge Girder**. 2021. 263f. Master These (Master in Civil Engineering) – Federal University of São Carlos. São Carlos, 2021.

Several requirements and challenges of modern construction motivated the development of High-Performance Concrete (HPC) and later, with the advance of the research, the Ultra-High Performance Concrete (UHPC). Due to the seek for a concrete that was not only higher in compressive strength, but also with good tensile and ductility behavior, self-compacting, and very high durability. Composed primarily by portland cement, silica fume, quartz powder, small aggregate, steel fibers, super plasticizing additives and water, UHPC first research was developed around 1990 in France and Canada. This material can reach high strength, in the range of 150 MPa to 800 MPa for compression and 5 MPa to 100 MPa for tension, with high ductility. These characteristics allow more durable and slender structures. In addition, there is the possibility to reduce or eliminate the passive reinforcements, in particular shear. The aim of this work is to introduce criteria for structural design using UHPC, as well as its composition, production, curing methods and the main factors that hinder its use in a greater number of constructions. This text organizes all relevant information on the topic, developing a material capable of guiding engineers in the design of structures using this technology, and with that, to encourage their use in the various fields of the civil construction industry in Brazil. The research is composed by a literature review including research already developed on the subject in Brazil and in several other countries, describing the main constructions already executed with this material, design criteria, constructive details and the characteristics that differs it from conventional concretes. As application examples, prestressed bridge girder beam designs are developed using the CUAD and compared with prestressed concrete design using conventional concrete for a feasibility analysis. With the study, it was possible to clearly expose all the information necessary for its design, production and structural application, in addition to providing a material capable of guiding the design of structures using UHPC and also serving as a contribution to future technical normalization.

Keywords: Concrete. UHPC. HPC. Prestressed concrete. FRC.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comparação de seções CPR (a), aço (b), Concreto Protendido (c) e Concreto armado (d).....	26
Figura 2.2 – Painéis de revestimento em CUAD em edifício habitacional em Gentilly na França	29
Figura 2.3 – detalhe da parede mostrando o sistema de fixação dos painéis.....	29
Figura 2.4 – Cobertura em balanço do Cinema em Rodez na França.....	30
Figura 2.5 – A cobertura da Estação de TGV Montpellier no Sul da França.....	31
Figura 2.6 – Cobertura da estação de trem após conclusão	32
Figura 2.7 – Fachada do Edifício Le Verone em Saint-Denis, França	33
Figura 2.8 – Passarela de Sherbrooke no Canadá.....	34
Figura 2.9 – Pontes OA4 e OA6 em conclusão em Bourg-lès-Valence, França.....	35
Figura 2.10 – Passarela da Paz, Seul, Coreia do Sul.....	36
Figura 2.11 – Reforço externo no Viaduto de Hammersmith, Londres, Reino Unido.....	37
Figura 2.12 – Viaduto de Kander em Frutigen na Suíça.....	38
Figura 2.13 – Ponte Rodoviária Mars Hill nos EUA.....	39
Figura 2.14 – Ponte de Saint-Pierre-la-Cour, França	40
Figura 2.15 – Ponte para pedestre construída em Calgary	40
Figura 2.16 – Escritório de Representação do Ministério das Relações Exteriores, São Paulo-SP	42
Figura 2.17 – Casa do Japão em São Paulo.....	43
Figura 2.18 – Painéis arquitetônicos internos da L'Oréal no Rio de Janeiro-RJ.	45
Figura 2.19 – Blocos de CUAD produzidos para o Projeto Sirius	46
Figura 2.20 - Poltrona com estrutura feita em CUAD.	46
Figura 2.21 – Poltrona órbita com acento e encosto em CUAD	47
Figura 2.22 – Banco feito em CUAD	47
Figura 2.23 – Jogo de mesa com cadeiras em CUAD.....	48
Figura 2.24– Escultura produzida em DUCTAL®.....	48
Figura 2.25 – Grãos de sílica ativa ao redor de um grão de cimento.....	51
Figura 2.26 – Fibras atuando no controle de fissuração.....	52
Figura 2.27 – Degradação das fibras na superfície das vigas da ponte OA4 na França	54
Figura 2.28 – Detalhe de bolhas no lado superior de um dos elementos de cobertura da estação TGV Montpellier, no Sul da França.....	58
Figura 2.29 – Formação de bolhas no topo do corpo de prova de CUAD	59
Figura 2.30 – Aspecto da seção do corpo de prova de CUAD rompido e retificado	59

Figura 3.1 – Diagrama de tensão deformação na compressão de uma amostra de DUCTAL®	64
Figura 3.2 - Diagrama tensão-deformação na compressão proposto pela JSCE (2006)	66
Figura 3.3 - Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELU.	67
Figura 3.4- Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELS e ELU.	68
Figura 3.5- Gráficos de comportamento tensão-deformação de projeto real e recomendado para CUAD em compressão.	69
Figura 3.6 - Comparação de diagramas tensão-deformação na tração entre CC e CUAD... ..	71
Figura 3.7 – Modelos convencionais de projeto para comportamento a tração de seções espessas da AFGC/SETRA.	74
Figura 3.8 – Modelos convencionais de projeto para comportamento a tração de seções espessas da NF P 18-710.....	76
Figura 3.9 - Comportamento tensão-deformação do CUAD em tração medido e recomendado.....	78
Figura 3.10 – Diagrama tensão deformação dos corpos de provas de UHPFRC aos 80 dias.	81
Figura 3.11 - Diagrama de tensão deformação na flexão por três pontos	85
Figura 3.12 - Diagramas de distribuição de deformações e tensões ao longo da seção transversal nos estados de fissuração e limite último.....	86
Figura 3.13 - valores de projeto assumidos na compressão e na tração do CUAD	87
Figura 3.14 - Exemplificação de como obter o círculo fictício para determinação de t_{ef}	93
Figura 3.15 - Exemplo de determinação da área A_k e espessura t_{ef}	94
Figura 3.16 - Fluxo de cisalhamento devido à torção e cisalhamento	95
Figura 3.17 - Moldagem do bloco de CUAD com incorporação de cabos de protensão.....	96
Figura 3.18 - Ensaio de comprimento de emenda de cabos de protensão no CUAD	97
Figura 3.19 – Resultados dos ensaios de comprimento de emenda	97
Figura 3.20 – Variação da tensão de arrancamento em função do volume de fibras	99
Figura 3.21 – Dimensões da seção e posicionamento das barras de GFRP	101
Figura 3.22 - Vista geral do esquema de ensaio da seção.....	101
Figura 4.1 – Fluxograma de etapas da pesquisa	108
Figura 4.2– Corte da superestrutura do tabuleiro de 14,10x25,00 m.....	109
Figura 4.3 – Planta da superestrutura do tabuleiro 14,10x25,00 m.	110
Figura 4.4 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x20,00 m.....	111
Figura 4.5 – Arranjo de armadura passiva na seção do meio do vão para o tabuleiro 14,10x20,00 m.	112

Figura 4.6 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x20,00 m.....	112
Figura 4.7 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x25,00 m.....	113
Figura 4.8 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x25,00 m.....	113
Figura 4.9 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x30,00 m.....	114
Figura 4.10 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x30,00 m.....	114
Figura 4.11 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x35,00 m.....	115
Figura 4.12 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x35,00 m.....	116
Figura 4.13 – Custo de produção de viga pré-moldada isostática.....	117
Figura 4.14 – corte longitudinal da superestrutura com detalhes na região de apoio.....	118
Figura 4.15 – Fluxograma para dimensionar e verificar armadura de flexão em CP.....	120
Figura 5.1 – Espaçamentos mínimos das bainhas de protensão para pós-tração.....	126
Figura 5.2 – Representação do cobrimento e espaçamento dos cabos de protensão na flange inferior.....	127
Figura 5.3 – Representação do cobrimento e espaçamento dos cabos de protensão na alma.....	127
Figura 5.4 - Sistema de Ancoragem ativa tipo MTAI.....	128
Figura 5.5 – Seção transversal da viga com mesa colaborante.....	131
Figura 5.6 – Seções transversais da viga pré-moldada.....	131
Figura 5.7 - Distribuição de tensões na seção equivalente.....	133
Figura 5.8 - Elevação longitudinal da viga protendida em CUAD.....	138
Figura 5.9 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD....	138
Figura 5.10- Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELU.....	152
Figura 5.11 - Representação da relação tensão-deformação de CUAD em tração para projetos no ELS e ELU.....	154
Figura 5.12 - Esquema simplificado adotado para tração no ELU.....	155
Figura 5.13 - Representação de tensões e deformações na viga protendida em CUAD....	156
Figura 5.14 - Representação dos esforços normais e deformações na seção.....	160
Figura 5.15 – Método Simplificado para cálculo de $\sigma_{Rd,f}$	164
Figura 5.16 - Exemplificação de como obter o círculo fictício para determinação de t_{ef}	167
Figura 5.17 - Seção simplificada considerada para resistência à torção.....	168
Figura 5.18 - Seções transversais das vigas pré-moldadas.....	171
Figura 5.19 – Traçado dos cabos com fuso limite.....	174

Figura 5.20 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD ..	175
Figura 5.21 - Seções transversais das vigas pré-moldadas	179
Figura 5.22 – Traçado dos cabos com fuso limite	183
Figura 5.23 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD ..	183
Figura 5.24 - Seções transversais das vigas pré-moldadas	187
Figura 5.25 – Traçado dos cabos com fuso limite	191
Figura 5.26 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD ..	191
Figura 5.27 - Seção da viga em CUAD com altura reduzida	195
Figura 5.28 – Traçado dos cabos com fuso limite	196

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Dosagens Típicas do CPR proposto por Richard e Cheyrezy (1995)	55
Tabela 2.2 – Composição típica do DUCTAL®	55
Tabela 2.3 - Mistura de CUAD desenvolvida em estudo de otimização (em massa)	56
Tabela 2.4 – Composições do CUAD com fibras e sem fibras (em massa)	57
Tabela 3.1 - Valores de cobrimento mínimo $c_{min,dur}$ no que diz respeito à durabilidade para armadura de reforço	105
Tabela 3.2 - Valores de cobertura mínima $c_{min,dur}$ no que diz respeito à durabilidade para armadura de protensão.....	105
Tabela 4.1 – Valores característicos das ações permanentes e variáveis.....	119
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do CUAD para projeto	129
Tabela 5.2 – Propriedades geométricas da seção S_5	131
Tabela 5.3 – Momentos solicitantes característicos na viga.....	132
Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas do CUAD	133
Tabela 5.5 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).....	134
Tabela 5.6 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).	134
Tabela 5.7 - P^∞ para protensão completa - Condição (a)	135
Tabela 5.8 – P^∞ para protensão completa - Condição (b).....	135
Tabela 5.9 - Forças de protensão	136
Tabela 5.10 - Características da armadura ativa para protensão completa.....	136
Tabela 5.11 - configuração adotada dos cabos na viga protendida em CUAD.....	137
Tabela 5.12 - Traçado do cabo equivalente	137
Tabela 5.13 - Resultado das verificações feitas para cada seção da viga.....	141
Tabela 5.14 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva	142
Tabela 5.15 - Perdas por atrito	144
Tabela 5.16 - Perdas por acomodação da ancoragem.....	146
Tabela 5.17 - Perdas de protensão por encurtamento do concreto.....	147
Tabela 5.18 - Valores calculados dos fatores para perdas progressivas	150
Tabela 5.19 - Perdas progressivas de protensão.....	151
Tabela 5.20 - Perdas totais de protensão calculadas.....	151
Tabela 5.21 - Perdas totais de protensão estimadas	151
Tabela 5.22 - valores do pré-alongamento na armadura de protensão	157
Tabela 5.23 - Tensão e deformações na compressão	157
Tabela 5.24 - Tensão e deformações na tração.....	157
Tabela 5.25 - valores de cálculo para equilíbrio de esforços	159
Tabela 5.26 - Deformações no ELU.....	160

Tabela 5.27 - Momentos resistente e solicitando no ELU.....	160
Tabela 5.28 - Determinação do esforço solicitante de projeto.....	162
Tabela 5.29 - Determinação da parcela de contribuição do CUAD para cisalhamento ($V_{Rd,c}$)	163
Tabela 5.30 - Determinação da parcela de contribuição das fibras para cisalhamento ($V_{Rd,f}$)	165
Tabela 5.31 - Cálculo de $V_{Rd,máx}$	165
Tabela 5.32 - Verificação da força cortante.....	166
Tabela 5.33 - Cálculo de torção máxima resistente.....	168
Tabela 5.34 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção.....	169
Tabela 5.35 - Resumo de deslocamento estimado na longarina.....	170
Tabela 5.36 - Propriedades geométricas da seção S_5	171
Tabela 5.37 – Momentos solicitantes característicos na viga.....	172
Tabela 5.38 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).....	172
Tabela 5.39 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).	173
Tabela 5.40 - Forças de protensão	173
Tabela 5.41 - Características da armadura ativa com protensão completa	173
Tabela 5.42 - Traçado do cabo equivalente	174
Tabela 5.43 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva....	175
Tabela 5.44 - Perdas totais de protensão calculadas.....	176
Tabela 5.45 - Deformações no ELU.....	176
Tabela 5.46 - Momentos resistente e solicitantes no ELU.....	177
Tabela 5.47 - Verificação de força cortante.....	177
Tabela 5.48 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção.....	178
Tabela 5.49 - Resumo de deslocamento estimado na longarina.....	178
Tabela 5.50 - Propriedades geométricas da seção S_5	180
Tabela 5.51 – Momentos solicitantes característicos na viga.....	180
Tabela 5.52 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).....	181
Tabela 5.53 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).	181
Tabela 5.54 - Forças de protensão	181
Tabela 5.55 - Características da armadura ativa para protensão completa e limitada.....	182
Tabela 5.56 - Traçado do cabo equivalente	182
Tabela 5.57 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva....	184
Tabela 5.58 - Perdas totais de protensão calculadas.....	184
Tabela 5.59 - Deformações no ELU.....	185
Tabela 5.60 - Momentos resistente e solicitando no ELU.....	185
Tabela 5.61 - Verificação de força cortante.....	185

Tabela 5.62 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção.....	186
Tabela 5.63 - Resumo de deslocamento estimado na longarina.....	186
Tabela 5.64 - Propriedades geométricas da seção S_5	188
Tabela 5.65 – Momentos solicitantes característicos na viga.....	188
Tabela 5.66 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).....	189
Tabela 5.67 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).	189
Tabela 5.68 - Forças de protensão	189
Tabela 5.69 - Características da armadura ativa com protensão completa	190
Tabela 5.70 - Traçado do cabo equivalente	190
Tabela 5.71 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva....	192
Tabela 5.72 - Perdas totais de protensão calculadas.....	192
Tabela 5.73 - Deformações no ELU.....	193
Tabela 5.74 - Momentos resistente e solicitando no ELU.....	193
Tabela 5.75 - Verificação de força cortante.....	193
Tabela 5.76 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção.....	194
Tabela 5.77 - Resumo de deslocamento estimado na longarina.....	194
Tabela 5.78 - Propriedades geométricas da seção S_5	195
Tabela 5.79 - Forças de protensão	196
Tabela 5.80 - Características da armadura ativa com protensão completa.	196
Tabela 5.81 – Verificações feitas na viga.....	197
Tabela 6.1 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD....	199
Tabela 6.2 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD....	202
Tabela 6.3 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD....	204
Tabela 6.4 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD....	208
Tabela 6.5 – Orçamento dos insumos do CUAD no estado de São Paulo	210
Tabela 6.6 - Custos de produção de cada viga	212

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	17
1.1 JUSTIFICATIVA	18
1.2 PROBLEMA DE PESQUISA	19
1.3 QUESTÃO PRINCIPAL	19
1.4 OBJETIVO PRINCIPAL	20
1.5 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS:	20
1.6 PERGUNTAS A SEREM RESPONDIDAS	20
1.7 ASPECTOS GERAIS DA PESQUISA	21
1.7.1 Hipóteses	21
1.7.2 Classificação da pesquisa	21
1.7.3 Desenvolvimento	22
1.7.4 Descrição dos capítulos	22
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1 ASPECTOS GERAIS	24
2.2 DURABILIDADE	26
2.3 PRINCIPAIS OBRAS	27
2.3.1 Aplicações arquitetônicas do CUAD	28
2.3.2 Aplicações estruturais do CUAD	33
2.3.3 Aplicações do CUAD no Brasil	41
2.4 MATERIAIS	49
2.4.1 Cimento Portland	49
2.4.2 Agregado Miúdo	49
2.4.3 Aditivos Superplastificantes	50
2.4.4 Sílica Ativa	50
2.4.5 Pó de Quartzo	51
2.4.6 Fibras	52
2.5 DOSAGEM	54
2.6 MÉTODO DE PREPARO E CURA DO CUAD	57
2.7 EFEITOS DO TRATAMENTO TÉRMICO	61
CAPÍTULO 3 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	63
3.1 COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO	63
3.2 COMPORTAMENTO À TRAÇÃO	70
3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE	79
3.4 RETRAÇÃO	82
3.5 FLUÊNCIA	83
3.6 FLEXÃO	84
3.7 CISCALHAMENTO	87
3.8 TORÇÃO	92
3.9 ANCORAGEM	96
3.10 COMPORTAMENTO DE FADIGA	100
3.11 COBRIMENTO	102
CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA	107
4.1 TRABALHO DE MIGLIORE (2018)	109
4.2 DESENVOLVIMENTO	118
4.3 COMPARATIVO DE CUSTOS DE PRODUÇÃO	121
CAPÍTULO 5 - ESTUDOS DE CASO	123
5.1 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO	123

5.2	PROPRIEDADES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS	124
5.2.1	<i>Cobrimento do concreto</i>	124
5.2.2	<i>Altura da seção da viga</i>	125
5.2.3	<i>Largura e espessura da flange superior da viga</i>	125
5.2.4	<i>Largura e espessura da flange inferior da seção da viga</i>	126
5.2.5	<i>Espessura da alma</i>	127
5.3	ANCORAGEM ATIVA	127
5.4	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CUAD ADOTADAS	128
5.5	CASOS (A)	129
5.5.1	<i>Tabuleiro 14,10x20 m</i>	129
5.5.2	<i>Tabuleiro 14,10x35 m</i>	170
5.6	CASOS (B)	179
5.6.1	<i>Tabuleiro 14,10x20 m</i>	179
5.6.2	<i>Tabuleiro 14,10x35 m</i>	187
CAPÍTULO 6 - RESULTADOS E DISCUSSÕES		198
6.1	ANÁLISE COMPARATIVA DOS CASOS (A)	198
6.1.1	<i>Tabuleiro 14,10x20 m</i>	198
6.1.2	<i>Tabuleiro 14,10x35 m</i>	201
6.2	ANÁLISE COMPARATIVA DOS CASOS (B)	203
6.2.1	<i>Tabuleiro 14,10x20 m</i>	203
6.2.2	<i>Tabuleiro 14,10x35 m</i>	206
6.3	ESTIMATIVA DE CUSTO DE INSUMOS PARA PRODUÇÃO DO CUAD NO BRASIL.....	210
6.4	ROTEIRO DE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PROTENDIDAS EM CUAD	213
CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS		214
CAPÍTULO 8 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		218
APÊNDICE A		225

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A construção civil no Brasil como no mundo é uma área que vem sofrendo constantes avanços tecnológicos, por parte de pesquisadores que buscam sempre a evolução das obras referentes à economia, qualidade, durabilidade, funcionalidade e estética, optando sempre por novos materiais que garantem esse avanço.

O concreto é o material mais utilizado pelo homem na construção civil, principalmente em conjunto com o aço, combinação que forma o conhecido concreto armado. Este material possui características bem conhecidas, tanto por projetistas quanto por construtores, pesquisadores e demais envolvidos e possui aplicação em todo o campo da engenharia civil.

Com as diversas exigências e as notáveis evoluções dos recursos computacionais de cálculos, aliados com os crescentes conhecimentos sobre o comportamento mecânico do concreto e do aço, permitem que projetistas elaborem estruturas cada vez mais arrojadas, tanto em concreto armado quanto em concreto protendido, necessitando-se em diversos casos, de concretos com propriedades superiores aos concretos convencionais (CC) (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011).

Por essas e outras necessidades que foi motivado o desenvolvimento do concreto de alto desempenho (CAD) e posteriormente, com o avanço dos recursos, o concreto de ultra alto desempenho (CUAD) buscando um concreto que fosse tão resistente quanto a rocha, porém, de fácil moldagem.

Por meio de pesquisas realizadas desde 1990 na França e no Canadá, o CUAD foi desenvolvido como alternativa ao CAD e, até mesmo ao aço, tornando-se um material de alta tecnologia, projetado especificamente para atender às exigências de indústrias civis e militares. De acordo com Vanderlei (2004) o concreto convencional pode resistir até 60 MPa, o CAD atinge resistências entre 60 MPa e 120 MPa, e o CUAD está numa faixa de resistência à compressão entre 200 MPa e 800 MPa sob

tratamento de pressurização e tratamento térmico durante a cura, sendo bastante utilizado em pesquisas e em aplicações em obras sem tratamento térmico, numa faixa de 120 a 200 MPa de resistência à compressão e por sua baixíssima granulometria, é conhecido por muitos como Concreto de Pós Reativos (CPR).

Este trabalho busca reunir todas as informações relevantes sobre o CUAD, para desenvolver um material capaz de nortear projetistas no dimensionamento de estruturas aplicando essa tecnologia, e com isso, incentivar seu uso nos diversos campos da indústria da construção civil no Brasil.

1.1 JUSTIFICATIVA

Com o amplo desenvolvimento da construção civil se faz cada vez mais necessário o emprego de novas tecnologias para se alcançar resultados satisfatórios, com estruturas cada vez mais esbeltas e duráveis. Por esses e outros motivos o material mais utilizado na construção civil, que é o concreto, vem sendo alvo de muitas pesquisas, alcançando grandes evoluções tecnológicas, como o desenvolvimento do concreto de ultra alto desempenho (CUAD).

Com a tecnologia do CUAD, atingindo resistências à compressão superiores a 200 MPa, é possível com sua aplicação estrutural executar obras com alto nível de esbeltez, resistência e durabilidade, que é o que tem sido buscado. Com a utilização desse tipo de concreto é possível obter uma redução expressiva nas dimensões de elementos estruturais se comparado aos demais concretos, podendo-se gerar estruturas bem mais leves com alta capacidade resistente. Segundo Shin (2016), pela enorme capacidade resistente e possibilidades de elementos esbeltos e leves, o CUAD, estruturalmente, é mais comparável com o aço do que com os concretos convencionais.

O CUAD se destaca também por sua baixíssima porosidade, atingindo-se assim uma maior resistência à ambientes agressivos, oferecendo maior proteção as armaduras existentes, possibilitando maior durabilidade à estrutura. Esse tipo de concreto também apresenta grande resistência ao cisalhamento e à flexão devido às fibras ou microfibras existentes em sua composição, podendo em diversas situações

eliminar armaduras passiva e de cisalhamento do elemento estrutural, além de ser um material sustentável.

Tutikian, Isaia e Helene (2011) ressaltam que a utilização do concreto de ultra alto desempenho tem sido muito utilizado nos últimos anos em diversas obras em países como França, Japão, Alemanha, Suíça, Canadá, Estados Unidos e em muitos outros; dando destaque para a passarela de Sherbrooke em Quebec, no Canadá, executada em 1997, a passarela para pedestres em Seoul, Coréia do Sul, inaugurada em 2002 e o posto de pedágio do viaduto de Millau, na França em 2005.

No Brasil tem-se algumas aplicações do CUAD de forma arquitetônica, sendo em fachadas e mobiliários, de modo ainda bem restrita, não tendo nenhuma aplicação estrutural registrada em vigas, pilares, lajes ou outros. No entanto, para que se difunda e desenvolva esta tecnologia no país, faz-se necessário o desenvolvimento de mais pesquisas voltadas para o tema, capazes de fornecer informações seguras para sua disseminação e aplicação no país.

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

Qual o estado da arte de aplicação estrutural da tecnologia do concreto de ultra alto desempenho (CUAD), em especial no Brasil?

1.3 QUESTÃO PRINCIPAL

Determinar o estado da arte de aplicação estrutural da tecnologia do concreto de ultra alto desempenho (CUAD), e analisar a viabilidade de aplicação em vigas protendidas para pontes no Brasil.

1.4 OBJETIVO PRINCIPAL

Descrever e indicar critérios para projeto de aplicação estrutural utilizando a tecnologia do concreto de ultra alto desempenho (CUAD), assim como sua produção e os principais fatores que impedem ou dificultam sua utilização em maior número de obras, e a partir desses, realizar estudos de caso considerando vigas protendidas para pontes.

1.5 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS:

- Descrever as principais aplicações estruturais do CUAD no mundo.
- Avaliar as propriedades e especificações de critérios de dimensionamento e detalhamento em projetos de CUAD.
- Apresentar critérios de dimensionamento estrutural propostos quanto à flexão, cisalhamento, ancoragem, entre outros, de elementos estruturais executados utilizando o CUAD.
- Analisar os principais aspectos para a produção de elementos estruturais utilizando CUAD.
- Realizar estudos de caso de vigas protendidas de CUAD e comparar resultados com casos semelhantes em concreto protendido, relatado em Migliore (2018).

1.6 PERGUNTAS A SEREM RESPONDIDAS

- Quais as propriedades físicas e mecânicas usuais do CUAD que o difere dos concretos convencionais?
- Quais os principais paradigmas da aplicação estrutural do CUAD nas mais diversas obras?
- Quais as principais vantagens e desvantagens, facilidades e dificuldades do CUAD?
- Com aplicação em vigas de concreto armado e protendido, quais as vantagens e desvantagens da utilização do CUAD se comparado a outros concretos?

1.7 ASPECTOS GERAIS DA PESQUISA

Este tópico apresenta as hipóteses, a classificação e como será desenvolvida a pesquisa.

1.7.1 Hipóteses

O CUAD possui propriedades físicas e mecânicas capazes de garantir a produção de elementos estruturais com elevada resistência à compressão, elevada resistência à tração, maior durabilidade e ductilidade.

O CUAD se apresenta em um patamar bastante elevado com relação aos demais concretos por apresentar elevada resistência à compressão e à tração, podendo-se obter redução expressiva das seções transversais em elementos estruturais, além possibilitar a eliminação de armadura passiva de flexão e cisalhamento nas peças.

1.7.2 Classificação da pesquisa

Do ponto de vista da sua natureza, este trabalho se classifica como uma pesquisa aplicada, pois objetiva gerar conhecimentos para aplicação prática do concreto de ultra alto desempenho nos diversos campos da engenharia civil, além de trazer aspectos relevantes dessa tecnologia que é de grande interesse para o ramo.

Do ponto de vista da forma de abordagem do problema, este trabalho pode ser classificado como qualitativo e quantitativo, pois traz um Estado da Arte do material, assim como descrição de todas as suas características e como resultado, serão apresentados projetos de vigas protendidas de CUAD e comparados com vigas já dimensionadas com outros tipos de concretos, para uma análise numérica das vantagens da aplicação estrutural do concreto de ultra alto desempenho, além de propor um roteiro de dimensionamento.

Do ponto de vista de seus objetivos, pode ser classificada como pesquisa exploratória, pois visa proporcionar por meio de um levantamento bibliográfico maior familiaridade entre os envolvidos com o campo da engenharia civil e o CUAD, visando torná-lo explícito, com informações que dão suporte para sua aplicação estrutural.

Do ponto de vista dos procedimentos técnicos, pode ser classificada como Pesquisa Bibliográfica, pois será elaborada a partir de materiais já publicados, constituídos principalmente de livros, artigos de periódicos, dissertações e teses, com foco em reunir todas as informações relevantes para a aplicação estrutural do CUAD.

1.7.3 Desenvolvimento

A pesquisa será composta por uma revisão da literatura, reunindo informações relevantes de pesquisas já desenvolvidas sobre o assunto em vários países, para a produção de um material (dissertação) capaz de orientar na elaboração de projetos estruturais utilizando o CUAD no Brasil.

Como exemplo de aplicação serão desenvolvidos projetos de vigas protendidas para pontes utilizando o CUAD, e para uma análise comparativa será utilizado o trabalho desenvolvido em Migliore (2018), onde é apresentado o dimensionamento de vigas para pontes em concreto armado e protendido com concreto comum.

1.7.4 Descrição dos capítulos

O primeiro traz uma introdução ao tema em questão, a justificativa, as questões da pesquisa, os objetivos, as perguntas a serem respondidas e apresenta as hipóteses, classificação e desenvolvimento da pesquisa.

O capítulo 2 faz uma abordagem geral de revisão bibliográfica, apresentando vários exemplos de aplicação do CUAD no mundo, apresentação da composição e dosagens típicas e os métodos de preparo e cura do CUAD.

O capítulo 3 apresenta recomendações e valores de cálculo para projetos na aplicação do CUAD, oriundos de várias pesquisas, quanto ao comportamento e resistências mecânicas do material.

O capítulo 4 apresenta a metodologia adotada para o desenvolvimento do presente estudo, bem como a descrição dos procedimentos utilizados no capítulo 5, em que são apresentados exemplos de projetos utilizando o CUAD.

O capítulo 5 apresenta os exemplos de vigas protendidas para pontes dimensionadas com CUAD, detalhando as etapas de dimensionamento.

O capítulo 6 traz os principais resultados dos dimensionamentos realizados no capítulo 5 e apresenta as análises comparativas entre as vigas dimensionadas em CUAD e as vigas dimensionadas em concreto convencional em Migliore (2018).

O capítulo 7 apresenta as considerações finais do presente estudo.

O capítulo 8 apresenta as referências bibliográficas consultadas para o estudo em questão.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentado um breve histórico do desenvolvimento do concreto de ultra alto desempenho (CUAD), exemplos de aplicações desse material em diversos países, além de apresentar os materiais utilizados para sua produção, relatar os traços típicos desenvolvidos para a mistura e os métodos de preparo e cura do CUAD.

2.1 ASPECTOS GERAIS

O concreto de ultra alto desempenho (CUAD), desenvolvido inicialmente na França por Pierre e Richards, em meado de 1990, surgiu como alternativa ao concreto de alto desempenho. Na continuação das pesquisas, em conjunto com as empresas Lafarge e Rhodia, foram iniciados os estudos do CUAD com fibras e aditivos especiais, tendo como princípio a ausência de agregados graúdos, o que tornou a mistura conhecida como concreto de pós reativos (CPR) (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011).

Encontra-se na literatura distinções entre os termos “concreto de ultra alto desempenho (CUAD)” e “concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras (CUADRF)”, considerando assim, que o primeiro termo se refere ao concreto que não possui fibras em sua composição. Em contrapartida, encontra-se também em diversas pesquisas a utilização do primeiro termo, mas que na composição de materiais constituintes cita a utilização das fibras. Nota-se que a distinção dos termos existe apenas para fins experimentais, pois de acordo com Shin (2016), a adição de fibras à mistura é inevitável para a aplicação estrutural do material, e, por conseguinte, o termo adotado neste trabalho foi o de “concreto de ultra alto desempenho (CUAD)”, considerando o conteúdo das fibras.

Nas últimas duas décadas, foram desenvolvidas diferentes misturas do CUAD por diferentes laboratórios em parceria com empresas comerciais, tais como: DUCTAL[®] comercializado pela Lafarge-Holcim; o BSI-CERACEM[®], tecnologia evoluída a partir do BSI desenvolvido pela Eiffage em associação com Sika; o BCV[®] desenvolvido pelo fabricante de cimento grupo Vicat e Vinci e o COR-TUF[®] comercializado por US Army Corps of Engineers. Não tendo essas misturas descrições detalhadas de fundamentações teóricas, pois a maioria das misturas são com base em processos empíricos, baseados em tentativa e erro, adequado a um campo específico de investigação (BUTTIGNOL, SOUSA E BITTENCOURT, 2017).

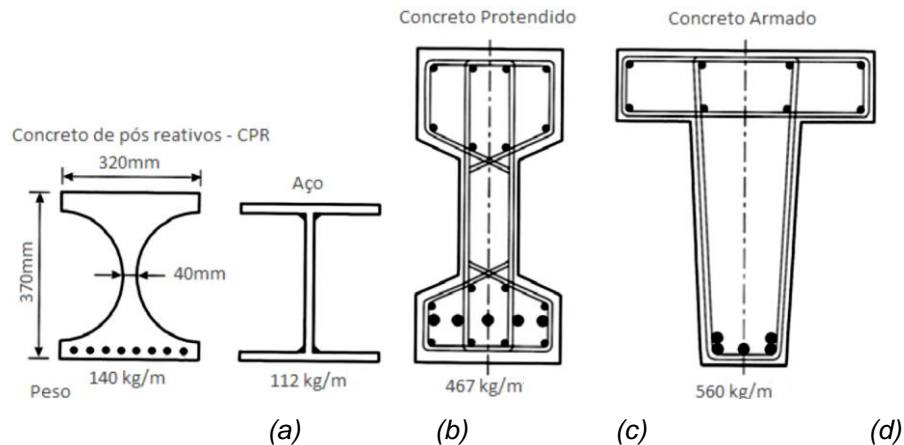
O que garante as principais características desse material é o uso de fibras e partículas muito finas, como pó de quartzo e sílica ativa e aditivos superplastificantes, trabalhando-se para chegar à menor relação água/aglomerante possível, numa faixa de 0,15 a 0,20.

A resistência à compressão é um parâmetro para análise de outras propriedades e por isso o concreto é classificado de acordo com ela. Segundo Richard (1996), o CUAD divide-se em duas classes:

- CPR200 – resistência à compressão entre 170 e 230 MPa;
- CPR800 – resistência à compressão entre 500 e 800 MPa;

O CUAD, ou CPR como é denominado por alguns pesquisadores, é um material capaz de produzir elementos que se assemelham aos vãos, as alturas e resistência do aço, porém com menor custo e maior durabilidade (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011). Na Figura 2.1 tem-se a comparação de dimensionamento do CUAD com o concreto armado, concreto protendido e aço para uma mesma carga.

Figura 2.1 – Comparação de seções CPR (a), aço (b), Concreto Protendido (c) e Concreto armado (d)



Fonte: Walraven (1999).

Para Buttignol, Sousa e Bittencourt (2017), o CUAD tem como aplicações mais promissoras a reabilitação de elementos estruturais submetidos a cargas ambientais e mecânicas severas (elementos de pontes), fabricação de mobiliário, escadas com camadas muito finas (cerca de 30 mm), construção de torres de ventos, edifícios altos e pontes com seções reduzidas.

O CUAD já tem aplicações registradas em diversos países, com destaque na França, Canadá, EUA, Japão, Austrália e Alemanha. No entanto, apesar das excelentes propriedades desse material, sua aplicação está progredindo lentamente, devido ao seu custo elevado e falta de métodos de concepção e experiências práticas (SHIN, 2016).

2.2 DURABILIDADE

A durabilidade do concreto está diretamente relacionada a permeabilidade, uma vez que esse é o mecanismo que permite a entrada de agentes agressivos como íons cloreto, íons sulfato e dióxido de carbono. A penetração desses agentes pode ocasionar reações químicas e físicas que fazem com que o concreto não atinja a vida útil para a qual foi projetado.

No que diz respeito à durabilidade, o CUAD se apresenta com características que promovem bom desempenho, uma vez que funciona com o princípio do

empacotamento de partículas muito finas, possui estrutura muito densa e de baixa porosidade, o que resulta em uma dificuldade para os agentes patológicos (SOTO, 2014).

Em testes realizados no DUCTAL[®], foi constatado impermeabilidade a quase qualquer agente agressor. Em testes de estabilidade química e resistência à lixiviação, verificou-se que o DUCTAL[®] não está sujeito à processos de deterioração endógenos (etringita tardia, taumasita, reação álcali, inchaço do clínquer anidro residual, etc.). Quanto à resistência ao ataque ácido, foi verificado que possui alta resistência, mesmo sob condições extremamente adversas. Amostras de DUCTAL[®] apresentaram resistência a vários agentes agressivos, como: sulfato de cálcio, sulfato de sódio, ácido acético, sulfeto de amônio, nitratos, água do mar e água destilada. Em testes de envelhecimento, foi destacado a capacidade de autocura, resultando em requisitos de manutenção reduzidos. Em testes de impermeabilidade (amostras em exposição em um tanque de água por 24 horas), observou-se resistência à formação de umidade e gotículas de água (DUCTAL, 2019a).

Em seu estudo de durabilidade do CUAD, com corpos de prova submetidos a cura úmida e cura térmica a 90 °C com resistência à compressão superior a 160 MPa, Soto (2014) constata que o CUAD apresenta resistividade 2,3 vezes maior do que o concreto convencional aos 28 dias e quase 4 vezes aos 45 dias, tendo probabilidade de corrosão desprezível. No teste de absorção de água por imersão total dos corpos de provas, encontrou valores quase 5 vezes menores no CUAD (abaixo de 1%) em relação ao concreto convencional. Nos testes de absorção de água por capilaridade o CUAD teve valores cerca de 60 vezes menores que o concreto convencional no tempo de 72 horas. Constatou também, após romper os corpos de prova de CUAD, que eles não estavam saturados, demonstrando que além da pequena quantidade os poros não se encontram interligados.

2.3 PRINCIPAIS OBRAS

Neste tópico é abordado os principais exemplos de aplicação do CUAD, subdivididos em aplicações arquitetônicas e aplicações estruturais e aplicações no

Brasil, explanando as grandes possibilidades alcançáveis com a utilização desse material em diversificadas obras.

2.3.1 Aplicações arquitetônicas do CUAD

Devido às suas características, o CUAD tem sido amplamente utilizado para criações arquitetônicas com designs diferenciados, permitindo texturas precisas devido a sua granulometria, e até pigmentação, dando liberdade para a criatividade de arquitetos e designers. O CUAD tem sido bastante utilizado arquitetonicamente em painéis de fachadas, coberturas, brises, marquises, entre outros.

2.3.1.1 Renovação de 315 moradias em Gentilly, França

A obra de renovação das 315 moradias foi idealizada pelo escritório Arquitetura AEC e foi concluída no terceiro trimestre de 2017. Com o DUCTAL[®], foram produzidos painéis de revestimento que sobreponham um material de isolamento térmico externo aplicado nas paredes (Figura 2.2). Após uma análise de custos entre a utilização de um concreto tradicional ou o CUAD, optou-se pela utilização do CUAD, por ser a opção que se mostrou mais econômica, especialmente no ponto de vista de implementação (DUCTAL, 2019a).

Os painéis possuem espessuras de 16 mm e pesam aproximadamente 37 kg/m², sendo 1/3 ou até 1/4 do peso dos painéis produzidos em concreto convencional. Outras características desse concreto que influenciaram em sua escolha foram a sua alta durabilidade, estética, resistência mecânica e facilidade de manutenção, podendo ser simplesmente lavado com água. Os painéis instalados no nível da rua são altamente resistentes a impactos e são tratados com um produto anti-graffiti (DUCTAL, 2019b).

Os painéis pré-fabricados possuem tamanhos de 1,2 x 2,4 m e 1,2 x 3,6 m com 16mm de espessura, alguns painéis com dimensões maiores, até 3 x 3 m, possuem espessuras de 30 mm. A somatória de toda a superfície ocupada pelo CUAD totaliza 5.000 m² (DUCTAL, 2019b).

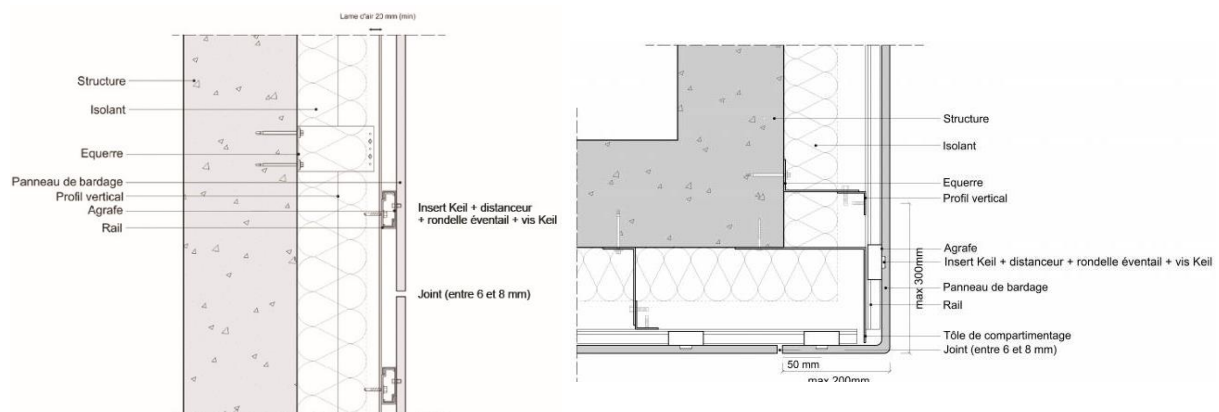
Os painéis pré-fabricados foram instalados usando grampos ocultos em trilhos. O sistema de fixação dos painéis pode ser observado na Figura 2.3, em que ilustra a seção transversal da parede com a solução de isolamento térmico externo.

Figura 2.2 – Painéis de revestimento em CUAD em edifício habitacional em Gentilly na França



Fonte: DUCTAL (2019b)

Figura 2.3 – detalhe da parede mostrando o sistema de fixação dos painéis



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.1.2 Cinema multiplex em Rodez, Sul da França

A entrada do cinema multiplex em Rodez, na França, possui balanço com 9,5 m de extensão, sem vigas, com apenas 4 cm de espessura nas extremidades (Figura 2.4), possuindo capacidade para abrigar até 300 pessoas (DUCTAL, 2019b).

A cobertura é composta por 12 painéis pré-moldados em CUAD justapostos, concebida pela empresa de projetos Lamoureux & Ricciotti Ingénierie leva em consideração em seu dimensionamento vários fatores ambientais como: cargas provindas do peso da neve, vento, sol e calor (DUCTAL, 2019b).

Com a utilização de CUAD foi possível a inclusão de iluminação de LED na estrutura, por meio de caixas de iluminação fixadas nos moldes das placas, possibilitando a instalação de um sistema de iluminação na fase final, gerando um aspecto de céu estrelado durante a noite.

Figura 2.4 – Cobertura em balanço do Cinema em Rodez na França



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.1.3 Cobertura da Estação de TGV Montpellier, no Sul da França

Com obra finalizada em 2017, a cobertura da estação de TGV Montpellier foi idealizada pelo arquiteto Marc Mimram, em que a ideia foi de permitir a iluminação natural em qualquer parte do dia por meio dos furos irregulares nas placas que compunham a cobertura (Figura 2.5).

O sistema de cobertura da estação totaliza 10.000 m², composto por um total de 115 elementos modulares pré-moldados protendidos de CUAD, cada um com

apenas 5 cm de espessura, 20 m de comprimento, 2,4 m de largura e 3 m de profundidade, utilizando concreto DUCTAL[®] com resistência à compressão de 130 MPa (DUCTAL, 2019b).

De acordo com a análise estrutural da cobertura, a tensão máxima de compressão na estrutura é de 60,4 MPa, de tração 4,6 MPa e abertura máxima de fissura de 0,1 mm. As fibras utilizadas no concreto foram fibras de aço inoxidável, buscando manter boa conservação estética, sem a ocorrência de corrosão das fibras nas faces aparentes, a proporção foi de 140 kg de fibras por m³ de concreto (UHPC, 2018).

Figura 2.5 – A cobertura da Estação de TGV Montpellier no Sul da França



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.1.4 Coberturas da estação de trem

A cobertura da estação de trem, apresentada na Figura 2.6, foi projetada em forma de concha, sendo peças pré-moldadas de 20 mm de espessura. A cobertura foi desenvolvida com o grande desafio de balancear a espessura mínima capaz de resistir aos esforços solicitantes principalmente de neves e paralelamente produzir

elementos leves e com baixo consumo de material (PERRY, PARSEKIAN, SHRIVE, 2017).

Figura 2.6 – Cobertura da estação de trem após conclusão



Fonte: Adeen et al. (2005)

2.3.1.5 Fachada do Edifício Le Verone em Saint-Denis, França

O Edifício conhecido como Le Verone (Figura 2.7) possui uma atrativa fachada em CUAD, com vista para a rodovia A1, em frente ao Estádio da França, nos arredores de Paris. A fachada composta por painéis pré-fabricados em CUAD com fibras de aço inoxidável branco, com comprimento de 4 m e espessura de 10 cm, possui um total de 900 m², com elementos vazados em forma teia. A parte de trás do painel é de forma plana, enquanto a parte frontal possui formato dos elementos mais arredondados (DUCTAL, 2019b).

Figura 2.7 – Fachada do Edifício Le Verone em Saint-Denis, França



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.2 Aplicações estruturais do CUAD

Por seu excepcional desempenho, o CUAD responde muito bem quando aplicado de modo estrutural, garantindo elementos com ótimo comportamento mecânico, altíssimas resistências e esbeltez. Suas principais aplicações estruturais têm sido em vigas protendidas, tabuleiros para pontes, viadutos, passarelas, ligações entre peças pré-moldadas, fabricação de pré-moldados, reforços e reabilitação de estruturas, torres eólicas, túneis e barragens.

2.3.2.1 Passarela de Sherbrooke no Canadá.

Como grande exemplo de aplicação estrutural do CUAD, tem-se a primeira estrutura de grande porte construída inaugurada em 1997, foi a passarela de Sherbrooke, no Canadá (Figura 2.8). A obra possui um vão livre de 60 m e altura de 3 m, com uma estrutura extremamente esbelta (BLAIS E COUTURE, 1999).

A passarela possui sua estrutura composta por 6 peças pré-moldadas de CUAD, com 10 metros de comprimento cada, montada no local. A superestrutura da

passarela é composta por tabuleiro de 3 cm de espessura e por treliça espacial com 3 m de altura, em que os banzos são em CUAD de 200 MPa de resistência à compressão e as diagonais são em tubos de 15 cm de diâmetro de aço inoxidável com preenchimento sob pressão de CUAD de 350 MPa de resistência à compressão (BLAIS E COUTURE, 1999).

Figura 2.8 – Passarela de Sherbrooke no Canadá



Fonte: FHWA-HRT-13-060 (2019).

2.3.2.2 Pontes OA4 e OA6 de Bourg-lès-Valence na França

Concluídas em 2001 na França, as pontes OA4 e OA6 foram as primeiras pontes rodoviárias construídas no mundo em CUAD (Figura 2.9). A obra foi realizada pela empreiteira Quille Company, atualmente incorporada à Eiffage Construction (TOUTLEMONDE et al, 2013).

O proprietário das pontes é o Governo Francês. O projeto e execução foi supervisionado pelo Departamento Regional de Obras Públicas com ajuda de mais duas agências governamentais, o Serviço de Estudos Técnicos de Estradas e Rodovias (SETRA) e o Centro de Estudos Técnicos de Equipamentos (CETE) de Lyon (HAJAR et al, 2004).

As pontes possuem 2 vãos cada. A superestrutura é composta por 5 vigas protendidas pré-moldadas em CUAD unidas longitudinalmente com CUAD *in situ*, com

as seguintes dimensões: comprimentos de 20,50 m e 22,50 m, altura de 0,90 m, largura de 2,40 m e espessura da alma de 11 cm. As vigas são protendidas com pré-tensão e não possuem armadura passiva. Com as dimensões reduzidas, os pesos das vigas foram reduzidos em três vezes se comparado com soluções em concreto protendido convencional (HAJAR et al, 2004).

Foi utilizado fibras de aço de 20 mm de comprimento e 0,3 mm de diâmetro com proporção de 3 % no volume nas pontes, a fim de proporcionar boa ductilidade e eliminação de armadura passiva. O CUAD utilizado tinha as seguintes características aos 28 dias: 175 MPa de resistência à compressão, 9,10 MPa de resistência à tração direta, 65 GPa de módulo de elasticidade e 2,80 ton/m³ (HAJAR et al, 2004).

Cerca de 12 anos após a construção das primeiras pontes, foi realizado um estudo para verificar as condições do concreto e seu desempenho de longo prazo, por meio da extração de testemunho nas vigas em CUAD para análises laboratoriais. Embora a corrosão das fibras seja visível nas faces inferiores dos elementos, verificou-se que as fibras são sólidas em todo o volume dos corpos analisados e até mesmo ao longo da maioria das vigas, o que confirma a alta durabilidade do material. Com as análises dos testemunhos extraídos, foi verificado altíssimo grau de saturação, ausência de penetração de cloretos, aumento no módulo de elasticidade e também na resistência à compressão, em comparação com as análises feitas aos 28 dias (TOUTLEMONDE et al, 2013).

Figura 2.9 – Pontes OA4 e OA6 em conclusão em Bourg-lès-Valence, França



Fonte: Toutlemonde et al (2013)

2.3.2.3 Passarela da Paz em Seul, Coreia do Sul.

Outra obra realizada com o CUAD de grande destaque na literatura é a passarela da Paz em Seul, na Coreia do Sul (Figura 2.10). A obra foi inaugurada em 2002 e apresenta aspectos de grande esbeltez. A passarela possui vão livre de 120m, o deck da estrutura possui uma largura de 4,3 metros e espessura de 3 centímetros, com resistência à compressão de 500 MPa. A passarela está localizada em um parque e busca com seu projeto arquitetônico homenagear a flexibilidade das diversas espécies de bambus que ali existem (DUCTAL, 2019b).

Figura 2.10 – Passarela da Paz, Seul, Coreia do Sul.



Fonte: Ductal (2019b)

2.3.2.4 Restauração do Viaduto de Hammersmith, Londres, Reino Unido

O viaduto de Hammersmith, que conecta o centro de Londres ao Aeroporto de Heathrow e ao oeste da Inglaterra, foi construída em 1961, sendo uma das primeiras estruturas pré-fabricadas construídas em concreto protendido. A estrutura é composta por 16 vãos que totalizam 626 m de comprimento.

A estrutura vinha apresentando deteriorações, que com inspeções realizadas, foram constatadas corrosões nos cabos de sustentação, levando-a a uma restauração imediata.

A escolha final de reforço da estrutura consistia na técnica de se adicionar cabos de protensão ancorados a blocos adicionais em CUAD (Figura 2.11), sendo uma solução bastante complexa e inovadora. O CUAD se apresentou como uma solução viável graças as suas propriedades, que garantem altíssimo desempenho com baixo volume, podendo vencer o desafio de suportar novos cabos externos de protensão em uma estrutura existente não projetada para tal.

O CUAD possibilitou a criação de blocos de ancoragem compactos, extremamente resistentes, esteticamente agradáveis e mais seguros de serem instalados. Foram criados 192 blocos de ancoragem pré-moldados para o reforço externo da estrutura, medindo até 1,5 x 0,9 m, com pesos variando entre 1,2 e 2,5 toneladas, além da criação de algumas ancoragens para cabos instalados dentro de compartimentos da estrutura, com acessos limitados, tendo como solução o despejo de concreto para molde no local. O trabalho de reforço do Viaduto durou de 2012 a 2015 (RAMBOLL, 2016).

Figura 2.11 – Reforço externo no Viaduto de Hammersmith, Londres, Reino Unido



Fonte: Ramboll, (2016)

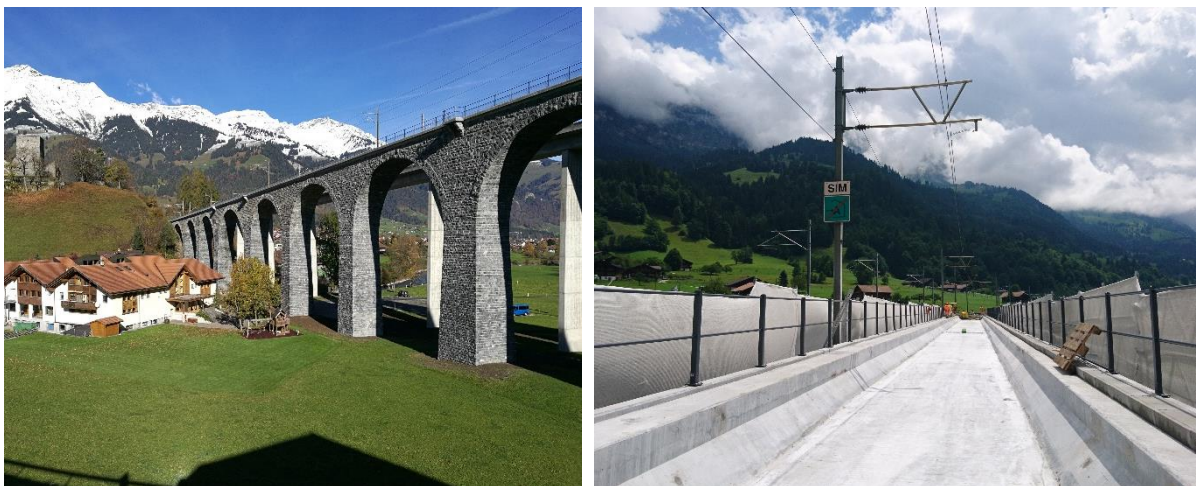
2.3.2.5 Reabilitação do Viaduto de Kander em Frutigen na Suíça

O Viaduto de Kander foi construído em 1911, com sua estrutura em alvenaria de pedra e comprimento total de 274 m (Figura 2.12), possuindo importante ligação ferroviária de passageiros e mercadorias entre o norte e o sul da Europa (DUCTAL, 2019b).

Durante inspeções regulares realizadas na estrutura, foi constatado que o viaduto estava sofrendo danos por infiltração de água, consequência da degradação do revestimento aplicado a mais de 60 anos, necessitando então, de um novo revestimento capaz de proteger a estrutura dos efeitos deletérios da água. A solução proposta pela empresa de engenharia responsável pelo projeto foi de substituir o revestimento antigo por uma fina camada de concreto de ultra alto desempenho.

O novo revestimento de CUAD com espessura de 3 cm garantiu impermeabilidade à estrutura, altíssimo desempenho mecânico e extrema rapidez de execução, além de garantir durabilidade e minimizar custos com manutenção ao longo da vida útil da estrutura. O concreto foi despejado de modo uniforme em toda a superfície da estrutura, garantindo assim proteção completa da parte exposta do viaduto. Todo o procedimento de aplicação da camada de CUAD foi realizado em um único dia, evitando junções que poderiam facilitar a ocorrência de futuras infiltrações (DUCTAL, 2019b).

Figura 2.12 – Viaduto de Kander em Frutigen na Suíça



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.2.6 Ponte rodoviária Mars Hill nos EUA

A ponte Mars Hill foi concluída em 2005 em área rural, sendo a primeira ponte construída nos EUA com aplicação do CUAD. A estrutura da ponte é composta por várias vigas longitudinais pré-fabricadas em CUAD de 33,5 m de comprimento, seção I com altura de 1,4 m, espessuras da alma e flanges variando entre 7 e 14 cm posicionadas lado a lado, com capa de concreto moldada no local formando o tabuleiro. As vigas foram produzidas protensão ativa e sem utilização de armadura passiva de flexão e sem estribos de cisalhamento, tendo como únicas armaduras passivas presentes barras U distribuídas ao longo do topo da viga para ligação com o tabuleiro moldado no local (PERRY, PARSEKIAN, SHRIVE, 2017).

Figura 2.13 – Ponte Rodoviária Mars Hill nos EUA



Fonte: Mi et al (2018)

2.3.2.7 Ponte de Saint-Pierre-la-Cour, França

Concluída em 2005 e construída sobre uma linha ferroviária em Saint-Pierre-la-Cour (Figura 2.14), a ponte possui estrutura com vão de 19 m e largura total de 12,60 m, composta por faixas de rolagem (7,60 m), caminho de pedestres (1,25 m) e ciclovia (2,50 m) (DUCTAL, 2019b).

Foram utilizadas 10 vigas pré-fabricadas protendidas em CUAD, não possuindo qualquer armadura passiva de flexão ou de cisalhamento, com 75 cm de

altura, possibilitando economia significativa em materiais, com uma estrutura esbelta e leve, com aproximadamente metade do peso de uma estrutura em concreto convencional, além de incrível rapidez na execução (DUCTAL, 2019b).

Figura 2.14 – Ponte de Saint-Pierre-la-Cour, França



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.2.8 Ponte para pedestres em Calgary no Canadá

A ponte para pedestres estende-se através de 8 pistas de tráfego e foi projetada com uma viga pré-moldada em seção T de 33,6 m de comprimento e construída no ano de 2007 em Calgary no Canadá (Figura 2.15). A viga possui altura máxima de 1,1 m com tabuleiro de 3,6 m de largura e pesa aproximadamente 100 toneladas. A viga possui armadura passiva redundante composta por barras de fibra de vidro e de aço inoxidável (PERRY, PARSEKIAN, SHRIVE, 2017).

Figura 2.15 – Ponte para pedestre construída em Calgary



Fonte: Parsekian et al. (2008)

2.3.3 Aplicações do CUAD no Brasil

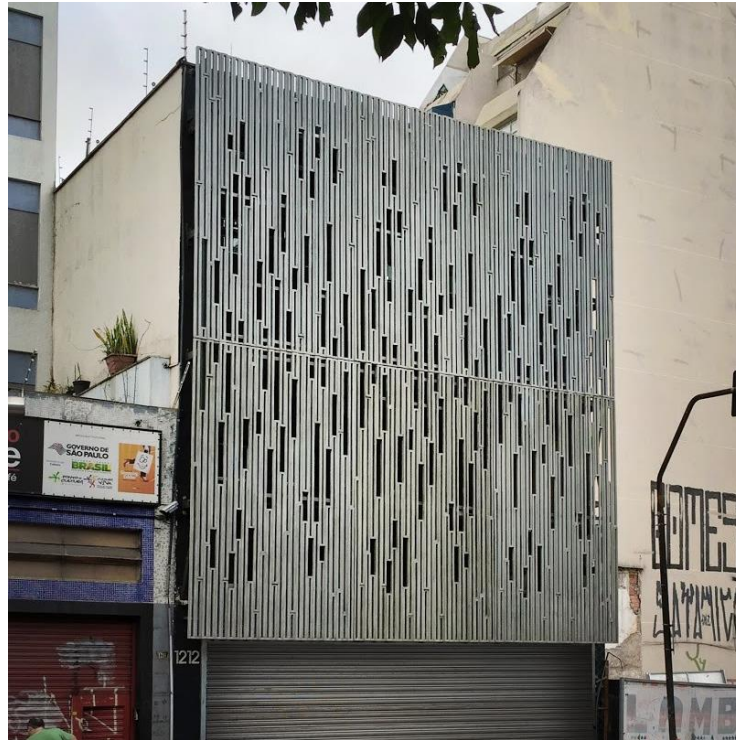
No Brasil temos pouquíssimos registros da aplicação do CUAD, tendo como principais as aplicações arquitetônicas, em forma de fachadas e mobiliários.

2.3.3.1 *Escritório de Representação do Ministério das Relações Exteriores, São Paulo-SP*

A primeira obra no Brasil com utilização do CUAD foi concluída em 2016. O CUAD com a tecnologia DUCTAL[®], foi utilizado para fabricação do painel da fachada do Escritório de Representação do Ministério das Relações Exteriores em São Paulo (Consolação). O projeto foi concebido pelo Escritório de Arquitetura FGMF, visando compor uma fachada que não gerasse grandes cargas na estrutura do prédio, para que não houvesse a necessidade de reforço na fachada do edifício, já que se tratava de uma revitalização (MULLER, KOELLE E ALMEIDA, 2017).

O painel arquitetônico vazado, com 9 metros de altura e 10 metros de comprimento, foi construído com concreto de resistência à compressão de 150 MPa com microfibras metálicas. Para compor o elemento de fachada foram utilizadas 8 placas com 2,5 metros de comprimento por 4,5 metros de altura, com 3 centímetros de espessura, compondo assim, depois de montado, um elemento leve, resistente e durável (Figura 2.16) (MULLER, KOELLE E ALMEIDA, 2017).

Figura 2.16 – Escritório de Representação do Ministério das Relações Exteriores, São Paulo-SP



Fonte: STONE (2020)

Atualmente o Escritório de Representação do Ministério das Relações Exteriores em São Paulo não está mais estabelecido no prédio mencionado, no Jardim Consolação, e sim localizado no Jardim América.

2.3.3.2 Casa do Japão em São Paulo

Outra magnífica aplicação do CUAD, de forma arquitetônica, foi na obra da Casa do Japão ou *Japan House* no termo original. Inaugurada em abriu de 2017 está localizada na Avenida Paulista em São Paulo-SP. É um investimento do governo japonês para tornar conhecido o Japão contemporâneo, um local dedicado à difusão da cultura e tradição japonesa, com objetivo de levar para o restante do mundo uma experiência sobre o modo de vida, cultura, gastronomia, tecnologia e negócios do Japão do século 21.

O prédio possui quatro andares com uma área total de 2500 metros quadrados, contendo biblioteca, lojas, restaurante, cafeteria, auditório, salas para reuniões comerciais e workshops, entre outros espaços expositivos para mostras de arte. O responsável pelo projeto foi o renomado arquiteto japonês Kengo Kuma, autor

do projeto do estádio dos jogos olímpicos de Tóquio em 2020, em parceria com o escritório paulistano de Arquitetura FGMF. Em seu exterior, a Japan House é caracterizada por um extenso painel de lâminas de madeira e um cobogó de CUAD (Figura 2.17) produzido pela empresa Stone Pré-fabricados Arquitetônicos.

O ousado painel arquitetônico de CUAD em forma de cobogó, possui área total de 116 metros quadrados e ocupa a fachada lateral da Japan House onde situa a entrada principal do edifício, buscando um elemento que reduzisse a visão de fora para dentro, mas que ao mesmo tempo permitisse boa iluminação natural para os ambientes internos do prédio, sendo para isso, concebido em elemento vazado, com 50% de vazios.

Para formar o cobogó foram utilizadas 220 placas sobrepostas de 70x80 cm cada, com espessura média de 2 cm, empregando o DUCTAL[®] (marca registrada de CUAD) com resistência à compressão de 120 MPa, contendo fibras poliméricas, com intuito de evitar a formação de corrosão nas fibras que possuem contato com a superfície (o que ocorre no caso de utilização de fibras metálicas), podendo manchar os painéis como consequência. Os painéis chegaram já prontos na obra e foram parafusados na estrutura metálica do edifício por meio de insertos metálicos.

Figura 2.17 – Casa do Japão em São Paulo



Fonte: DUCTAL (2019b)

2.3.3.3 *L'Oréal no Rio de Janeiro-RJ*

Teve-se aplicação do CUAD também na obra realizada para a L'Oréal em 2017, no Rio de Janeiro-RJ. A obra foi executada pela construtora Afonso França, com a utilização do CUAD foram produzidas fachadas arquitetônicas internas no edifício, formadas por placas pré-fabricadas produzidas pela empresa Stone Pré-Fabricados Arquitetônicos (STONE, 2019).

Foram utilizados 3 tipos de placas, sendo todas com 60 cm de largura e 2,5 cm de espessura e alturas de 3,20, 3,60 e 4,60 m, que foram montadas no local para formar as fachadas internas, como mostra a Figura 2.18. O concreto utilizado foi de 120 MPa com fibras de vidro. Essas placas desenhadas foram utilizadas sobrepondo uma parede de gesso acartonado, fechando ambientes de cozinha, banheiro e elevadores, sendo apenas elementos arquitetônicos, sem função estrutural (STONE, 2019).

Segundo a empresa Stone Pré-Fabricados Arquitetônicos, o material escolhido para as fachadas internas foi o CUAD por motivos de resistência, durabilidade, fácil limpeza, menor necessidade de reparos, resistência a danos (riscos e choques de impactos), necessidade de pequena espessura que se relaciona diretamente com o baixo peso, além do agradável aspecto visual proporcionado.

A obra da L'Oréal foi a primeira com contrato assinado no Brasil para utilização de CUAD, em que foi utilizado o DUCTAL[®], não sendo a primeira a ser executada, e sim a terceira (STONE, 2019).

Figura 2.18 – Painéis arquitetônicos internos da L'Oréal no Rio de Janeiro-RJ.



Fonte: STONE (2019)

2.3.3.4 Projeto Sirius

Sirius é o projeto de um acelerador de partículas, localizado em Campinas-SP, sendo a maior estrutura científica já construída no Brasil. O campo de pesquisa Sirius é um projeto com investimento da ordem de 1,8 bilhão de reais e entrou em operação em 2020. É o mais avançado acelerador de sua categoria no mundo, sendo o segundo equipamento desse tipo, e vai permitir pesquisas em várias áreas (REVISTA VEJA, 2019).

Pela complexidade da obra, o Projeto Sirius exigiu instalações de alto desempenho, nas quais características como estabilidade dimensional, térmica e vibracional devem ser garantidas de modo imprescindível. Garantindo os critérios, a empresa Leonardi forneceu blocos de concreto de ultra alto desempenho (Figura 2.19) com resistência à compressão de 120 MPa e E_{ci} de 60 GPa, com precisão micrométrica aferida por técnica de laser track (LEONARDI, 2019).

Figura 2.19 – Blocos de CUAD produzidos para o Projeto Sirius



Fonte: Leonardi (2019)

2.3.3.5 Mobiliários residenciais

No Brasil, temos alguns mobiliários residenciais já produzidos com o CUAD. Dentre eles, os mobiliários produzidos pela Stone Pré-Fabricados Arquitetônicos para o Arquiteto Rodrigo Ohtake. Para exposição em feira de designe autoral e comercialização foram produzidas poltronas e outros mobiliários em CUAD, como mostra a Figura 2.20, Figura 2.21 e Figura 2.22.

Figura 2.20 - Poltrona com estrutura feita em CUAD.



(a)

(b)

Fonte: (a) STONE (2019) ; (b) Ohtake (2018)

Figura 2.21 – Poltrona órbita com acento e encosto em CUAD



Fonte: Ohtake (2018)

Figura 2.22 – Banco feito em CUAD



Fonte: Ohtake (2018)

A Figura 2.23 mostra um jogo de mesa com cadeiras em que a mesa possui sua base em uma peça vazada em CUAD e as cadeiras possuem os acentos e encostos também em CUAD. As peças em CUAD também foram produzidas pela empresa Stone Pré-Fabricados Arquitetônicos, para o Escritório de Arquitetura FGMF.

Figura 2.23 – Jogo de mesa com cadeiras em CUAD

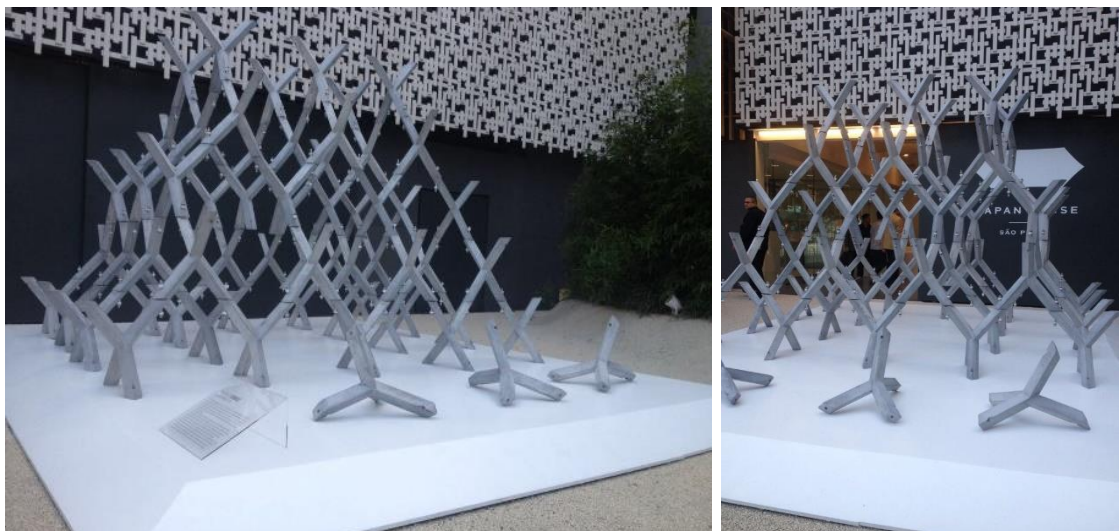


Fonte: STONE (2019)

2.3.3.6 Escultura de exposição

Temos também produzidas em DUCTAL[®], as peças de uma escultura do arquiteto Kengo Kuma (Figura 2.24) exposta na Japan House em São Paulo-SP.

Figura 2.24– Escultura produzida em DUCTAL[®].



Fonte: STONE (2019).

2.4 MATERIAIS

O concreto de ultra alto desempenho é composto basicamente por cimento portland, sílica ativa, pó-de-quartzo, agregado miúdo, microfibras de aço, aditivos superplastificantes e água, onde os sólidos possuem partículas com diâmetro máximo inferior a 2 mm e a mistura possui baixíssima relação água/cimento cerca de 0,15. Os materiais são descritos a seguir.

2.4.1 Cimento Portland

Segundo Soto (2014), a escolha do cimento Portland a ser usado no CUAD é feita com base em duas características, sendo sua composição e quantidade de finos e a compatibilidade com o aditivo superplastificante.

Em relação a composição, Copolla et al (1997) destaca que é preferível a escolha de um cimento o mais puro possível e com menor quantidade de finos, uma vez que cimentos com alta finura demandam maior quantidade de água para sua hidratação.

Para Bonneau et al (1996) o cimento mais indicado para a produção do CUAD é o cimento Portland Comum (CP-I), mas o cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI) também é utilizado por alguns autores.

2.4.2 Agregado Miúdo

O agregado miúdo é o agregado com maior diâmetro máximo na mistura, e isso se justifica pela obtenção de uma menor permeabilidade no concreto, bem como pela melhor homogeneização dos materiais (BIZ, 2001).

O agregado miúdo deve ter diâmetro máximo de 2 mm. Esse agregado pode ser obtido tanto pelo peneiramento de pedra britada com grãos altamente angulares ou pela extração de agregado miúdo natural com grãos mais arredondados. Ambas

são adequadas para a produção do CUAD, porém o agregado miúdo natural demanda um consumo ligeiramente menor de água e, por esse motivo, torna-se preferível (VANDERLEI, 2004).

2.4.3 Aditivos Superplastificantes

O aditivo superplastificante é de fundamental importância para o CUAD, para manter mais baixa possível a relação a/c e ao mesmo tempo manter a plasticidade. A determinação da dosagem do superplastificante é experimental e influenciada pelo tipo de cimento, devendo ser feitos ensaios de compatibilidade como o cone de Minislump e o cone de Marsh (GOMES, 2002).

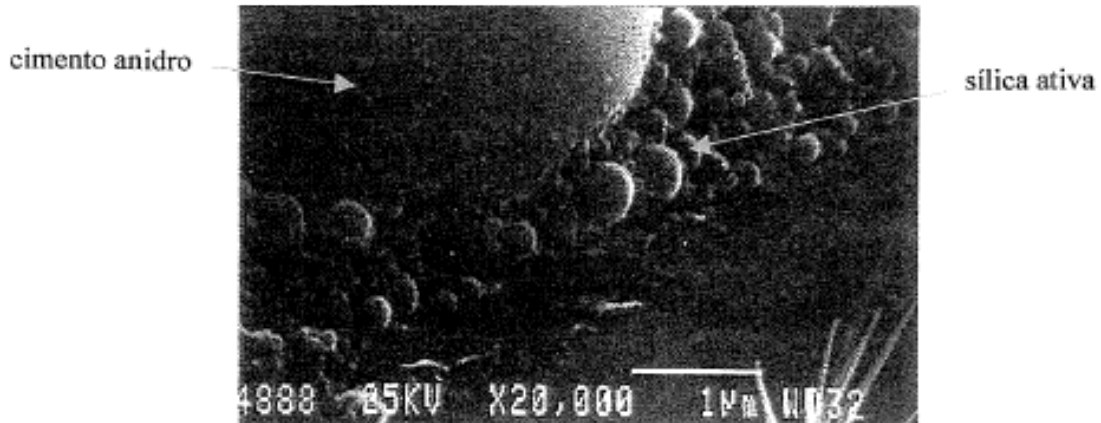
A finalidade do uso de superplastificantes no CUAD dá-se pelo aumento da trabalhabilidade do concreto sem a mudança da composição, diminuição da relação a/c e, conseqüentemente, aumento da resistência, durabilidade e redução da quantidade de cimento para minimizar os efeitos de retração e tensões internas (CHEYREZY, 1999).

2.4.4 Sílica Ativa

O pó de sílica é um produto industrial, disponível no mercado com custo elevado, que adicionado à mistura, auxilia na elevada resistência, redução do tamanho dos poros e elevada durabilidade dos elementos de CUAD (SHIN, 2016).

A sílica ativa é a adição mineral mais utilizada e indicada para a produção de CUAD. Isso se deve à forma bem arredondada e ao seu tamanho, que chega a ser até 100 vezes menor que o cimento (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011). A Figura 2.25 mostra a comparação entre o tamanho do grão de cimento e os grãos de sílica ativa.

Figura 2.25 – Grãos de sílica ativa ao redor de um grão de cimento.



Fonte: Richard e Cheyrezy (1995).

Para Larrard (1989), o uso da sílica ativa em concretos se deve principalmente ao enchimento dos vazios entre as partículas de cimento, aumento das propriedades reológicas e produção de hidratos secundários. Outro efeito do tamanho reduzido de suas partículas é a redução da exsudação interna e superficial, importante no aspecto microestrutural e na zona de transição entre pasta e agregado e pasta e armadura (GOLDMAN E BENTUR, 1989).

A taxa de utilização de sílica ativa/cimento é de aproximadamente 0,25, número que corresponde ao melhor empacotamento e próximo da quantidade necessária para consumir a cal que se forma da hidratação do cimento. No CUAD a hidratação do cimento Portland é incompleta e a quantidade de sílica excedente atua como microfiller (VANDERLEI, 2004).

2.4.5 Pó de Quartzo

O quartzo é uma rocha de elevada dureza e resistência à compressão, superior a maioria dos materiais disponíveis para britagem, sendo por essas propriedades recomendado na mistura, podendo ser utilizado tanto como areia quanto como pó, para conferir boa compacidade à mistura (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011)

O pó de quartzo é adicionado ao concreto de pós-reativos para contribuir com o fechamento do pacote granulométrico. Para isso, o tamanho das partículas deve

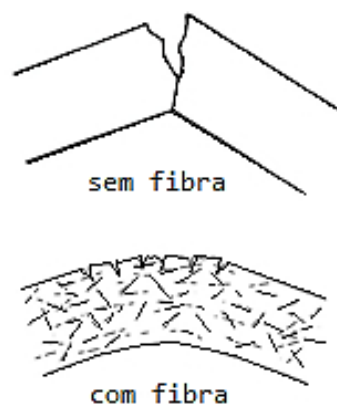
estar entre 5 μ m e 25 μ m. O pó de quartzo fecha os vazios entre os grãos de areia e intensifica as reações pozolânicas durante o tratamento térmico, elevando as resistências finais da mistura (BIZ, 2001).

2.4.6 Fibras

O concreto de ultra alto desempenho sem fibras, assim como outros concretos sem adição de fibras, constituem uma estrutura frágil, com baixa capacidade de resistência à tração e rompendo com pequenas deformações; praticamente não apresentam deformações plásticas. A adição de fibras descontínuas e aleatórias distribuídas na matriz controla a abertura e propagação de fissuras no concreto, melhorando o seu comportamento mecânico após a ruptura da matriz, aumenta consideravelmente a capacidade de absorção de energia do concreto, melhora a ductilidade além de fornecer um considerável aumento na resistência à tração (GAIOFATTO, 2012; BUTTIGNOL, SOUSA E BITTENCOURT, 2017).

As fibras possuem também grande atuação na microfissuração dos elementos estruturais, como mostra a Figura 2.26.

Figura 2.26 – Fibras atuando no controle de fissuração



Fonte: Gaiofatto (2012)

Existem diversos tipos de fibras que podem ser utilizadas nos concretos, sendo as principais: fibras de vidro, fibras de metal, fibras de carbono, fibras vegetais

naturais e fibras de polímeros. Os parâmetros utilizados para escolha das fibras são: a natureza da fibra; o comprimento; o diâmetro; a forma e/ou ancoragem nas extremidades; comportamento mecânico e a dosagem. As fibras devem ter módulo de elasticidade elevado, que conduz a preferência por fibras metálicas às fibras de carbono ou de polímeros (VANDERLEI, 2004).

A dosagem de fibras é definida de modo experimental e geralmente são introduzidas na mistura em taxas entre 1,5% e 3% do volume total de concreto. A taxa ótima econômica é 2% (RICHARD E CHEYREZY, 1995). O estudo experimental realizado por YU et al (2014) mostra um aumento significativo tanto na resistência à compressão quanto na resistência à flexão com a incorporação de fibras. Na análise comparativa com corpos de prova com e sem fibras, mostrou que a proporção de 2,5% de fibras de aço pode elevar a resistência à compressão em aproximadamente 50% e dobrar a resistência à flexão.

Richard e Cheyrezy (1995) relatam que o melhor desempenho mecânico (resistência à compressão e à tração) é obtido com fibras metálicas mais curtas (menos de 3mm) de forma irregular, com tratamento térmico com temperaturas de 250°C ou acima. Os autores expõem ainda que por meio de uma composição contendo fibras de aço, conseguiram uma resistência à compressão simples de 810 MPa, com corpos de prova de formato cilíndrico de 6 cm de diâmetro.

As fibras de aço são as mais utilizadas no CUAD para aplicações estruturais, por conta do bom comportamento mecânico e alto módulo de elasticidade. Porém, são um pouco rejeitadas em aplicações arquitetônicas, por conta da possibilidade de corrosão das fibras localizadas nas superfícies das faces dos elementos, gerando um aspecto visual não muito agradável, como nas vigas da primeira ponte rodoviária em CUAD do mundo Construída na França, cerca de 12 anos após sua construção (Figura 2.27). Na inspeção foi verificado que as fibras no interior dos elementos encontravam-se completamente sólidas, comprovando que a degradação das fibras é unicamente superficial.

Figura 2.27 – Degradação das fibras na superfície das vigas da ponte OA4 na França



Fonte: Toutlemonde (2013)

2.5 DOSAGEM

O conceito básico para a produção do concreto de ultra alto desempenho é a compacidade granular e a homogeneidade da mistura, que é obtida por meio da exclusão do agregado graúdo, restando na mistura apenas materiais de baixa granulometria (diâmetro máximo de 2 mm). A compacidade granular é obtida por meio da compacidade entre todos os sólidos do material, aconselhável nesse caso, que seja realizado o empacotamento entre todos os componentes da mistura inclusive o cimento (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011).

A Tabela 2.1 apresenta dosagens típicas propostas por Richard e Cheyrezy (1995) para o CPR 200 e para o CPR 800.

Tabela 2.1- Dosagens Típicas do CPR proposto por Richard e Cheyrezy (1995)

Materiais	CPR 200 MPa				CPR 800 MPa	
	Sem Fibras		Com Fibras		Agregados de Sílica	Agregados metálicos
Cimento Portland	1	1	1	1	1	1
Sílica ativa	0,25	0,23	0,25	0,23	0,23	0,23
Areia (150-600 µm)	1,1	1,1	1,1	1,1	0,5	-
Quartzo (10 µm)	-	0,39	-	0,39	0,39	0,39
Aditivo superplastificante	0,016	0,019	0,016	0,019	0,019	0,019
Fibra metálica (L=12 mm)	-	-	0,175	0,175	-	-
Fibra metálica (L=3 mm)	-	-	-	-	0,630	0,630
Agregados metálicos < 800 µm	-	-	-	-	-	1,49
Água	0,15	0,17	0,17	0,19	0,19	0,19
Pressão de compactação	-	-	-	-	50 MPa	50 MPa
Cura Térmica	20 °C	90 °C	20 °C	90 °C	250-400 °C	250-400 °C

Fonte: Richard e Cheyrezy (1995)

Tem-se também, apresentado na Tabela 2.2, a dosagem típica do CUAD mais utilizado na América do Norte, o DUCTAL®.

Tabela 2.2 – Composição típica do DUCTAL®

Materiais	Kg/m ³	% em massa
Cimento Portland	712	28,5
Areia fina	1020	40,8
Sílica ativa	231	9,3
Pó de Quartzo	211	8,4
Aditivo superplastificante	30,7	1,2
Acelerador	30	1,2
Fibras de aço	156	6,2
Água	109	4,4

Fonte: Graybeal (2006)

Wille, Naaman e Parra-Montesinos (2011) fazem as seguintes recomendações sobre os materiais utilizados no CUAD:

- Cimento com finura moderada e teor de C₃A inferior a 8 %;

- Relação areia/cimento por volta de 1,4 com partículas de diâmetro máximo de 0,8mm;
- Sílica ativa com baixo teor de carbono e adotar na mistura 25 % em relação ao cimento em massa;
- Relação água/cimento abaixo de 0,22;
- Volume de fibras de aço por volta de 2,5 % do volume total.

Em um estudo de otimização do CUAD, Wille, Naaman e El-Tawil (2011) desenvolveram uma mistura que atingiu resistência à compressão de 200 MPa aos 28 dias de idade, sem utilização de cura térmica ou pressão. A Tabela 2.3 apresenta a dosagem desenvolvida.

Tabela 2.3 - Mistura de CUAD desenvolvida em estudo de otimização (em massa)

Materiais	Proporções
Cimento Portland	1
Areia fina ($D_{\max} = 2 \text{ mm}$)	0,92
Sílica ativa	0,25
Pó de vidro	0,25
Aditivo superplastificante	0,0108
Fibras de aço	22 – 31
Água	0,18 – 0,20

Fonte: Wille, Naaman e El-Tawil (2011)

Em estudo brasileiro sobre reforço estrutural de pilares curtos por encamisamento utilizando CUAD, Enami (2017) desenvolveu a composição apresentada na Tabela 2.4, atingindo resistências máximas de 125 MPa e de 120 MPa para o CUAD com fibras e sem fibras, respectivamente, sem utilização de cura térmica ou de pressão.

Tabela 2.4 – Composições do CUAD com fibras e sem fibras (em massa)

Materiais	Com fibras	Sem fibras
Cimento Portland	1	1
Areia industrial	1	1
Sílica ativa	0,27	0,27
Aditivo superplastificante	0,09	0,09
Fibras de aço	-	0,23
Água	0,2	0,2

Fonte: Enami (2017)

Os melhores resultados de desempenho mecânico podem ser alcançados com menor reação água/cimento e utilizando materiais com partículas tão mais finas quanto possível, condicionando assim, um concreto menos poroso e com menor índice de vazios, melhorando também as características referentes à durabilidade.

2.6 MÉTODO DE PREPARO E CURA DO CUAD

A primeira etapa da produção do CUAD é a mistura das matérias primas, em que a água deve ser dosada com grande precisão para obedecer a baixa relação água/cimento e o processo de mistura necessita de grande atenção, principalmente quanto ao tempo. Esse processo é bem mais complicado que no concreto convencional ou CAD, isso deve-se ao fato do CUAD não conter agregado graúdo, que auxilia em muito na mistura dos componentes. Também não é possível fazer a mistura em betoneiras ou caminhões betoneiras, pois eles fazem a mistura por gravidade (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011).

No relatório da FHWA (2013), é relatado que o CUAD pode ser misturado em misturadores convencionais, porém o tempo de mistura é consideravelmente mais longo que nos concretos convencionais e o método adotado para despejo do concreto vai influenciar inteiramente na orientação e dispersão das fibras, o que influencia diretamente nas propriedades de tração do CUAD.

A mistura fresca do CUAD é caracterizada por uma alta viscosidade e depende de níveis altos de qualidade dos elementos para assegurar uma mistura adequada, com homogeneidade e boa dispersão de partículas. Pela baixa relação água/cimento e conseqüentemente elevada quantidade de superplastificantes, é evidenciado uma grande formação de bolhas pós mistura que sobem no processo de adensamento do concreto (BUTTIGNOL, SOUSA E BITTENCOURT, 2017).

No caso de elementos pré-moldados, em que a superfície superior também é fechada por fôrmas, essas bolhas podem não conseguir sair, permanecendo na superfície da peça no momento da moldagem, como podemos observar na Figura 2.28, onde mostra a superfície superior de uma peça pré-moldada componente da cobertura da estação TGV Montpellier na França.

Figura 2.28 – Detalhe de bolhas no lado superior de um dos elementos de cobertura da estação TGV Montpellier, no Sul da França



Fonte: UHPC (2019)

Isso foi observado por Soto (2014) em seu trabalho, que realizou ensaios para determinação das propriedades no estado fresco do CUAD. Em seus ensaios para determinação do teor de ar incorporado, que foi realizado imediatamente após o término da mistura, foi constatado um valor de 4,01 % de teor de ar incorporado, porém minutos depois da moldagem dos corpos de prova, verificou-se de forma visível a formação de bolhas na parte superior (Figura 2.29). Após curado, o material não apresentava bolhas de ar aparente em seu interior (Figura 2.30), constatando que o ar incorporado durante a mistura, foi expelido para a superfície no adensamento.

Figura 2.29 – Formação de bolhas no topo do corpo de prova de CUAD



Fonte: Soto (2014)

Figura 2.30 – Aspecto da seção do corpo de prova de CUAD rompido e retificado



Fonte: Soto (2014)

Segundo Vanderlei (2004), o ciclo de mistura do CUAD obedece à seguinte ordem:

- Homogeneização do material seco;
- Fluidificação da pasta pela adição dos aditivos e da água de hidratação;
- Adição das fibras após homogeneização da pasta fluida. A dispersão das fibras é simplificada pela utilização de dosadores vibratórios ou, também, na mistura como material seco.

Os procedimentos de mistura completa levam em média de 8 a 20 minutos.

Para atingir propriedades mecânicas elevadas os corpos de prova devem ser submetidos à pressão durante a fase de endurecimento. Isso faz com que as bolhas de ar sejam expelidas em um primeiro momento, seguidas pela eliminação do excesso de água e, por fim, a porosidade química também é eliminada depois de 6 a 12h (BIZ, 2001). As pressões aplicadas podem variar entre 20 e 50 MPa durante um período mínimo de 6 horas (TUTIKIAN, ISAIA E HELENE, 2011).

Outro método utilizado para que o CUAD alcance ótimas propriedades é a cura térmica. O benefício imediato desse processo é a aceleração da resistência inicial à compressão e aceleração de novas reações pozolânicas. As temperaturas em torno de 90°C são recomendadas em vários trabalhos, mas temperaturas de 250°C a 400°C podem ser usadas para atingir resistências muito elevadas, pois produzem cristais hidratados de xonotlita (BIZ, 2001). Efeitos de retração e fluência são substancialmente reduzidos com o tratamento térmico, além de melhorar consideravelmente características de durabilidade (SHIN, 2016).

O concreto normalmente contém muitas microfissuras, e a sua rápida propagação sob tensão aplicada é responsável pela baixa resistência à tração do material. O reforço do compósito da matriz do concreto por intermédio de adição de fibras é exemplo de investigação que tem sido desenvolvida na perspectiva da obtenção de um material resistente e com ductilidade (CARNIO, 2009).

2.7 EFEITOS DO TRATAMENTO TÉRMICO

Alguns CUAD são submetidos à tratamento térmico com objetivo de melhorar suas propriedades físicas e mecânicas.

Segundo a AFGC (2013), os principais efeitos do tratamento térmico são:

- Ganho de resistência mais rápido do concreto (resistência à compressão e à tração);
- Redução dos efeitos retardados de retração e fluência após o término do tratamento térmico;
- Melhoria da durabilidade.

Na prática atual, dois tipos de tratamento térmico podem ser distinguidos e aplicados independentemente um do outro.

Tipo 1: O primeiro tipo de tratamento térmico é aplicado durante as primeiras horas e corresponde à "cura por calor" (também chamada de "hidratação acelerada por tratamento térmico"). Seu objetivo é antecipar o momento em que o CUAD começa a enrijecer e acelerar o ganho de resistência inicial. É realizado a uma temperatura moderada (recomendado inferior a 65°C).

Tipo 2: O segundo tipo de tratamento térmico é aplicado quando o concreto endurece. Seu objetivo é desenvolver novos hidratos para aumentar ainda mais a resistência mecânica da matriz de cimento e reduzir as deformações tardias. Para este tipo de tratamento térmico, os componentes são levados a uma temperatura relativamente alta (cerca de 90° C) e a um teor de umidade próximo à saturação, algumas horas após a aplicação do concreto.

Os principais efeitos do tratamento térmico tipo 2 são:

- Os componentes tratados termicamente atingiram a maturidade final e, portanto, podem ser utilizados sem esperar 28 dias ou mais, como é o caso dos concretos comuns.

- A resistência à compressão e à tração após o tratamento térmico é cerca de 10% superior à resistência de 28 dias com armazenamento em água.
- retração total após o tratamento térmico é zero.
- A fluência é significativamente reduzida: o coeficiente de fluência é de 0,2 em vez de 0,8 sem o tratamento térmico.
- Há ganho de durabilidade devido à redução da porosidade.

CAPÍTULO 3 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

3.1 COMPORTAMENTO À COMPRESSÃO

O Comitê ACI 239:2012 considera o CUAD com resistência à compressão mínima de 150 MPa, assim como Switek, Denarié e Brühwiler (2010), que consideram também resistência à tração superior à 8 MPa. De acordo com o relatório FHWA (2013), o CUAD apresenta resistência à compressão entre 140 e 200 MPa e resistência à tração direta entre 6 e 10 MPa. Para Acker e Behloul (2004) a resistência à compressão do CUAD varia em torno de 120 a 400 MPa e sua resistência à tração direta em torno de 8 a 30 MPa. NF P 18-710 (2016) considera CUAD de 130 MPa a 250 MPa, sendo para fins estruturais acima de 150 MPa.

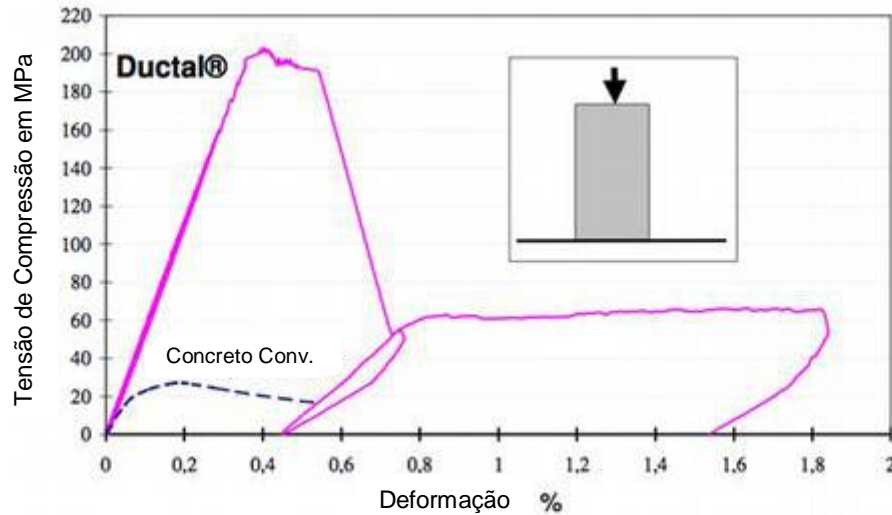
Na literatura há o consenso de que para ser considerado concreto de ultra alto desempenho a resistência à compressão deve ser superior a 150 MPa. Em contrapartida, diversos pesquisadores atingem em seus trabalhos resistências da ordem de 120 MPa aos 28 dias sem cura térmica, e ainda o consideram como CUAD. Desta forma, entende-se que a classificação para tal concreto não se dá somente pela sua resistência à compressão, mas também pelas suas diversas características que garantem propriedades superiores aos dos concretos de alto desempenho.

A adição de fibras à mistura não acresce significativamente na resistência à compressão, porém melhora o tramo descendente da curva tensão-deformação, impedindo a ruptura explosiva, devido ao mecanismo de transferência de tensões melhorada por meio das microfissuras.

A Figura 3.1 apresenta o comportamento de uma amostra de DUCTAL® com fibras metálicas sob compressão, em que perceber-se que o comportamento a

compressão é quase elástico linear até a tensão máxima, em que não apresenta danos ao material durante essa fase.

Figura 3.1 – Diagrama de tensão deformação na compressão de uma amostra de DUCTAL®



Fonte: DUCTAL (2019a)

O comportamento da curva é idêntico para utilização de fibras orgânicas, porém com valor de pico um pouco menor (DUCTAL, 2019a).

Graybeal e Davis (2008) determinaram, por meio de uma análise de regressão baseada nos resultados de ensaios realizados, uma equação exponencial para estimativa da resistência à compressão do CUAD em função do tempo, em que “ f_c ” é a resistência do concreto aos 28 dias e “ t ” é tempo em dias (Equação 3.1).

$$f_c(t) = f_c \cdot \left[1 - \exp\left(-\left(\frac{t - 0,9}{3}\right)^{0,6}\right)\right] \quad \text{Equação 3.1}$$

De acordo com Shin (2016), o valor de projeto da resistência à compressão, pode ser determinado pela Equação 3.2

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,UHPC}} \quad \text{Equação 3.2}$$

O Quadro 3.1 montado por Shin (2016) apresenta os valores do fator de segurança $\gamma_{c,UHPC}$ sob recomendações francesas, alemãs e japonesas.

Quadro 3.1 – Fatores de segurança $\gamma_{c,UHPC}$ das recomendações para projeto de resistência à compressão

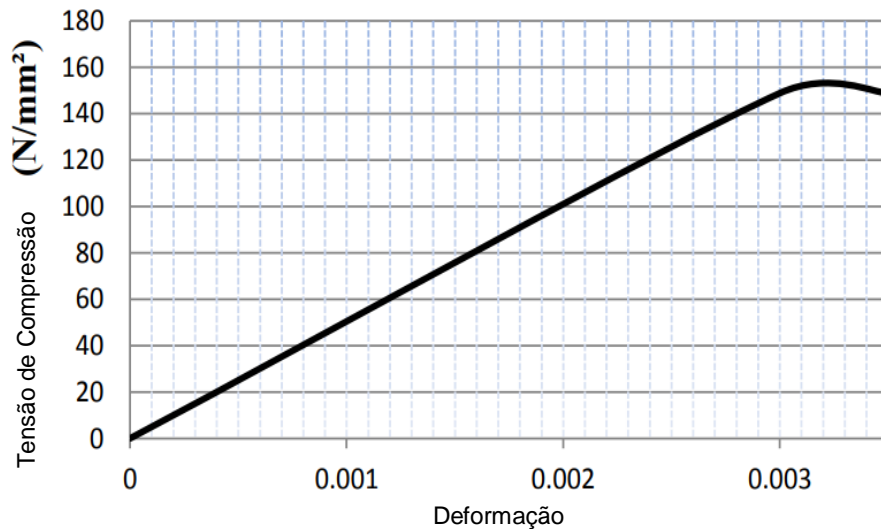
AFGC/SETRA 2016 (Francesa)	DAfStb 2008 (Alemã)	JSCE 2006 (Japonesa)
$\gamma_{c,UHPC} = \theta \cdot \gamma_b$	$\gamma_{c,UHPC} = \gamma_c \cdot \gamma_{c'}$	$\gamma_{c,UHPC} = 1,3$
γ_b = Fator de segurança parcial 1,5 Para casos normais 1,3 Para casos especiais θ = Coeficiente que representa o período de ação da carga $\theta = 1,0$ (> 24h) $\theta = 0,9$ (1h~ 24h) $\theta = 0,85$ (< 1h)	$\gamma_c = 1,5$ para concretagem in-situ 1,35 para concreto pré-moldado Com fibras: $\gamma_{c'} = 1,25$ para CUAD in-situ $\gamma_{c'} = 1,11$ para CUAD pré-moldado Sem fibras: $\gamma_{c'} = 1,25$ para CUAD in-situ $\gamma_{c'} = 1,11$ para CUAD pré-moldado	

Fonte: Adaptado de Shin (2016)

Segundo Ali (2013), o CUAD possui comportamento linear até uma tensão de compressão muito alta, próxima à resistência máxima, e então a resistência à compressão passa a diminuir gradualmente em uma faixa de deformação muito ampla, comportamento proporcionado pelas fibras. Para o autor, no dimensionamento de projetos utilizando o CUAD, a tensão de compressão deve ser limitada a 65 % da resistência característica, devido às incertezas associadas ao comportamento do material e a variabilidade de resultados em testes. Afirma ainda, que a deformação final do CUAD na compressão deve ser limitada a uma faixa de valores entre 0,003 e 0,0035. A JSCE (2006)¹ apud Ali (2013) recomenda deformação última na compressão de 0,0035, como apresentado na Figura 3.2.

¹ JSCE - Japan Society of Civil Engineers. Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Concrete Structures – Draft., September 2006.

Figura 3.2 - Diagrama tensão-deformação na compressão proposto pela JSCE (2006)



Fonte: JSCE (2006) apud Ali (2013)

Na NF P 18-710 (2016), recomenda-se que a resistência à compressão de projeto para o CUAD seja definida pela Equação 3.3.

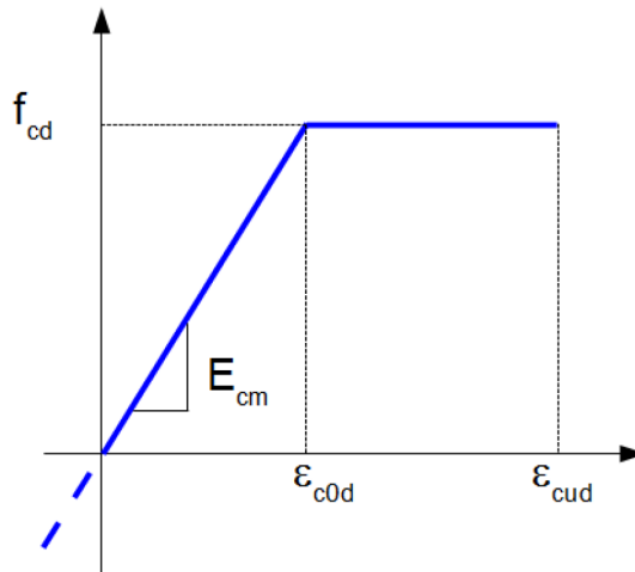
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 3.3}$$

Em que:

γ_c é o fator parcial relacionado ao CUAD comprimido.

α_{cc} é o coeficiente que leva em consideração efeitos a longo prazo na resistência à compressão e efeitos adversos resultantes da maneira como a carga é aplicada. O valor a ser selecionado para CUAD é $\alpha_{cc} = 0,85$ e que a lei constitutiva do CUAD na compressão a ser usada para projetar seções no ELU é a seguinte:

Figura 3.3 - Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELU.



Fonte: NF P 18-710 (2016)

A deformação ε_{c0d} é definida pela Equação 3.4.

$$\varepsilon_{c0d} = \frac{f_{cd}}{E_{cm}} \quad \text{Equação 3.4}$$

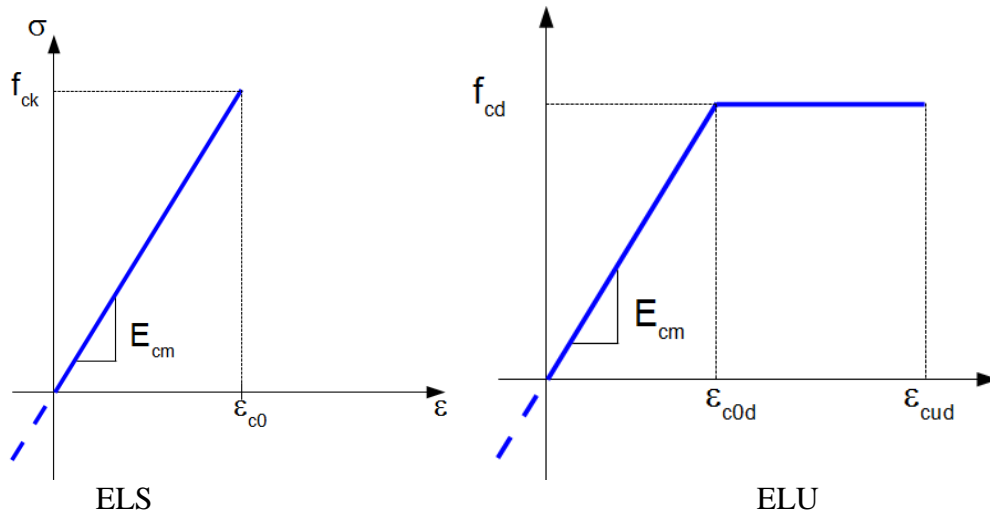
Já a deformação máxima a ser levada em consideração no ELU é dada pela seguinte Equação 3.5, onde K_{global} é o fator de redução devido à orientação das fibras.

$$\varepsilon_{cud} = \left(1 + 14 \cdot \frac{f_{ctm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \cdot \varepsilon_{c0d} \quad \text{Equação 3.5}$$

De acordo com a NF P18-470, a resistência à compressão média f_{cm} e a resistência à tração média f_{ctm} devem ser determinadas a partir de testes de projeto ou da ficha técnica do material.

Para a AFGC/SETRA (2013) a relação tensão-deformação na compressão para projetos deve ser representada da seguinte maneira:

Figura 3.4- Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELS e ELU.



Fonte: AFGC/SETRA (2013)

Em que:

$$\varepsilon_{c0} = f_{ck}/E_{cm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

$$\varepsilon_{c0d} = f_{cd}/E_{cm}$$

O seguinte valor de ε_{cud} pode ser usado:

$$\varepsilon_{cud} = [1 + 14 \cdot (f_{ctfm}/f_{cm})] \cdot \varepsilon_{c0d} \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde:

f_{ctfm} é a tensão média máxima pós-fissuração na tração.

f_{cm} é a tensão média máxima na compressão.

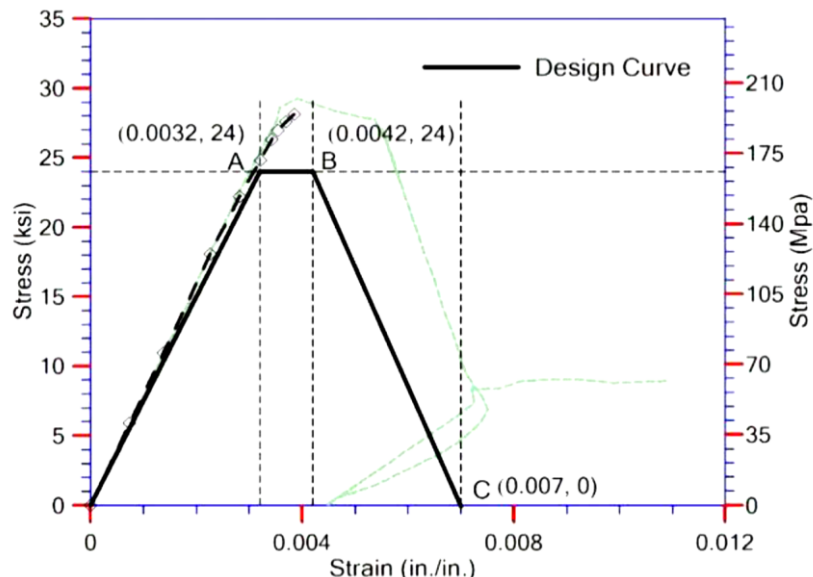
No caso de projeto preliminar, recomenda-se: $\varepsilon_{cud} = 2,7 \cdot 10^{-3}$ (assumindo $f_{ctfm} = 9 \text{ MPa}$).

No ELS, o momento em uma seção sem fissura é obtido limitando a tração ao valor médio $f_{ctm,el}$ (resistência à tração média – limite elástico) e a compressão a $0,6 \cdot f_{ck}$.

De acordo com o relatório FHWA-HIF-13-032 o comportamento tensão-deformação do material é essencial para estimar a profundidade da linha neutra, as deformações das armaduras, a capacidade em serviço e os estados limites últimos.

O estudo FHWA observa que o valor da deformação correspondente ao pico de resistência à compressão é de cerca de 3,5 ‰ e 4,1 ‰ para os corpos de prova curados a ar e a vapor, respectivamente. Além disso, ao contrário do concreto convencional, a relação tensão-deformação medida para UHPC foi encontrada como linear até 80% a 90% da tensão de pico para ambas as condições de cura (ver ponto A na Figura 3.5). Entretanto, de acordo com Sritharan et al. (2015), o UHPC tratado termicamente apresentou comportamento elástico linear até a ruptura, correspondendo a uma deformação na compressão de 3,2 ‰ (FHWA-HIF-13-032).

Figura 3.5- Gráficos de comportamento tensão-deformação de projeto real e recomendado para CUAD em compressão.



Fonte: FHWA-HIF-13-032, (2013)

Segundo o relatório FHWA-HIF-13-032 o comportamento pós-pico do CUAD depende do percentual de volume das fibras na mistura e orientação dessas. Assim,

para fins de projeto, os valores de tensão e deformação podem ser obtidos utilizando fatores de segurança apropriados sobre os valores observados. De acordo com as recomendações de projeto francesas, australianas e japonesas para UHPC a curva tensão-deformação mostrada na Figura 3.5 é recomendada para projeto.

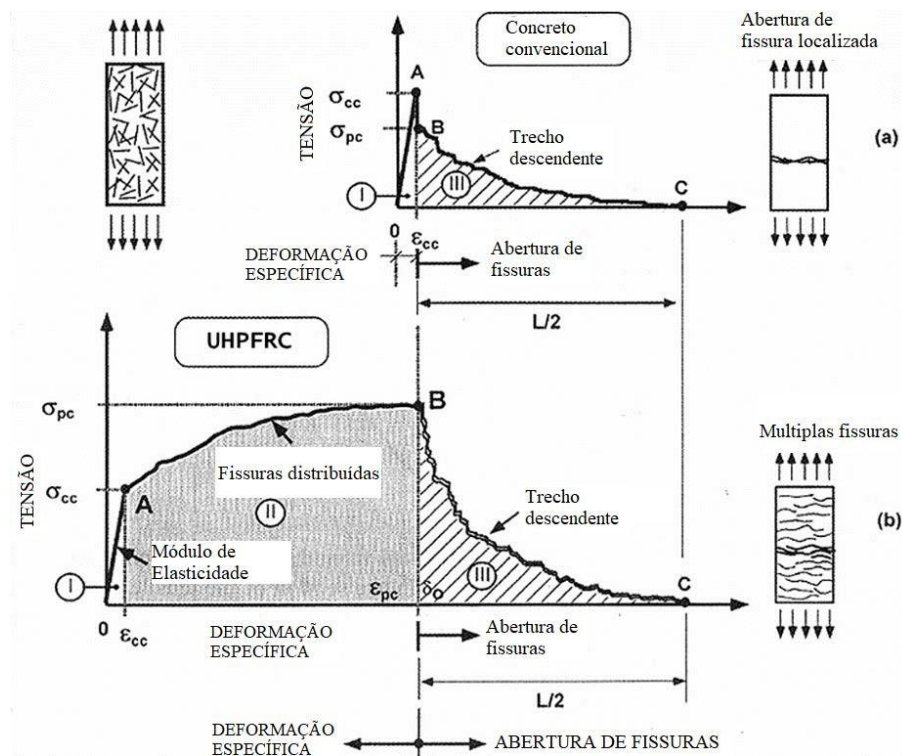
O comportamento tensão-deformação do UHPC em compressão deve ser tomado como uma curva trilinear, como mostrado na Figura 3.5. Na ausência de dados de ensaio, para fins de projeto, a deformação máxima de compressão deve ser limitada a 3,2 ‰.

3.2 COMPORTAMENTO À TRAÇÃO

Em geral, como considerações para projetos, a resistência à tração do concreto convencional é desconsiderada, assumindo valor igual a zero em dimensionamentos, o que não ocorre para o CUAD. Pela ação das fibras, resistências elevadas na tração são atingidas, além de comportamento mecânico satisfatório, apresentando resistência à tração prolongada após início de fissuração, com comportamento dúctil (FHWH, 2013). Segundo Ali (2013), a resistência à tração média do CUAD comercialmente disponível no mercado gira em torno de 10 a 15 MPa.

O CUAD possui comportamento à tração significativamente diferente dos concretos convencionais e de alta resistência que não possuem fibras, pelo grande aumento na ductilidade e pelo fato das fissuras se distribuírem ao longo da peça tracionada por ação das fibras. A Figura 3.6 apresenta a comparação no comportamento à tração entre o concreto convencional e o CUAD.

Figura 3.6 - Comparação de diagramas tensão-deformação na tração entre CC e CUAD.



Fonte: Naaman (2002).

Analisando a Figura 3.6 pode-se observar que o comportamento à tração é caracterizado por três fases, sendo elas:

- Uma primeira fase elástica linear limitada pela resistência à tração da matriz cimentícia;
- Segunda fase caracterizada pela fissuração distribuída no elemento tracionado, provinda da ruptura da matriz cimentícia, sendo essa fase caracterizada pela resistência à tração das fibras utilizadas na mistura; proporcionando significativo incremento de resistência com maior deformação até o pico de tensão.
- Terceira fase após a tensão máxima de tração ser atingida, caracterizada pelo trecho descendente da curva tensão-deformação com alta deformação antes da ruptura, proporcionada pelas fibras.

Deve-se destacar que o comportamento da curva na segunda e na terceira fase descritas é ligeiramente influenciado pelas características e orientação das fibras utilizadas.

De acordo com JSCE (2006) apud Ali (2013), a resistência à tração de cálculo é definida de acordo com a Eq. 3.6, sendo f_{ck} a resistência característica a compressão do CUAD em MPa.

$$f_{ctd} = 0,4 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 3.7}$$

A NF P 18-710 (2016) e AFGC (2013) definem três classes de comportamento à tração de projeto, sendo elas:

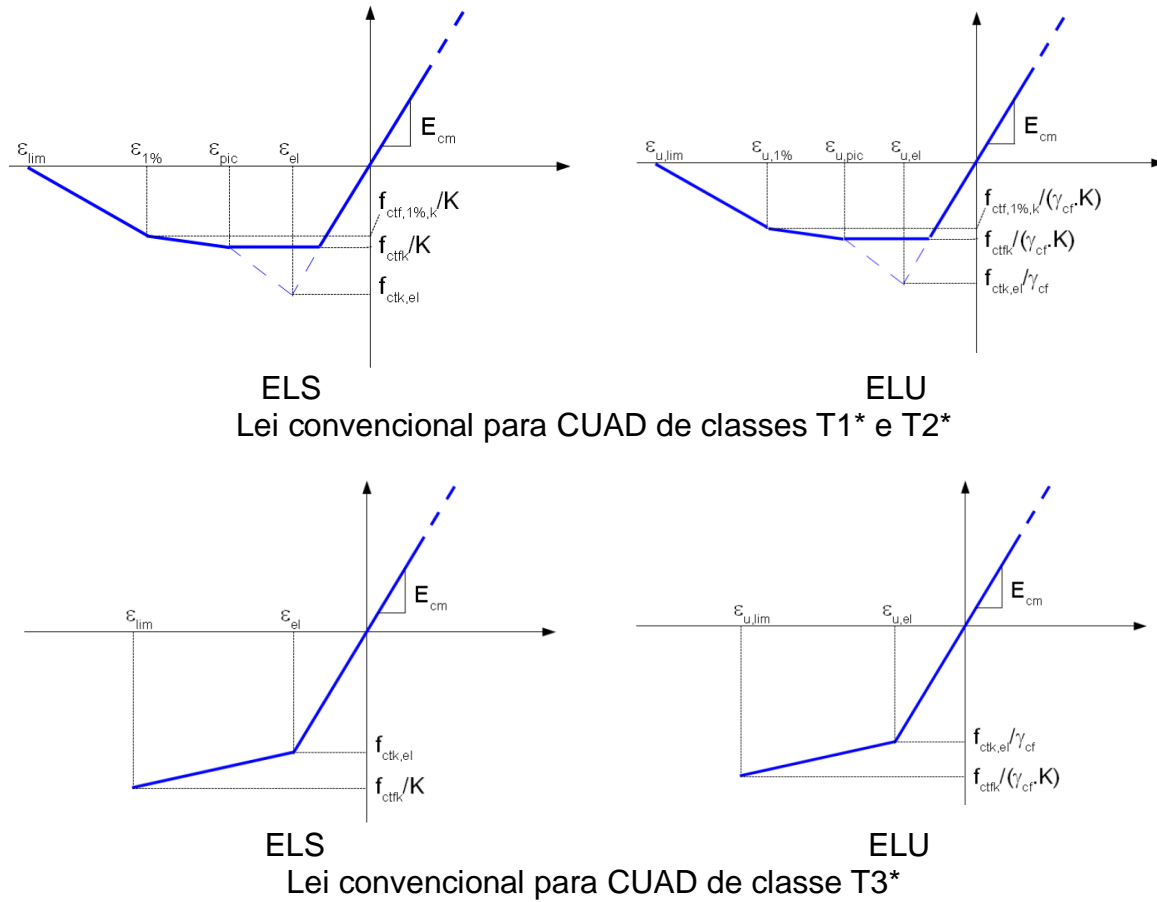
T1* – Concreto reforçado com fibra de amolecimento de tensão (Strain-Softening). Esse tipo corresponde ao CUAD cuja lei constitutiva média é suavizada (particularmente com uma lei constitutiva característica). Esse tipo de material é caracterizado pelo fato de que a fissura se localiza quando a resistência da matriz é atingida, quando é aplicada uma força de tração. Obedece, portanto, uma lei $\sigma f(w)$ que pode ser encontrada em CUAD com baixo teor de fibras ou contendo fibras que não são muito eficientes (amolecimento sob tração direta) quando $f_{ctf}/K < f_{ct,el}$ tanto para a curva média quanto para a curva característica, ou seja, $f_{ctfm}/K < f_{ctm,el}$ e $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$.

T2* - Concreto reforçado com fibra de baixa resistência à tração. A lei constitutiva média desse tipo de CUAD é reforçada, mas em termos de lei característica, e levando em consideração o alinhamento e a dispersão da fibra (fator K), sua lei constitutiva é a suavização de tensão. Esse tipo de lei constitutiva corresponde à maioria dos CUADs atualmente do mercado. Para a caracterização do material e os propósitos de projeto, esses CUAD serão tratados como CUAD suavizantes (exibindo um encruamento de deformação limitado) quando $f_{ctf}/K \geq f_{ct,el}$ para a curva média e $f_{ctf}/K < f_{ct,el}$ para a curva característica, isto é, $f_{ctfm}/K \geq f_{ctm,el}$ e $f_{ctfk}/K < f_{ctk,el}$.

T3* - Concreto de alta resistência à tração. Para esse tipo de concreto, se a lei constitutiva característica for considerada e o alinhamento e a dispersão das fibras levados em consideração (fator K), o pico pós-fissuração permanece superior a $f_{ct,el}$. A lei de projeto é considerada rígida. Esse tipo de lei é obtido apenas para CUAD com alto teor de fibras. Para o terceiro tipo de concreto, uma lei constitutiva da deformação média pode ser assumida, em vez de uma lei da largura da fissura (devido ao grande número de fissuras muito finas e muito densas), mas medida com comprimento suficiente. Uma vez atingida a resistência elástica, são produzidas rachaduras finas e muito densas, chamadas microfissuras (exibindo encruamento de deformação significativo) quando $f_{ctf}/K \geq f_{ct,el}$ tanto para a curva média quanto a curva característica, ou seja, $f_{ctfm}/K \geq f_{ctk,el}$ e $f_{ctfk}/K \geq f_{ctk,el}$.

Segundo a AFGC/SETRA (2013) os seguintes modelos convencionais de projeto podem ser usados para projetar o comportamento a tração de seções espessas, mas que essas são leis de tração simplificadas (Figura 3.7). Essas leis constitutivas podem ser substituídas por leis mais realistas resultantes de testes.

Figura 3.7 – Modelos convencionais de projeto para comportamento a tração de seções espessas da AFGC/SETRA.



Fonte: AFGC/SETRA (2013)

No caso do comportamento de amolecimento de tensão ou de baixa tensão, a curva é obtida truncando parcialmente a curva real.

Um fator de segurança parcial γ_{cf} para concreto reforçado com fibra sob tensão foi introduzido nas verificações ELU para levar em consideração os defeitos de fabricação, como mostra a Equação 3.9, quando comparada com a Equação 3.8 utilizadas para o ELS.

$$\varepsilon_{pic} = \frac{w_{pic}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{c,eff}} \tag{Equação 3.8}$$

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{c,eff}} \tag{Equação 3.9}$$

Em que

$\gamma_{cf} = 1,3$ no caso de situações duráveis / transitórias

$\gamma_{cf} = 1,05$ no caso de situações acidentais.

$f_{ctk,el}$ é a resistência à tração elástica característica.

w_{pic} é a abertura de fissura correspondente ao pico local ou 0,3 mm, se não houver pico.

$E_{c,eff}$ é o módulo de elasticidade efetivo, que leva em consideração o efeito da fluência, determinado pela Equação 3.23.

Já a deformação $\varepsilon_{1\%}$ é dada pela Equação 3.10 e a deformação $\varepsilon_{u1\%}$ pela Equação 3.11.

$$\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{c,eff}} \quad \text{Equação 3.10}$$

$$\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{c,eff}} \quad \text{Equação 3.11}$$

Em que $w_{1\%} = 0,01H$, sendo H a altura do prisma testado sob flexão correspondente à espessura da estrutura.

$$\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c} \quad \text{Equação 3.12}$$

Onde

$l_c = \frac{2}{3} \cdot h$ é o comprimento característico, sendo h a altura da seção.

l_f é o comprimento das fibras mais longas, contribuindo para garantir a não fragilidade.

No caso de um projeto preliminar, para um CUAD de baixa retração (tipo 2) pode ser considerado:

$$f_{ctk,el} = 9 \text{ MPa}$$

$$f_{ctfk} = 9 \text{ MPa}$$

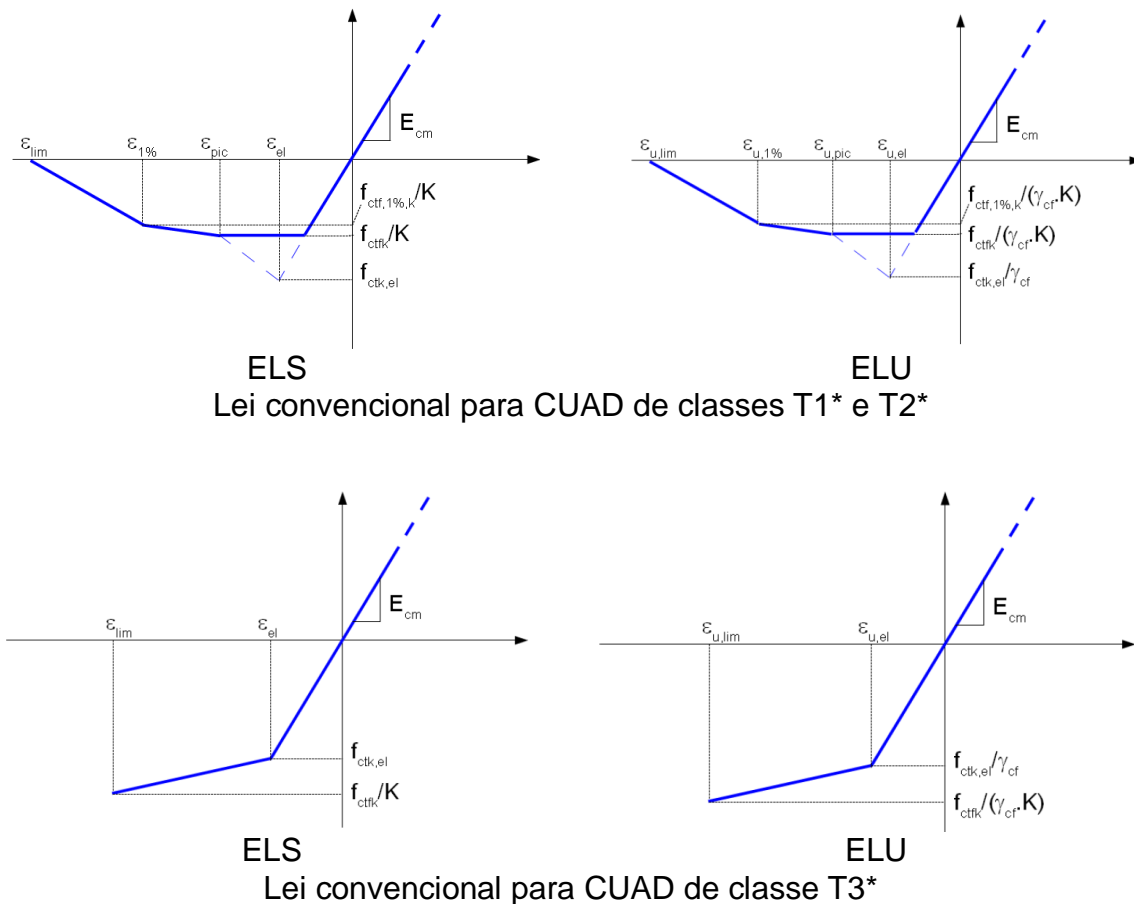
$$K_{global} = 1,25$$

$$K_{global} = 1,75$$

Porém, em fases avançadas, os fatores devem ser validados por meio de ensaios.

Segundo a NF P 18-710 (2016), a lei convencional que pode ser usada para projetar o comportamento na tração de seções espessas é a seguinte:

Figura 3.8 – Modelos convencionais de projeto para comportamento a tração de seções espessas da NF P 18-710.



Fonte: NF P 18-710 (2016)

A deformação de pico no ELS é obtida pela Equação 3.13 e a deformação de pico no ELU é obtida pela Equação 3.14.

$$\varepsilon_{pic} = \frac{w_{pic}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad \text{Equação 3.13}$$

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}} \quad \text{Equação 3.14}$$

Em que w_{pic} é a largura da fissura correspondente ao pico local na curva dos ensaios realizados ou é igual a 0,3 mm, se não houver pico.

Já a deformação $\varepsilon_{1\%}$ é obtida pela Equação 3.15, a deformação $\varepsilon_{u1\%}$ pela Equação 3.16 e a deformação $\varepsilon_{u,lim}$ pela Equação 3.17.

$$\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{cm}} \quad \text{Equação 3.15}$$

$$\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}} \quad \text{Equação 3.16}$$

Onde $w_{1\%} = 0,01H$, sendo H a altura do prisma testado sob flexão correspondente à espessura da estrutura.

$$\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c} \quad \text{Equação 3.17}$$

Onde:

$l_c = \frac{2}{3} \cdot h$ comprimento característico, sendo h a altura da seção.

l_f sendo o comprimento das fibras mais longas, contribuindo para garantir a não fragilidade.

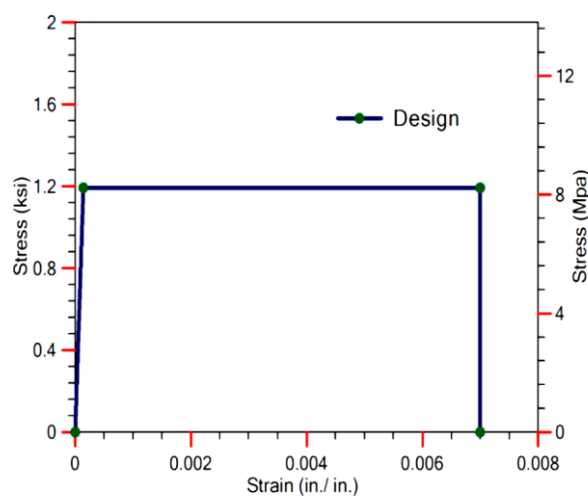
Segundo o relatório FHWA-HIF-13-032, a utilização de fibras de aço resulta em uma confiável resistência à tração, que conseqüentemente pode ser considerada em projeto, diferentemente do que ocorre no dimensionamento de elementos em concreto convencional, em que a resistência à tração é ignorada.

De acordo com relatório FHWA-HIF-13-032 a resistência à tração e o comportamento pós-fissuração dependem da resistência, quantidade, comprimento e orientação das fibras de aço, assim como o tipo de tratamento de cura utilizado.

Com base em estudos realizados pela FHWA, recomenda-se que a resistência à tração de fissuração seja tomada igual entre 6,2 MPa e 9 MPa para condições de cura sem e com tratamento térmico respectivamente.

Por meio da realização de diversos ensaios, o relatório FHWA-HIF-13-032 recomenda o modelo de projeto para tração apresentado na Figura 3.9, considerando comportamento de tensão-deformação em tração como uma curva bilinear elástica-perfeitamente plástica com deformação última de 7,0 ‰ e resistência à tração de projeto de 8,20 MPa.

Figura 3.9 - Comportamento tensão-deformação do CUAD em tração medido e recomendado.



b) Proposed design stress-strain behavior

Fonte: FHWA-HIF-13-032 (2013)

Em seu estudo, Graybeal (2006) conclui que a resistência à tração (f_{ct}) pode ser relacionada de forma aproximada com a resistência à compressão. A relação é estabelecida pelas seguintes equações:

$$f_{ct} = \sqrt[7,8]{f_{ck}} \text{ ou } f_{ct} = \sqrt[8,3]{f_{ck}} \quad \text{Equação 3.18}$$

As duas expressões estabelecidas na Equação 3.18 variam de acordo com o método adotado de cura a vapor ou cura térmica (f_{ct} e f'_c medidos em psi).

A Equação 3.19 pode ser adotada para casos em que não ocorre o tratamento de cura (f_{ct} e f'_c medidos em psi).

$$f_{ct} = \sqrt[6,7]{f_{ck}} \quad \text{Equação 3.19}$$

3.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Graybeal (2007) sugere que a deformação correspondente à tensão de compressão máxima do CUAD seja estimada em 3,7‰ para a determinação dos parâmetros para a construção das curvas de tensão – deformação. Sugere ainda, que o módulo de elasticidade seja calculado pela Equação 3.20 para resistência à compressão até 193 MPa, sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto em MPa.

$$E_c = 3840 \times \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 3.20}$$

Ma et al (2004) desenvolveram a Equação 3.21 para determinação do módulo de elasticidade do CUAD em função da resistência à compressão do CUAD, com unidades em psi.

$$E_c = 525.000 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 3.21}$$

Segundo o relatório FHWA-HIF-13-032 o CUAD apresenta comportamento elástico linear tanto na compressão quanto na tração até certos limites de deformação. Ainda consta no relatório que por meio de ensaios foi verificado que as fibras exercem pouca influência no módulo de elasticidade. De acordo com Graybeal (2006), o tratamento térmico durante o processo de cura aumenta o módulo de elasticidade do CUAD cerca de 23%.

No relatório FHWA-HIF-13-032 é recomendado a utilização da Equação 3.22, adaptada para MPa, para determinação do módulo de elasticidade do CUAD em função da resistência característica à compressão. Na ausência da resistência à compressão exata do concreto, pode-se utilizar $E_c = 51,71$ GPa para fins de projeto.

$$E_c = 3.836,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 3.22}$$

Segundo a AFGC (2013) e a NF P 18-470 (2016), os resultados experimentais obtidos para diferentes CUAD conhecidos até o momento demonstram que:

- não existe uma equação simples que ligue o módulo de elasticidade à resistência à compressão.

- devem ser realizados testes para medir o módulo de elasticidade diretamente. Se nada for conhecido no estágio preliminar do projeto, pode ser tomado como orientação o valor de 50 GPa.

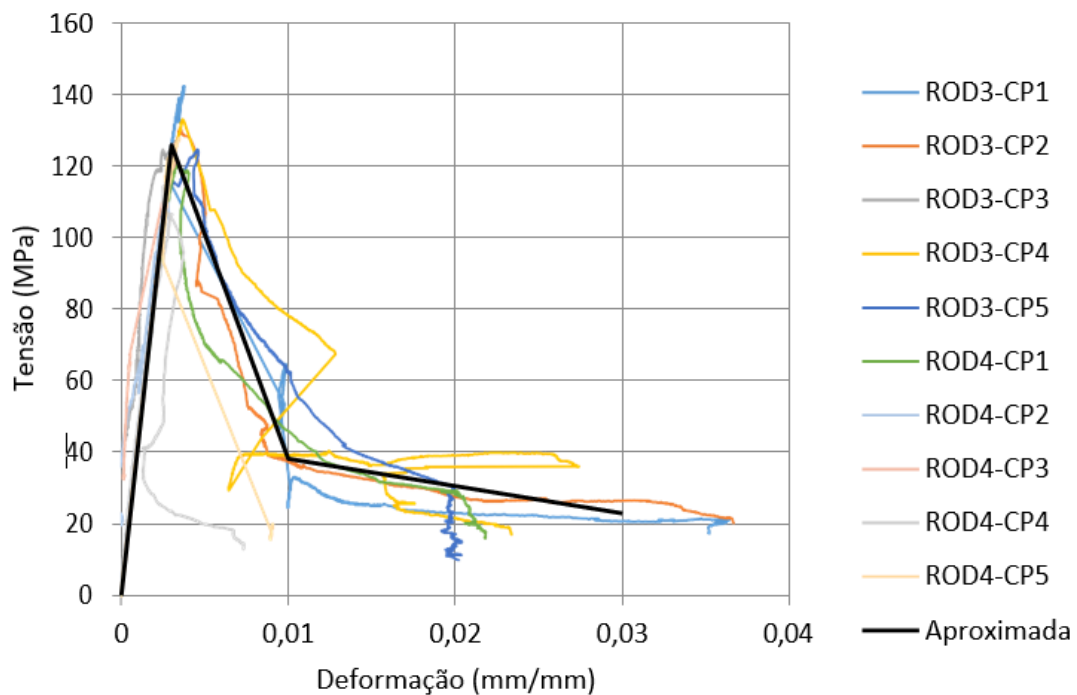
Durante as etapas mais detalhadas do projeto, o módulo deve ser obtido por meio de ensaios laboratoriais.

O efeito da fluência (φ), definido para uma carga aplicada no instante t_0 , no módulo de elasticidade efetivo ($E_{c,eff}$) pode ser considerado por meio da Equação 3.23.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad \text{Equação 3.23}$$

Enami (2017), por meio de ensaios laboratoriais em corpos de prova com 80 dias, obteve a curva de tensão – deformação mostrada na Figura 3.10.

Figura 3.10 – Diagrama tensão deformação dos corpos de provas de UHPFRC aos 80 dias.



Fonte: Enami (2017).

Com o diagrama da Figura 3.10, foi obtido o módulo de elasticidade médio de 41,69 GPa. Aplicando para este caso a Equação 3.20 e a Equação 3.21, obtém-se valores bem próximos.

Para utilização em projeto preliminar de estruturas em CUAD, é recomendado por DAfStb (2008)² apud Shin (2016) e JSCE (2006) apud Shin (2016) o valor de $E_c =$

² DAfStb - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Sachstandsbericht ultrahochfester Beton. Heft 561, Beuth Verlag, Berlin, 2008.

50 GPa, enquanto o valor de $E_c = 55$ GPa é recomendado por AFGC/SETRA 2002 apud Shin (2016). Entretanto, Shin (2016) destaca que como o módulo de elasticidade do CUAD é influenciado por diversos fatores é ideal que esse seja determinado por meio de ensaios padronizados.

Graybeal (2012), em seus estudos experimentais para determinar o impacto da temperatura de cura do CUAD em seu módulo de elasticidade, concluiu que o módulo de elasticidade está diretamente relacionado a resistência à compressão e que é largamente independente da temperatura de cura.

De acordo com Shin (2016) e a NF P 18-710 (2016), para o CUAD, o coeficiente de Poisson pode ser tomado como 0,2 na região elástica.

3.4 RETRAÇÃO

Para Kamen (2006) e Flietstra (2011), a retração do CUAD se situa entre 300 e 400 $\mu\text{m}/\text{m}$ e que devido à baixíssima porosidade e a grande quantidade de cimento incorporado à mistura, microfissuras podem surgir ocasionado pela retração autógena durante a hidratação. Shin (2016) recomenda a utilização de valores de 250 $\mu\text{m}/\text{m}$ quando não é utilizado tratamento térmico e o valor de 0 $\mu\text{m}/\text{m}$ quando se utiliza tratamento térmico.

Segundo a AFGC (2013) e NF P 18-470 (2016), no caso do CUAD, a retração é principalmente endógena, desde que haja cura úmida adequada durante o assentamento. No caso de um tratamento térmico do tipo 1 (descrito no item 2.7 desta dissertação), a retração ocorre parcialmente durante esse processo. No caso de tratamento térmico do tipo 2, considera-se que não haverá mais retração após o término do tratamento término. Se nada for conhecido durante a fase preliminar do projeto, o seguinte valor indicativo será adotado para efeitos a longo prazo:

- quando não houver tratamento térmico: 550 $\mu\text{m}/\text{m}$ para a retração endógena e 150 $\mu\text{m}/\text{m}$ para o encolhimento por secagem em ambiente externo com uma umidade relativa média de cerca de 50 a 70%;

- para tratamento térmico do tipo 1: retração total de 550 $\mu\text{m}/\text{m}$, para ambientes externos com umidade relativa de 50 a 70%

- para o tratamento térmico do tipo 2: a retração total de 550 $\mu\text{m}/\text{m}$ ocorre antes do final do tratamento térmico, após isso a retração é nula.

Pela baixa relação água/cimento, o DUCTAL[®] não exhibe retração de secagem. Uma retração endógena é observada na faixa de 300 a 400 $\mu\text{m}/\text{m}$, porém quando é aplicado tratamento térmico a retração é completada até o final do tratamento e não há retração residual subsequente (DUCTAL, 2019a).

Embora a deformação por retração em CUAD seja maior que no concreto convencional, a retração no CUAD ocorre numa idade precoce. De fato, o CUAD tratado termicamente não apresenta qualquer retração no período pós-tratamento sendo recomendado pelo FHWA-HIF-13-032 os seguintes valores:

- Para CUAD tratado termicamente: 850 $\mu\text{m}/\text{m}$ durante o tratamento e 0 $\mu\text{m}/\text{m}$ após o tratamento.

- Para CUAD não tratado: 850 $\mu\text{m}/\text{m}$ a desenvolver-se durante um período de 60 dias.

3.5 FLUÊNCIA

Devido à baixíssima porosidade e baixíssima quantidade de água utilizada na composição, valores bem inferiores de fluência são encontrados no CUAD em comparação com concretos convencionais.

De acordo com a AFGC (2013) e NF P 18-710 (2016), a fluência do CUAD é semelhante à do CAD se não houver tratamento. É consideravelmente reduzida por tratamento térmico do segundo tipo. Se nada for conhecido durante a fase preliminar do projeto, serão adotados os seguintes valores indicativos da fluência a longo prazo:

- $\varphi = 0,8$ se não houver tratamento;

- $\varphi = 0,4$ com tratamento do primeiro tipo;

- $\varphi = 0,2$ com tratamento do segundo tipo.

Valores próximos são recomendados por Sritharan (2015) e por Toutlemonde e Resplendino (2011), que citam que o coeficiente de fluência do CUAD é próximo a 1,0 sem cura térmica e com tratamento térmico pode ser reduzido a 0,5 e 0,2.

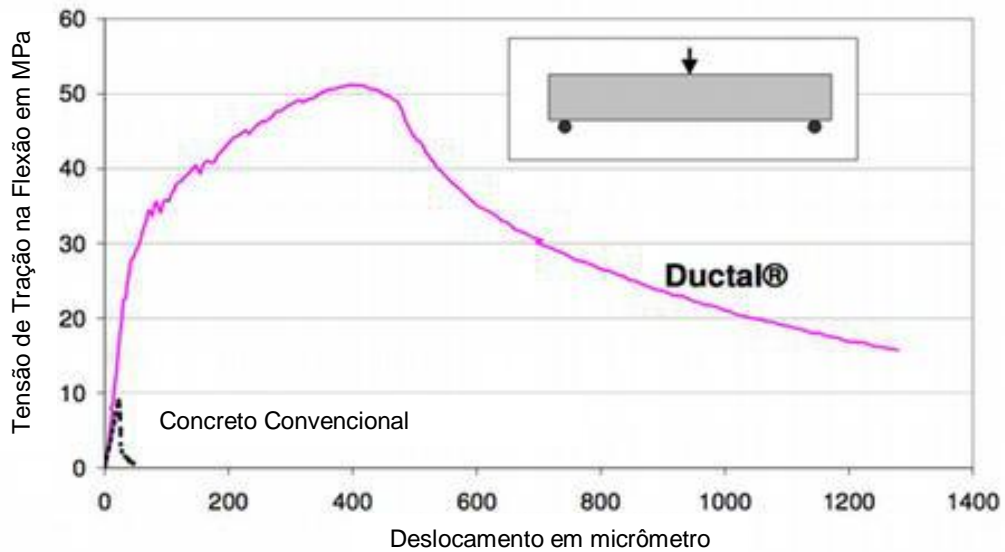
Testes de fluência foram realizados para o DUCTAL® na França na Ecole Centrale de Nantes e no Laboratoire Central de Ponts et Chaussées (LCPC) e nos Estados Unidos no Centro de Pesquisa da Administração Federal de Rodovias (FHWA) constatou-se que o coeficiente de fluência do material é inferior a 0,8, podendo chegar menos de 0,2 com tratamento térmico, enquanto para concretos convencionais o coeficiente de fluência pode chegar a 3 ou 4. Como regra, para o DUCTAL® o valor de 0,3 é considerado nos cálculos (DUCTAL, 2019a).

3.6 FLEXÃO

Segundo Ali (2013), a resistência à tração média na flexão do CUAD comercialmente disponível no mercado gira em torno de 24 a 29 MPa, podendo chegar a 40 MPa em alguns casos. Diz também, que o acréscimo de resistência pós-fissuração varia de 5 a 15 MPa por ação das fibras.

O comportamento dúctil do CUAD durante a flexão é garantido pelas fibras utilizadas na mistura, ou seja, quando o carregamento na flexão atinge o limite elástico, microfissuras ocorrem de modo distribuído na região tracionada e as fibras mantêm as fissuras bem fechadas, proporcionando um desempenho dúctil em vez de uma falha frágil como mostrado na Figura 3.11 (DUCTAL, 2019a).

Figura 3.11 - Diagrama de tensão deformação na flexão por três pontos

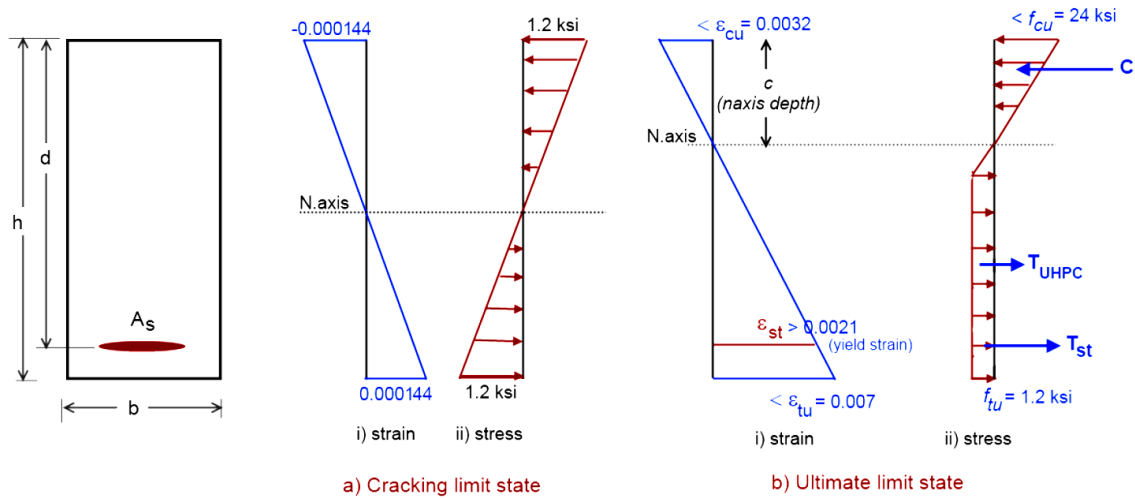


Fonte: DUCTAL (2019a)

O comportamento à flexão dos elementos em CUAD pode ser obtido utilizando as equações de compatibilidade e equilíbrio de deformações no nível da seção, semelhante ao que é feito para os elementos em concreto armado convencionais, porém com a consideração da resistência à tração do concreto. De acordo com o relatório FHWA-HIF-13-032, para projeto é recomendado na tração uma deformação última $\varepsilon_{tu} = 7,0 \text{ ‰}$ e resistência limite à tração $f_{tu} = 8,20 \text{ MPa}$, já na compressão considera-se a deformação $\varepsilon_{tu} = 3,2 \text{ ‰}$ e a resistência última à compressão correspondente a $f = 165 \text{ MPa}$.

A distribuição de tensões e deformações ao longo da seção transversal, segundo FHWA-HIF-13-032, é mostrada na Figura 3.12.

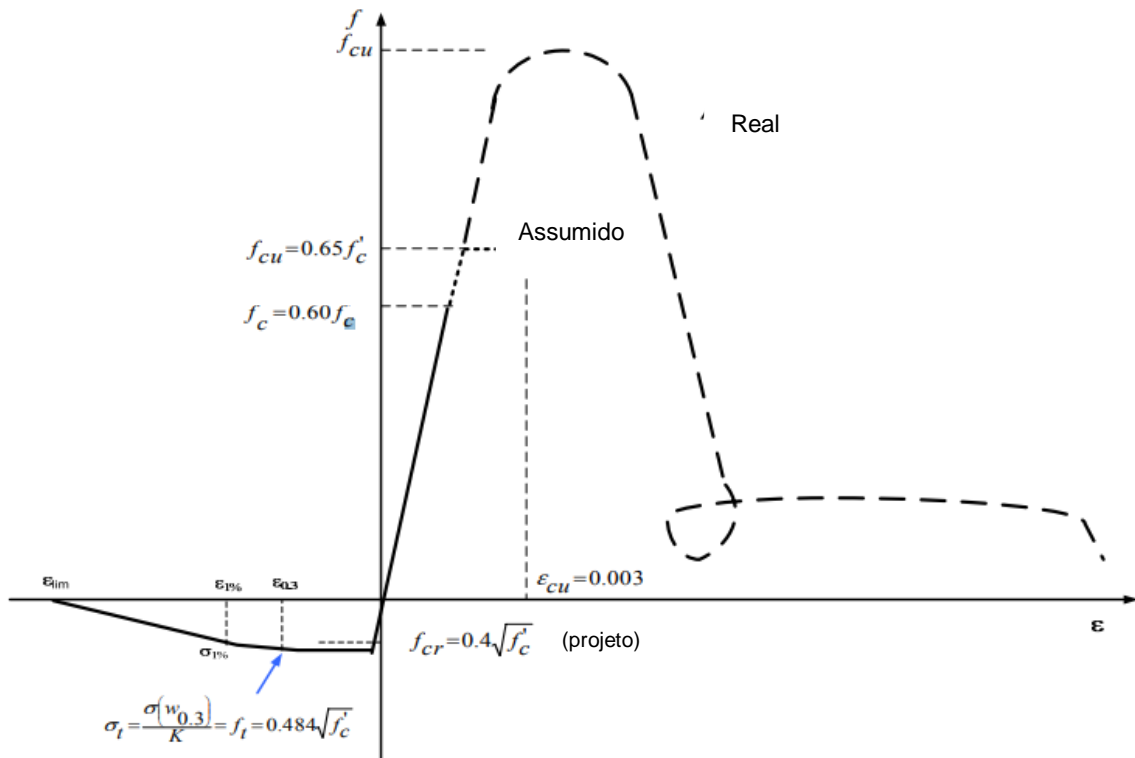
Figura 3.12 - Diagramas de distribuição de deformações e tensões ao longo da seção transversal nos estados de fissuração e limite último.



Fonte: FHWA-HIF-13-032 (2013)

A Figura 3.13 apresenta os valores de projeto para compressão e para tração em dimensionamentos utilizando o CUAD, em que f'_c é a resistência característica à compressão, f_c a resistência de cálculo na compressão para o estado limite de serviço (ELS), f_{cu} a resistência de cálculo na compressão para o estado limite último (ELU) e f_{cr} a resistência de cálculo na tração, considerando o limite para fissuração (ALMANSOUR; LOUNIS, 2009).

Figura 3.13 - valores de projeto assumidos na compressão e na tração do CUAD



Fonte: Almansour e Lounis (2009).

3.7 CISALHAMENTO

De acordo com a JSCE (2006) apud Ali (2013), a capacidade resistente total ao cisalhamento em elementos de CUAD (V_{yd}), dada pela Equação 3.24, é composta pela soma da capacidade resistente do CUAD (desconsiderando efeito das fibras) (V_{rpcd}) somada à capacidade resistente ao cisalhamento devido ao efeito das fibras (V_{fd}), e no caso de elementos protendidos, soma-se a capacidade resistente ao cisalhamento devido ao sistema de protensão (V_{ped}) e quando tem-se armadura de cisalhamento, sua resistência também somada é (V_s).

$$V_{yd} = V_{rpcd} + V_{fd} + V_{ped} + V_s \quad \text{Equação 3.24}$$

A parcela referente à resistência ao cisalhamento de cálculo do CUAD desconsiderando o efeito das fibras é dada pela Equação 3.25, com unidades em Newton e mm.

$$V_{rped} = 0,18 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot \frac{d}{\gamma_b} \quad \text{Equação 3.25}$$

Já a parcela referente a resistência ao cisalhamento de cálculo pela contribuição das fibras é dada pela Equação 3.26, com unidades em Newton e mm.

$$V_{fd} = \left(\frac{f_{vd}}{\tan \beta_u} \right) \cdot b_w \cdot \frac{z}{\gamma_b} \quad \text{Equação 3.26}$$

Com β_u obtido por meio da Equação 3.27.

$$\beta_u = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau}{\sigma'_{xu} - \sigma'_{yu}} \right) - \beta_0 \quad \text{Equação 3.27}$$

A Equação 3.28 corresponde à capacidade resistente ao cisalhamento de cálculo devido ao sistema de protensão.

$$V_{ped} = P_{ed} \cdot \sin \frac{\alpha_p}{\gamma_p} \quad \text{Equação 3.28}$$

A Equação 3.29 refere-se à resistência de cisalhamento de cálculo devido à contribuição de armaduras de cisalhamento, com unidades em Newton e mm.

$$V_{sd,máx} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad \text{Equação 3.29}$$

Para JSCE (2006) apud Almansour e Lounis (2009), a utilização de estribos deve ocorrer de forma restringida, pois a utilização pode resultar na perturbação da orientação das fibras, o que pode conduzir ao surgimento de fissuras.

Segundo a NF P 18-710 (2016) e a AFGC (2013), a tensão solicitante de cisalhamento de projeto V_{sd} deve ser menor que a tensão resistente de cisalhamento

$V_{Rd,total}$. A tensão resistente de cisalhamento $V_{Rd,total}$ é igual a menor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$.

- $V_{Rd,máx}$ é a tensão limite da resistência à compressão das bielas de compressão do concreto no diagrama de treliças;

- V_{Rd} é a soma dos três termos de resistência $V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$;

- $V_{Rd,c}$ é o termo de contribuição CUAD;

- $V_{Rd,s}$ é o termo de contribuição para armadura de cisalhamento;

- $V_{Rd,f}$ é o termo de contribuição das fibras;

Para uma seção armada, a tensão resistente de cisalhamento de projeto fornecida pelo CUAD, $V_{Rd,c}$, é estabelecida pela Equação 3.30.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.30}$$

Para uma seção protendida, $V_{Rd,c}$ é dada pela Equação 3.31

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot z \quad \text{Equação 3.31}$$

Para uma seção sem armadura, $V_{Rd,c}$ é estabelecida Equação 3.32

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot h \quad \text{Equação 3.32}$$

Onde:

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}}$$

Com

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$$

N_{Ed} é a força axial na seção transversal devido às cargas externas ($N_{Ed}>0$ para compressão). A influência das deformações impostas por N_{Ed} pode ser ignorada.

A_c é a área da seção transversal do elemento de CUAD.

O valor de σ_{cp} deve ser limitado da seguinte maneira:

$$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,4 \cdot f_{ck}$$

O termo γ_E é um fator de segurança considerado tal que $\gamma_{cf} \cdot \gamma_E$ é igual a 1,5.

Para todos os casos:

f_{ck} é expresso em MPa;

b_w é a menor largura da seção transversal na área de tração em metros. No caso de uma seção circular de diâmetro \emptyset , b_w deve ser tomado como $0,55 \cdot \emptyset$.

z é o braço de alavanca das forças internas para um membro de altura constante correspondente ao momento fletor no membro considerado.

d é a distância entre a fibra mais comprimida e o reforço longitudinal.

NOTA: As fórmulas são consistentes se $z = 0,9d$ e $d = 7/8h$ no caso de seção não armada.

O cálculo da parcela $V_{Rd,s}$ é realizado de maneira análoga ao concreto convencional. Já a parcela $V_{Rd,f}$, referente às fibras, o valor do projeto para a parte da capacidade de cisalhamento $V_{Rd,f}$ é dada pela Equação 3.33.

$$V_{Rd,f} = A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f} \cdot \cot \theta$$

Equação 3.33

Para o caso de CUAD da classe T1* ou T2*:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf} \cdot w^*} \cdot \int_0^{w^*} \sigma_f(w) dw$$

$$w^* = \max(w_u; 0,3mm)$$

NOTA: $\sigma_{Rd,f}$ é o valor médio da tensão pós-fissuração ao longo da fissura de cisalhamento de inclinação θ , e perpendicular a ela. O termo $V_{Rd,f}$ é a projeção da força resultante paralela à força de cisalhamento, sendo a área A_{fv} a projeção na seção transversal da área inclinada na qual as fibras atuam. Para uma seção retangular ou uma seção T, $A_{fv} = b_w \cdot z$.

Para cálculos de resistência à força de cisalhamento em uma seção armada sem força normal, é possível adotar o melhor valor estimado de $z = 0,9d$.

Para uma seção circular de diâmetro ϕ , $A_{fv} = 0,58 \cdot \phi^2$

w_u é a abertura final das fissuras alcançadas no ELU sob flexão a partir da força axial na fibra para o momento em que atua na seção.

$\theta = 30^\circ$ deve ser escolhido como o valor mínimo.

No caso de CUAD da classe T3*, a expressão para determinação de $\sigma_{Rd,f}$ se torna:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf} \cdot (\varepsilon^* - \varepsilon_{el})} \cdot \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon^*} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon$$

Em que:

$$\varepsilon^* = \max(\varepsilon_u; \varepsilon_{u,lim})$$

Sendo ε_u o alongamento máximo no cálculo ELU de flexão com força axial.

O $\varepsilon_{u,lim}$ é o limite de deformação à tração, além da qual, a tensão de tração se torna nula.

A ε_{el} é a tensão limite elástica, sendo igual a $f_{ctk,el}/(\gamma_{cf} \cdot E_{cm})$

O valor de K a ser usado nas equações é K_{Global} .

O cálculo de $V_{Rd,máx}$ para elementos em CUAD sem reforço de cisalhamento, o limite de resistência das bielas de compressão é dado pela Equação 3.34

$$V_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta \quad \text{Equação 3.34}$$

A AFGC (2013) recomenda equação um pouco diferente para a parcela da resistência máxima das bielas de compressão, $V_{Rd,máx}$, (Equação 3.35)

$$V_{Rd,máx} = 2 \cdot 1,14 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{ck}^{2/3} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad \text{Equação 3.35}$$

θ é a inclinação da tensão de compressão principal no eixo longitudinal para ambos os casos.

Para elementos em CUAD com reforço de cisalhamento inclinado em α , tem-se:

$$V_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \left[\frac{V_{Rd,s} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} + V_{Rd,f} \cdot \tan \theta \right] \cdot \left[\frac{1}{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}} \right]$$

$$\text{Equação 3.36}$$

3.8 TORÇÃO

Segundo a NF P 18-710 (2016), a resistência à torção de uma seção pode ser calculada com base em uma ou mais seções fechadas de parede delgada, para as quais uma espessura fictícia t_{ef} é definida e o equilíbrio é satisfeito por um fluxo de

cisalhamento fechado. Para seções ocas, a espessura da parede falsa deve ser limitada à espessura real.

Seções convexas sólidas podem ser modeladas diretamente por seções fechadas de paredes finas equivalentes. Seções sólidas não convexas, como seções em T, podem ser divididas em subseções, cada uma modelada usando uma seção de parede fina equivalente, sendo a resistência à torção do conjunto igual à soma das resistências das subseções. A distribuição dos momentos de torção atuantes nas subseções deve ser proporcional às suas rigidezes torcionais não fissuradas.

Para seções sólidas ocas e convexas sujeitas ao momento de torção T_{Ed} , o fluxo de cisalhamento de torção em todos os pontos da parede é calculado pela Equação 3.37.

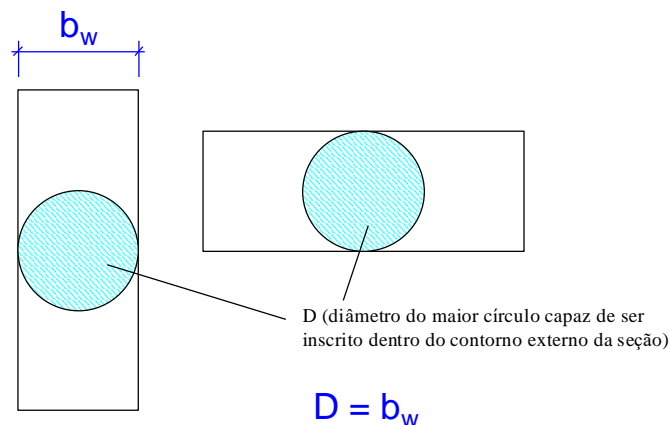
$$\tau_t \cdot t_{ef} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \quad \text{Equação 3.37}$$

Onde

τ_t é a tensão tangencial na parede;

t_{ef} é a espessura da parede da seção tubular fictícia, igual a um sexto do diâmetro do maior círculo capaz de ser inscrito dentro do contorno externo da seção (Figura 3.14);

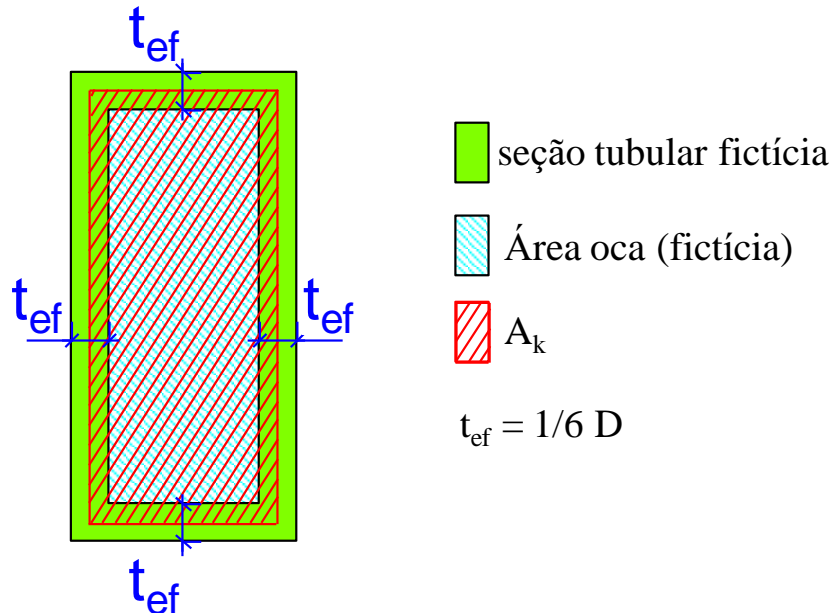
Figura 3.14 - Exemplificação de como obter o círculo fictício para determinação de t_{ef}



Fonte: Autor

A_k é a área limitada pelas linhas centrais da parede fictícia da seção tubular (incluindo seção oca) como é mostrado na Figura 3.15.

Figura 3.15 - Exemplo de determinação da área A_k e espessura t_{ef}



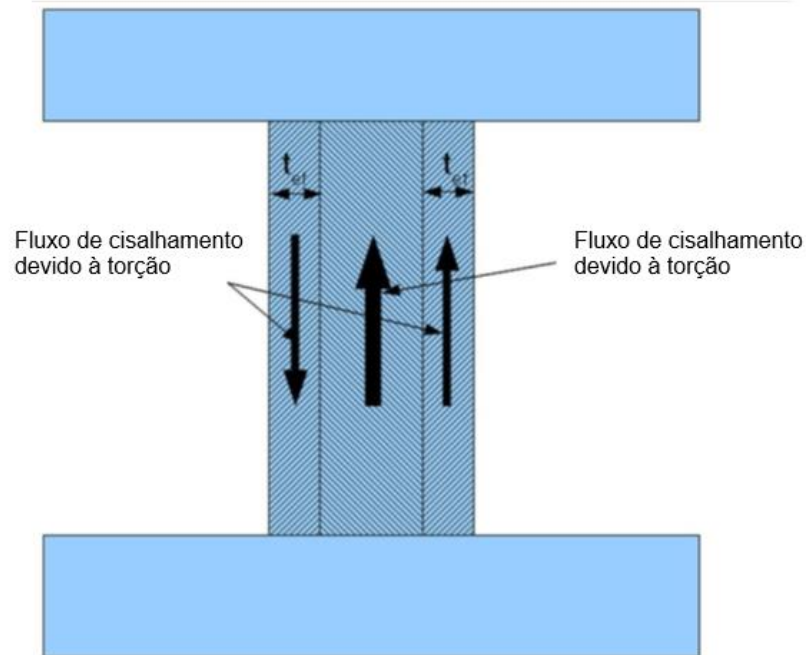
Fonte: Autor

No caso de seções sólidas não convexas divididas em subseções, o fluxo de cisalhamento de torção na parede da subseção i (Figura 3.16), sujeito à fração $T_{Ed,i}$ do momento de torção de projeto, é calculado pela Equação 3.38

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed,i}}{2 \cdot A_{k,i}} \quad \text{Equação 3.38}$$

Onde $\tau_{t,i}$ é o cisalhamento no elemento i ;

Figura 3.16 - Fluxo de cisalhamento devido à torção e cisalhamento



Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016)

Os efeitos da torção podem ser sobrepostos aos dos efeitos do cisalhamento, tomando o mesmo valor para a inclinação da biela de compressão θ .

A resistência de um elemento sujeito ao cisalhamento e à torção é limitada pela resistência das bielas de compressão do concreto. A seguinte condição deve ser satisfeita para não exceder esta resistência para seções sólidas:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,máx}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}} \leq 1 \quad \text{Equação 3.39}$$

Onde:

T_{Ed} é o momento de torção solicitante de projeto;

V_{Ed} é o cisalhamento solicitante de projeto;

$V_{Rd,máx}$ é o valor máximo da resistência limite ao cisalhamento;

$T_{Rd,máx}$ é o momento de torção de resistência limite. No caso de CUAD sem reforço, é dado por:

$$T_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta \quad \text{Equação 3.40}$$

Para seções sólidas ocas e convexas, cada parede deve ser projetada separadamente para as forças combinadas de cisalhamento e torção. O estado limite último de compressão das bielas de compressão CUAD deve ser verificado em relação à resistência limite $V_{Rd,máx}$.

3.9 ANCORAGEM

Graybeal (2014) realizou um estudo experimental para determinar comprimentos de emenda em cabos de protensão no CUAD. O programa experimental foi realizado em cabos de protensão com diâmetros de 12,7 mm e 15,2 mm incorporados a blocos de CUAD, como mostrado na Figura 3.17. O ensaio sucedeu com o tensionamento dos cabos como mostrado na Figura 3.18.

Figura 3.17 - Moldagem do bloco de CUAD com incorporação de cabos de protensão



Fonte: Graybeal (2014)

Figura 3.18 - Ensaio de comprimento de emenda de cabos de protensão no CUAD

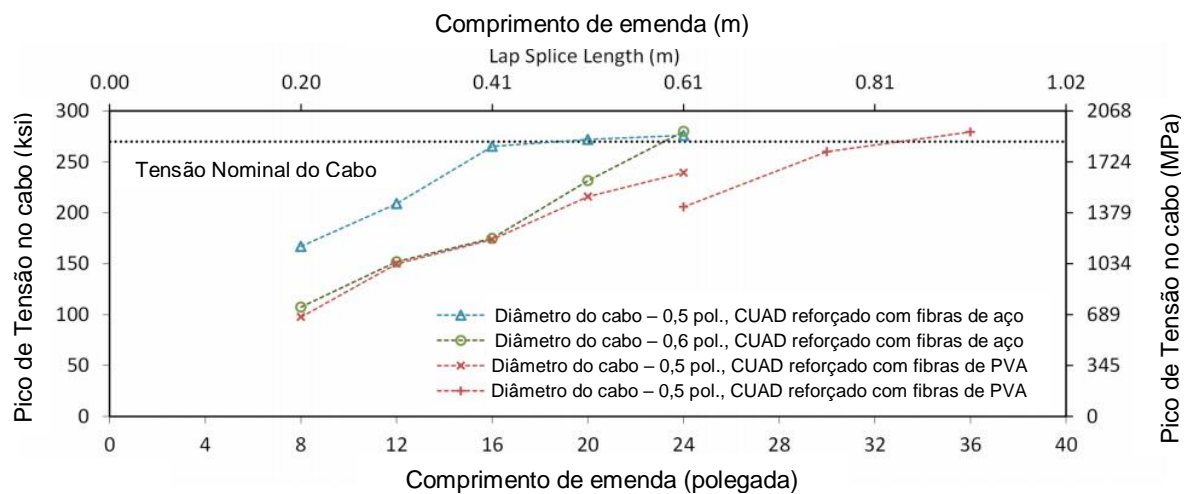


Fonte: Graybeal (2014)

Por meio dos ensaios, Graybeal (2014) obteve os resultados apresentados na Figura 3.14.

Figura 3.19

Figura 3.19 – Resultados dos ensaios de comprimento de emenda



Fonte: Graybeal (2014)

Com base em seu estudo experimental, Graybeal (2014) sugere que para CUAD reforçado com fibras de aço, os cabos de protensão de 12,7 mm podem ser totalmente ancorados em um comprimento de aproximadamente 51 cm e os cabos de protensão de 15,2 mm podem ser totalmente ancorados em aproximadamente 61 cm.

A ligação entre o CUAD e a armadura é importante na determinação dos comprimentos de ancoragem e traspasse. Em estudo da FHWA, o comprimento de ancoragem da armadura embutida no CUAD foi investigado por meio de uma série de ensaios de arrancamento de tração em barras de aço moldadas em cilindros de CUAD de 40,64 cm de diâmetro. Por meio dos dados é recomendado no relatório FHWA-HIF-13-032 os seguintes comprimentos de ancoragem:

- 6ϕ para que as armaduras de aço ancorem atingindo o seu limite de elasticidade (sendo ϕ o diâmetro da armadura).

- 9ϕ para que as armaduras de aço ancorem atingindo a sua resistência última.

No relatório FHWA-HRT-18-036, é apresentado estudos com ensaios de arrancamento para avaliar ancoragem por aderência em barras de aço no CUAD, em que apresenta recomendações para garantir a segurança nas estruturas. Vale ressaltar que nos ensaios realizados, todas as barras sofreram escoamento antes do arrancamento na ancoragem. Como resultado das análises dos ensaios, faz-se as seguintes recomendações:

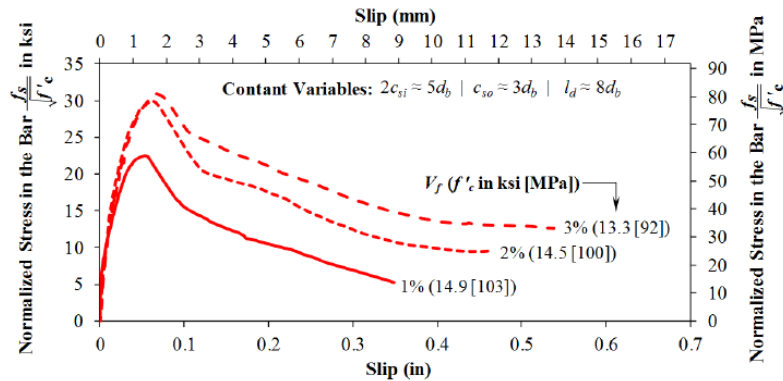
1) Para volume de fibras de 2,0 %, e resistência à compressão superior a 97 MPa, tem-se que para barras de aço CA-50 de diâmetro igual ou inferior a 25,0 mm, o comprimento de ancoragem mínimo deve ser 8ϕ . Neste caso o cobrimento adotado deve ser maior ou igual a 3ϕ .

2) Considerando o material com volume de fibras de 2,0 %, e resistência à compressão superior a 97 MPa, tem-se que para barras de aço CA-60 de diâmetro igual ou inferior a 25,0 mm, o comprimento de ancoragem mínimo deve ser 10ϕ . Neste caso o cobrimento adotado deve ser maior ou igual a 3ϕ .

3) Na determinação do comprimento do traspasse o mesmo deve ser adotado com valor maior ou igual a 0,75 vezes o comprimento de ancoragem. Sendo a distância livre entre as barras menor ou igual ao comprimento do traspasse e maior que 1,5 vezes o comprimento da maior fibra utilizada.

Para aumentar a aderência entre o CUAD e as barras, pode-se aumentar o volume de fibras na composição e ter ganhos de até aproximadamente 35 %, conforme a Figura 7.

Figura 3.20 – Variação da tensão de arrancamento em função do volume de fibras



Fonte: FHWA-HRT-18-036 (2018)

O cálculo/verificação da ancoragem por aderência é muito importante para a utilização do CUAD na ligação de painéis pré-moldados em tabuleiros de pontes. Atualmente esta é a maior utilização do CUAD no Estados Unidos e é comprovado por várias pesquisas a sua eficiência, seja sob ações estáticas ou dinâmicas. Alguns resultados podem ser encontrados na publicação FHWA-HRT-18-036.

Os pesquisadores da FHWA também realizaram ensaios para analisar a adesividade do CUAD a superfícies de concreto convencional. Por meio de ensaios em prismas, verificou-se que todas as peças romperam à flexão nas seções com concreto convencional, evidenciando a qualidade do material para o uso em conjunto com peças pré-moldadas.

De acordo com as recomendações FHWA-HIF-13-032 o cobrimento do concreto é a distância entre a superfície do concreto e a superfície das armaduras e dos cabos embutidos no concreto. Assegurar um cobrimento suficiente é fundamental não só a durabilidade das estruturas de concreto, mas também para o desenvolvimento da resistência de aderência ao longo da armadura existente. Os requisitos de cobrimento do concreto dependem das condições ambientais e da resistência à penetração de cloretos no concreto utilizado para o projeto.

No relatório FHWA-HIF-13-032 é recomendado os seguintes cobrimentos:

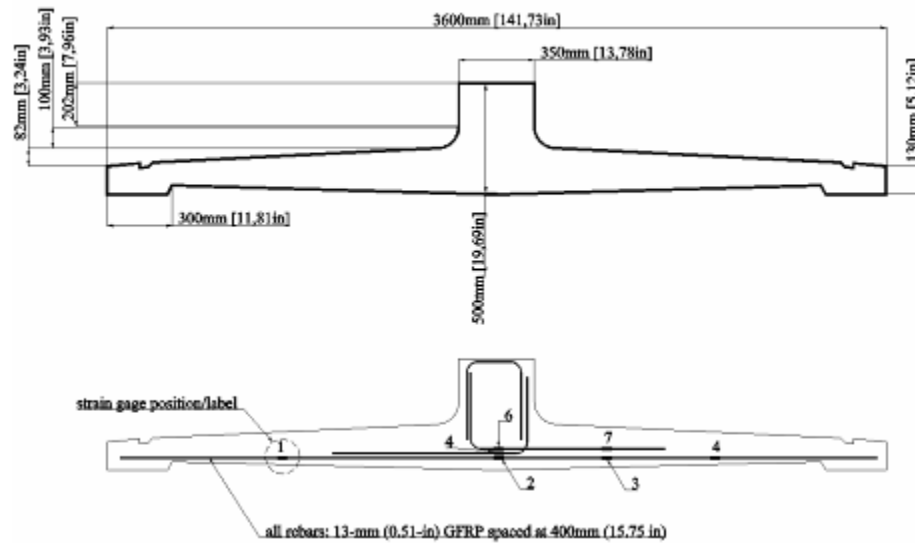
- O cobrimento mínimo de concreto para armadura leve não protegida em UHPC deve ser de 19,05 mm.
- O cobrimento mínimo de concreto para os cabos de protensão deve ser de 1,5 vezes o diâmetro do cabo.
- A armadura, incluindo os fios, deve ser projetada com um espaçamento livre mínimo igual a 3,25 vezes o diâmetro da armadura ou 38,10 mm, o que for maior.

3.10 COMPORTAMENTO DE FADIGA

Ensaio de fadiga foram realizados por Parsekian et al. (2008) em seções transversais de uma viga de CUAD de 33,6 m de comprimento para uma passarela de pedestres construída na cidade de Calgary, no Canadá. Os testes foram realizados em três seções de 1 m de comprimento, sendo a largura total da viga de 3,6 m. No concreto, foram utilizadas fibras de aço de 13 mm de comprimento com teor de 2 % do volume e o esse foi submetido a tratamento térmico sob temperatura de 90 °C.

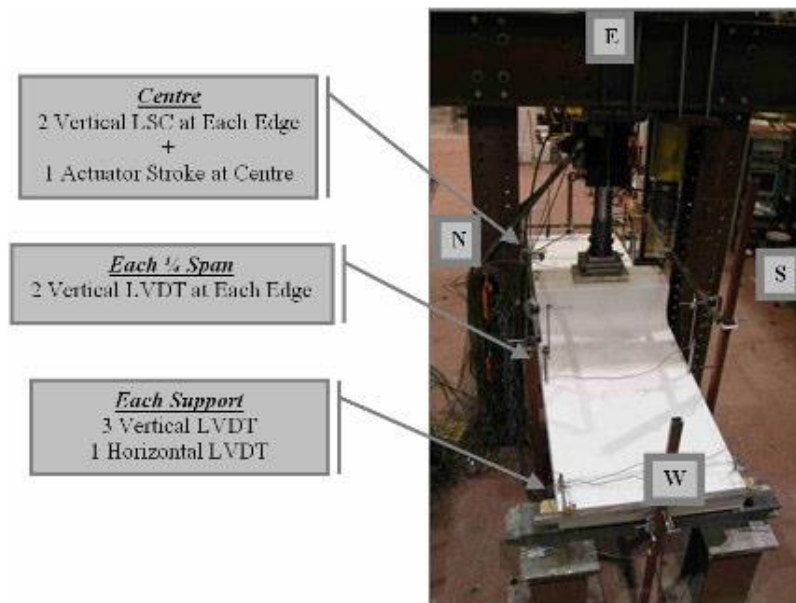
As duas primeiras amostras foram reforçadas com barras de GFRP de 13 mm de diâmetro, conforme Figura 3.21. O ensaio foi realizado por três pontos, conforme Figura 3.22. As resistências à compressão do CUAD das amostras ensaiadas foram próximas a 230 MPa e módulo de elasticidade de 39 GPa para as amostras reforçadas com barras de GFRP e de 51 GPa para amostra sem barras de GFRP.

Figura 3.21 – Dimensões da seção e posicionamento das barras de GFRP



Fonte: Parsekian et al. (2008)

Figura 3.22 - Vista geral do esquema de ensaio da seção



Fonte: Parsekian et al. (2008)

As seções reforçadas com barras de GFRP foram testadas a falha sob carregamento monotônico, tendo as amostras fissuradas e falhado sob cargas semelhantes. A terceira amostra que não foi reforçada com barras de GFRP, foi inicialmente carregada até que fissurasse. Posteriormente, a amostra foi submetida a 1 milhão de ciclos com carregamento entre 20 e 80 % da carga de serviço de projeto, seguido por um segundo milhão de ciclos com carregamentos entre 20 e 80 % da

carga de primeira fissura observada. Por não falhar e não apresentar qualquer degradação da rigidez, foi aplicado um terceiro milhão de ciclos de carregamento entre 20 e 80 % da carga de falha das seções reforçadas com barras de GFRP.

Testes estáticos foram realizados para avaliar a rigidez da amostra várias vezes durante o teste de fadiga, sendo observado alguma degradação apenas no início do terceiro milhão de ciclos de carregamento, mas estabilizada em cerca de dois terços da rigidez original. Após o teste de fadiga realizado, a amostra foi submetida a carregamento até a falha, tendo ruptura em uma carga superior à prevista. Pouco aumento na abertura de fissura foi observado após o primeiro e segundo milhão de ciclos. Um aumento significativo foi notado durante o terceiro milhão de ciclos. Com os testes, observa-se um bom comportamento de fadiga para o CUAD.

Testes para análises do comportamento de fadiga do CUAD foram realizados também no Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) em Marne-la-Vallée na França. Para o teste, foi aplicado um carregamento entre 10 e 90 % do limite elástico, não sendo observado nenhum aumento considerável na abertura de fissuras em 1,2 milhão de ciclos, demonstrando que a utilização do CUAD em estruturas é particularmente confiável com relação ao comportamento de fadiga (DUCTAL, 2019a).

3.11 COBRIMENTO

O cobrimento do concreto é a distância entre a superfície do concreto e a superfície externa das armaduras e cabos embutidos no concreto. Assegurar um cobrimento suficiente é fundamental não só para a durabilidade das estruturas de concreto, mas também para o desenvolvimento da resistência de aderência ao longo da armadura existente. Os requisitos de cobrimento do concreto dependem das condições ambientais e da resistência à penetração de cloretos no concreto utilizado para o projeto.

No relatório FHWA-HIF-13-032 é recomendado os seguintes cobrimentos:

- O cobrimento mínimo de concreto para armadura leve não protegida em UHPC deve ser de 19,05 mm.

- O cobrimento mínimo de concreto para os cabos de protensão deve ser de 1,5 vezes o diâmetro do cabo.

- A armadura, incluindo os fios, deve ser projetada com um espaçamento livre mínimo igual a 3,25 vezes o diâmetro da armadura ou 38,10 mm, o que for maior.

De acordo com o relatório da AFGC (2013) e NF P 18-710 (2016), o cobrimento mínimo a ser utilizado em armaduras é definido pela seguinte equação:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,p}; 10mm\}$$

Onde:

(I) - $c_{min,b}$ cobertura mínima devido aos requisitos de ligação, em que $c_{min,b}$ a ser utilizado é o seguinte :

- Para dutos circulares utilizados para pós-tensão, $c_{min,b}$ é igual ao diâmetro dos condutos (ou 80 mm para dutos com diâmetro superior a 80 mm).

- Para cabos na pré-tração, $c_{min,b}$ é igual a duas vezes o diâmetro do cabo ou fio ou máximo tamanho do agregado, o que for maior.

(II) - $c_{min,dur}$ cobertura mínima devido às condições ambientais (valores apresentados pelas Tabela 3.1 e Tabela 3.2):

XC1 - Partes de edifícios que são protegidas da chuva, quer sejam fechados ou não, exceto para peças expostas a alta condensação devido à sua frequência e duração, que são assim classificadas XC3.

XC2 - partes de edifícios em contato com água a longo prazo;

XC3 - partes de edifícios abrigadas da chuva, mas não fechadas, ou expostas a níveis elevados de condensação, ambas no que respeita à frequência e duração;

XC4 - Superestruturas de pontes e áreas exteriores de edifícios não protegidos contra a chuva, tais como fachadas, empenas e saliências, incluindo quaisquer retornos expostos ao fluxo e/ou salpicos de água.

XD1 - superfícies moderadamente úmidas expostas a cloretos transportados pelo ar;

XD2 - piscinas ou partes expostas a água industrial e contendo cloretos;

XD3 - partes de estruturas sujeitas a salpicos frequentes e muito frequentes e contendo cloretos sujeitos e cuja o concreto não é protegido por impermeabilização.

Na ausência de especificações especiais, devem ser feitas as seguintes classificações:

XS1 - elementos da estrutura que não estão em contato com a água do mar nem expostos à pulverização, mas que são diretamente expostos ao ar salino, localizados fora do XS3 e a pelo menos 1 km da costa e por vezes mais, até 5 km, dependendo da topografia específica;

XS2 - estruturas marinhas permanentemente imersas;

XS3 - elementos das estruturas marinhas em intervalos de maré e/ou expostos à pulverização quando estão localizados a pelo menos 100 m da costa, por vezes mais, até 500 m, dependendo da topografia específica.

A classe estrutural a ser utilizada para edifícios e estruturas padrão de engenharia civil é S4.

- Quando esta é de 100 anos, a classe estrutural é aumentada em 2,

- Quando esta é de 25 anos ou menos, a classe estrutural é reduzida em 1.

A classe estrutural mínima é S1.

Os valores de $c_{min,dur}$ a utilizar são os das Tabela 3.1 para armadura de reforço e a Tabela 3.2 para armadura de protensão são indicados abaixo.

Tabela 3.1 - Valores de cobrimento mínimo $c_{min,dur}$ no que diz respeito à durabilidade para armadura de reforço

Requisitos ambientais para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	5	10	10	15	15
S2		5	10	10	15	15	20
S3		5	10	15	15	20	20
S4		10	15	15	20	20	20
S5		10	15	20	20	20	25
S6		15	20	20	20	25	25

Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016)

Tabela 3.2 - Valores de cobertura mínima $c_{min,dur}$ no que diz respeito à durabilidade para armadura de protensão

Requisitos ambientais para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	10	15	15	20	20
S2		10	15	15	20	20	20
S3		10	15	20	20	20	25
S4		15	20	20	20	25	25
S5		15	20	20	25	25	30
S6		20	20	25	25	30	30

Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016)

(III) - $\Delta c_{dur,y}$ cobrimento adicional levando em conta as tolerâncias de fabricação:

Segundo EN 1992-1-1: Eurocode 2, o valor de $\Delta c_{dur,y}$ para utilização num país pode ser encontrado no seu Anexo Nacional.

(IV) - $\Delta c_{dur,st}$ redução da cobertura mínima para casos de utilização de aço inoxidável.

(V) - $\Delta c_{dur,add}$ redução da cobertura mínima para utilização de proteção adicional.

(VI) - $c_{mín,p}$ cobertura mínima no que diz respeito às condições de colocação da UHPFRC:

$$c_{mín,p} = \text{máx}\{1,5 \cdot l_f; 1,5 \cdot D_{sup}; \emptyset\}$$

Onde

l_f é o comprimento das fibras mais longas;

D_{sup} é o diâmetro nominal do maior agregado;

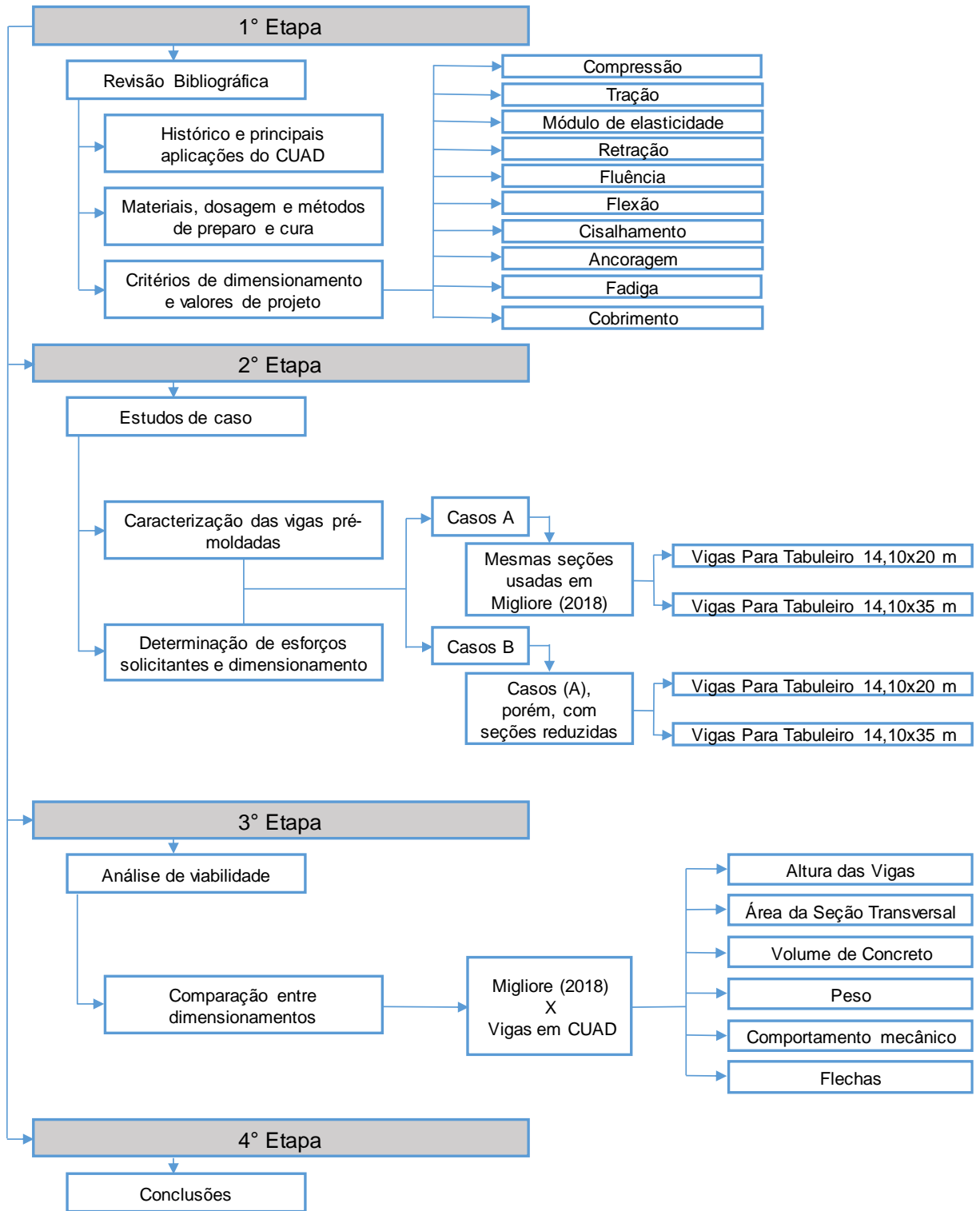
\emptyset é o diâmetro da armadura de reforço, barras ou condutos de protensão, conforme o caso.

CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA

Neste capítulo, primeiramente, é apresentado o delineamento da pesquisa. Na sequência, um resumo do trabalho de mestrado realizado por Migliore (2018) em que dimensionou vigas em concreto armado e em concreto protendido. Em seguida, são apresentados os métodos e os parâmetros adotados para o dimensionamento estrutural das vigas protendidas com utilização do concreto de ultra alto desempenho. A pesquisa seguirá as etapas apresentadas no fluxograma da Figura 4.1.

Com base nos critérios de dimensionamento estabelecidos no capítulo anterior, será feito o dimensionamento das vigas isostáticas protendidas em CUAD, para análises seguindo as etapas 2 e 3 do fluxograma da Figura 4.1. A seguir, é descrito um resumo do trabalho realizado por Migliore (2018), expondo os principais pontos e resultados de sua pesquisa, apresentando principalmente os dados das vigas adotadas, as quais serão utilizadas como base para o dimensionamento em CUAD e comparação.

Figura 4.1 – Fluxograma de etapas da pesquisa



Fonte: Autor

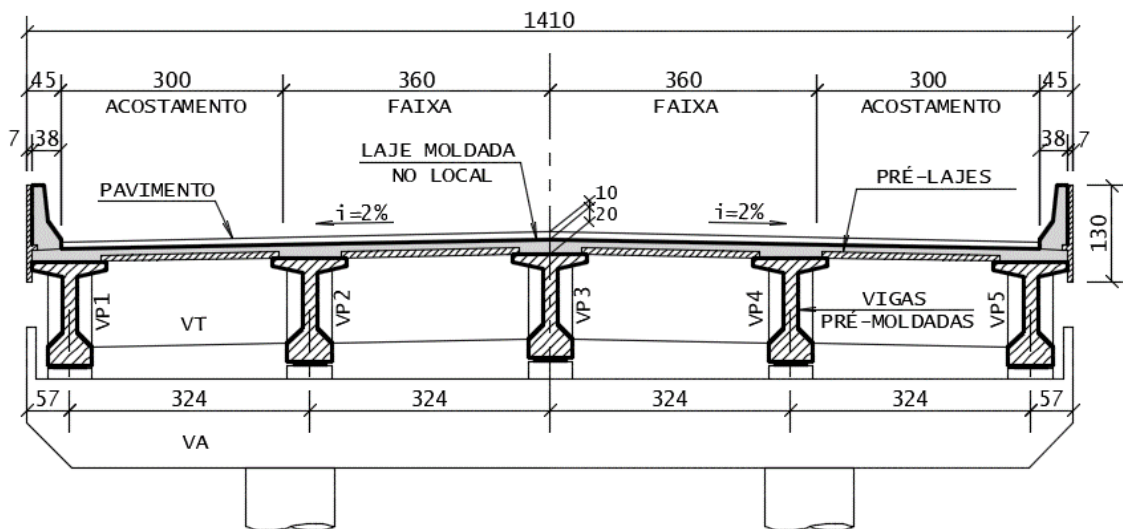
4.1 TRABALHO DE MIGLIORE (2018)

Migliore (2018), em seu trabalho de mestrado, realizou um estudo comparativo com exemplos numéricos de dimensionamento de vigas isostáticas em concreto armado e em concreto protendido, com uso de aço de protensão CP-190 RB e CP-210 RB, para situações de protensão completa e limitada, buscando avaliar a viabilidade da utilização do aço de protensão CP-210 RB (aço considerado recente no mercado brasileiro) em vigas pré-moldadas de pontes ou viadutos rodoviários em concreto protendido, avaliando desempenho técnico, viabilidade econômica e facilidade executiva.

Para a análise, Migliore (2018) idealizou tabuleiros com comprimentos nominais variando de 20 a 35 m, com largura fixada em 14,10 m e quantidade fixa de vigas, variando apenas as alturas das seções para cada sistema em função do comprimento do tabuleiro, de modo a atender as condições de projeto para os estados limites de serviço (ELS) e último (ELU). Todas as vigas foram dimensionadas com concreto convencional de classe de resistência C45.

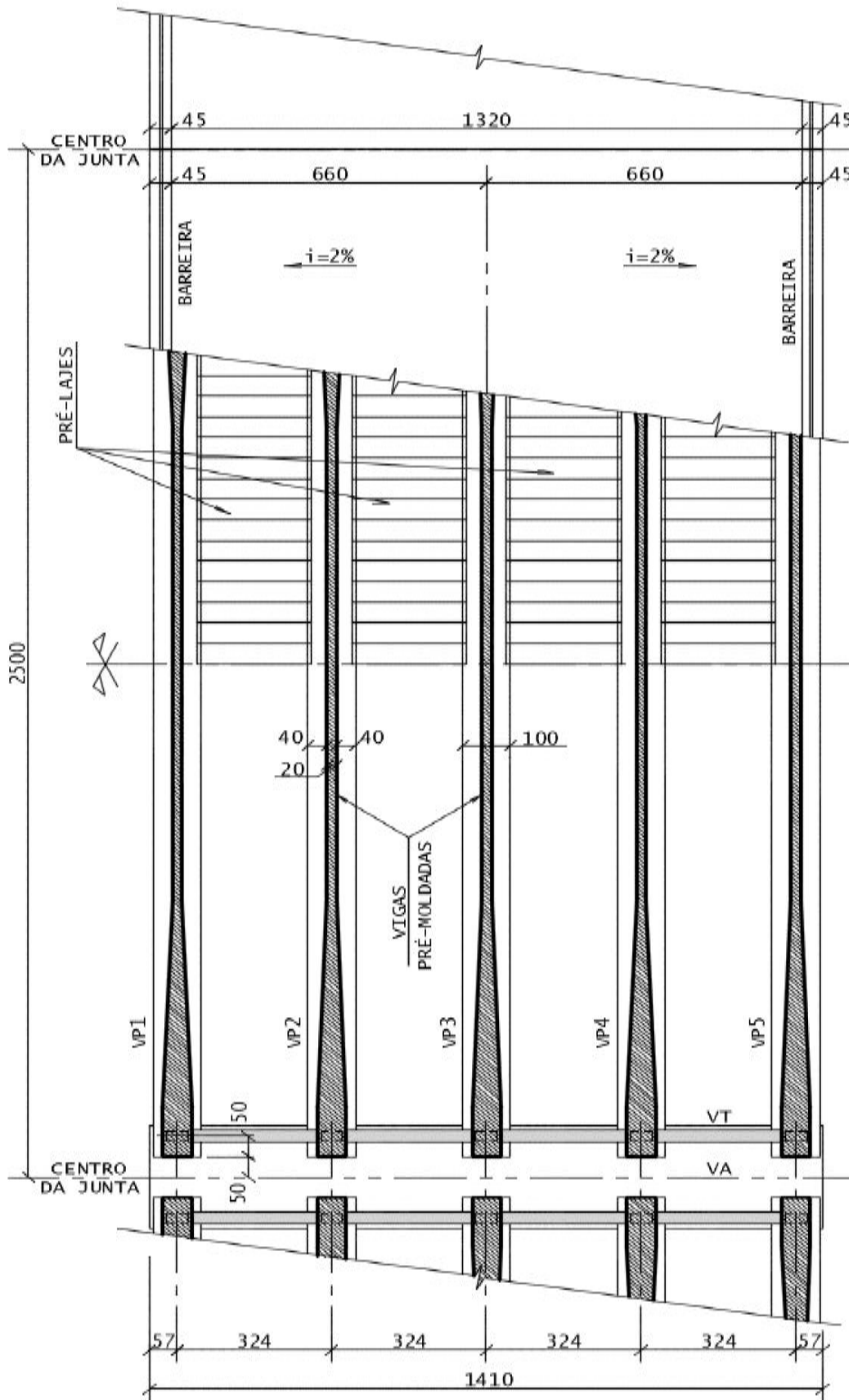
O tabuleiro adotado, com largura total fixa de 14,10 m, para pontes rodoviárias de classe TB 450 foi composto pela quantidade fixa de cinco longarinas pré-moldadas, com espaçamento entre elas de 3,24 m como mostra a Figura 4.2 e Figura 4.3.

Figura 4.2– Corte da superestrutura do tabuleiro de 14,10x25,00 m.



Fonte: Migliore (2018).

Figura 4.3 – Planta da superestrutura do tabuleiro 14,10x25,00 m.

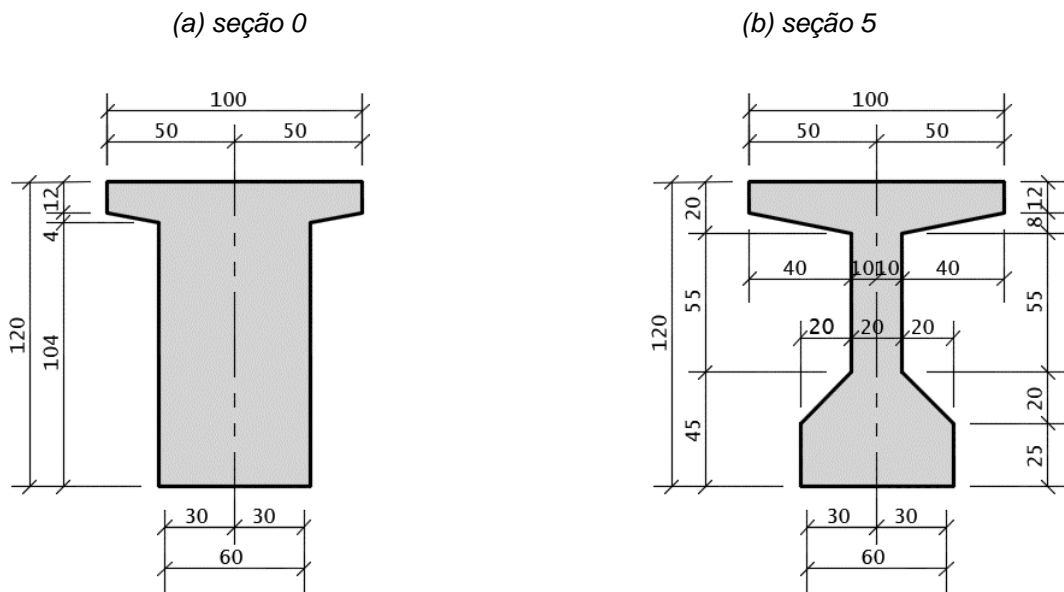


Fonte: Migliore (2018).

As alturas das seções transversais das longarinas variaram conforme os comprimentos nominais dos tabuleiros, sendo de 120, 140, 180 e 200 cm para os tabuleiros de comprimentos nominais de 20, 25, 30 e 35 m, respectivamente. Para cada seção transversal de longarina foi feito o dimensionamento nos três sistemas construtivos.

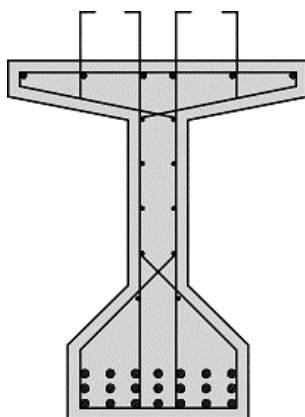
A Figura 4.4 apresenta a seção transversal da longarina determinada para o tabuleiro de comprimento nominal de 20 m. A Figura 4.5 mostra o arranjo na seção 5 para a armadura passiva dimensionada no sistema construtivo de concreto armado e a Figura 4.6 mostra o arranjo dos cabos de protensão nas seções 0 e 5 para o dimensionamento feito no sistema construtivo de concreto protendido para o tabuleiro de 20 m.

Figura 4.4 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x20,00 m.



Fonte: Migliore (2018).

Figura 4.5 – Arranjo de armadura passiva na seção do meio do vão para o tabuleiro 14,10x20,00 m.

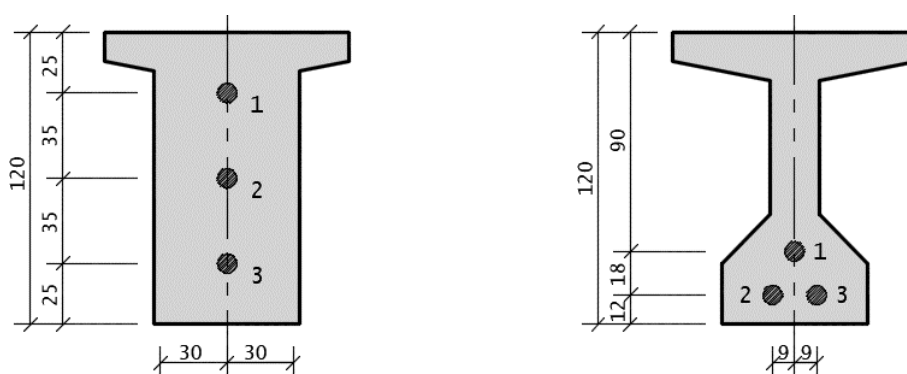


Fonte: Migliore (2018).

Figura 4.6 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x20,00 m.

(a) seção 0

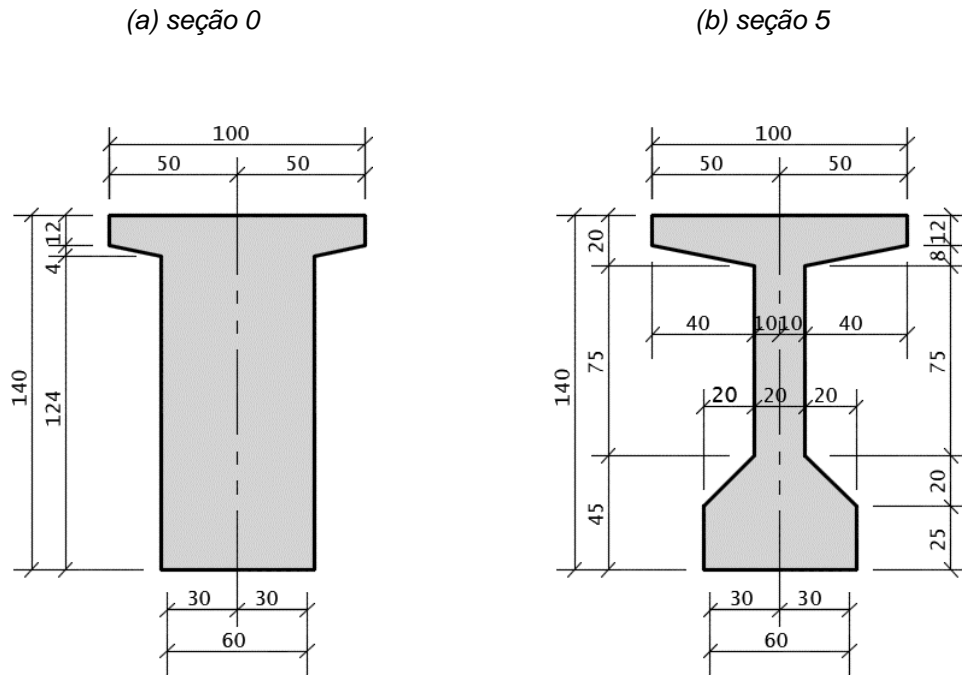
(b) seção 5



Fonte: Migliore (2018).

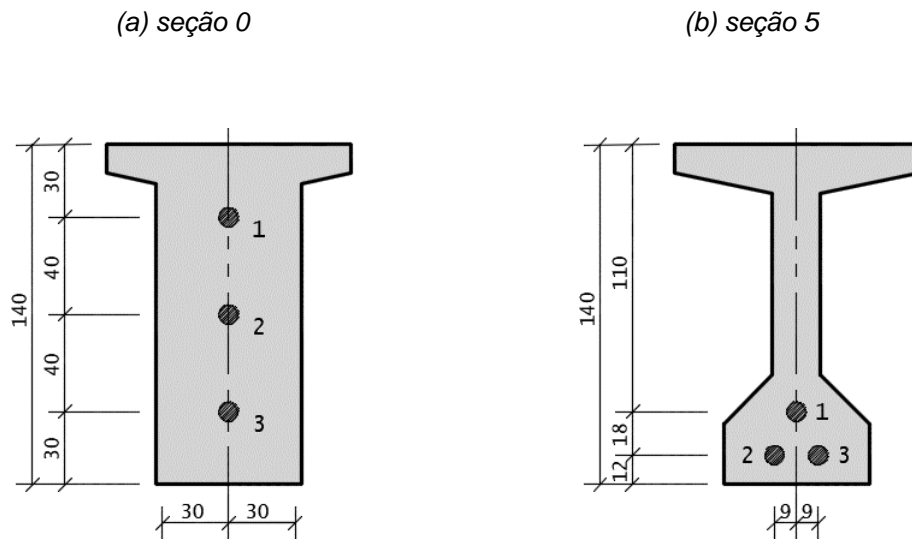
A Figura 4.7 apresenta a seção transversal da longarina determinada para o tabuleiro de comprimento nominal de 25 m. A Figura 4.8 mostra o arranjo dos cabos de protensão nas seções 0 e 5 para o dimensionamento feito no sistema construtivo de concreto protendido para o tabuleiro de 25 m.

Figura 4.7 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x25,00 m.



Fonte: Migliore (2018).

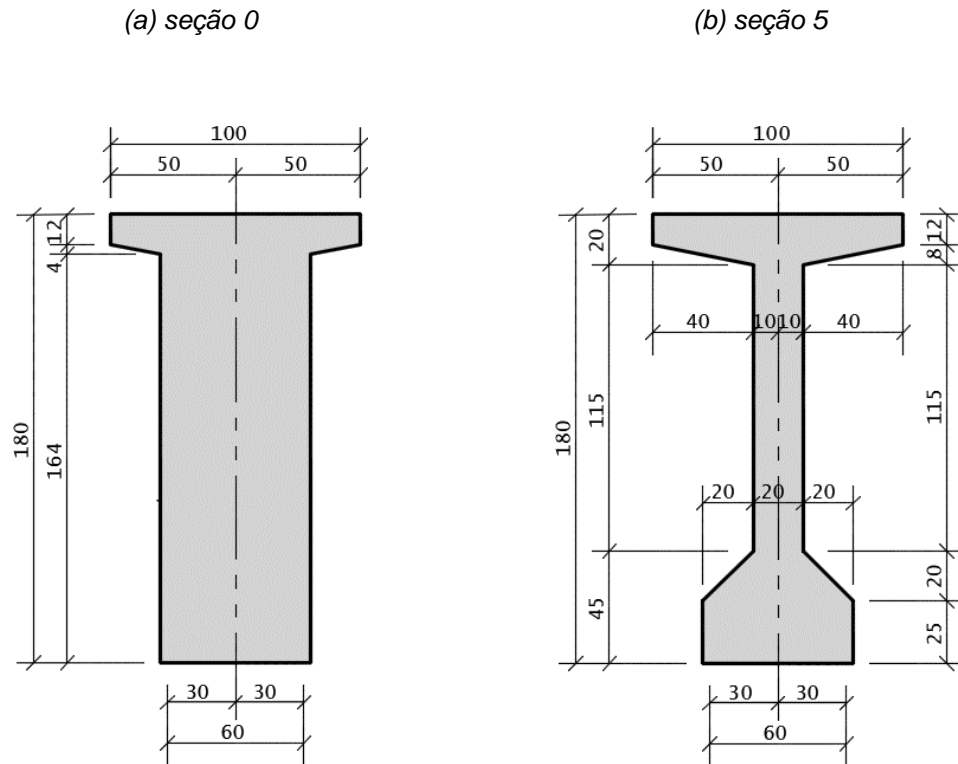
Figura 4.8 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x25,00 m.



Fonte: Migliore (2018).

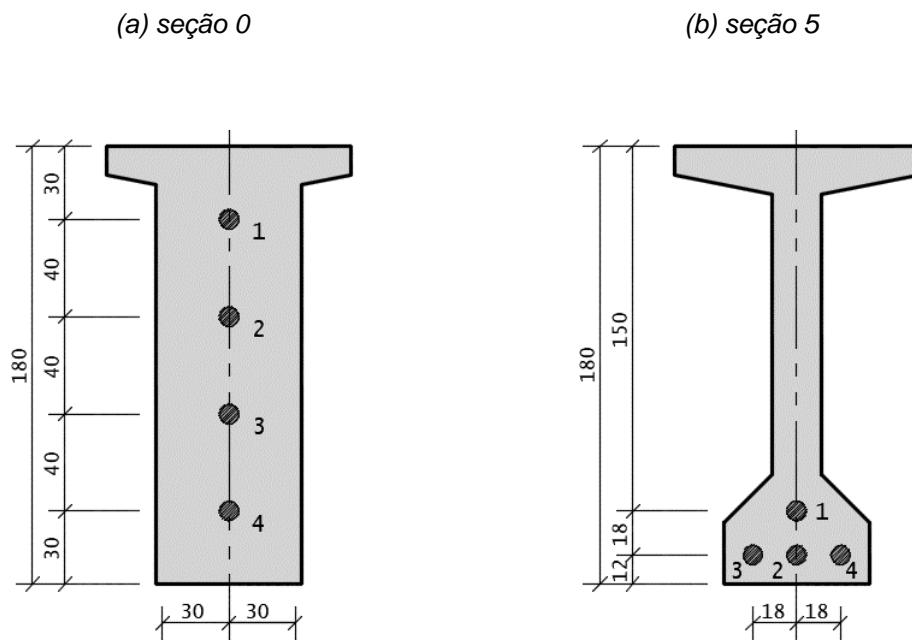
A Figura 4.9 apresenta a seção transversal da longarina determinada para o tabuleiro de comprimento nominal de 30 m. A Figura 4.10 mostra o arranjo dos cabos de protensão nas seções 0 e 5 para o dimensionamento feito no sistema construtivo de concreto protendido para o tabuleiro de 30 m.

Figura 4.9 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14, 10x30,00 m.



Fonte: Migliore (2018).

Figura 4.10 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14, 10x30,00 m.

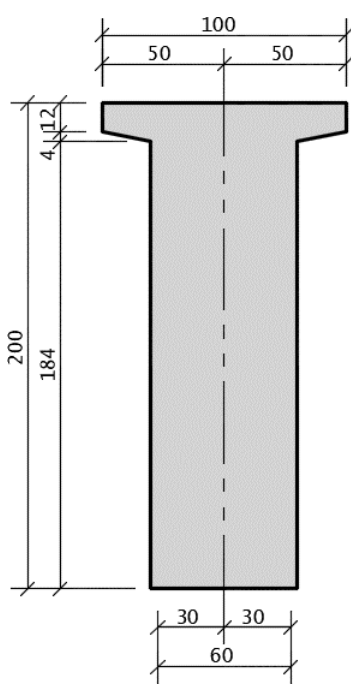


Fonte: Migliore (2018).

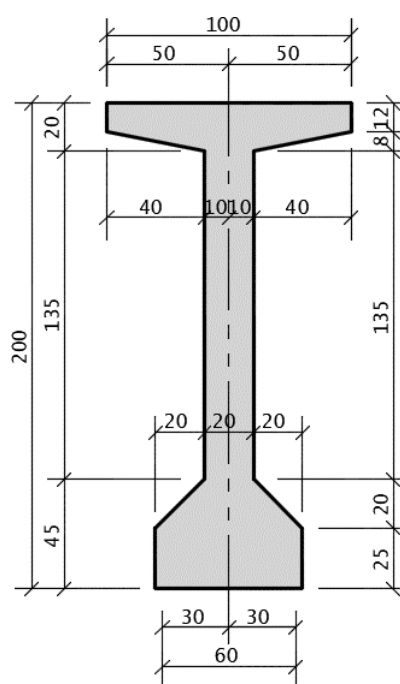
A Figura 4.11 apresenta a seção transversal da longarina determinada para o tabuleiro de comprimento nominal de 35 m. A Figura 4.12 mostra o arranjo dos cabos de protensão nas seções 0 e 5 para o dimensionamento feito no sistema construtivo de concreto protendido para o tabuleiro de 35 m.

Figura 4.11 – seções transversais da viga pré-moldada do tabuleiro 14,10x35,00 m.

(a) seção 0

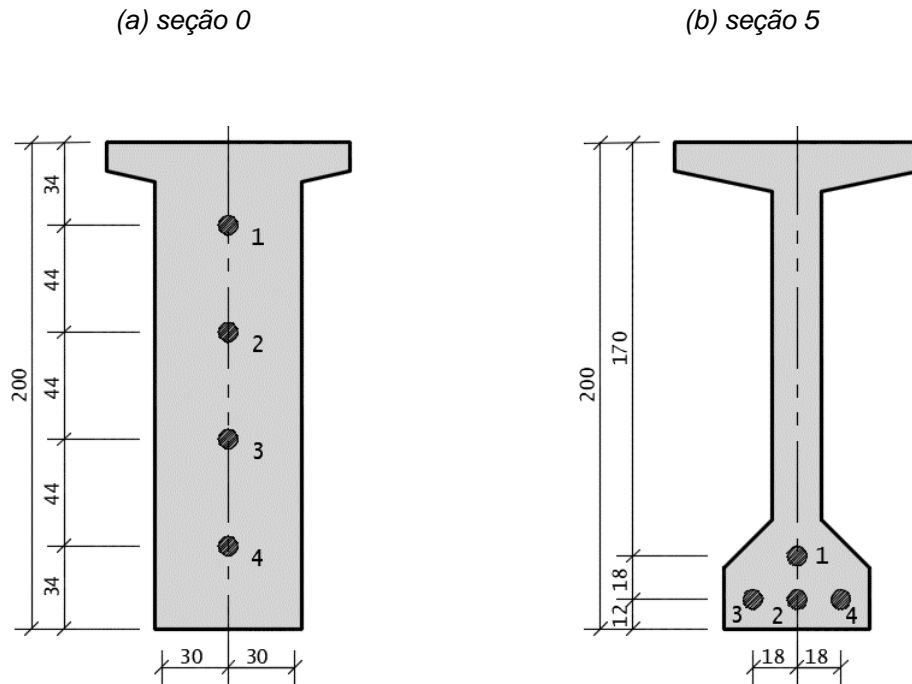


(b) seção 5



Fonte: Migliore (2018).

Figura 4.12 – Posição dos cabos nas seções transversais da viga para o tabuleiro 14,10x35,00 m.

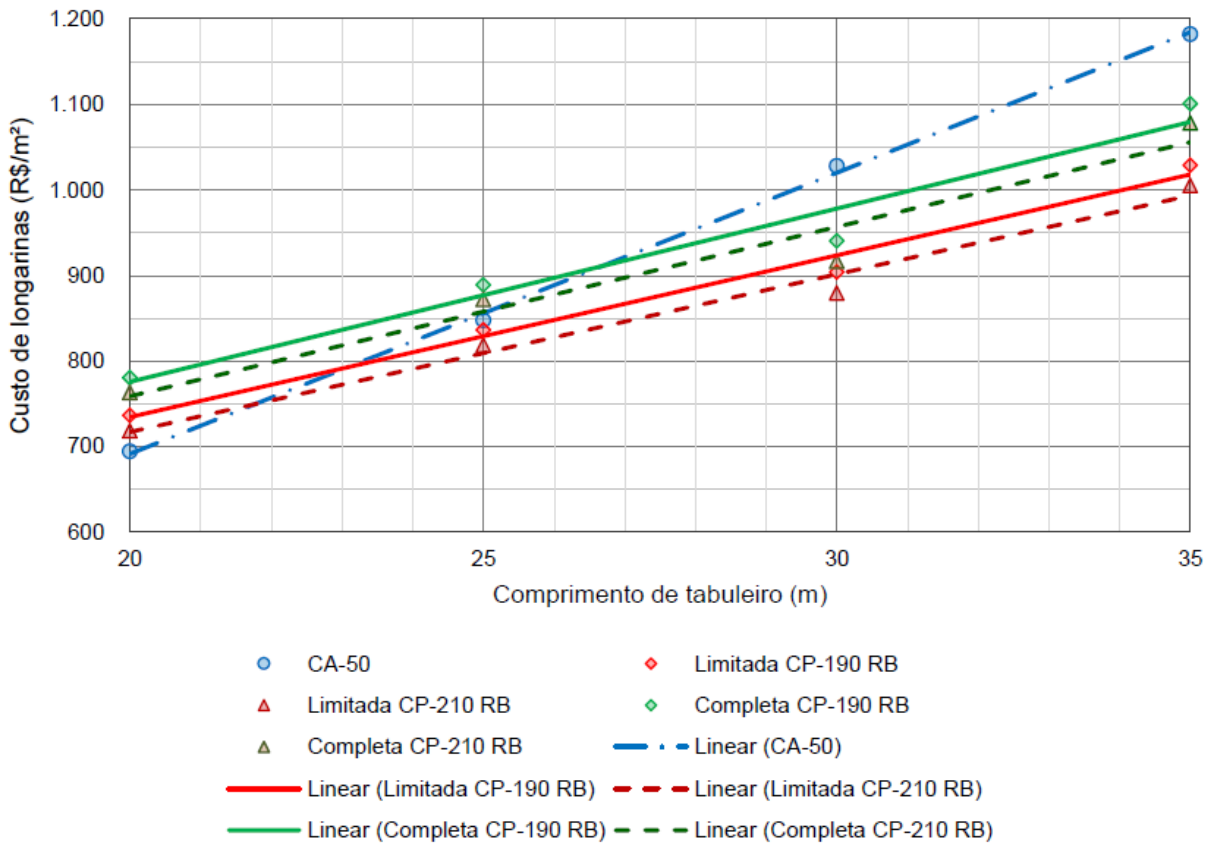


Fonte: Migliore (2018).

Com todas as vigas dimensionadas e verificadas, Migliore (2018) avaliou os custos para produção de cada uma das vigas nos três sistemas construtivos por meio da Tabela de Preços Unitários (TPU), conforme o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, DER-SP (2018), considerando o consumo dos seguintes materiais: concreto, fôrma, aço CA-50, aço CP-190 RB, aço CP-210 RB e acessórios de protensão. A partir do levantamento de materiais e custos para produção das vigas, foram obtidos índices por área de tabuleiro e volume de concreto buscando obter indicativos de qual sistema construtivo é mais eficiente, economicamente, para cada caso de tabuleiro rodoviário em estudo.

Como resultado, Migliore (2018) foi traçado o gráfico de custos, apresentado na Figura 4.13, contendo as variações de custo final das vigas de cada sistema construtivo em função do comprimento do tabuleiro, sendo analisado nas vigas protendidas os níveis de protensão limitada e completa.

Figura 4.13 – Custo de produção de viga pré-moldada isostática.



Fonte: Migliore (2018).

Com a análise dos dados, determinou que para os tabuleiros de pontes ou viadutos rodoviários analisados no trabalho, as longarinas pré-moldadas no sistema construtivo de concreto armado com aço CA-50 se fazem viável economicamente para tabuleiros com comprimentos nominais até 22 m, para comprimentos maiores o mais econômico seria a utilização de longarinas pré-moldadas protendidas com protensão limitada e uso do aço CP-210 RB.

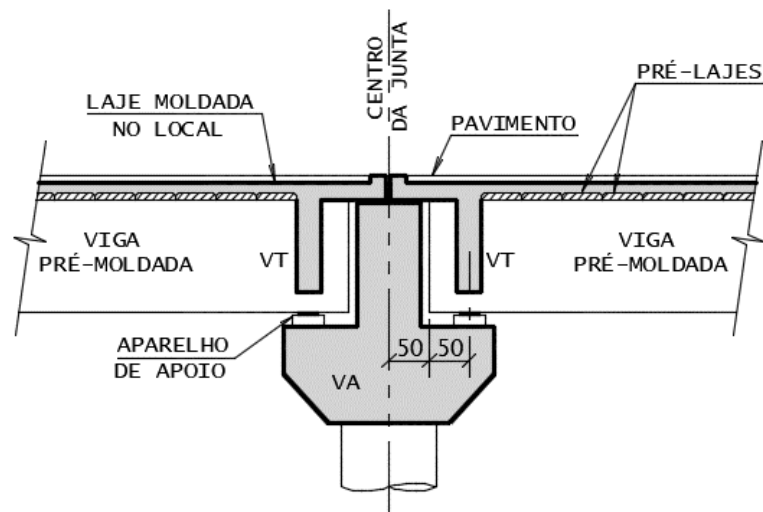
Considerando situação de vigas com protensão completa, determinou que para tabuleiros com comprimentos nominais maiores que 25 m é mais econômico utilizar longarinas protendidas com aço CP-210 RB com nível de protensão completa, comparado com o sistema de vigas em concreto armado.

4.2 DESENVOLVIMENTO

Para o desenvolvimento do dimensionamento das vigas protendidas utilizando o CUAD e para que fosse possível a comparação com vigas dimensionadas com concreto convencional, foram adotados os mesmos parâmetros adotados por Migliore (2018), sendo as longarinas isostáticas de tabuleiro de ponte rodoviária baseado no projeto padrão PP-DE-C01/294 do DER-SP (2006), com as devidas adaptações, em que também foram considerados para este estudo, os tabuleiros com comprimento nominal de 20 e 35 m, largura fixada em 14,10m e espessura da laje moldada no local em 20 cm. O número de vigas longarinas fixado em 5 para todos os exemplos, variando apenas suas respectivas seções. O carregamento de ponte foi de classe TB 450 e pavimento asfáltico de CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente) com espessura de 10 cm.

Todos os tabuleiros, com 14,10 m de largura, são compostos pelas 5 longarinas pré-moldadas com distancias entre si de 3,24 m. A Figura 4.14 apresenta um corte longitudinal da superestrutura, mostrando os detalhes de apoio em que as longarinas isostáticas (VP) são apoiadas sobre as vigas de apoio (VA) por intermédio de aparelhos de apoio fretado e são travadas nas extremidades pelas vigas transversinas (VT) moldadas no local. A laje do tabuleiro é constituída previamente por pré-lajes de 8 cm de espessura e consolidadas posteriormente por concretagem no local.

Figura 4.14 – corte longitudinal da superestrutura com detalhes na região de apoio.



Fonte: Migliore (2018).

Para considerar o carregamento total das vigas, as ações permanentes consideradas sobre a superestrutura foram as seguintes: Peso próprio dos elementos estruturais e não estruturais de concreto, pavimentação e recapeamento. Como ações variáveis, foram considerados valores de carga móvel rodoviária padrão de ponte classe TB 450, de acordo com a ABNT NBR 7188:2013. A Tabela 2.1 apresenta os valores das ações consideradas, sendo A_c a área da seção transversal das vigas e φ o coeficiente de impacto. Para efeitos de simplificação, não foram consideradas as seguintes ações: ações horizontais devido aos efeitos de frenagem e aceleração, variação de temperatura e vento; isto se deu fato das longarinas isostáticas estarem apoiadas em aparelhos de apoios, situação em que acresce pouco esforço normal.

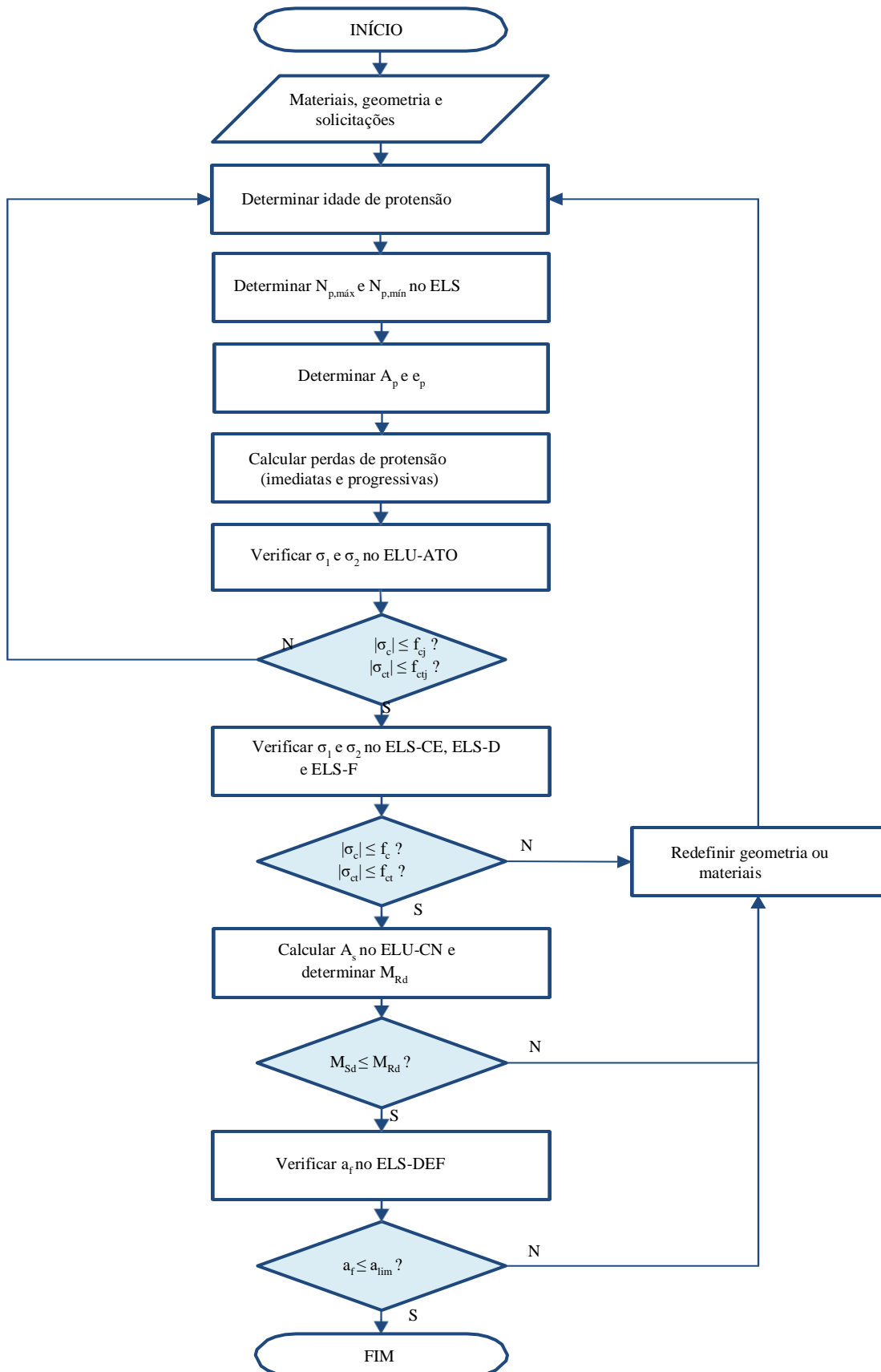
Tabela 4.1 – Valores característicos das ações permanentes e variáveis.

Ação	Intensidade		Descrição
g0	25,0 A_c	kN/m	Peso próprio da longarina pré-moldada
g1	5,0	kN/m ²	Peso próprio da laje de tabuleiro com espessura de 20 cm
g2	8,0	kN/m	Peso próprio de barreira e placa de fechamento
g3	2,4	kN/m ²	Pavimento com espessura de 10 cm
g4	2,0	kN/m ²	Possível recapeamento
Q	75,0 φ	kN/roda	Veículo classe 450
q	5,0 φ	kN/m ²	Multidão na pista de rolamento

Fonte: adaptado de Migliore (2018).

As vigas isostáticas protendidas utilizando o CUAD serão dimensionadas e verificadas de acordo com os critérios de dimensionamento estabelecidos no capítulo anterior, obedecendo, sempre que cabível, as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) com relação aos estados limites último (ELU) e de serviço (ELS). Os processos de dimensionamento e verificação dos elementos estruturais das vigas protendidas em CUAD, para solicitações de esforços de flexão, serão conforme o fluxograma apresentado na Figura 4.15; proposto por Migliore (2018) para seus dimensionamentos.

Figura 4.15 – Fluxograma para dimensionar e verificar armadura de flexão em CP.



Fonte: Migliore (2018).

Estrategicamente, as vigas isostáticas protendidas de CUAD serão dimensionadas de modo a resistirem aos esforços de flexão, de cisalhamento e de torção somente pela capacidade resistente do CUAD, sem adição de armadura passiva de flexão e de cisalhamento. Deste modo, as vigas serão armadas apenas com armaduras ativas, explorando ao máximo as características e vantagens desse material.

Para o dimensionamento das vigas em CUAD, serão consideradas as seguintes situações. Cabe destacar que para todos os casos citados o volume de fibras utilizado no CUAD será fixado em 2%.

Casos (a) – Mesmos casos de seção e comprimento do vão adotados em Migliore (2018), para aço CP210 e protensão completa;

Casos (b) – mesmas vigas do caso (a), porém com redução da seção, considerando uma seção definida neste trabalho como ideal, mesmo que fora dos padrões do DNIT quanto às seções mínimas;

Com as vigas protendidas dimensionadas em CUAD, será feita uma análise comparativa com as vigas já dimensionadas por Migliore (2018) em concreto armado e protendido utilizando concreto convencional.

Os parâmetros de comparação serão os seguintes: altura das vigas, área da seção transversal, volume de concreto, peso da viga, força de protensão, armadura ativa, comportamento à flexão, comportamento ao cisalhamento e flechas.

4.3 COMPARATIVO DE CUSTOS DE PRODUÇÃO

Para comparação dos custos de produção das vigas em CUAD e em concreto convencional C45, foram feitos orçamentos dos materiais com preços obtidos por meio da Tabela de Preços Unitários (TPU) conforme Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, DER-SP (2021), relativa ao mês de junho de 2021, com valores não desonerados para Obras de Arte Especiais (OAE). Os preços unitários contemplam os valores relativos à mão de obra, encargos sociais e todos os

equipamentos necessários à perfeita execução dos serviços, sendo os valores referentes ao concreto e fôrmas compostos por materiais e mão de obra de produção, considerando serviços de adensamento, lançamento, cura e montagem. Os custos dos insumos do CUAD foram obtidos por meio de cotação de fornecedores no Estado de São Paulo em julho de 2021.

Os custos referentes aos aços CA-50 e CP-2010 RB foram considerados de acordo com as seções e comprimentos das armaduras adotadas no dimensionamento.

CAPÍTULO 5 - ESTUDOS DE CASO

Com base nos critérios para dimensionamentos propostos no capítulo 3, serão feitos os exemplos de dimensionamento das vigas conforme descrito na metodologia no capítulo 4.

5.1 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

As vigas serão dimensionadas seguindo os seguintes casos:

Casos (a) – Mesmos casos de seção e comprimento do vão adotados em Migliore (2018), para aço CP210 e protensão completa:

- Vigas com $H=120$ cm para tabuleiro com comprimento nominal de 20 m;
- Vigas com $H=200$ cm para tabuleiro com comprimento nominal de 35 m.

Casos (b) – mesmas vigas do caso (a), porém com redução da seção, considerando uma seção definida neste trabalho como ideal, mesmo que fora dos padrões do DNIT:

- Vigas com seção transversal de altura $H=?$ para tabuleiro com comprimento nominal de 20 m;
- Vigas com seção transversal de altura $H=?$ para tabuleiro com comprimento nominal de 35 m.

Com as vigas dimensionadas, será feito uma análise de custos do CUAD, levando em consideração os materiais componentes e sua produção.

5.2 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS

O CUAD apresenta excelentes propriedades mecânicas, muito superiores aos concretos convencionais, porém para se produzir elementos estruturais eficientes e explorar todo o potencial desse material, deve-se dominar os conhecimentos referentes ao seu comportamento e as regras de projeto específicas para ele, de modo que se consiga elaborar um projeto que combine eficiência mecânica e menor custo, com elementos mais esbeltos e conseqüentemente mais leves.

Levando em consideração os esforços de compressão na seção, em vigas bi apoiadas, a área de compressão da seção (flange superior) deverá ser suficientemente ampla para suportar tais esforços, mas não extrapolando muito o necessário para não elevar o custo e o peso do elemento. A alma da seção deverá ter uma espessura mínima capaz de comportar o alojamento dos cabos de protensão, obedecendo o cobrimento mínimo adotado para o CUAD no projeto, além de ter uma área suficientemente capaz de suportar os esforços de cisalhamento na seção.

5.2.1 Cobrimento do concreto

Considerando às recomendações da NF P 18-710 (2016), o cobrimento mínimo a ser adotado para o CUAD deve obedecer a expressão do item 3.11:

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st-}; \Delta c_{dur,add}; c_{\min,p}; 10mm\}$$

$c_{\min,b}$ depende diretamente do diâmetro do cabo de protensão adotado, portanto, será uma variável a ser levada em conta posteriormente, na fase de determinação dos cabos de protensão, em que para condutos circulares utilizados para pós-tensão, $c_{\min,b}$ é igual ao diâmetro dos condutos (ou 80 mm para condutos com diâmetro superior a 80 mm).

Para a segunda parte da expressão $c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st-}; \Delta c_{dur,add}$ considerando a classe ambiental como XC4 (item 3.11) e a classe estrutural como S6, tem-se o valor de cobertura mínima de 20 mm para armaduras de reforço e o valor de 25 mm para armadura de protensão. Levando em conta as tolerâncias de fabricação,

serão adicionados 10 mm à cobertura mínima de concreto, valor este recomendado pela norma NBR 6118 (2014), em que recomenda para elementos com controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, esse valor adicional pode ser reduzido para 5 mm. Considerando que não haverá utilização de aço inoxidável e nenhuma proteção adicional do mesmo, não será incluído nenhuma redução no cobrimento. Logo, tem-se: $c_{min,s} = 30\text{mm}$ e $c_{min,p} = 35\text{mm}$.

5.2.2 Altura da seção da viga

Como uma das propostas do trabalho, as vigas terão seções reduzidas tanto quanto possíveis, para possibilitar a execução de pontes com uma estrutura mais esbelta. Porém, quanto mais reduzida a altura da viga, menor a excentricidade da armadura de protensão, necessitando aumentar a força e a área de protensão. Na fase de determinação das seções das vigas serão feitos vários testes levando em consideração as regras de limite de compressão de projeto na seção e também a cablagem. Logo, para a determinação da altura das vigas de CUAD, serão utilizadas planilhas de dimensionamento para se chegar à altura que melhor satisfaz a cablagem e o limite de compressão na seção.

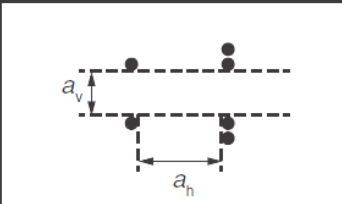
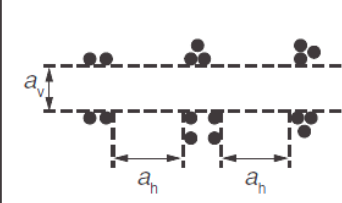
5.2.3 Largura e espessura da flange superior da viga

A largura da flange superior será fixada para todos os casos em 100 cm; mesma largura utilizada nas vigas dimensionadas por Migliore (2018). Considerando a intenção de não utilizar nenhuma armadura de cisalhamento e armadura passiva de flexão no dimensionamento, o cobrimento mínimo não será um critério levado em consideração para determinação da espessura da flange superior. Logo, a espessura será igual à largura da alma ou, caso necessário durante o dimensionamento, poderá ser aumentada de acordo com a necessidade de aumento de área de CUAD na zona de compressão; sendo uma alternativa para aumentar o mínimo possível a altura da seção.

5.2.4 Largura e espessura da flange inferior da seção da viga

A largura da flange inferior, assim como da flange superior, também será fixada para todos os casos em 60 cm; mesma largura utilizada nas vigas dimensionadas por Migliore (2018). A espessura da flange inferior depende diretamente da configuração da armadura de protensão adotada. Se possível, será evitado mais que uma camada de cabos, porém poderá ocorrer situações em que seja inevitável a adição de mais camadas para satisfazer às condições de protensão. Para as regras de espaçamento entre os cabos de protensão serão adotados os critérios dispostos na NBR 6118 (2014), apresentados na Figura 5.1.

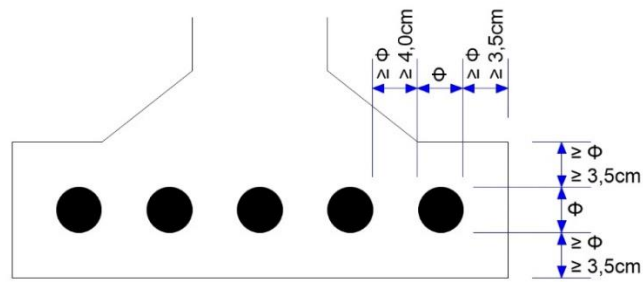
Figura 5.1 – Espaçamentos mínimos das bainhas de protensão para pós-tração

Disposição das bainhas	Espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 1,2 \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
onde ϕ_{ext} é o diâmetro externo da bainha.		

Fonte: NBR 6118 – Tabela 18.1 para espaçamentos mínimos

A Figura 5.2 apresenta a possível configuração dos cabos de protensão localizados na flange inferior da seção da viga, considerando o cobrimento mínimo para armadura de protensão de 35mm.

Figura 5.2 – Representação do cobrimento e espaçamento dos cabos de protensão na flange inferior

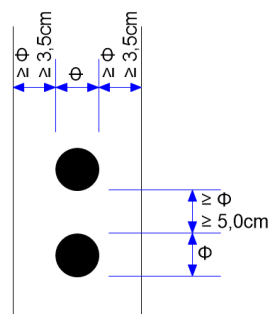


Fonte: Autor

5.2.5 Espessura da alma

A alma deverá ter espessura suficiente para suportar o esforço de cisalhamento da seção e também para comportar os cabos de protensão alojados, considerando o cobrimento mínimo. Inicialmente, a espessura da alma será estimada tomando como base apenas a dimensão dos cabos e o cobrimento mínimo, considerando que a seção irá suportar os esforços cisalhantes solicitantes. Caso a espessura da alma não seja suficiente para suportar os esforços cisalhantes, a espessura será aumentada e o dimensionamento será refeito por meio das planilhas de dimensionamento. Inicialmente a alma será definida com a configuração apresentada na Figura 5.3.

Figura 5.3 – Representação do cobrimento e espaçamento dos cabos de protensão na alma



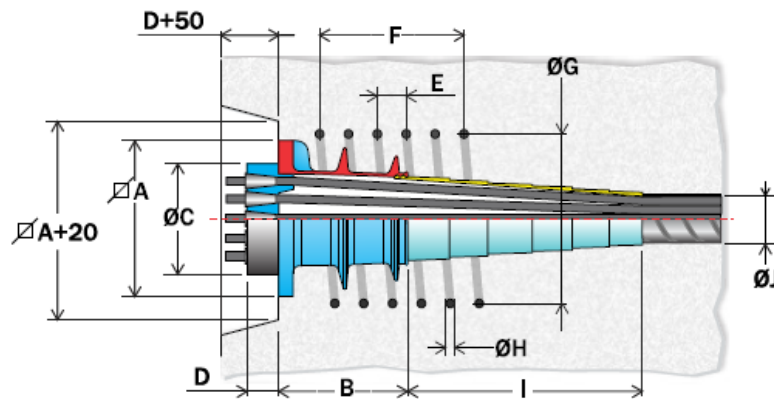
Fonte: Autor

5.3 ANCORAGEM ATIVA

Para os exemplos deste trabalho serão adotados os dispositivos de ancoragem ativa do tipo MTAI comercializados pela empresa Protende (Figura 5.4).

Este tipo de ancoragem é recomendado pela empresa para ser utilizada na protensão aderente em diversos elementos estruturais tais como lajes de grande espessura, vigas pré-moldadas, silos, pontes, viadutos, entre outros e que, devido ao conceito físico-geométrico, permite sua aplicação em peças de concreto mais esbeltas, o que é o caso de vigas em CUAD.

Figura 5.4 - Sistema de Ancoragem ativa tipo MTAI



Tipo		∅ A mm	B mm	∅ C mm	D mm	ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25					Bainha	
						E mm	F mm	∅ G mm	∅ H mm	I mm	∅ J	
											15,2	12,7
AA 12,7 MTAI 09	AA 15,2 MTAI 04	150	100	114	45	50	300	170	12,5	100	45	-
AA 12,7 MTAI 12	AA 15,2 MTAI 07	180	120	127	55	60	360	220	12,5	100	65	60
AA 12,7 MTAI 15	AA 15,2 MTAI 09	200	178	152	60	60	360	250	12,5	210	70	65
AA 12,7 MTAI 19	AA 15,2 MTAI 12	220	190	165	60	60	420	310	12,5	380	80	70
AA 12,7 MTAI 27*	AA 15,2 MTAI 15	250	208	203	70	65	455	350	12,5	380	85	80
	AA 15,2 MTAI 19	280	225	229	75	70	490	400	16	418	95	90
	AA 15,2 MTAI 22*	300	240	254	75	70	560	430	16	250	100	-
	AA 15,2 MTAI 27*	325	254	280	90	80	640	470	20	475	110	-

Fonte: Protende (2013)

5.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CUAD ADOTADAS

As vigas em CUAD terão suas seções reduzidas tanto quanto possíveis, para utilizar ao máximo as vantagens que o material apresenta. Para o dimensionamento das vigas dos casos “a” e “b” serão adotadas para o CUAD as propriedades mecânicas estabelecidas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas do CUAD para projeto

Resistência à Compressão Característica	f_{ck}	150 MPa
Deformação última à compressão de cálculo	ε_{cud}	$2,7 \cdot 10^{-3}$
Resistência à tração característica (limite elástico)	$f_{ctk,el}$	8 MPa
Resistência à tração característica pós-fissuração	f_{ctfk}	8 MPa
Módulo de Elasticidade	E_{cm}	50 GPa
Fator de orientação das fibras (efeitos globais)	K_{global}	1,25
Fator de orientação das fibras (efeitos locais)	K_{local}	1,75
Fator de ponderação da resistência do CUAD	γ_c	1,5
Retração do CUAD (sem tratamento térmico)	$\varepsilon_{cs,nht}$	700 $\mu\text{m/m}$
Fator de Fluência (sem tratamento térmico)	φ_{nht}	0,8
Comprimento das fibras	l_f	12 mm
Densidade do CUAD	ρ	2.500 kg/m ³

Fonte: Autor

5.5 CASOS (A)

Neste item serão feitos os dimensionamentos das vigas em CUAD protendidas, considerando os mesmos casos de seção e comprimento do vão adotados por Migliore (2018), aço CP-210 RB com protensão completa para as vigas com altura de H=120 cm e H=200 cm com tabuleiros de comprimentos nominais de 20 m e 35 m, respectivamente. Para todos os exemplos desse estudo o tipo de aço de protensão utilizado será o CP-210 RB, comprovado no estudo de Migliore (2018) como sendo o mais viável economicamente.

5.5.1 Tabuleiro 14,10x20 m

5.5.1.1 Características geométricas e esforços solicitantes

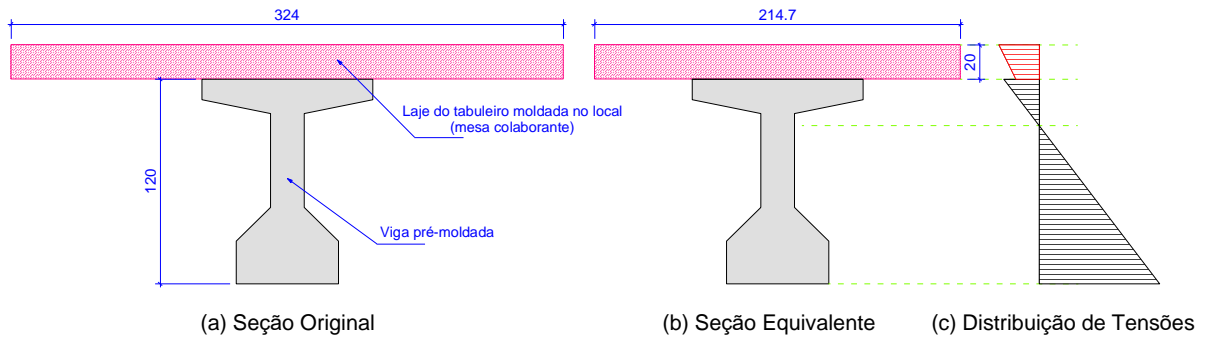
Neste exemplo, assim como no exemplo de Migliore (2018), a longarina isostática possui vão teórico (l) de 18 m e comprimento total de 19 m. A viga em estudo apresenta seção composta por pré-viga com altura parcial de 120 cm em

CUAD e mesa colaborante de 20 cm de espessura em concreto C35 moldada no local. O esquema com a mesa colaborante está representado na Figura 5.5, onde (a) é a representação da seção transversal original da viga juntamente com a mesa colaborante, (b) é a representação da seção transversal da viga e a largura equivalente da mesa colaborante e (c) é a representação do diagrama de tensões. A Figura 5.6 representa as seções S_0 e S_5 da viga pré-moldada, que para este caso são as mesmas seções utilizadas em Migliore (2018).

A seção equivalente apresentada na Figura 5.5 foi determinada pelo princípio do método da seção transformada, em que seções compostas por dois materiais diferentes (longarina em CUAD e mesa colaborante em concreto convencional C35) são convertidas em seções homogêneas, com a compatibilização dos materiais por meio dos módulos de elasticidade dos dois materiais originalmente distintos.

As propriedades geométricas da longarina na seção S_5 estão apresentadas na Tabela 5.2, para seção simples inicial, seção composta final e seção equivalente, em que A_c é a área da seção transversal bruta de concreto, W_{inf} é o módulo resistente da seção em relação à borda inferior, W_{sup} é o módulo resistente da seção em relação à borda superior, y_{inf} é a distância da fibra inferior em relação ao centro geométrico, y_{sup} é a distância da fibra superior em relação ao centro geométrico, y_{cg} é a altura do centro geométrico, I_c é o momento de inércia da seção, K_{inf} é a distância do núcleo central inferior, K_{sup} é a distância do núcleo central superior, H é a altura da seção e r é o coeficiente de rendimento mecânico da seção transversal.

Figura 5.5 – Seção transversal da viga com mesa colaborante.



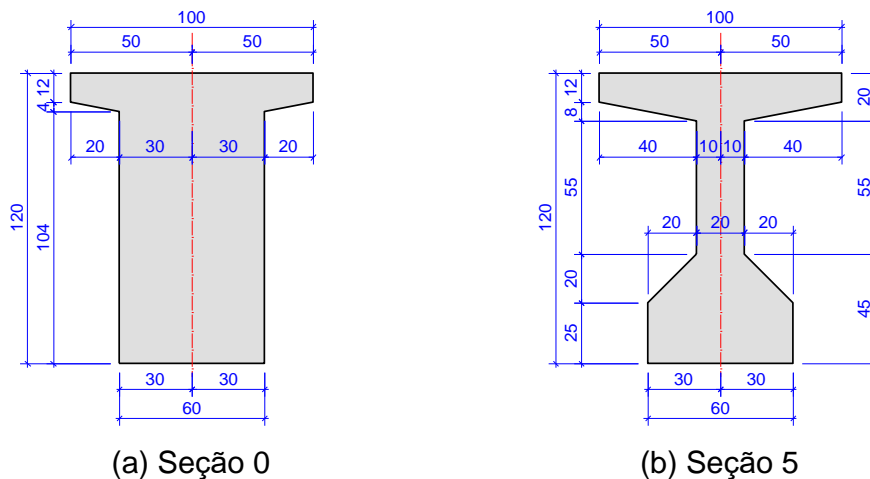
Fonte: Autor

Tabela 5.2 – Propriedades geométricas da seção S_5

Seção	Inicial	Final	Equivalente
A_c (cm ²)	5.080,00	11.560,00	9.373,60
W_{inf} (cm ³)	146.015,29	225.879,18	215.851,71
W_{sup} (cm ³)	153.395,79	562.504,20	425.272,18
y_{inf} (cm)	61,48	99,89	92,87
y_{sup} (cm)	58,52	40,11	47,13
y_{cg} (cm)	61,48	99,89	92,87
I_c (cm ⁴)	8.976.874,43	22.562.776,79	20.045.114,76
K_{inf} (cm)	30,20	48,66	45,37
K_{sup} (cm)	28,74	19,54	23,03
H (cm)	120,00	140,00	140,00
r	0,49	0,49	0,49

Fonte: Autor

Figura 5.6 – Seções transversais da viga pré-moldada



Fonte: Adaptado de Migliore (2018)

A Tabela 5.3 apresenta os valores característicos dos momentos fletores solicitantes na viga, em kN·cm, no qual x é a distância adotada de cada seção, considerando o início da viga (seção S_0) com distância 0, M_{gk} é o momentos fletor característico devido às cargas permanentes e M_{qk} é o momentos fletor característico devido às cargas variáveis. Os esforços solicitantes variáveis foram amplificados com coeficiente de impacto φ de 1,31. Para efeitos de dimensionamentos e verificações na longarina, o vão foi dividido em décimos de vão, onde foram fixadas as seções, em que as seções S_0 e S_{10} representam as seções nos apoios, S_5 representa o meio do vão e S_A representa a seção à um metro da seção inicial (S_0).

Tabela 5.3 – Momentos solicitantes característicos na viga

Seção	S_0	S_A	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
x (m)	0	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
M_{gk} (kN·cm)	0	37.043	63.540	112.959	148.259	169.439	176.499
M_{qk} (kN·cm)	0	42.713	73.265	130.248	170.951	195.372	203.513

Fonte: Autor

5.5.1.2 Dimensionamento

No dimensionamento da longarina em CUAD protendido, para efeitos de comparação, assim como no trabalho de Migliore (2018), o sistema adotado foi o de pós-tração com aderência posterior; executado em apenas uma etapa e com ancoragem ativa em ambas as extremidades da viga com a protensão aplicada aos 28 dias. A Tabela 5.4 apresenta as propriedades mecânicas do CUAD adotadas para o dimensionamento, em que f_{ck} é a resistência característica do CUAD, f_{ckj} é resistência característica do CUAD na idade de protensão, f_{ctmj} é a resistência média à tração do CUAD na idade de protensão e $f_{ck,inf}$ é a resistência característica à tração. Nota-se que f_{ckj} é igual a f_{ck} , pelo fato da idade de protensão ser de 28 dias. Nota-se ainda que de modo conservador f_{ctmj} foi adotada com valor igual à $f_{ctk,inf}$.

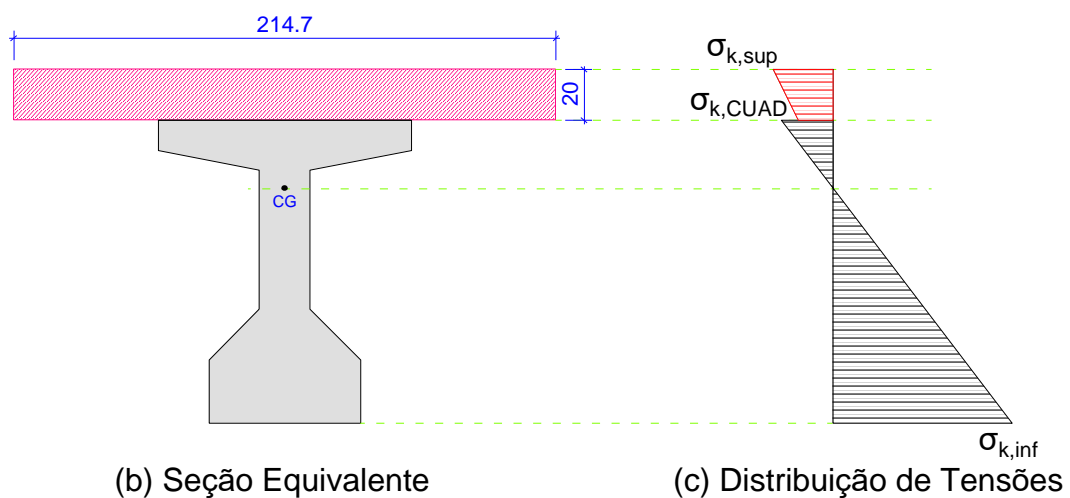
Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas do CUAD

Descrição	Valor	Unidade
f_{ck}	15,00	kN/cm ²
Idade Protensão	28,00	Dias
f_{ckj}	15,00	kN/cm ²
f_{ctmj}	0,80	kN/cm ²
$f_{ctk,inf}$	0,80	kN/cm ²

Fonte: Autor

A Figura 5.7 ilustra a distribuição de tensões na seção equivalente, considerando a mesa colaborante do tabuleiro. A Tabela 5.5 e a Tabela 5.6 apresentam os valores das tensões superiores e inferiores nas seções da viga, sendo $\sigma_{gk,sup}$ a tensão na face superior da seção devido às cargas permanentes, $\sigma_{gk,CUAD}$ a tensão na face superior da seção de CUAD devido às cargas permanentes, $\sigma_{gk,inf}$ a tensão inferior da seção de CUAD devido às cargas permanentes, $\sigma_{qk,sup}$ a tensão na face superior da seção devido às cargas variáveis, $\sigma_{qk,CUAD}$ a tensão na face superior da seção de CUAD devido às cargas variáveis e $\sigma_{qk,inf}$ a tensão inferior da seção de CUAD devido às cargas variáveis.

Figura 5.7 - Distribuição de tensões na seção equivalente.



Fonte: Autor

Tabela 5.5 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,058	-0,099	-0,176	-0,231	-0,264	-0,275
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,050	-0,086	-0,153	-0,201	-0,229	-0,239
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,172	0,294	0,523	0,687	0,785	0,818
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,067	-0,114	-0,203	-0,266	-0,304	-0,317
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,058	-0,099	-0,176	-0,231	-0,264	-0,275
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,198	0,339	0,603	0,792	0,905	0,943

Fonte: Autor

Tabela 5.6 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,241	-0,414	-0,736	-0,967	-1,105	-1,151
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,254	0,435	0,774	1,015	1,160	1,209
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,278	-0,478	-0,849	-1,114	-1,274	-1,327
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,293	0,502	0,892	1,171	1,338	1,394

Fonte: Autor

O Quadro 5.1 apresenta as duas condições que devem ser satisfeitas, simultaneamente, tanto para o nível de protensão completa quanto para o nível de protensão limitada, respectivamente.

Quadro 5.1 – Condições para cada nível de protensão.

Nível de Protensão	Condição (a)	Condição (b)
Protensão completa	Tensão Inferior ≤ 0 para CF– ELS – D (Com P _∞): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ para CR– ELS – F (Com P _∞): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctm}$
Protensão limitada	Tensão Inferior ≤ 0 para CQP– ELS – D (Com P _∞): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \psi_2 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \psi_2 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \psi_2 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ para CF– ELS – F (Com P _∞): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctm}$

Fonte: Autor

A força de protensão é pré-determinada com base nas condições propostas para cada nível de protensão, sendo adotado o valor máximo entre as condições (a) e (b), como apresentado na Tabela 5.7, Tabela 5.8, Tabela 5.9 e Tabela 5.10, em que os valores máximos para P_{∞} foram observados na seção S_5 para todas as condições, sendo adotado no pré-dimensionamento o maior valor entre as duas condições.

Tabela 5.7 - P_{∞} para protensão completa - Condição (a)

Seção	S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
$1/A$	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011
e/W_{inf}	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035
$\sigma_{qk,inf}$	0,00000	0,17161	0,29437	0,52332	0,68686	0,78498	0,81769
$\Psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf}$	0,00000	0,09894	0,16971	0,30171	0,39599	0,45256	0,47142
0	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
$P_{\infty} \geq$	0,0	596,6	1023,3	1819,2	2387,7	2728,7	2842,4

Fonte: Autor

Tabela 5.8 – P_{∞} para protensão completa - Condição (b)

Seção	S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
$1/A$	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011	-0,00011
e/W_{inf}	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035	-0,00035
$\sigma_{gk,inf}$	0,00000	0,17161	0,29437	0,52332	0,68686	0,78498	0,81769
$\sigma_{qk,inf}$	0,00000	0,19788	0,33942	0,60341	0,79198	0,90512	0,94283
$\alpha_F \cdot f_{ctk,inf}$	1,04000	1,04000	1,04000	1,04000	1,04000	1,04000	1,04000
$P_{\infty} \geq$	-2293,2	-1478,5	-895,7	191,2	967,6	1433,5	1588,7

Fonte: Autor

Com base nas condições acima, tem-se que a força de protensão P_{∞} deve ser maior ou igual a 2842,4 kN. A Tabela 5.9 apresenta as forças de protensão adotadas para cada período, em que P_{ini} é a força de Protensão aplicada inicialmente correspondente à força na saída do aparelho de protensão, P_{ato} é a força de Protensão imediatamente após as perdas imediatas e P_{∞} é a força de protensão no tempo infinito considerando todas as perdas de protensão (imediatas e progressivas). Para o pré-

dimensionamento foi adotado P_{∞} igual a 3000 kN, 10 % como perdas iniciais e 15 % como perdas progressivas.

Tabela 5.9 - Forças de protensão

P_{ini} (kN)	P_{ato} (kN)	P_{∞} (kN)
3922	3529	3000

Fonte: Autor

A Tabela 5.10 apresenta os arranjos de cabos adotados, a área de cada cabo e os esforços neles aplicados em cada período.

Tabela 5.10 - Características da armadura ativa para protensão completa

Aço	quant. Cabos	Arranjo	A_p (cm ² /cabo)	P_{ini} (kN/cabo)	P_{ato} (kN/cabo)	P_{∞} (kN/cabo)
CP-210 RB	3	9 Φ 12,7	9,09	1307,2	1176,5	1000,0

Fonte: Autor

As alturas de cada cabo em cada seção da viga protendida em CUAD é apresentado na Tabela 5.11, em que “y” é a altura do cabo a partir da base da viga, “e” é a distância do cabo a partir do centro de gravidade da seção (excentricidade), $N_{p,ini}$ é a força normal de protensão inicial horizontal decomposta a partir da inclinação do cabo em cada seção, $V_{p,ini}$ é o esforço vertical favorável de cisalhamento decomposto a partir da protensão inicial aplicada com base na inclinação do cabo em cada seção.

Tabela 5.11 - configuração adotada dos cabos na viga protendida em CUAD

Cabo	Seção	S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
	X (m)	0,00	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
1	y (cm)	95,00	81,36	71,60	53,40	40,40	32,60	30,00
	e (cm)	-2,13	11,51	21,27	39,47	52,47	60,27	62,87
	N _{p,ini} (kN)	1295	1297	1299	1302	1305	1307	1307
	V _{p,ini} (kN)	177	166	150	113	75	38	0
2	y (cm)	60,00	49,93	42,72	29,28	19,68	13,92	12,00
	e (cm)	32,87	42,94	50,15	63,59	73,19	78,95	80,87
	N _{p,ini} (kN)	1301	1301	1302	1305	1306	1307	1307
	V _{p,ini} (kN)	131	123	111	83	56	28	0
3	y (cm)	25,00	22,27	20,32	16,68	14,08	12,52	12,00
	e (cm)	67,87	70,59	72,55	76,19	78,79	80,35	80,87
	N _{p,ini} (kN)	1307	1307	1307	1307	1307	1307	1307
	V _{p,ini} (kN)	36	34	30	23	15	8	0

Fonte: Autor

Com o traçado de todos os cabos da viga protendida definidos, foi calculado um cabo equivalente para auxiliar nas verificações seguintes, em que esse possui posição e esforços que equivalem à soma de todos os cabos na viga em cada seção. A configuração do cabo equivalente é apresentada na Tabela 5.12, em que $N_{p,ato}$ é a normal de protensão no ato, imediatamente após as perdas imediatas (adotado inicialmente de 15%) e $N_{p,\infty}$ é a normal de protensão no tempo infinito; já considerando todas as perdas de protensão imediatas e progressivas (perdas progressivas adotado inicialmente de 25%).

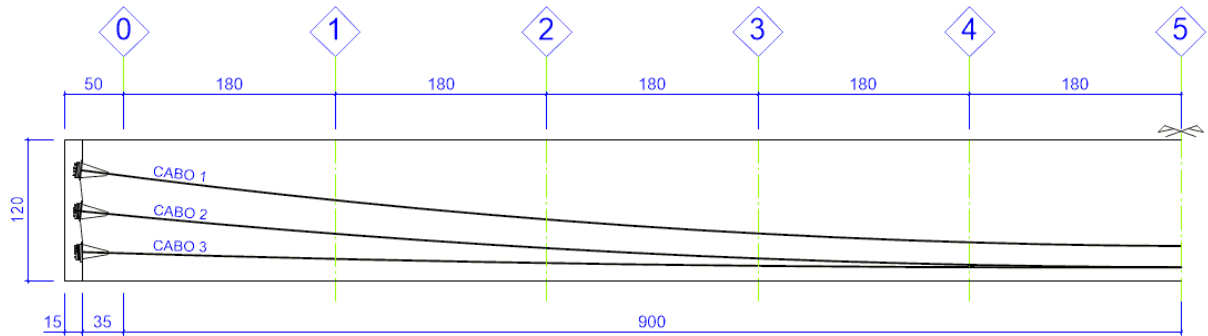
Tabela 5.12 - Traçado do cabo equivalente

Seção	S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
X (m)	0,00	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
y (cm)	59,90	51,11	44,83	33,10	24,71	19,68	18,00
e (cm)	32,97	41,76	48,04	59,77	68,15	73,19	74,87
N _{p,ini} (kN)	3903	3905	3908	3914	3918	3921	3922
V _{p,ini} (kN)	343	323	291	219	146	73	0
N _{p,ato} (kN)	3512	3514	3517	3522	3526	3529	3529
N _{p,\infty} (kN)	2985	2987	2990	2994	2997	2999	3000

Fonte: Autor

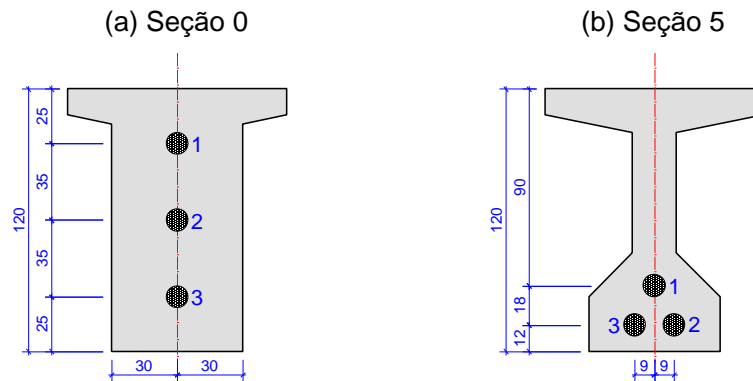
Com a determinação dos arranjos dos cabos necessárias para a protensão calculada, a elevação longitudinal da viga protendida em CUAD é ilustrada na Figura 5.8. A posição dos cabos nas seções transversais S_0 (seção de apoio) e S_5 (seção meio no vão) são representadas na Figura 5.9.

Figura 5.8 - Elevação longitudinal da viga protendida em CUAD



Fonte: Autor

Figura 5.9 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD



Fonte: Autor

Com o traçado longitudinal dos cabos definidos, foram feitas as cinco verificações, em que todas as condições devem ser atendidas em todas as seções da viga. As condições apresentadas se referem a verificação da capacidade de resistência dos bordos inferiores e superiores de cada seção da longarina, mediante às devidas situações reais as quais essa será exposta. A descrição de cada verificação é listada a seguir.

Verificação I – esta verificação é realizada considerando ainda a seção simples da viga (estado em vazio), imediatamente após a aplicação da protensão, ou

seja, logo após às perdas de protensão imediatas, em que é verificado a tensão de compressão no bordo inferior da seção. Nessa situação é considerado os esforços devido ao peso próprio e os esforços de protensão no ATO. Essa condição deve ser atendida para que não ocorra compressão excessiva na borda inferior da seção em vazio ao aplicar a protensão (ELS – CE).

Verificação II – esta verificação, ainda considerando a seção simples da viga (estado em vazio), imediatamente após a aplicação da protensão é verificado a tensão de tração na borda superior da seção, considerando também apenas os esforços devido ao peso próprio e os esforços de protensão no ATO. Essa condição deve ser atendida para que não ocorra tração excessiva na borda superior da seção em vazio ao aplicar a protensão (ELS – CF).

Verificação III – esta verificação, diferente das duas primeiras, já é considerado a viga com seção composta, levando em consideração a contribuição da mesa e considerando a viga carregada (viga em serviço), com protensão infinita, ou seja, após todas às perdas imediatas e progressivas. Nessa condição é verificada a tensão de compressão na borda superior da seção, considerando todos os esforços permanentes e variáveis com combinação rara (CR). Essa condição deve ser atendida para que não ocorra compressão excessiva na borda superior da seção em serviço considerando combinação rara (CR – ELS – CE).

Verificação IV – esta verificação também é considerada a viga com seção composta e em serviço com protensão infinita. Nessa condição é verificado o estado de descompressão da seção da viga, ou seja, verificar a não ocorrência de tração na borda inferior da seção, considerando todos os esforços permanentes e variáveis com combinação frequente (CF). Essa condição deve ser atendida para que a tração seja nula na borda inferior da seção em serviço, considerando combinação frequente na protensão completa (CF – ELS – D).

Verificação V – Nesta verificação também é considerado a viga com seção composta e em serviço com protensão infinita. Nessa condição é verificada a tensão de tração na borda inferior da seção, limitando a tração para que não atinja o limite de fissuração, considerando todos os esforços permanentes e variáveis com combinação rara (CR). Essa condição deve ser atendida para que a tração na borda inferior não

ultrapasse a tensão limite de fissuração, garantindo que a seção não irá fissurar considerando a combinação rara (CR – ELS – F).

O Quadro 5.2 ilustra um resumo de todas as verificações consideradas para cada nível de protensão.

Quadro 5.2 - Verificações a serem realizadas na longarina protendida

Verificação	Protensão Completa	Protensão Limitada
I (Seção simples da viga e apenas peso próprio)	Tensão Inferior no ATO de Protensão – ELS – CE : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, inf} \geq -0,7f_{ckj}$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7f_{ckj}$ $-\frac{1,1. Pato}{A} - \frac{1,1. Pato. e}{W_{inf}} + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7f_{ckj}$	Tensão Inferior no ATO de Protensão – ELS – CE : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, inf} \geq -0,7f_{ckj}$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7f_{ckj}$ $-\frac{1,1. Pato}{A} - \frac{1,1. Pato. e}{W_{inf}} + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7f_{ckj}$
II (Seção simples da viga e apenas peso próprio)	Tensão Superior no ATO de Protensão – ELS – CF : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. f_{ctmj}$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{W_{sup}} \right) + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. f_{ctmj}$ $-\frac{1,1. Pato}{A} + \frac{1,1. Pato. e}{W_{sup}} + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. f_{ctmj}$	Tensão Superior no ATO de Protensão – ELS – CF : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. f_{ctmj}$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{W_{sup}} \right) + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. f_{ctmj}$ $-\frac{1,1. Pato}{A} + \frac{1,1. Pato. e}{W_{sup}} + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. f_{ctmj}$
III (Seção composta da viga + laje e todas as ações)	Tensão Superior $\geq -0,7. f_{ck}$ para CR– ELS – CE (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. f_{ck}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{W_{sup}} \right) + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. f_{ck}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{P_{\infty}. e}{W_{sup}} + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. f_{ck}$	Tensão Superior $\geq -0,7. f_{ck}$ para CR– ELS – CE (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. f_{ck}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{W_{sup}} \right) + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. f_{ck}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{P_{\infty}. e}{W_{sup}} + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. f_{ck}$
IV (Seção composta da viga + laje e todas as ações)	Tensão Inferior ≤ 0 para CF– ELS – D (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{W_{inf}} + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq 0$	Tensão Inferior ≤ 0 para CQP– ELS – D (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \psi 2. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk, inf} + \psi 2. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{W_{inf}} + \sigma_{gk, inf} + \psi 2. \sigma_{qk, inf} \leq 0$
V (Seção composta da viga + laje e todas as ações)	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$ para CR– ELS – F (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk, inf} + \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{W_{inf}} + \sigma_{gk, inf} + \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$ para CF– ELS – F (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{W_{inf}} + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. f_{ctk}$

Fonte: Autor

Os resultados das verificações feitas em cada seção da viga estão apresentados na Tabela 5.13, em que a verificação III' representa a verificação feita na altura da face superior da viga logo abaixo da interface da mesa colaborante, enquanto a verificação III é a verificação feita no topo da face superior da mesa colaborante.

Tabela 5.13 - Resultado das verificações feitas para cada seção da viga

Verificação	Seção	S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
	X (m)	0,00	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
I)	$1,1 \cdot P_{ATO}/A$	-0,761	-0,761	-0,762	-0,763	-0,764	-0,764	-0,764
	$1,1 \cdot P_{ATO} \cdot e/W_{inf}$	-0,872	-1,105	-1,273	-1,586	-1,810	-1,946	-1,991
	$\sigma_{gk,inf}$	0,000	0,254	0,435	0,774	1,015	1,160	1,209
	$0,7 \cdot f_{ckj}$	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500
	σ_{inf}	-1,633	-1,613	-1,599	-1,575	-1,559	-1,549	-1,546
	Verificação:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
II)	$1,1 \cdot P_{ATO}/A$	-0,761	-0,761	-0,762	-0,763	-0,764	-0,764	-0,764
	$1,1 \cdot P_{ATO} \cdot e/W_{sup}$	0,830	1,052	1,212	1,510	1,723	1,852	1,895
	$\sigma_{gk,sup}$	0,000	-0,241	-0,414	-0,736	-0,967	-1,105	-1,151
	$1,2 \cdot f_{ctmj}$	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960	0,960
	σ_{sup}	0,070	0,050	0,036	0,011	-0,007	-0,017	-0,020
	Verificação:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
III)	P_{∞}/A	-0,318	-0,319	-0,319	-0,319	-0,320	-0,320	-0,320
	$P_{\infty} \cdot e/W_{sup}$	0,231	0,293	0,338	0,421	0,480	0,516	0,528
	$\sigma_{gk,sup}$	0,000	-0,058	-0,099	-0,176	-0,231	-0,264	-0,275
	$\sigma_{qk,sup}$	0,000	-0,067	-0,114	-0,203	-0,266	-0,304	-0,317
	$0,7 \cdot f_{ck}$	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500
	σ_{sup}	-0,087	-0,150	-0,194	-0,278	-0,337	-0,372	-0,384
Verificação:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
III')	P_{∞}/A	-0,318	-0,319	-0,319	-0,319	-0,320	-0,320	-0,320
	$P_{\infty} \cdot e/W_{sup}$	0,133	0,169	0,194	0,242	0,277	0,297	0,304
	$\sigma_{gk,sup}$	0,000	-0,050	-0,086	-0,153	-0,201	-0,229	-0,239
	$\sigma_{qk,sup}$	0,000	-0,058	-0,099	-0,176	-0,231	-0,264	-0,275
	$0,7 \cdot f_{ck}$	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500	-10,500
	σ_{sup}	-0,185	-0,258	-0,310	-0,406	-0,475	-0,517	-0,530
Verificação:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
IV)	P_{∞}/A	-0,318	-0,319	-0,319	-0,319	-0,320	-0,320	-0,320
	$P_{\infty} \cdot e/W_{inf}$	-0,456	-0,578	-0,665	-0,829	-0,946	-1,017	-1,041
	$\sigma_{gk,inf}$	0,000	0,172	0,294	0,523	0,687	0,785	0,818
	$\Psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf}$	0,000	0,099	0,170	0,302	0,396	0,453	0,471
	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	σ_{inf}	-0,774	-0,626	-0,520	-0,323	-0,183	-0,099	-0,071
Verificação:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
V)	P_{∞}/A	-0,318	-0,319	-0,319	-0,319	-0,320	-0,320	-0,320
	$P_{\infty} \cdot e/W_{inf}$	-0,456	-0,578	-0,665	-0,829	-0,946	-1,017	-1,041
	$\sigma_{gk,inf}$	0,000	0,172	0,294	0,523	0,687	0,785	0,818
	$\sigma_{qk,inf}$	0,000	0,198	0,339	0,603	0,792	0,905	0,943
	$\alpha_F \cdot f_{ctk,inf}$	1,040	1,040	1,040	1,040	1,040	1,040	1,040
	σ_{inf}	-0,774	-0,527	-0,350	-0,022	0,213	0,353	0,400
Verificação:	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Fonte: Autor

Na Tabela 5.14 é apresentada uma relação entre os esforços de tensão solicitante por tensão resistente efetiva em cada seção da viga para cada verificação. Com a relação proposta na tabela, quando se tem valores iguais a 1 a tensão solicitante é igual a tensão resistente efetiva, indicando que está se usando toda a capacidade resistente da seção. Nas situações em que a relação é menor que 1 a condição de segurança é satisfeita e, ainda, quanto menor a relação menor é utilização da capacidade resistente da seção; indicando que ainda é possível aumentar a eficiência da seção reduzindo-a.

Tabela 5.14 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva

Verificação		S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
		0	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
I (-)	σ_S/σ_R	0,16	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
II (+)	σ_S/σ_R	0,07	0,05	0,04	0,01	-0,01	-0,02	-0,02
III (-)	σ_S/σ_R	0,01	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04
III' (-)	σ_S/σ_R	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05
IV (+)	$1 - \sigma_S $	0,23	0,62	0,66	0,76	0,85	0,91	0,93
V (+)	σ_S/σ_R	-0,74	-0,51	-0,34	-0,02	0,20	0,34	0,38

(+) indica verificação tração (-) indica verificação da compressão

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.14 observa-se que se tem uma grande folga de dimensionamento à compressão com a seção utilizada. Com isso, demonstra-se que é possível reduzir a seção com aumento da força de protensão e possibilidade de aumentar significativamente a eficiência dessa seção utilizando o CUAD.

5.5.1.3 Perdas de protensão imediatas

As perdas imediatas ocorrem durante ou imediatamente após o processo da aplicação dos esforços de protensão na viga, sendo elas:

- a) Perda por atrito entre o cabo e a bainha durante a protensão;
- b) Perda por retração do cabo na acomodação da ancoragem;

- c) Perda por encurtamento elástico do concreto na pré-tração e na pós-tração sequencial.

A perda por atrito é determinada Equação 5.1, Equação 5.2 e Equação 5.3

$$\Delta P(x) = P_i \cdot (1 - e^{-(\mu \sum \alpha + k \cdot x')}) \quad \text{Equação 5.1}$$

$$\sum \alpha = \frac{x'}{x} \cdot \alpha \quad \text{Equação 5.2}$$

$$\alpha = \frac{8 \cdot y}{x} \quad (rad) \quad \text{Equação 5.3}$$

Em que

P_i é a protensão inicial aplicada.

μ é o coeficiente de atrito, adotado como 0,20 considerando cordoalhas e bainha metálica (valores recomendados pela NBR 6118:2014 em seu item 9.6.3.3.2.2).

$k = 1\%$ de μ (rad/m) na falta de ensaios. Para $\mu = 0,20$ tem-se $k = 0,002$ rad/m.

x' é a distância de cada seção.

x é a medida do vão de cálculo.

y é a distância vertical entre a altura do cabo na seção S_0 e a altura do cabo na seção S_5 .

A Tabela 5.15 apresenta os resultados das perdas de protensão por atrito em cada seção da viga protendida em CUAD, em que ΔP_{atr} é a perda de protensão por atrito e P_{atr} é a protensão com a perda por atrito.

Tabela 5.15 - Perdas por atrito

Seção	S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
(m)	0	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
P_{ini} (kN)	3922	3922	3922	3922	3922	3922	3922
$\sum \alpha$	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,07	0,09
ΔP_{atr} (kN)	0,0	15,9	28,6	57,0	85,2	113,2	141,0
	0,00%	0,41%	0,73%	1,45%	2,17%	2,89%	3,60%
P_{atr} (kN)	3921,6	3905,6	3893,0	3864,5	3836,3	3808,3	3780,6

Fonte: Autor

A perda por retração do cabo na acomodação da ancoragem ocorre ao fixar o sistema de transmissão de força do cabo protendido para a peça de concreto, ou seja, bloco de ancoragem e cunhas, em que ocorre o escorregamento do cabo de protensão, provocando redução do estiramento inicial aplicado ao cabo. A acomodação da ancoragem depende do dispositivo de ancoragem usado nas extremidades da peça ou na cabeceira da pista de protensão para as situações de pré-tensão. Com o sistema atual de cunhas individuais, o escorregamento na acomodação da ancoragem é estimado em 6 mm para fios ou cordoalhas e 3 mm para barras.

Quando ocorre o escorregamento do cabo na ancoragem, ocasionando seu recuo, surge um atrito contrário que faz com que a perda de tensão na armadura ocorra somente até uma distância X da ancoragem ativa, ponto onde a perda por ancoragem é igual a perda por atrito. A determinação dessa distância X pode ser calculada de forma iterativa, atribuindo valores para X até chegar ao ponto em que o valor da perda de protensão seja igual a perda por atrito. Para casos típicos já existem soluções pré-determinadas. Na situação em estudo (cabos com perfil parabólico) a distância X é determinada pela Equação 5.3 e Equação 5.5

$$\lambda = \frac{\mu \cdot A}{B^2} + K$$

Equação 5.4

$$X = \sqrt{\frac{E_p \cdot \delta}{\sigma_{pi} \cdot \lambda}} \quad \text{Equação 5.5}$$

Em que

μ é o coeficiente de atrito adotado como 0,20 considerando cordoalhas e bainha metálica (valores recomendados pela NBR 6118:2014 em seu item 9.6.3.3.2.2).

"A" é a distância vertical entre a altura do cabo na seção S_0 e a altura do cabo na seção S_5 .

"B" é a distância entre a seção S_0 e S_5 .

$k = 1\%$ de μ (rad/m) na falta de ensaios. Para $\mu = 0,20$ tem-se $k = 0,002$ rad/m.

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

δ escorregamento do cabo na ancoragem estimado em 6 mm para cordoalhas.

σ_{pi} é a tensão de protensão inicial exercida nos cabos de protensão.

A perda de protensão devido à acomodação da ancoragem é determinada pela Equação 5.6

$$\Delta P_{acom} = \left(\frac{2 \cdot E_p \cdot \delta \cdot A_p}{X_{acom}} \right) \cdot \frac{X_{acom} - x'}{X_{acom}} \quad \text{Equação 5.6}$$

Em que

ΔP_{acom} é a perda devido à acomodação na ancoragem do cabo de protensão.

X_{acom} é a distância a partir da seção S_0 onde a perda por ancoragem é igual a perda por atrito.

x' é a distância pontual de cada seção onde se está calculando a perda.

A Tabela 5.16 apresenta os resultados das perdas de protensão por acomodação da ancoragem em cada seção da viga protendida em CUAD, em que ΔP_{acom} é a perda de protensão por acomodação da ancoragem e $P_{atr,acom}$ é a protensão com as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem.

Tabela 5.16 - Perdas por acomodação da ancoragem

Seção (m)	S ₀ 0	S _A 1,00	S ₁ 1,80	S ₂ 3,60	S ₃ 5,40	S ₄ 7,20	S ₅ 9,00
λ	0,00407						
x_{acom} (m)	14,32						
ΔP_{acom} (kN)	457,0	425,1	399,6	342,1	284,7	227,2	169,8
	11,65%	10,84%	10,19%	8,72%	7,26%	5,79%	4,33%
$P_{atr,acom}$ (kN)	3464,5	3480,5	3493,4	3522,4	3551,7	3581,1	3610,8

Fonte: Autor

A perda de protensão por encurtamento elástico do concreto ocorre pela deformação elástica de encurtamento da viga devido à tensão de compressão exercida pela protensão de n cabos sucessivos, onde n é o número de cabos protendidos na viga.

$$\Delta P_{conc} = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \frac{(n-1)}{n} \cdot \alpha_p \cdot \sigma_{CG} \cdot A_p \quad \text{Equação 5.7}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} \quad \text{Equação 5.8}$$

$$\sigma_{CG} = -\frac{P_{atr,acom}}{A_c} - \frac{P_{atr,acom} \cdot e_p^2}{I_c} + \frac{M_{gk} \cdot e_p}{I_c} \quad \text{Equação 5.9}$$

Em que

ΔP_{conc} é perda de protensão por encurtamento do concreto.

n é o número de cabos protendidos sucessivamente.

σ_{CG} é a tensão no centroide do cabo equivalente.

A_p é a área total dos cabos protendidos.

e_p é a excentricidade máxima no cabo de protensão equivalente.

I_c é a inercia da seção simples (apenas viga).

A Tabela 5.17 apresenta os resultados das perdas de protensão por encurtamento do concreto devido à protensão sucessiva dos cabos de protensão em cada seção da viga protendida em CUAD, em que ΔP_{conc} é a perda de protensão por encurtamento do concreto e $P_{atr,acom,conc}$ é a protensão com as perdas por atrito por acomodação da ancoragem e pelo encurtamento do concreto, além de apresentar um resumo total das perdas imediatas.

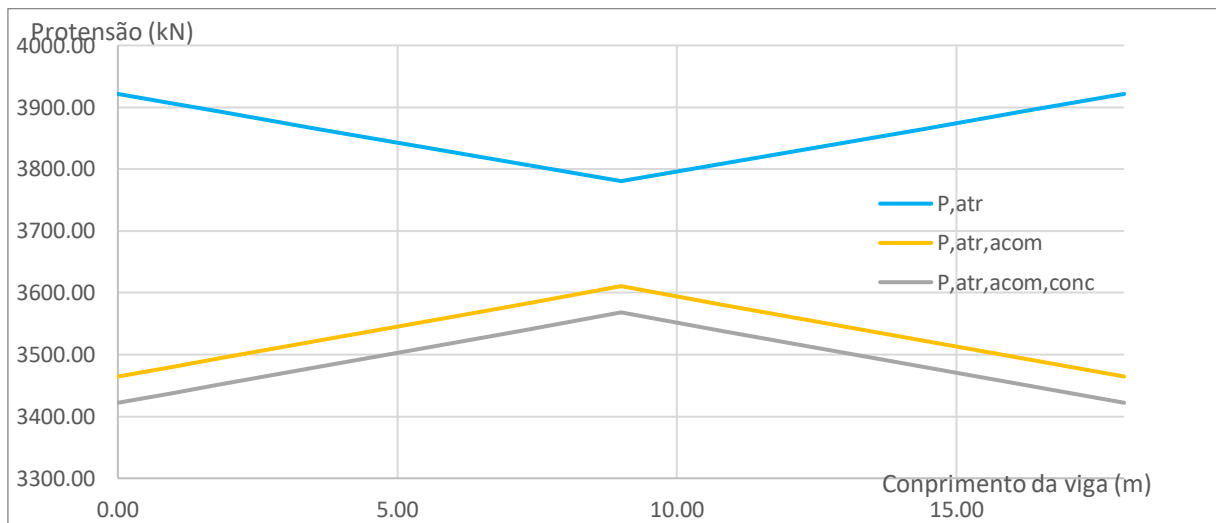
Tabela 5.17 - Perdas de protensão por encurtamento do concreto

Seção	S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
(m)	0	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
ΔP_{atr} (kN)	0,0	15,9	28,6	57,0	85,2	113,2	141,0
	0,00%	0,41%	0,73%	1,45%	2,17%	2,89%	3,60%
ΔP_{acom} (kN)	457,0	425,1	399,6	342,1	284,7	227,2	169,8
	11,65%	10,84%	10,19%	8,72%	7,26%	5,79%	4,33%
ΔP_{conc} (kN)	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5
	1,08%	1,08%	1,08%	1,08%	1,08%	1,08%	1,08%
$P_{atr,acom,conc}$ (kN)	3422,1	3438,1	3450,9	3480,0	3509,2	3538,6	3568,3
ΔP_{Total}	12,74%	12,33%	12,00%	11,26%	10,52%	9,76%	9,01%

Fonte: Autor

O Gráfico 5.1 apresenta um resumo das perdas de protensão imediatas, sendo a linha azul a protensão apenas com a perda de protensão por atrito, a linha amarela a protensão já com as perdas por atrito e as perdas por acomodação nas ancoragens e a linha cinza representa a protensão já com a somatória de todas as perdas imediatas.

Gráfico 5.1 - Perdas de protensão imediatas



Fonte: Autor

5.5.1.4 Perdas de protensão progressivas

As perdas progressivas de protensão ocorrem a partir da protensão, e decorrem da natureza intrínseca dos materiais concreto e aço. Quanto ao concreto refere-se a uma redução de volume decorrente de retração e fluência e quanto ao aço refere-se à sua relaxação.

Pelo fato das perdas de protensão por retração e fluência do concreto e as perdas por relaxação do aço ocorrerem de modo simultâneo, há uma interação entre elas. Para facilitar, a NBR 6118 (2014), no item 9.6.3.4.2, traz um processo simplificado para o caso de fases únicas de operação, apresentado na Equação 5.10.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\overbrace{\varepsilon_{cs} E_p}^{\text{retração}} + \overbrace{\alpha_{eP} \sigma_{cp0g} \varphi}^{\text{fluência}} + \overbrace{\sigma_{p0} \chi}^{\text{relaxação}}}{\underbrace{\chi_p + \chi_c}_{\text{coeficiente de interação}} \alpha_{eP} \eta_e \rho_p}$$

Equação 5.10

Em que

$$\chi = -\ln[1 - 2,5\psi_{1000}]$$

$$\psi_{1000} = 3,5 \left(\frac{\sigma^*}{0,3} \right)^{1,118}$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} - 0,5 \geq 0$$

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi$$

$$\chi_p = 1 + \chi$$

$$\eta_e = 1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

Onde

$\Delta\sigma_p$ é a perda de protensão progressiva.

ε_{cs} é o coeficiente de retração do concreto.

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

α_{eP} é o coeficiente de equivalência entre aço e concreto E_p/E_c .

σ_{cp0g} é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

σ_{p0} é a tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for de tração;

φ é o coeficiente de fluência do concreto.

X é o coeficiente de fluência do aço;

Ψ é o coeficiente de relaxação do aço;

ρ_p é a taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

I_c é o momento central de inércia na seção do concreto.

Para a determinação das perdas de protensão progressivas, como apresentado na Tabela 5.1, o fator de fluência adotado foi de $\varphi = 0,8$ considerando cura sem tratamento térmico e o fator de retração $\varepsilon_{cs} = 0,7 \text{ ‰}$. A Tabela 5.18 apresenta os valores dos coeficiente calculados, os quais são utilizados para determinação das perdas progressivas totais e a Tabela 5.19 apresenta os valores totais das perdas.

Tabela 5.18 - Valores calculados dos fatores para perdas progressivas

α_{ep}	4,0000	
η_e	6,8526	
σ_{p0}	130,8508	kN/cm ²
σ^*	0,1231	kN/cm ²
Ψ_{1000}	1,2929	%
X	0,0329	
X_p	1,0329	
X_c	1,4000	
ρ_p	0,0029	
σ_{cp0g}	-1,1366	kN/cm ²

Fonte: Autor

Tabela 5.19 - Perdas progressivas de protensão

$\Delta\sigma_{p,retira}$	12,23	kN/cm ²	9,35%
$\Delta\sigma_{p,fluen}$	3,18	kN/cm ²	2,43%
$\Delta\sigma_{p,relax}$	3,76	kN/cm ²	2,87%
Total	19,17	kN/cm ²	14,65%

Fonte: Autor

5.5.1.5 Perdas totais de protensão

Com as perdas imediatas e as perdas progressivas calculadas, tem-se as perdas totais, que equivale à somatória de todas as perdas calculadas. A Tabela 5.20 apresenta o resumo das perdas imediatas e progressivas e os valores de protensão calculadas nos itens anteriores, enquanto a Tabela 5.21 apresenta o resumo das perdas e os valores de protensão estimados inicialmente.

Tabela 5.20 - Perdas totais de protensão calculadas

P_{ini} (kN)	3921,6
ΔP_{imed}	9,01%
P_{ATO} (kN)	3568,3
$\Delta P_{prog.}$	14,65%
P_{∞} (kN)	3045,6

Fonte: Autor

Tabela 5.21 - Perdas totais de protensão estimadas

P_{ini} (kN)	3921,57
ΔP_{imed}	10,00%
P_{ATO} (kN)	3529,41
$\Delta P_{prog.}$	15,00%
P_{∞} (kN)	3000,00

Fonte: Autor

Com a comparação entre a protensão P_{∞} calculada e a protensão P_{∞} estimada, tem-se um erro de 1,52 %, o que se permite seguir o dimensionamento com os valores adotados, pois a margem de erro pode ser considerada pequena pois é menor que 5 %.

5.5.1.6 Verificação à flexão no ELU

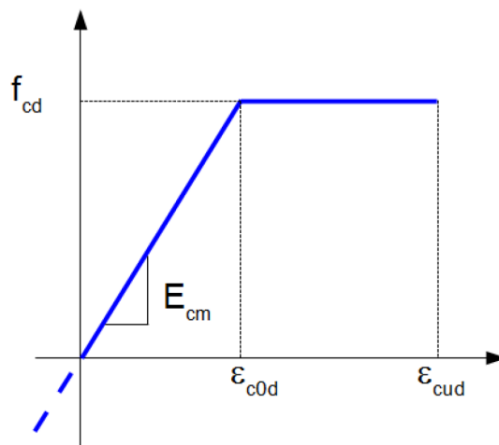
O comportamento à flexão da viga protendida em CUAD é semelhante ao comportamento de uma viga protendida em concreto convencional quanto à compressão, enquanto na tração tem-se a consideração da resistência do CUAD.

A resistência à compressão de cálculo será determinada pela Equação 3.3 sob diversas recomendações apresentadas anteriormente, adotando $\gamma_{c,UHPC} = 1,5$ com base nas recomendações da norma francesa, considerando casos normais com cargas em períodos maiores que 24h.

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,UHPC}}$$

A lei constitutiva do CUAD na compressão no ELU a ser usada no dimensionamento será a recomendada pela NF P18-470 (2016), apresentada na Figura 5.10.

Figura 5.10- Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELU.



Fonte: NF P 18-710 (2016)

Onde

$$\varepsilon_{cod} = \frac{f_{cd}}{E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{cud} = \left(1 + 14 \cdot \frac{f_{ctm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \cdot \varepsilon_{cod}$$

Em que:

ε_{cod} é a deformação correspondente ao limite do regime elástico.

ε_{cud} é a deformação última a ser levada em consideração no ELU;

f_{cm} é a resistência média à compressão;

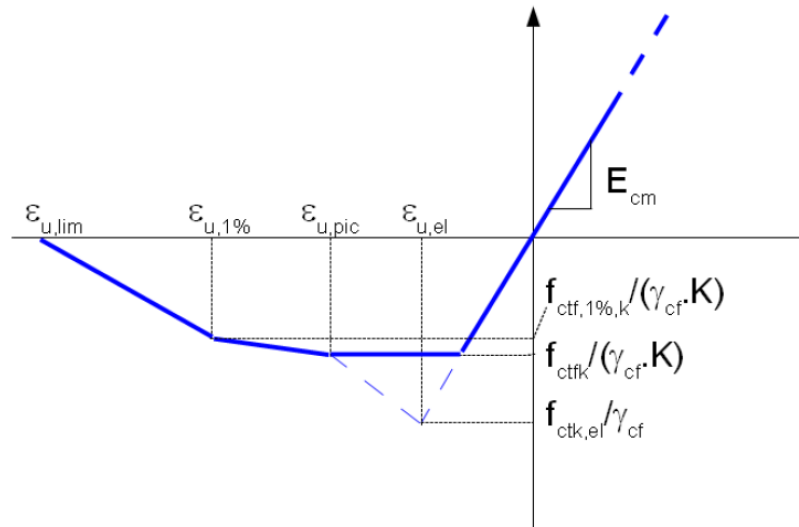
f_{ctm} é a resistência média à tração;

$K_{global} = 1,25$;

De acordo com a NF P18-470 (2016), a resistência média à compressão f_{cm} e a resistência média à tração f_{ctm} devem ser determinadas a partir de ensaios em laboratórios ou a partir da ficha técnica do material. Neste trabalho, por falta de dados de um material específico, será adotado $f_{cm} = f_{ck}$ e $f_{ctm} = f_{ctk}$.

Quanto à tração, será adotado o modelo proposto também pela NF P 18-710 (2016), ilustrado na Figura 5.11.

Figura 5.11 - Representação da relação tensão-deformação de CUAD em tração para projetos no ELS e ELU.



Fonte: NF P 18-710 (2016)

Onde:

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c}$$

Em que

$\gamma_{cf} = 1,3$ no caso de situações duráveis / transitórias

$K = 1,25$

w_{pic} é a largura da fissura correspondente ao pico local na curva dos ensaios realizados ou igual a 0,3 mm se não houver pico.

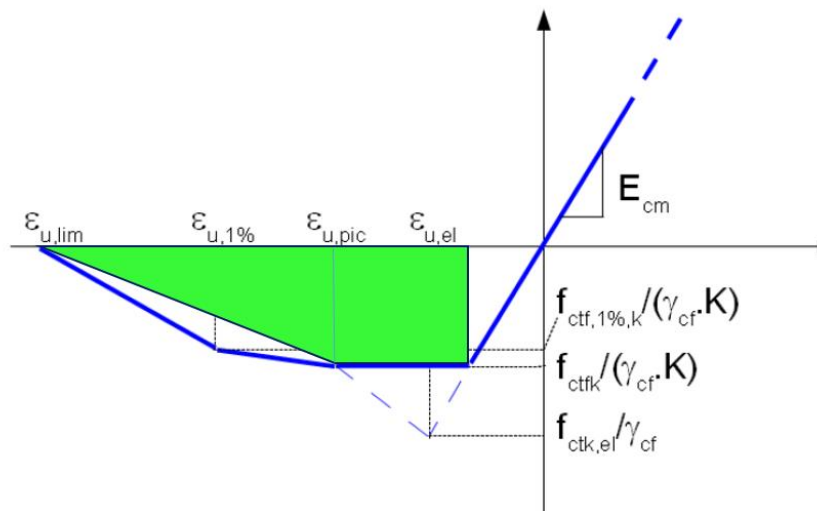
$w_{1\%} = 0,01H$, sendo H a altura do prisma testado sob flexão correspondente à espessura da estrutura.

$l_c = \frac{2 \cdot h}{3}$ é o comprimento característico (onde h é a altura da seção).

l_f é o comprimento das fibras mais longas contribuindo para garantir a não fragilidade.

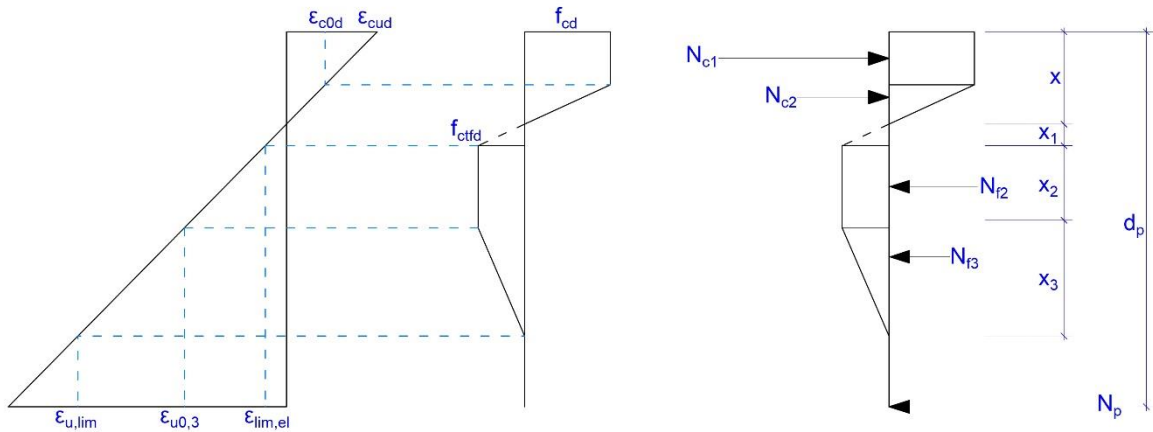
Para fins de simplificação de cálculos, foi adotado o diagrama de tensão deformação destacado em verde na Figura 5.12, que resulta no esquema ilustrado na Figura 5.13.

Figura 5.12 - Esquema simplificado adotado para tração no ELU



Fonte: Adaptado da NF P 18-710 (2016)

Figura 5.13 - Representação de tensões e deformações na viga protendida em CUAD



Fonte: Autor

Para determinação do momento fletor último da seção, calcula-se primeiramente o pré-alongamento da armadura de protensão utilizando as seguintes equações:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \cdot e_p^2}{I_c} \quad \text{Equação 5.11}$$

$$P_{nd} = 0,9 \cdot (P_{\infty} + \alpha_p \cdot \sigma_{cp} \cdot A_p) \quad \text{Equação 5.12}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \quad \text{Equação 5.13}$$

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{P_{nd}}{A_p \cdot E_p} \quad \text{Equação 5.14}$$

Onde P_{nd} é a força de neutralização e ϵ_{pnd} é a deformação inicial da armadura de protensão antes de ocorrer deformações por tração no concreto.

A Tabela 5.22 apresenta os valores de pré-alongamento na armadura de protensão, calculados a partir das equações acima.

Tabela 5.22 - valores do pré-alongamento na armadura de protensão

σ_{cp} (kN/cm ²)	P_{nd} (kN)	ϵ_{pnd} (‰)
-1,18	2856,56	5,24

Fonte: Autor

A tensão última de cálculo e as deformações no ELU do CUAD estão apresentados na Tabela 5.23

Tabela 5.23 - Tensão e deformações na compressão

f_{cd} (kN/cm ²)	ϵ_{c0d} (‰)	$\epsilon_{cud, CUAD}$ (‰)	ϵ_{cud} (‰)
8,50	1,70	2,72	3,50

Fonte: Autor

Tabela 5.24 - Tensão e deformações na tração

f_{ctd} (kN/cm ²)	L_c (cm)	$\epsilon_{lim,el}$ (‰)	$\epsilon_{u,0.3}$ (‰)	$\epsilon_{u,lim}$ (‰)
0,49	93,33	0,10	0,44	3,21

Fonte: Autor

Após a determinação do pré-alongamento e da tensão e deformação do CUAD no ELU, inicia-se um processo iterativo por tentativa para se determinar o momento último da viga protendida. Para iniciar o processo de cálculo são feitas algumas considerações iniciais e seguidos os seguintes passos:

- Inicialmente é considerado que a ruptura ocorre no domínio 3 ou no domínio 4, considerando assim, que na compressão o concreto atingirá a deformação última proposta e na tração a deformação na armadura ativa será menor que 10 ‰. Como a mesa colaborante de altura $h_f = 20$ cm foi adotada como concreto convencional, a

deformação última a ser considerada na borda superior da seção homogeneizada será de 3,5‰, devendo-se verificar a deformação de compressão na face de contato entre a viga em CUAD e a mesa colaborante e garantir a condição $\varepsilon_{cd,CUAD} \leq \varepsilon_{cud,CUAD}$.

b) Inicia-se o processo iterativo na seguinte sequência:

b1) Adotar um primeiro valor para $\sigma_{pd}^{(1)} = f_{pyk}/1,15$;

b2) Determinar a altura da Linha Neutra (x) por meio de equações de equilíbrio;

b3) Determinar a deformação ε_{p1d} por meio de equações de compatibilidade de deformações;

b4) Verificar se $\varepsilon_{p1d} \leq 10 \text{ ‰}$: caso positivo, a hipótese inicial de ruptura nos domínios 3 e 4 é correta. Nesta situação, a deformação na armadura é limitada a 10 ‰ não pelo limite da própria armadura e sim para evitar fissuração excessiva no concreto, pois o aço possui capacidade de deformação significativamente maior que esse limite para atingir a ruptura. Esse limite de deformação é recomendado pela NBR 6418 (2014) e será mantida neste trabalho para o CUAD.

b5) Determinar σ_{pd} na armadura com a deformação $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p1d} + \varepsilon_{pnd}$;

b6) Verificar se $\sigma_{pd} \approx \sigma_{pd}^{(1)}$: em caso negativo deve-se adotar novo valor para $\sigma_{pd}^{(2)}$ e refazer os cálculos.

c) Se $\varepsilon_{p1d} > 10 \text{ ‰}$ a ruptura ocorre no domínio 2, em que a deformação na armadura de protensão ε_{p1d} é fixada em 10 ‰ e a deformação de compressão no concreto é menor que 3,5 ‰. Nesta situação os cálculos devem ser refeitos seguindo a seguinte sequência;

c1) Determinar a tensão σ_{pd} na armadura com $\sigma_{pd} = \sigma_{p1d} + \sigma_{pnd}$ sendo σ_{p1d} o valor correspondente a deformação de 10‰.

c2) Determinar a altura da Linha Neutra (x) por meio de equações de equilíbrio;

c3) Determinar a deformação ε_{cd} por meio de equações de compatibilidade de deformações;

c4) Verificar a condição $\varepsilon_{cd} \leq 3,5 \text{ ‰}$: caso positivo a hipótese de ruptura no domínio 2 se confirma.

d) Calcula-se o momento fletor último M_{ud} ;

e) Verificar condição de segurança: $M_{ud} \geq M_{sd}$.

Com os passos listados à cima, foram feitos os cálculos para determinação do momento último de cálculo. A Tabela 5.25 apresenta os resultados dos cálculos realizados, em que σ_{pd} é a tensão na armadura de protensão, x é a altura da linha neutra, x_1 , x_2 e x_3 são as alturas das parcelas do diagrama de tração, N_c é a normal resultante no concreto, N_{f2} é a normal resultante da segunda parcela de tração e N_{f3} é a normal resultante da terceira parcela de tração e N_p é a força normal de protensão.

Tabela 5.25 - valores de cálculo para equilíbrio de esforços

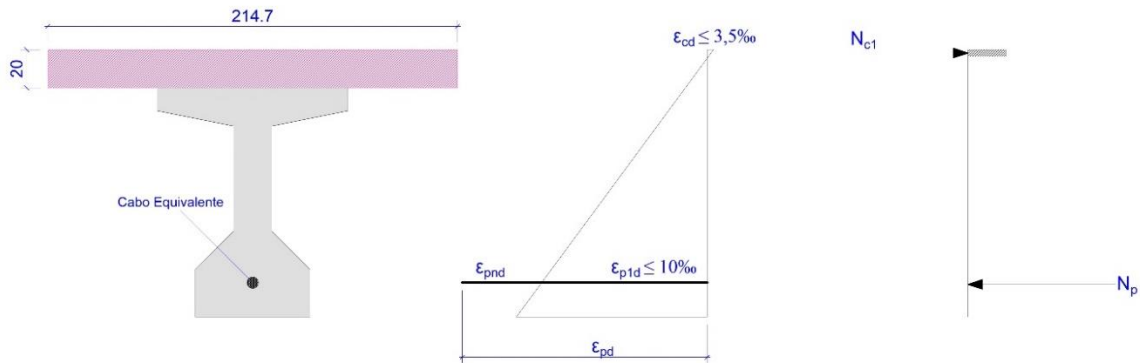
σ_{pd} (kN/cm ²)	169,19
x (cm)	3,16
x_1 (cm)	0,09
x_2 (cm)	0,31
x_3 (cm)	2,50
N_c (kN)	4613,81
N_{f2} (kN)	0,00
N_{f3} (kN)	0,00
N_p (kN)	4613,81

Fonte: Autor

Como $0,8x$ é menor que b_f , a linha neutra passa na mesa colaborante. As forças normais N_{f2} e N_{f3} foram desconsideradas porque os trechos que equivalem a esses esforços, x_2 e x_3 respectivamente, estão ainda dentro da altura da mesa colaborante, a qual foi considerada como concreto convencional e não é levado em consideração a resistência à tração. Neste caso, a viga em estado limite último tem apenas a armadura ativa trabalhando na tração para este exemplo.

A Figura 5.14 apresenta o diagrama de tensões e deformações na seção e os esforços normais, com os valores das deformações apresentados na Tabela 5.26. Com a sequência de cálculos, verificou-se que a ruptura ocorre no domínio 2.

Figura 5.14 - Representação dos esforços normais e deformações na seção



Fonte: Autor

Tabela 5.26 - Deformações no ELU

ϵ_{p1d} (‰)	ϵ_{pd} (‰)	ϵ_{cd} (‰)
10,00	15,24	0,27

Fonte: Autor

A Tabela 5.27, apresenta os valores calculados do momento fletor último (M_{ud}), do momento fletor máximo solicitante (M_{sd}) e o valor da relação M_{sd}/M_{ud} .

Tabela 5.27 - Momentos resistente e solicitando no ELU

M_{ud} (kN·m)	M_{sd} (kN·m)	M_{sd}/M_{ud}
5.570,52	5.320,16	0,96

Fonte: Autor

Como apresentado na Tabela 5.27, $M_{ud} > M_{sd}$, o que confirma a condição de segurança. Vale destacar que neste exemplo foi possível eliminar toda armadura passiva de flexão.

5.5.1.7 Verificação ao cisalhamento

5.5.1.7.1 Força cortante

Os cálculos de verificação ao cisalhamento e torção neste trabalho também serão realizados de acordo com os critérios estabelecidos pela NF P 18-710 (2016). Segundo a norma francesa, a tensão solicitante de cisalhamento de projeto V_{Sd} deve ser menor que a tensão resistente de cisalhamento $V_{Rd,total}$. A tensão resistente de cisalhamento $V_{Rd,total}$ assume o menor valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$.

- $V_{Rd,máx}$ é a tensão limite da resistência à compressão das bielas de compressão do concreto no diagrama de treliças;

- V_{Rd} é a soma dos três termos de resistência $V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$;

- $V_{Rd,c}$ é o termo de contribuição CUAD;

- $V_{Rd,s}$ é o termo de contribuição para armadura de cisalhamento;

- $V_{Rd,f}$ é o termo de contribuição das fibras;

No caso deste trabalho em que o dimensionamento será feito para que não seja necessária armadura passiva de cisalhamento, a equação utilizada para cálculo da parcela resistente do concreto será a Equação 3.31.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot z$$

Onde:

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}}$$

Com

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$$

N_{Ed} é a força axial na seção transversal devido às cargas externas ($N_{Ed} > 0$ para compressão). A influência das deformações impostas por N_{Ed} pode ser ignorada.

A_c é a área da seção transversal do elemento de CUAD.

O valor de σ_{cp} deve ser limitado da seguinte maneira:

$$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,4 \cdot f_{ck}$$

O termo γ_E é um fator de segurança considerado tal que $\gamma_{cf} \cdot \gamma_E$ é igual a 1,5.

Para todos os casos:

f_{ck} é expresso em MPa;

b_w é a menor largura da seção transversal na área de tração em metros. No caso de uma seção circular de diâmetro ϕ , b_w deve ser tomado como $0,55 \cdot \phi$.

z é o braço de alavanca das forças internas para um membro de altura constante correspondente ao momento fletor no membro considerado.

d é a distância entre a fibra mais comprimida e o reforço longitudinal.

NOTA: As fórmulas são consistentes se $z = 0,9d$ e $d = 7/8h$ no caso de seção não armada.

Na Tabela 5.28 é apresentado os valores solicitantes característicos e de projeto para o cisalhamento máximo na viga, observado na seção S_0 . Os valores calculados para determinação da parcela de contribuição do CUAD para cisalhamento ($V_{Rd,c}$) estão apresentados na Tabela 5.29.

Tabela 5.28 - Determinação do esforço solicitante de projeto

$V_{k,max}$ (kN)	V_p (kN)	V_{sd} (kN)
844,47	-266,64	942,28

Fonte: Autor

Tabela 5.29 - Determinação da parcela de contribuição do CUAD para cisalhamento ($V_{Rd,c}$)

$b_{w,apoio}$ (cm)	60,00
z (cm)	110,25
$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E$	1,50
N_{ED} (kN)	3033,93
A_c (cm ²)	9373,65
f_{ck} (MPa)	150,00
σ_{cp} (MPa)	3,24
k	1,06
$V_{Rd,c}$ (kN)	1380,18

Fonte: Autor

O cálculo da parcela $V_{Rd,s}$ é realizado de maneira análoga ao concreto convencional, porém neste trabalho não se aplica, pois para os exemplos não será considerado armadura passiva de cisalhamento. Já a parcela referente às fibras, o valor do projeto para a parte da capacidade de cisalhamento $V_{Rd,f}$ é dada pela Equação 3.33.

$$V_{Rd,f} = A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f} \cdot \cot \theta$$

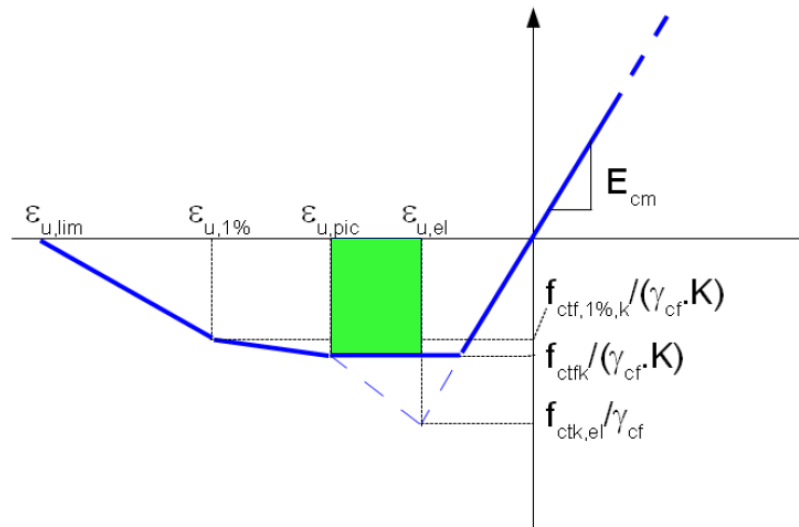
Para o caso de CUAD da classe T1* ou T2* que é o caso os exemplos deste trabalho:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf} \cdot w^*} \cdot \int_0^{w^*} \sigma_f(w) dw$$

$$w^* = \max(w_u; 0,3mm)$$

A resistência à tração residual da seção transversal reforçada com fibra $\sigma_{Rd,f}$ pode ser obtido usando o diagrama de tensão e deformação para a lei constitutiva a tração proposta. Para simplificar o cálculo, apenas a região até a fissura de 0,3 mm é levada em consideração, assumindo que não haverá fissuras maiores (Figura 5.15).

Figura 5.15 – Método Simplificado para cálculo de $\sigma_{Rd,f}$.



Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016).

Considerando a simplificação apresentada na Figura 5.15 a função $\sigma_f(w) = f_{ctk,el}$ é uma constante para o intervalo de 0 a 0,3mm. Para os exemplos deste trabalho $f_{ctk,el} = f_{ctfk} = 8$ MPa.

Obs.: para o cálculo de $\sigma_{Rd,f}$ o fator K considerado é o referente à orientação das fibras que para este trabalho foi adotado como $K_{global}=1,25$.

NOTA: $\sigma_{Rd,f}$ é o valor médio da tensão pós-fissuração ao longo da fissura de cisalhamento de inclinação θ , e perpendicular a ela. O termo $V_{Rd,f}$ é a projeção da força resultante paralela à força de cisalhamento, sendo a área A_{fv} a projeção na seção transversal da área inclinada na qual as fibras atuam. Para uma seção retangular ou uma seção T, $A_{fv} = b_w \cdot z$.

Para cálculos de resistência à força de cisalhamento em uma seção armada sem força normal, é possível adotar o melhor valor estimado de $z = 0,9d$.

Para uma seção circular de diâmetro ϕ , $A_{fv} = 0,58 \cdot \phi^2$

γ_{cf} é o fator de segurança do CUAD na tração igual a 1,3.

w_u é a abertura final das fissuras alcançadas no ELU sob flexão com força axial na fibra final para o momento em que atua na seção.

$\theta = 30^\circ$ deve ser escolhido como o valor mínimo.

A Tabela 5.30 é apresentado os valores calculados para determinação da parcela de contribuição das fibras para cisalhamento $V_{Rd,f}$.

Tabela 5.30 - Determinação da parcela de contribuição das fibras para cisalhamento ($V_{Rd,f}$)

K_{global}	1,25
γ_{cf}	1,30
w^* (mm)	0,30
A_{fv} (cm ²)	6615,00
$\sigma_{Rd,f}$ (kN/cm ²)	0,49
$V_{Rd,f}$ (kN)	5640,61

Fonte: Autor

Para o cálculo de $V_{Rd,máx}$ para elementos em CUAD sem reforço de cisalhamento, o limite de resistência das bielas de compressão é dado pela Equação 3.34.

$$V_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta$$

Onde θ é a inclinação da tensão de compressão principal no eixo longitudinal igual a 30° .

Os valores calculados para o limite de resistência das bielas de compressão do CUAD são apresentados na Tabela 5.31.

Tabela 5.31 - Cálculo de $V_{Rd,máx}$

α_{cc}	0,85
γ_c	1,50
$V_{Rd,máx}$ (kN)	14052,50

Fonte: Autor

A Tabela 5.32 apresenta um resumo da verificação à força cortante, em que V_{Rd} é a somatória de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$, $V_{Rd,total}$ é o maior valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$ e V_{sd} é a força cortante solicitante máxima.

Tabela 5.32 - Verificação da força cortante

$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,f}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$V_{Rd,total}$ (kN)	V_{sd} (kN)	$V_{sd}/V_{Rd,total}$
1380,18	5640,61	7020,79	14052,50	7020,79	942,28	0,13

Fonte: Autor

Com a análise da verificação à força cortante apresentada na Tabela 5.32 pode-se observar que o CUAD com fibras resiste totalmente à força cortante na viga, tornando possível eliminar a armadura passiva de cisalhamento para este exemplo.

5.5.1.7.2 Torção

Para que a seção seja considerada segura quanto à torção, deve-se atender à condição da Equação 3.39:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,máx}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}} \leq 1$$

Onde:

T_{Ed} é o momento de torção solicitante de projeto;

V_{Ed} é o cisalhamento solicitante de projeto;

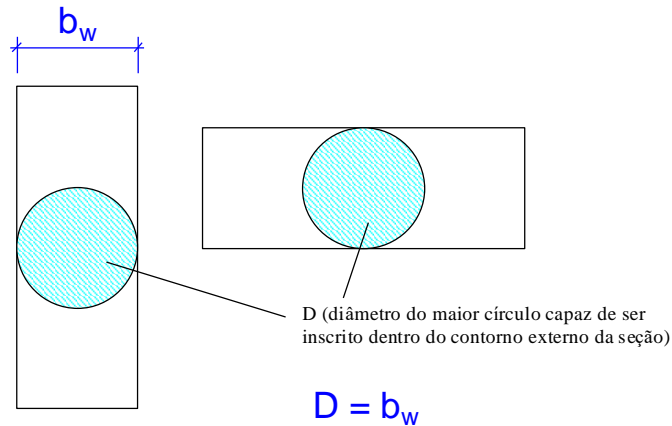
$V_{Rd,máx}$ é o valor máximo da resistência limite ao cisalhamento;

$T_{Rd,máx}$ é o momento de torção de resistência limite. No caso de UHPFRC sem reforço, é dado por:

$$T_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta$$

t_{ef} é a espessura da parede da seção tubular fictícia, igual a um sexto do diâmetro do maior círculo capaz de ser inscrito dentro do contorno externo da seção (Figura 5.16);

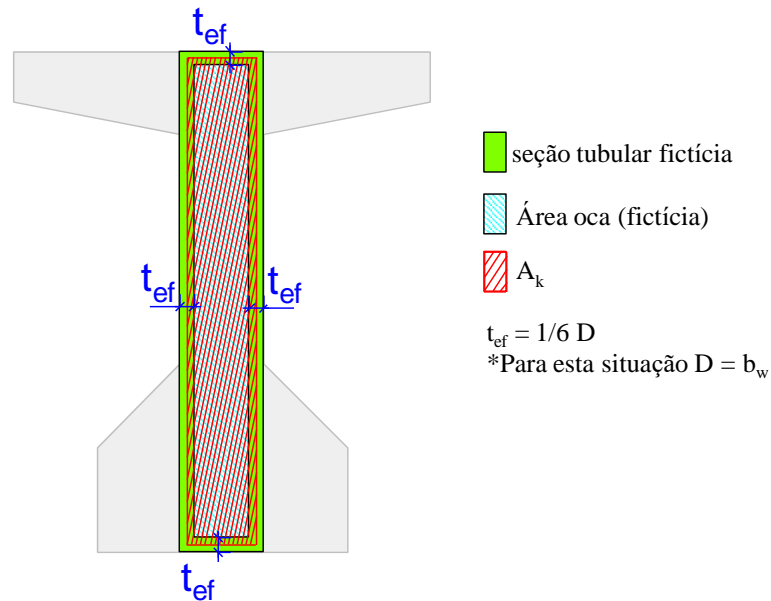
Figura 5.16 - Exemplificação de como obter o círculo fictício para determinação de t_{ef}



Fonte: Autor

A_k é a área limitada pelas linhas centrais da parede fictícia da seção tubular (incluindo seção oca). Como simplificação, e por estar a favor da segurança, para este trabalho a área utilizada para cálculo de resistência ao esforço de torção será apenas a área da alma da viga em CUAD (Figura 5.17). A capacidade resistente à torção da mesa colaborante em concreto convencional também não será considerada, uma vez que não será armada à torção.

Figura 5.17 - Seção simplificada considerada para resistência à torção



Fonte: Autor

A Tabela 5.33 apresenta os valores para determinação da torção máxima resistente.

Tabela 5.33 - Cálculo de torção máxima resistente

h (cm)	120,00
b_w (cm)	60,00
t_{ef} (cm)	10,00
A_k (cm ²)	5500,00
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	2336,77

Fonte: Autor

A Tabela 5.34 apresenta um resumo da verificação ao cisalhamento devido à torção.

Tabela 5.34 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção

$V_{Sd,máx}$ (kN)	942,28
T_{Sd} (kN·m)	19,00
$V_{Rd,total}$ (kN)	7020,79
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	2336,77
$V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,total}$	0,14

Fonte: Autor

Como os resultados apresentados na Tabela 5.34 verifica-se que com a utilização do CUAD foi possível eliminar completamente a armadura passiva de cisalhamento e ainda com uma folga considerável, o que expressa a possibilidade de refinamento no dimensionamento para obter uma seção menor e mais eficiente.

5.5.1.8 Flecha

Na Tabela 5.35 é apresentado um resumo da verificação dos deslocamentos estimados na viga protendida em CUAD no ELS-DEF, onde a_p é a flecha devido à protensão sem considerar o peso próprio, $a_{\Delta P}$ é a flecha ocasionada pelas perdas de protensão progressivas ao longo do tempo, a_{0g} é a flecha devido à somatória de cargas permanentes, a_{0q} é a flecha devido à somatória de cargas variáveis, a_0 é a flecha imediata referente à CQP sem considerar contraflecha ($a_0 = a_{0g} + \Psi_2 \cdot a_{0q}$), a_i é a contraflecha inicial no ato da protensão levando em consideração o peso próprio da viga e a_∞ é a flecha final no tempo infinito que leva em consideração o efeito da fluência em conjunto com outras parcelas de flechas ($a_\infty = [(a_{0g} + a_p + a_{\Delta P}) \cdot (1 + \varphi)] + [\Psi_2 \cdot a_{0q}]$).

Os limites para a_i e para a_∞ são os recomendados pela ABNT NBR 9062:2017 (contraflecha máxima por protensão limitada a $l/300$) e pelo IP-DE-C00-001_A do DER-SP (2005) (flecha final máxima $l/300$) respectivamente.

Tabela 5.35 - Resumo de deslocamento estimado na longarina

	a_i (cm)	$a_{\Delta P}$ (cm)	a_p (cm)	a_{0g} (cm)	a_{0q} (cm)	a_0 (cm)	a_{∞} (cm)
Flecha	-0,72	0,07	-1,11	0,59	0,69	0,80	-0,59
Contraflecha Limite ($l/300$)	-6,00	-	-	-	-	-	-
Flecha Limite ($l/300$)	-	-	-	-	-	-	6,00
Relação	0,12	-	-	-	-	-	-0,10

Fonte: Autor

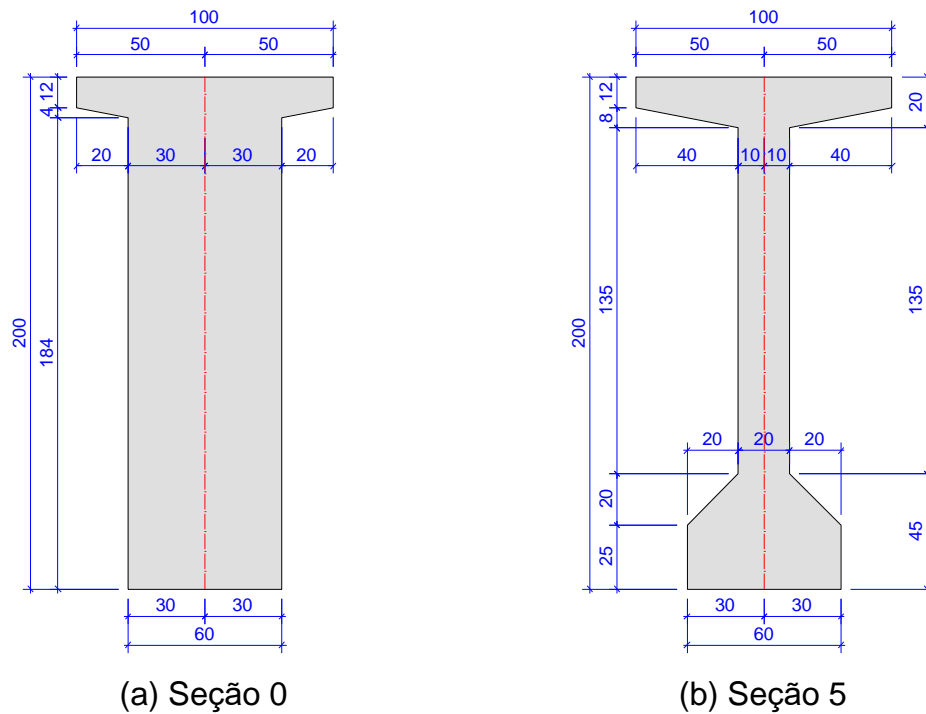
Tabela 5.35, nota-se que a viga em CUAD calculada não apresenta problemas quanto à flecha, tendo valores abaixo dos limites para flechas ou contraflechas.

5.5.2 Tabuleiro 14,10x35 m

5.5.2.1 Características geométricas e esforços solicitantes

Neste exemplo, assim como no exemplo de Migliore (2018), a longarina isostática possui vão teórico (l) de 33 m e comprimento total de 34 m. A viga em estudo apresenta seção composta por pré-viga com altura parcial de 200 cm em CUAD e mesa colaborante de 20 cm de espessura em concreto C35 moldada no local. A ilustração das seções S0 e S5 é apresentada na Figura 5.18, seguida dos valores das propriedades geométricas apresentados na Tabela 5.36.

Figura 5.18 - Seções transversais das vigas pré-moldadas



Fonte: Adaptado de Migliore (2018)

Tabela 5.36 - Propriedades geométricas da seção S_5

Seção	Inicial	Final	Equivalente
A_c (cm ²)	6.680,00	13.160,00	10.973,65
W_{inf} (cm ³)	336.061,14	475.901,31	455.576,42
W_{sup} (cm ³)	338.802,35	1.119.387,28	850.938,24
y_{inf} (cm)	100,41	154,37	143,29
y_{sup} (cm)	99,59	65,63	76,71
y_{cg} (cm)	100,41	154,37	143,29
I_c (cm ⁴)	33.742.617,88	73.465.035,34	65.278.125,07
K_{inf} (cm)	50,72	85,06	77,54
K_{sup} (cm)	50,31	36,16	41,52
H (cm)	200,00	220,00	220,00
r	0,51	0,55	0,54

Fonte: Autor

A Tabela 5.37 apresenta os valores característicos dos momentos fletores solicitantes na viga, em kN·cm.

Tabela 5.37 – Momentos solicitantes característicos na viga

Seção	S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
<i>x</i> (m)	0,00	1,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50
M_{gk} (kN·cm)	0,0	76.506	234.324	416.576	546.756	624.864	650.900
M_{qk} (kN·cm)	0,0	53.081	162.576	289.024	379.344	433.536	451.600

Fonte: Autor

5.5.2.2 Dimensionamento

No dimensionamento da longarina em CUAD protendido, para efeitos de comparação, assim como no trabalho de Migliore (2018), o sistema adotado foi o de pós-tração com aderência posterior; executado em apenas uma etapa e com ancoragem ativa em ambas as extremidades da viga com a protensão aplicada aos 28 dias.

A Tabela 5.38 e a Tabela 5.39 apresentam os valores das tensões superiores e inferiores nas seções da viga.

Tabela 5.38 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).

Seção		S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,060	-0,182	-0,324	-0,426	-0,487	-0,507
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,066	-0,204	-0,362	-0,475	-0,543	-0,565
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,168	0,514	0,914	1,200	1,372	1,429
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,041	-0,127	-0,225	-0,295	-0,338	-0,352
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,046	-0,141	-0,251	-0,330	-0,377	-0,392
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,117	0,357	0,634	0,833	0,952	0,991

Fonte: Autor

Tabela 5.39 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,226	-0,692	-1,230	-1,614	-1,844	-1,921
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,228	0,697	1,240	1,627	1,859	1,937
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,157	-0,480	-0,853	-1,120	-1,280	-1,333
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,158	0,484	0,860	1,129	1,290	1,344

Fonte: Autor

A Tabela 5.40 apresenta as forças de protensão adotadas para cada período.

Tabela 5.40 - Forças de protensão

P_{ini} (kN)	P_{ATO} (kN)	P_{∞} (kN)
6506,0	6121,1	5250,0

Fonte: Autor

A Tabela 5.41 apresenta os arranjos de cabos adotados, a área de cada cabo e os esforços neles aplicados em cada período.

Tabela 5.41 - Características da armadura ativa com protensão completa

Aço	quant. Cabos	Arranjo	A _p (cm ² /cabo)	P _{ini} (kN/cabo)	P _{ato} (kN/cabo)	P _∞ (kN/cabo)
CP-210 RB	4	12 Φ 12,7	12,12	1626,5	1530,275	1312,5

Fonte: Autor

Com o traçado de todos os cabos da viga protendida definidos, foi calculado um cabo equivalente para auxiliar nas verificações seguintes, com características apresentadas na Tabela 5.42.

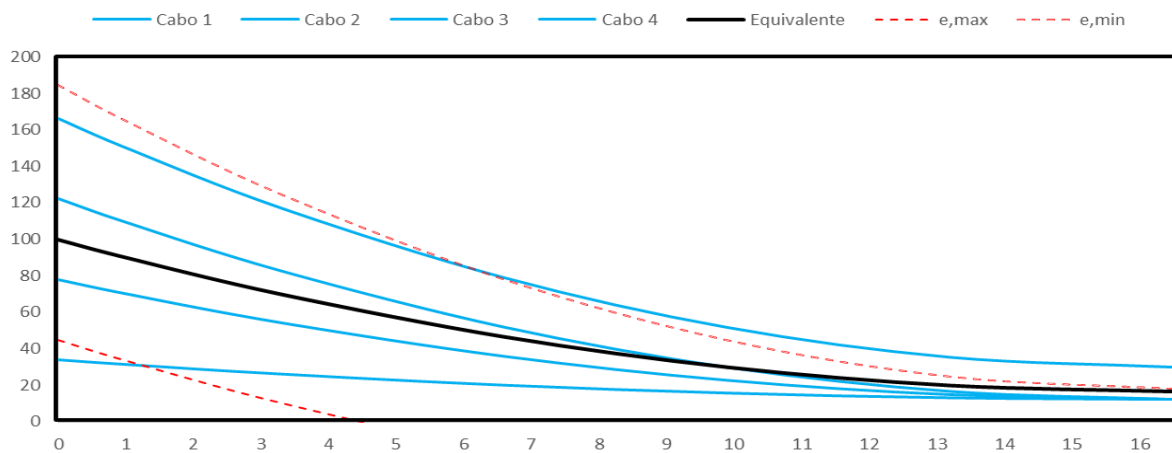
Tabela 5.42 - Traçado do cabo equivalente

Seção X (m)	S ₀ 0,00	S _A 1,00	S ₁ 3,30	S ₂ 6,60	S ₃ 9,90	S ₄ 13,20	S ₅ 16,50
y (cm)	99,77	89,99	69,83	46,52	29,85	19,84	16,50
e (cm)	43,52	53,30	73,46	96,77	113,44	123,45	126,79
N _{p,ini} (kN)	6467	6469	6479	6491	6499	6504	6506
V _{p,ini} (kN)	633	614	524	394	263	132	0
N _{p,ato} (kN)	6084	6086	6096	6107	6115	6120	6121
N _{p,∞} (kN)	5218	5220	5228	5238	5245	5249	5250

Fonte: Autor

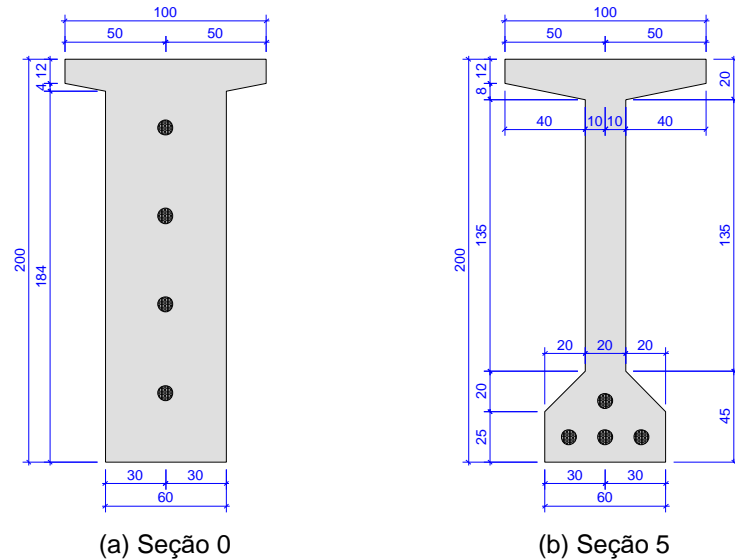
A Figura 5.19 apresenta o traçado dos cabos, onde as linhas em azul correspondem aos cabos de protensão, as linhas tracejadas em vermelho representam o fuso limite do dimensionamento e a linha em preto representa o cabo equivalente. Em seguida, Figura 5.20, é representado a posição dos cabos nas seções transversais S₀ (seção de apoio) e S₅ (seção no meio do vão).

Figura 5.19 – Traçado dos cabos com fuso limite



Fonte: Autor

Figura 5.20 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD



Fonte: Autor

Na Tabela 5.43 é apresentada uma relação entre os esforços de tensão solicitante por tensão resistente efetiva em cada seção da viga para cada verificação. Com a relação proposta na tabela, quando se tem valores iguais a 1 a tensão solicitante é igual a tensão resistente efetiva, indicando que está se usando toda a capacidade resistente da seção. Nas situações em que a relação é menor que 1 a condição de segurança é satisfeita e, ainda, quanto menor a relação menor é utilização da capacidade resistente da seção; indicando que ainda é possível aumentar a eficiência da seção reduzindo-a.

Tabela 5.43 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva

Verificação		S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
		0	1,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50
I (-)	σ_S/σ_R	0,18	0,17	0,17	0,16	0,16	0,15	0,15
II (+)	σ_S/σ_R	-0,15	-0,18	-0,25	-0,33	-0,38	-0,42	-0,43
III (-)	σ_S/σ_R	0,02	0,02	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05
III' (-)	σ_S/σ_R	0,03	0,03	0,05	0,06	0,07	0,08	0,08
IV (+)	$1 - \sigma_S $	0,03	0,54	0,61	0,74	0,86	0,95	0,99
V (+)	σ_S/σ_R	-0,94	-0,77	-0,43	-0,04	0,24	0,41	0,46

(+) indica verificação tração (-) indica verificação da compressão

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.43 observa-se uma grande folga na utilização da capacidade resistente à compressão com a seção utilizada. Com isso, demonstra-se que é possível reduzir a seção com aumento da força de protensão, acrescentando significativamente a eficiência da seção utilizando o CUAD.

5.5.2.3 Perdas totais de protensão

A Tabela 5.44 apresenta um resumo das perdas totais de protensão imediatas e progressivas.

Tabela 5.44 - Perdas totais de protensão calculadas

P_{ini} (kN)	6506,02
ΔP_{imed}	5,92%
P_{ATO} (kN)	6121,10
$\Delta P_{prog.}$	14,23%
P_{∞} (kN)	5250,00

Fonte: Autor

5.5.2.4 Verificação à flexão

A Tabela 5.45 apresenta os valores das deformações calculadas no ELU para a seção adotada.

Tabela 5.45 - Deformações no ELU

ϵ_{p1d} (‰)	ϵ_{pd} (‰)	ϵ_{cd} (‰)
10,00	15,19	0,26

Fonte: Autor

A Tabela 5.46, apresenta os valores calculados para o momento fletor último (M_{ud}), o momento fletor máximo solicitante (M_{sd}) e o valor da relação M_{sd}/M_{ud} .

Tabela 5.46 - Momentos resistente e solicitantes no ELU

M_{ud} (kN·m)	M_{sd} (kN·m)	M_{sd}/M_{ud}
16.501,6	15.435,0	0,94

Fonte: Autor

Como apresentado na Tabela 5.46, $M_{ud} > M_{sd}$, o que confirma condição de segurança. Vale destacar que neste exemplo foi possível eliminar toda armadura passiva de flexão.

5.5.2.5 Verificação ao cisalhamento

5.5.2.5.1 Força cortante

A Tabela 5.47 apresenta um resumo da verificação à força cortante, onde V_{Rd} é a somatória de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$, $V_{Rd,total}$ é o maior valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$ e V_{sd} é a força cortante máxima solicitante.

Tabela 5.47 - Verificação de força cortante

$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,f}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$V_{Rd,total}$ (kN)	V_{sd} (kN)	$V_{sd}/V_{Rd,total}$
2230,88	8863,81	11094,69	22082,49	11094,69	1411,32	0,13

Fonte: Autor

Com a análise da verificação à força cortante apresentada na Tabela 5.47, pode-se observar que o CUAD com fibras resiste totalmente à solicitação de força cortante na viga, tornando possível eliminar a armadura passiva de cisalhamento para este exemplo.

5.5.2.5.2 Torção

A Tabela 5.48 apresenta um resumo da verificação ao cisalhamento devido à torção.

Tabela 5.48 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção

$V_{Sd,máx}$ (kN)	1411,32
T_{Sd} (kN·m)	19,00
$V_{Rd,total}$ (kN)	11094,69
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	4036,24
$V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,total}$	0,13

Fonte: Autor

Com os resultados apresentados na Tabela 5.48 verifica-se que com a utilização do CUAD foi possível eliminar completamente a armadura passiva de cisalhamento.

5.5.2.6 Flecha

Na Tabela 5.49 é apresentado um resumo da verificação dos deslocamentos estimados na viga protendida em CUAD no ELS-DEF.

Tabela 5.49 - Resumo de deslocamento estimado na longarina

	a_i (cm)	$a_{\Delta P}$ (cm)	a_p (cm)	a_{0g} (cm)	a_{0q} (cm)	a_0 (cm)	a_{∞} (cm)
Flecha	-1,88	0,24	-3,41	2,26	1,57	2,73	-1,15
Contraflecha Limite ($l/300$)	-11,00	-	-	-	-	-	-
Flecha Limite ($l/300$)	-	-	-	-	-	-	11,00
Relação	0,17	-	-	-	-	-	-0,10

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.49, nota-se que a viga em CUAD calculada não apresenta problemas quanto à flecha, não tendo ultrapassados os valores limites para flechas ou contraflechas.

5.6 CASOS (B)

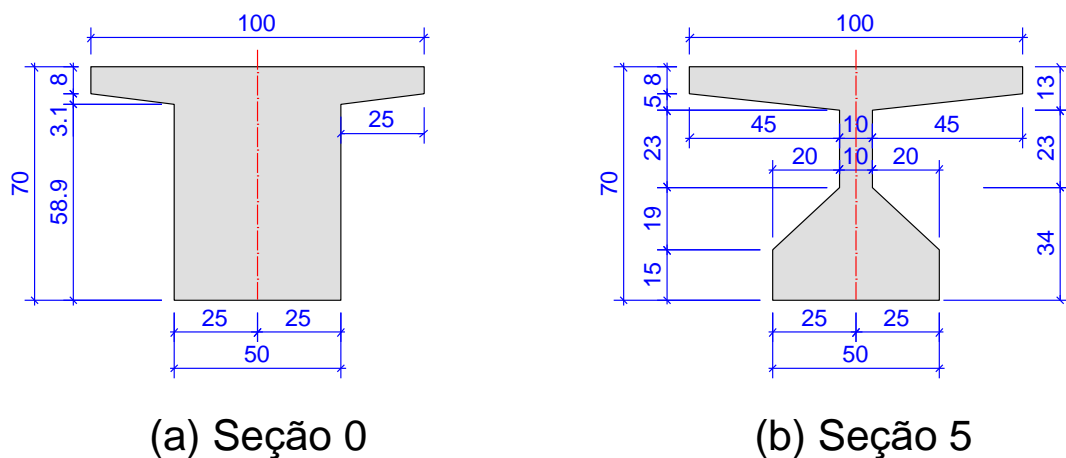
Neste item serão feitos os dimensionamentos das vigas em CUAD protendidas, considerando os mesmos comprimentos dos vãos adotados nos Casos (A) e mesmas ações permanentes e variáveis, porém com redução das seções tanto quanto possível, buscando explorar ao máximo as propriedades do CUAD e, assim, dimensionar elementos consideravelmente mais esbeltos e conseqüentemente mais leves. Para todos os exemplos será adotado o aço CP 210 com protensão completa. Serão dimensionadas vigas para os tabuleiros de comprimentos nominais de 20 m e 35 m.

5.6.1 Tabuleiro 14,10x20 m

5.6.1.1 Características geométricas e esforços solicitantes

Neste exemplo, assim como no Caso A, a longarina isostática possui vão teórico (l) de 18 m e comprimento total de 19 m. A viga em estudo também terá seção composta por pré-viga em CUAD, com altura definida a seguir, e mesa colaborante de 20 cm de espessura em concreto C35 moldada no local. A ilustração das seções S_0 e S_5 são apresentadas na Figura 5.21 seguida dos valores das propriedades geométricas apresentados na Tabela 5.50.

Figura 5.21 - Seções transversais das vigas pré-moldadas



Fonte: Autor

Tabela 5.50 - Propriedades geométricas da seção S_5

Seção	Inicial	Final	Equivalente
A_c (cm ²)	2.625,00	9.105,00	6.918,65
W_{inf} (cm ³)	44.230,08	77.662,22	74.445,91
W_{sup} (cm ³)	50.772,09	236.071,22	181.685,40
y_{inf} (cm)	37,41	67,72	63,84
y_{sup} (cm)	32,59	22,28	26,16
y_{cg} (cm)	37,41	67,72	63,84
I_c (cm ⁴)	1.654.654,23	5.259.379,85	4.752.703,23
K_{inf} (cm)	19,34	25,93	26,26
K_{sup} (cm)	16,85	8,53	10,76
H (cm)	70,00	90,00	90,00
r	0,52	0,38	0,41

Fonte: Autor

A Tabela 5.51 Tabela 5.37 apresenta os valores característicos dos momentos flettores solicitantes na viga, em kN·cm.

Tabela 5.51 – Momentos solicitantes característicos na viga

Seção	S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
x (m)	0,00	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
M_{gk} (kN·cm)	0,0	37.043	63.540	112.960	148.260	169.440	176.500
M_{qk} (kN·cm)	0,0	42.710	73.260	130.240	170.940	195.360	203.500

Fonte: Autor

5.6.1.2 Dimensionamento

No dimensionamento da longarina em CUAD protendido, para efeitos de comparação, assim como no trabalho de Migliore (2018), o sistema adotado foi o de pós-tração com aderência posterior; executado em apenas uma etapa e com

ancoragem ativa em ambas as extremidades da viga com a protensão aplicada aos 28 dias.

A Tabela 5.52 e a Tabela 5.53 apresentam os valores das tensões superiores e inferiores nas seções da viga.

Tabela 5.52 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,135	-0,232	-0,412	-0,541	-0,618	-0,644
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,048	-0,082	-0,146	-0,192	-0,220	-0,229
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,498	0,854	1,517	1,992	2,276	2,371
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,156	-0,267	-0,475	-0,623	-0,712	-0,742
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,055	-0,095	-0,169	-0,222	-0,253	-0,264
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,574	0,984	1,749	2,296	2,624	2,734

Fonte: Autor

Tabela 5.53 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,730	-1,251	-2,225	-2,920	-3,337	-3,476
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,838	1,437	2,554	3,352	3,831	3,990
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,841	-1,443	-2,565	-3,367	-3,848	-4,008
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,966	1,656	2,945	3,865	4,417	4,601

Fonte: Autor

A Tabela 5.54 apresenta as forças de protensão adotadas para cada período.

Tabela 5.54 - Forças de protensão

P_{ini} (kN)	P_{ATO} (kN)	P_{∞} (kN)
6759	5889	4860

Fonte: Autor

A Tabela 5.55 apresenta os arranjos de cabos adotados, a área de cada cabo e os esforços neles aplicados em cada período.

Tabela 5.55 - Características da armadura ativa para protensão completa e limitada

Aço	quant. Cabos	Arranjo	A_p (cm ² /cabo)	P_{ini} (kN/cabo)	P_{ato} (kN/cabo)	P_{∞} (kN/cabo)
CP-210 RB	4	8 Φ 15,2	11,44	1689,74	1472,234	1215

Fonte: Autor

Com o traçado de todos os cabos da viga protendida definidos, foi calculado um cabo equivalente para auxiliar nas verificações seguintes, com características apresentadas na Tabela 5.56.

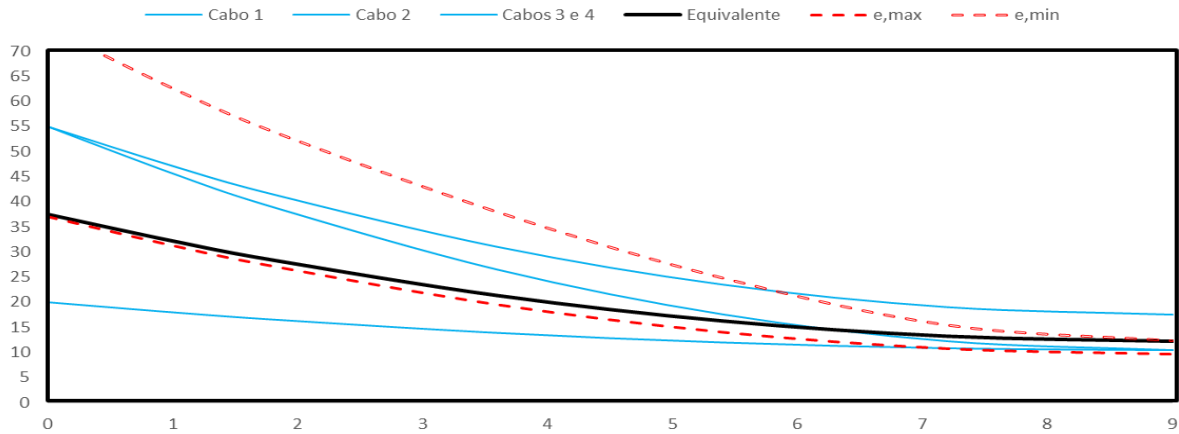
Tabela 5.56 - Traçado do cabo equivalente

Seção X (m)	S_0 0,00	S_A 1,00	S_1 1,80	S_2 3,60	S_3 5,40	S_4 7,20	S_5 9,00
y (cm)	37,47	32,18	28,40	21,34	16,29	13,26	12,25
e (cm)	26,37	31,66	35,45	42,51	47,55	50,58	51,59
$N_{p,ini}$ (kN)	6746	6747	6749	6754	6757	6758	6759
$V_{p,ini}$ (kN)	357	336	303	227	152	76	0
$N_{p,ato}$ (kN)	5877	5879	5881	5884	5887	5888	5889
$N_{p,\infty}$ (kN)	4851	4852	4853	4856	4858	4860	4860

Fonte: Autor

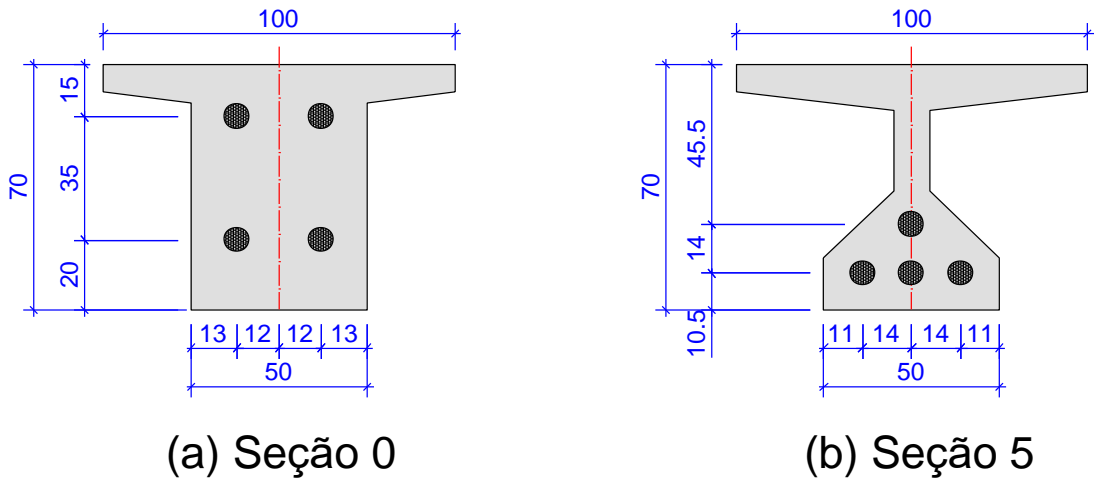
A Figura 5.22 apresenta o traçado dos cabos, em que as linhas em azul correspondem aos cabos de protensão, as linhas tracejadas em vermelho representam o fuso limite do dimensionamento e a linha em preto representa o cabo equivalente. Em seguida, na Figura 5.23 é representado a posição dos cabos nas seções transversais S_0 (seção de apoio) e S_5 (seção meio no vão).

Figura 5.22 – Traçado dos cabos com fuso limite



Fonte: Autor

Figura 5.23 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD



(a) Seção 0

(b) Seção 5

Fonte: Autor

Na Tabela 5.57 é apresentada uma relação entre os esforços de tensão solicitante por tensão resistente efetiva em cada seção da viga para cada verificação. Com a relação proposta na tabela, quando se tem valores iguais a 1 a tensão solicitante é igual a tensão resistente efetiva, indicando que está se usando toda a capacidade resistente da seção. Nas situações em que a relação é menor que 1 a condição de segurança é satisfeita e, ainda, quanto menor a relação menor é utilização da capacidade resistente da seção; indicando que ainda é possível aumentar a eficiência da seção reduzindo-a.

Tabela 5.57 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva

Verificação		S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
		0	1,00	1,80	3,60	5,40	7,20	9,00
I (-)	σ_S/σ_R	0,60	0,60	0,59	0,58	0,58	0,58	0,57
II (+)	σ_S/σ_R	0,93	0,87	0,83	0,76	0,71	0,68	0,66
III (-)	σ_S/σ_R	0,00	0,01	0,02	0,04	0,06	0,06	0,07
III' (-)	σ_S/σ_R	0,05	0,06	0,06	0,07	0,08	0,08	0,08
IV (+)	$1 - \sigma_S $	-1,42	0,34	0,38	0,48	0,60	0,71	0,75
V (+)	σ_S/σ_R	-2,33	-1,63	-1,13	-0,20	0,46	0,86	0,99

(+) indica verificação tração (-) indica verificação da compressão

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.57 observa-se que foi possível atingir valores próximos a 1 em verificações de tração e de compressão, demonstrando que a seção foi bem explorada.

5.6.1.3 Perdas totais de protensão

A Tabela 5.58 apresenta um resumo das perdas totais de protensão imediatas e progressivas.

Tabela 5.58 - Perdas totais de protensão calculadas

P_{ini} (kN)	6758,9
ΔP_{imed}	12,87%
P_{ATO} (kN)	5888,9
$\Delta P_{prog.}$	17,47%
P_{∞} (kN)	4860,0

Fonte: Autor

5.6.1.4 Verificação à flexão

A Tabela 5.59 apresenta os valores das deformações calculadas no ELU para a seção adotada.

Tabela 5.59 - Deformações no ELU

ϵ_{p1d} (‰)	ϵ_{pd} (‰)	ϵ_{cd} (‰)
10,00	15,40	0,73

Fonte: Autor

A Tabela 5.60 apresenta os valores calculados para o momento fletor último (M_{ud}), momento fletor máximo solicitante (M_{sd}) e o valor da relação M_{sd}/M_{ud} .

Tabela 5.60 - Momentos resistente e solicitando no ELU

M_{ud} (kN·m)	M_{sd} (kN·m)	M_{sd}/M_{ud}
5.855,27	5.320,00	0,91

Fonte: Autor

Como apresentado na Tabela 5.60, $M_{ud} > M_{sd}$, o que confirma condição de segurança, sem necessidade de armadura passiva de flexão.

5.6.1.5 Verificação ao cisalhamento

5.6.1.5.1 Força cortante

A Tabela 5.61 apresenta um resumo da verificação à força cortante, onde V_{Rd} é a somatória de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$, $V_{Rd,total}$ é o maior valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$ e V_{sd} é a força cortante solicitante máxima.

Tabela 5.61 - Verificação de força cortante

$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,f}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$V_{Rd,total}$ (kN)	V_{sd} (kN)	$V_{sd}/V_{Rd,total}$
997,74	3807,41	4805,15	9485,43	4805,15	951,14	0,20

Fonte: Autor

Com a análise da verificação à força cortante, apresentada na Tabela 5.61, pode-se observar que o CUAD com fibras resiste totalmente à solicitação cortante na viga sem necessidade de armadura passiva de cisalhamento.

5.6.1.5.2 Torção

A Tabela 5.62 apresenta um resumo da verificação ao cisalhamento devido à torção.

Tabela 5.62 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção

$V_{Sd,máx}$ (kN)	951,14
T_{Sd} (kN·m)	19,00
$V_{Rd,total}$ (kN)	4805,15
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	1393,54
$V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,total}$	0,21

Fonte: Autor

Como os resultados apresentados na Tabela 5.62 verifica-se que com a utilização do CUAD foi possível eliminar completamente a armadura passiva de cisalhamento.

5.6.1.6 Flecha

Na Tabela 5.63 é apresentado um resumo da verificação dos deslocamentos estimados na viga protendida em CUAD no ELS-DEF.

Tabela 5.63 - Resumo de deslocamento estimado na longarina

	a_i (cm)	$a_{\Delta P}$ (cm)	a_p (cm)	a_{0g} (cm)	a_{0q} (cm)	a_0 (cm)	a_{∞} (cm)
Flecha	-4,97	0,37	-6,06	2,51	2,89	3,37	-4,86
Contraflecha Limite ($l/300$)	-6,00	-	-	-	-	-	-
Flecha Limite ($l/300$)	-	-	-	-	-	-	6,00
Relação	0,83	-	-	-	-	-	-0,81

Fonte: Autor

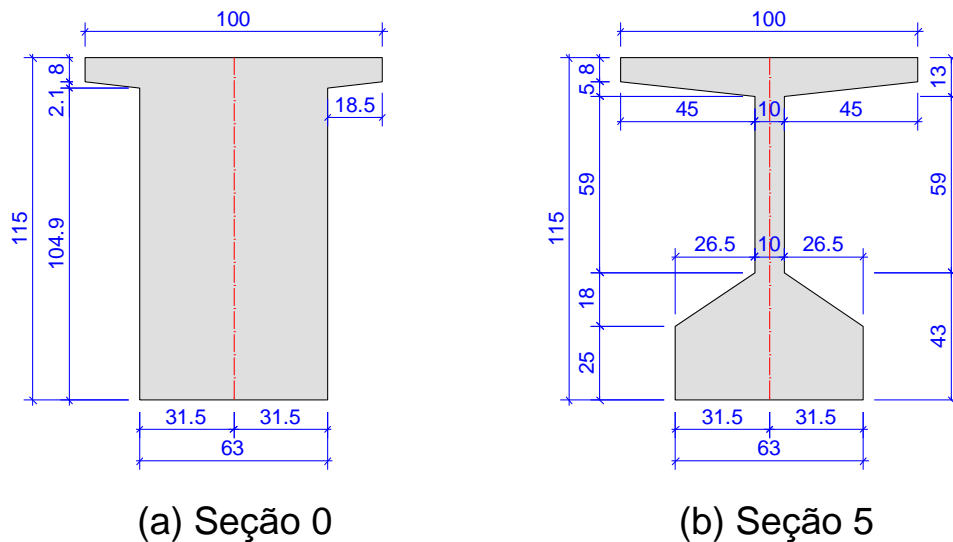
Analisando a Tabela 5.63, nota-se que a viga em CUAD calculada não apresenta problemas quanto à flecha, não tendo ultrapassando os valores limites para flechas ou contraflechas.

5.6.2 Tabuleiro 14,10x35 m

5.6.2.1 Características geométricas e esforços solicitantes

Neste exemplo, assim como no Caso (A), a longarina isostática possui vão teórico (l) de 33 m e comprimento total de 34 m. A viga em estudo também tem seção composta por pré-viga em CUAD com altura definida a seguir e mesa colaborante de 20 cm de espessura em concreto C35 moldada no local. A ilustração das seções S_0 e S_5 é apresentada na Figura 5.24, seguida dos valores das propriedades geométricas apresentados na Tabela 5.64.

Figura 5.24 - Seções transversais das vigas pré-moldadas



Fonte: Autor

Tabela 5.64 - Propriedades geométricas da seção S_5

Seção	Inicial	Final	Equivalente
A_c (cm ²)	3.897,00	10.377,00	8.190,65
W_{inf} (cm ³)	131.918,79	206.629,42	199.334,83
W_{sup} (cm ³)	107.375,09	535.971,28	399.713,73
y_{inf} (cm)	51,60	97,44	90,08
y_{sup} (cm)	63,40	37,56	44,92
y_{cg} (cm)	51,60	97,44	90,08
I_c (cm ⁴)	6.807.324,40	20.133.166,89	17.955.768,15
K_{inf} (cm)	27,55	51,65	48,80
K_{sup} (cm)	33,85	19,91	24,34
H (cm)	115,00	135,00	135,00
r	0,53	0,53	0,54

Fonte: Autor

A Tabela 5.65 Tabela 5.37 apresenta os valores característicos dos momentos flettores solicitantes na viga, em kN·cm.

Tabela 5.65 – Momentos solicitantes característicos na viga

Seção	S_0	S_A	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
x (m)	0,00	1,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50
M_{gk} (kN·cm)	0,0	76.506	234.324	416.576	546.756	624.864	650.900
M_{qk} (kN·cm)	0,0	53.081	162.576	289.024	379.344	433.536	451.600

Fonte: Autor

5.6.2.2 Dimensionamento

No dimensionamento da longarina em CUAD protendido, para efeitos de comparação, assim como no trabalho de Migliore (2018), o sistema adotado foi o de pós-tração com aderência posterior; executado em apenas uma etapa e com

ancoragem ativa em ambas as extremidades da viga com a protensão aplicada aos 28 dias.

A Tabela 5.66 e a Tabela 5.67 apresentam os valores das tensões superiores e inferiores nas seções da viga.

Tabela 5.66 - Tensões para o tempo infinito (Seção Composta).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,127	-0,388	-0,691	-0,906	-1,036	-1,079
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,106	-0,325	-0,578	-0,759	-0,867	-0,903
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,384	1,176	2,090	2,743	3,135	3,265
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,sup}$	kN/cm ²	0,000	-0,088	-0,270	-0,479	-0,629	-0,719	-0,749
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,074	-0,226	-0,401	-0,527	-0,602	-0,627
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,266	0,816	1,450	1,903	2,175	2,266

Fonte: Autor

Tabela 5.67 - Tensões sem carregamento (Seção Inicial).

Seção		S ₀	S _A	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{gk}</i>								
$\sigma_{gk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,713	-2,182	-3,880	-5,092	-5,819	-6,062
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,580	1,776	3,158	4,145	4,737	4,934
<i>Tensões (inferior e superior) devido a P_{qk}</i>								
$\sigma_{qk,CUAD}$	kN/cm ²	0,000	-0,494	-1,514	-2,692	-3,533	-4,038	-4,206
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	0,402	1,232	2,191	2,876	3,286	3,423

Fonte: Autor

A Tabela 5.68 apresenta as forças de protensão adotadas para cada período.

Tabela 5.68 - Forças de protensão

P_{ini} (kN)	P_{ATO} (kN)	P_{∞} (kN)
11854	10791	9200

Fonte: Autor

A Tabela 5.69 apresenta os arranjos de cabos adotados, a área de cada cabo e os esforços neles aplicados em cada período.

Tabela 5.69 - Características da armadura ativa com protensão completa

Aço	quant. Cabos	Arranjo	A_p (cm ² /cabo)	P_{ini} (kN/cabo)	P_{ato} (kN/cabo)	P_{∞} (kN/cabo)
CP-210 RB	7	8 Φ 15,2	11,44	1693,4	1541,5	1314,3

Fonte: Autor

Com o traçado de todos os cabos da viga protendida definidos, foi calculado um cabo equivalente para auxiliar nas verificações seguintes, com características apresentadas na Tabela 5.70.

Tabela 5.70 - Traçado do cabo equivalente

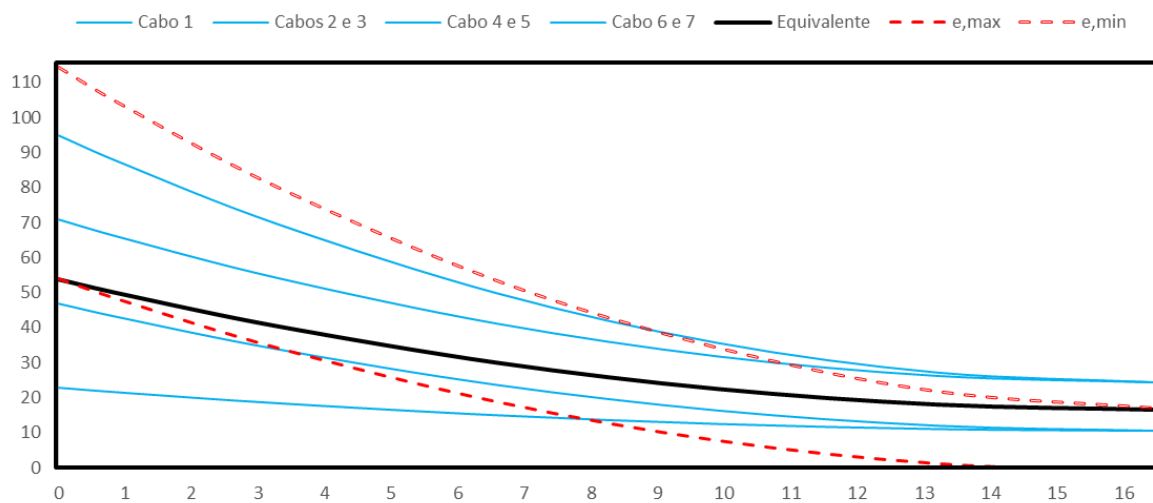
Seção	S_0	S_A	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
X (m)	0,00	1,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50
y (cm)	53,83	49,45	40,40	29,94	22,48	17,99	16,50
e (cm)	36,25	40,63	49,68	60,13	67,60	72,08	73,58
$N_{p,ini}$ (kN)	11839	11840	11844	11848	11851	11853	11854
$V_{p,ini}$ (kN)	520	503	429	322	215	107	0
$N_{p,ato}$ (kN)	10777	10778	10782	10786	10788	10790	10791
$N_{p,\infty}$ (kN)	9189	9190	9192	9196	9198	9200	9200

Fonte: Autor

A Figura 5.25 apresenta o traçado dos cabos, onde as linhas em azul correspondem aos cabos de protensão, as linhas tracejadas em vermelho representam o fuso limite do dimensionamento e a linha em preto representa o cabo equivalente. Em seguida, na

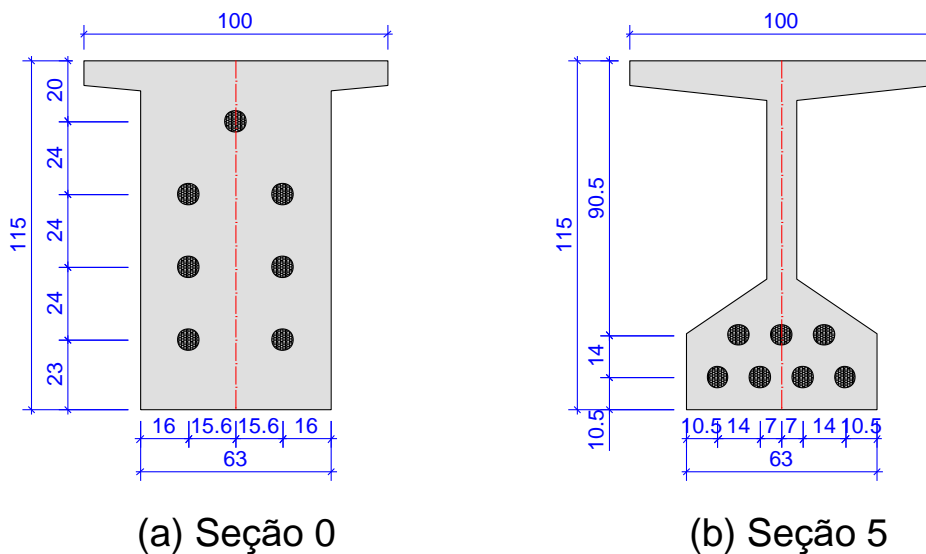
Figura 5.26 é representado a posição dos cabos nas seções transversais S_0 (seção de apoio) e S_5 (seção meio no vão).

Figura 5.25 – Traçado dos cabos com fuso limite



Fonte: Autor

Figura 5.26 - Posição dos cabos nas seções transversais da viga protendida em CUAD



(a) Seção 0

(b) Seção 5

Fonte: Autor

Na Tabela 5.71 é apresentada uma relação entre os esforços de tensão solicitante por tensão resistente efetiva em cada seção da viga para cada verificação. Com a relação proposta na tabela, quando se tem valores iguais a 1 a tensão solicitante é igual a tensão resistente efetiva, indicando que está se usando toda a capacidade resistente da seção. Nas situações em que a relação é menor que 1 a condição de segurança é satisfeita e, ainda, quanto menor a relação menor é

utilização da capacidade resistente da seção; indicando que ainda é possível aumentar a eficiência da seção reduzindo-a.

Tabela 5.71 - Relação entre esforço de tensão solicitante por tensão resistente efetiva

Verificação		S₀	S_A	S₁	S₂	S₃	S₄	S₅
		0	1,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50
I (-)	σ_S/σ_R	0,60	0,58	0,55	0,50	0,47	0,46	0,45
II (+)	σ_S/σ_R	1,00	0,76	0,27	-0,29	-0,69	-0,93	-1,01
III (-)	σ_S/σ_R	0,03	0,04	0,06	0,09	0,11	0,12	0,12
III' (-)	σ_S/σ_R	0,06	0,07	0,10	0,13	0,15	0,16	0,16
IV (+)	$1 - \sigma_S $	-1,79	0,29	0,35	0,48	0,65	0,81	0,89
V (+)	σ_S/σ_R	-2,69	-2,25	-1,37	-0,34	0,39	0,83	0,97

(+) indica verificação tração (-) indica verificação da compressão

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.71 observa-se que foi possível atingir valores próximos a 1 em verificações de tração e de compressão, principalmente na verificação II de tração que verifica tração excessiva na borda superior durante protensão, em que se obteve valor igual a 1 na seção de apoio; o que demonstra que foi aproveitado o máximo da seção.

5.6.2.3 Perdas totais de protensão

Tabela 5.72 apresenta um resumo das perdas totais de protensão imediatas e progressivas.

Tabela 5.72 - Perdas totais de protensão calculadas

P_{ini} (kN)	11853,6
ΔP_{imed}	8,64%
P_{ATO} (kN)	10829,4
$\Delta P_{prog.}$	14,57%
P_{∞} (kN)	9251,3

Fonte: Autor

5.6.2.4 Verificação à flexão

A Tabela 5.73 apresenta os valores das deformações calculadas no ELU para a seção adotada.

Tabela 5.73 - Deformações no ELU

ϵ_{p1d} (‰)	ϵ_{pd} (‰)	ϵ_{cd} (‰)
10,00	15,90	0,85

Fonte: Autor

A Tabela 5.74 apresenta os valores calculados para o momento fletor último (M_{ud}), momento fletor máximo solicitante (M_{sd}) e o valor da relação M_{sd}/M_{ud} .

Tabela 5.74 - Momentos resistente e solicitando no ELU

M_{ud} (kN·m)	M_{sd} (kN·m)	M_{sd}/M_{ud}
15.552,27	15.435,00	0,99

Fonte: Autor

Como apresentado na Tabela 5.74, $M_{ud} > M_{sd}$, o que confirma condição de segurança, sem necessidade de armadura passiva de flexão.

5.6.2.5 Verificação ao cisalhamento

5.6.2.5.1 Força cortante

A Tabela 5.75 apresenta um resumo da verificação à força cortante, onde V_{Rd} é a somatória de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$, $V_{Rd,total}$ é o maior valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$ e V_{sd} é a força cortante solicitante máxima.

Tabela 5.75 - Verificação de força cortante

$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,f}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$V_{Rd,total}$ (kN)	V_{sd} (kN)	$V_{sd}/V_{Rd,total}$
1608,68	5711,11	7319,79	14228,15	7319,79	1505,97	0,21

Fonte: Autor

Com a análise da verificação à força cortante, apresentada na Tabela 5.75, pode-se observar que o CUAD com fibras resiste totalmente à força cortante na viga sem necessidade de armadura passiva de cisalhamento.

5.6.2.5.2 Torção

A Tabela 5.76 apresenta um resumo da verificação ao cisalhamento devido à torção.

Tabela 5.76 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção

$V_{Sd,máx}$ (kN)	1505,97
T_{Sd} (kN·m)	19,00
$V_{Rd,total}$ (kN)	7319,79
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	2447,48
$V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,total}$	0,21

Fonte: Autor

Como os resultados apresentados na Tabela 5.76 verifica-se que a utilização do CUAD possibilitou eliminar completamente a armadura passiva de cisalhamento.

5.6.2.6 Flecha

Na Tabela 5.77 é apresentado um resumo da verificação dos deslocamentos estimados na viga protendida em CUAD no ELS-DEF.

Tabela 5.77 - Resumo de deslocamento estimado na longarina

	a_i (cm)	$a_{\Delta P}$ (cm)	a_p (cm)	a_{0g} (cm)	a_{0q} (cm)	a_0 (cm)	a_{∞} (cm)
Flecha	-9,05	0,74	-13,47	8,22	5,71	9,94	-6,40
Contraflecha Limite ($l/300$)	-11,00	-	-	-	-	-	-
Flecha Limite ($l/300$)	-	-	-	-	-	-	11,00
Relação	0,82	-	-	-	-	-	-0,58

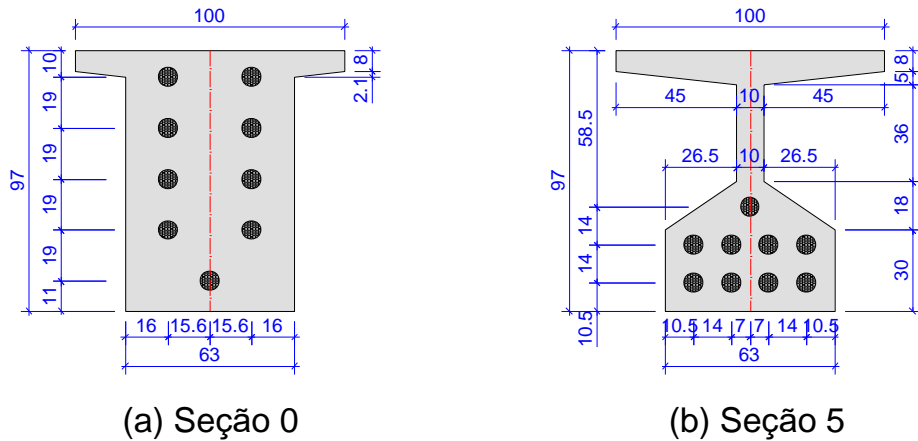
Fonte: Autor

Analisando a Tabela 5.77, nota-se que a viga em CUAD calculada não apresenta problemas quanto à flecha, não tendo ultrapassando os valores limites para flechas ou contraflechas.

5.6.2.7 Exemplo adicional

Para o tabuleiro com comprimento nominal de 20 m foi feito um dimensionamento adicional com altura reduzida, porém com limite de contraflecha ($l/300$) extrapolado. A Figura 5.27 ilustra a seção com altura mínima obtida e a Tabela 5.78 apresenta os valores das propriedades geométricas.

Figura 5.27 - Seção da viga em CUAD com altura reduzida



Fonte: Autor

Tabela 5.78 - Propriedades geométricas da seção S_5

Seção	Inicial	Final	Equivalente
A_c (cm ²)	3.897,00	10.377,00	8.190,65
W_{inf} (cm ³)	131.918,79	206.629,42	199.334,83
W_{sup} (cm ³)	107.375,09	535.971,28	399.713,73
y_{inf} (cm)	51,60	97,44	90,08
y_{sup} (cm)	63,40	37,56	44,92
y_{cg} (cm)	51,60	97,44	90,08
I_c (cm ⁴)	6.807.324,40	20.133.166,89	17.955.768,15
K_{inf} (cm)	27,55	51,65	48,80
K_{sup} (cm)	33,85	19,91	24,34
H (cm)	115,00	135,00	135,00
r	0,53	0,53	0,54

Fonte: Autor

As forças de protensão calculadas para cada período são apresentadas na Tabela 5.79.

Tabela 5.79 - Forças de protensão

P_{ini} (kN)	P_{ATO} (kN)	P_{∞} (kN)
6759	5889	4860

Fonte: Autor

O arranjo de cabos adotado, a área de cada cabo e os esforços neles aplicados estão apresentados na Tabela 5.80.

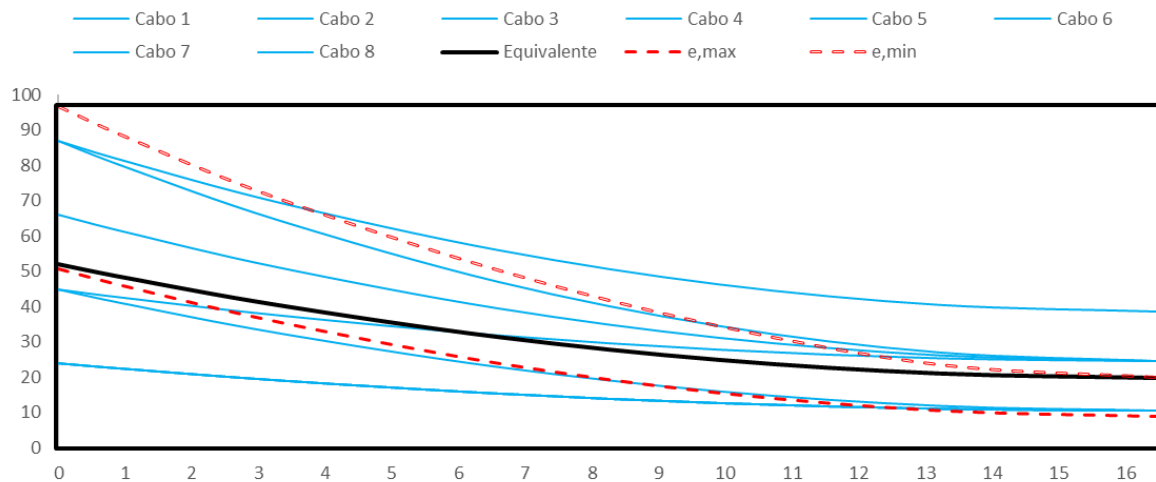
Tabela 5.80 - Características da armadura ativa com protensão completa.

Aço	quant. Cabos	Arranjo	A_p (cm ² /cabo)	P_{ini} (kN/cabo)	P_{ato} (kN/cabo)	P_{∞} (kN/cabo)
CP-210 RB	4	8 ϕ 15,2	11,44	1689,74	1472,234	1215

Fonte: Autor

A Figura 5.28 ilustra o traçado dos cabos ao longo da viga.

Figura 5.28 – Traçado dos cabos com fuso limite



Fonte: Autor

A Tabela 5.81 apresenta os valores das relações nas verificações, em que valores de relação menores ou iguais a 1 indicam que a condição de segurança é satisfeita.

Tabela 5.81 – Verificações feitas na viga

Verificação	Relação
Flexão	0,96
Cisalhamento	0,24
Contraflecha	1,49
Flecha final	0,98

Fonte: Autor

Analisando os resultados da Tabela 5.81, em termos de porcentagem, observa-se que para a flexão foi utilizado 96 % da capacidade resistente da seção. Já para o cisalhamento utilizou-se muito pouco da capacidade resistente, menos de 25 %. Para contraflecha o limite normativo foi extrapolado em quase 50% e a flecha final está próxima do limite com 98 %. Embora o limite normativo para contraflecha tenha sido extrapolado, os resultados obtidos indicam um bom aproveitamento da seção para o estado limite último.

CAPÍTULO 6 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos exemplos de dimensionamentos realizados no capítulo anterior, bem como análise comparativa entre os dimensionamentos em CUAD e em concreto convencional.

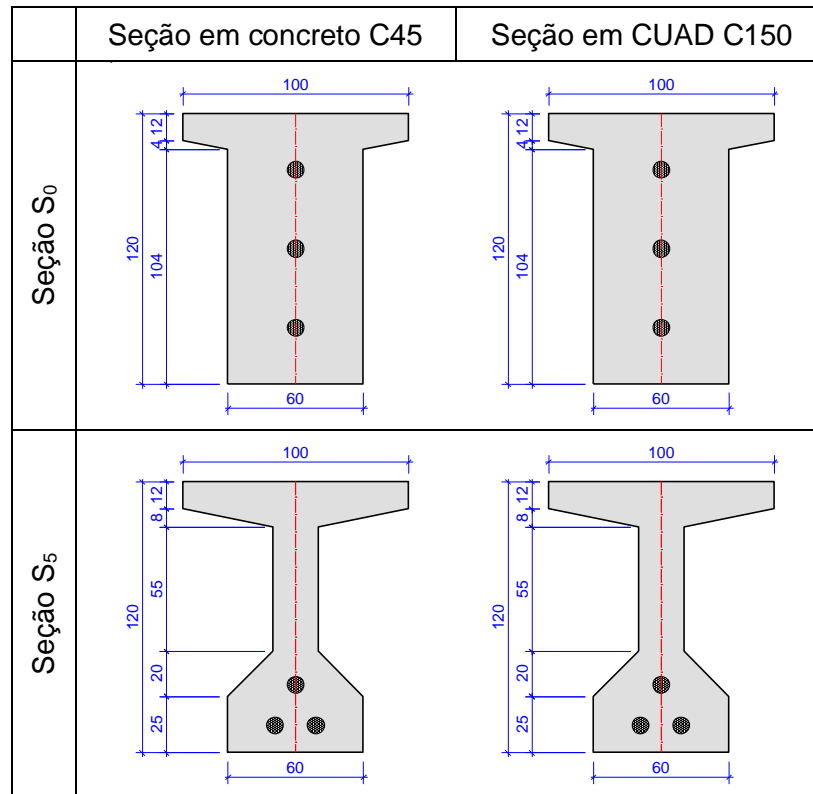
6.1 ANÁLISE COMPARATIVA DOS CASOS (A)

Para a análise comparativa dos Casos (A), feita entre as vigas dimensionadas por Migliore (2018) e as vigas dimensionadas em CUAD sem alteração de seção (item 5.5), foram comparados parâmetros físicos e mecânicos, visto que não houve alteração geométrica na seção e nem na disposição dos cabos. Os parâmetros de comparação analisados nessa seção, serão arranjo dos cabos, área de protensão adotada, perdas de protensão, momento último resistente, verificação de segurança ao cisalhamento, contraflechas e flechas.

6.1.1 Tabuleiro 14,10x20 m

A Quadro 6.1 apresenta as seções utilizadas para as vigas protendidas no trabalho de Migliore (2018) em concreto C45 e as seções adotadas no dimensionamento em CUAD C150 do Caso (A) para tabuleiro de 14,10x20 m com protensão completa (item 5.5.1). Os parâmetros analisados de comparação entre as seções estão listados na Tabela 6.1.

Quadro 6.1 - Comparativo de seções entre Concreto C45 e CUAD C150



Fonte: Autor

Tabela 6.1 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD

Parâmetros	Viga em Concreto C45	Viga em CUAD C150	C150/C45
L (m)	18,0	18,0	1,00
H (cm)	120,0	120,0	1,00
$A_c - S_5$ (m ²)	0,508	0,508	1,00
Volume (m ³)	9,14	9,14	1,00
Peso (kN)	228,6	228,6	1,00
P_∞ (kN)	3639,0	3000,0	0,82
Arranjo	3 cabos c/ 11 ϕ 12,7	3 cabos c/ 9 ϕ 12,7	-
A_p (cm ²)	33,33	27,27	0,82
ΔP_{total}	29,90%	22,34%	0,75
Flexão M_{ud} (kN·m)	6465,0	5570,5	0,86
Cisalhamento V_{Rd} (kN)	-	7020,8	-
Cisalhamento T_{Rd} (kN·m)	-	2336,8	-
Cisalhamento - Verificação*	0,24	0,14	0,59
Contraflecha (cm)	-1,40	-0,74	0,53
Flecha final (cm)	0,10	-0,62	-6,15

*critério de segurança $V_{Sd,max}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,max} \leq 1$

Fonte: Autor

Por meio dos resultados contidos na Tabela 6.1 foi possível fazer as análises descritas seguir.

Como nesse primeiro exemplo a seção adotada foi a mesma de Migliore (2018), os parâmetros geométricos permanecem iguais, acarretando o mesmo volume de concreto e conseqüentemente mesmo peso. Quanto à força de protensão, a seção em CUAD possibilitou uma redução de 18 % e conseqüentemente uma menor área de aço de protensão requerida, que permitiu reduzir 2 cordoalhas em cada cabo, o que corresponde em uma diminuição de 18 % na área de aço.

Para as perdas de protensão totais ΔP_{Total} , nota-se uma redução da ordem de 25 % com a utilização da seção em CUAD, isto se dá em função, principalmente, das características físicas e mecânicas do material, que colaborou para a redução da armadura de protensão. Quanto à flexão, a seção em CUAD apresentou momento resistente cerca de 14 % menor. Isto se deve à menor área de aço de protensão utilizada, visto que a tração na seção em CUAD no ELU é resistida unicamente pela armadura de protensão, com a eliminação total da armadura passiva de flexão e a não utilização da resistência à tração do CUAD, pois o ponto que atingiu a deformação $\varepsilon_{u,lim}$ encontrava-se na altura da mesa colaborante, em concreto C35, conforme o item 5.5.1.6.

Para o cisalhamento, utilizando o critério de segurança para comparação, constata-se uma redução de 41%, o que significa que a seção em CUAD utiliza menos da capacidade resistente da seção para resistir ao mesmo esforço solicitante. Destacando que a capacidade resistente ao cisalhamento da seção em CUAD se dá apenas pela soma de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$, sem utilização de armadura de cisalhamento.

Quanto à contraflecha, observa-se um valor 47 % menor na utilização do CUAD em função, principalmente, da menor força de protensão aplicada e da maior rigidez do CUAD em relação ao concreto convencional. Para a flecha final, tem-se um valor negativo com a utilização do CUAD, indicando que quando carregada, a viga não supera a contraflecha causada pela protensão devido ao CUAD apresentar rigidez superior ao concreto convencional.

6.1.2 Tabuleiro 14,10x35 m

A Quadro 6.2 apresenta as seções utilizadas para as vigas protendidas no trabalho de Migliore (2018) em concreto C45 e as seções adotadas no dimensionamento em CUAD C150 do Caso (A) para tabuleiro de 14,10x35 m com protensão completa. Os parâmetros analisados de comparação entre as seções estão listados na Tabela 6.2.

Quadro 6.2 - Comparativo de seções entre Concreto C45 e CUAD C150

	Seção em concreto C45	Seção em CUAD C150
Seção S_0		
Seção S_5		

Fonte: Autor

Tabela 6.2 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD

Parâmetros	Viga em Concreto C45	Viga em CUAD C150	C150/C45
L (m)	33,0	33,0	1,00
H (cm)	200,0	200,0	1,00
A _c - S ₅ (m ²)	0,668	0,668	1,00
Volume (m ³)	22,04	22,04	1,00
Peso (kN)	551,10	551,10	1,00
P [∞] (kN)	5980,0	5250,0	0,88
Arranjo	4 cabos c/ 15φ12,7	4 cabos c/ 12φ12,7	-
A _p (cm ²)	60,6	48,48	0,80
ΔP _{total}	32,04%	19,35%	0,60
Flexão M _{ud} (kN·m)	19398,0	16501,64	0,85
Cisalhamento V _{Rd} (kN)	-	11094,69	-
Cisalhamento T _{Rd} (kN·m)	-	4036,24	-
Cisalhamento - Verificação*	0,22	0,13	0,60
Contraflecha (cm)	-3,60	-1,88	0,52
Flecha final (cm)	0,80	-1,15	-1,44

*critério de segurança $V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,máx} \leq 1$

Fonte: Autor

Por meio dos resultados contidos na Tabela 6.2 foi possível fazer as análises descritas seguir.

Para este exemplo, assim como no anterior, os parâmetros geométricos permanecem iguais. Desta forma, a área, o volume e peso permanecem iguais tanto para o CUAD quanto para o concreto C45.

A seção em CUAD possibilitou uma redução de 12% na força de protensão e consequentemente uma redução de 20 % para a área de protensão requerida. Deste modo, 12 cordoalhas por cabo foram utilizadas para o CUAD, enquanto para o concreto convencional foram necessárias 15, o que representa uma economia de 3 cordoalhas por cabo. Na comparação de perdas de protensão, assim como no exemplo anterior, utilizando o CUAD foi possível uma redução de 40%, o que contribuiu para redução na quantidade de cordoalhas por cabo.

Na flexão, para este exemplo, constata-se na seção em CUAD o M_{ud} 15% menor, devido à menor área de armadura ativa, uma vez que a tração na seção em CUAD no ELU é resistida unicamente pela armadura ativa, pois a resistência à tração do CUAD não chegou a ser explorada com a deformação $\varepsilon_{u,lim}$ estando na altura da

mesa colaborante do tabuleiro. Para a verificação de segurança ao cisalhamento, na seção em CUAD foi constatado o valor de 0,13 para a relação, enquanto que para o concreto C45 foi de 0,22, o que demonstra maior capacidade resistente à força cortante e à torção para o CUAD, mesmo sem a utilização de armadura adicional de cisalhamento, sendo resistido apenas pela soma das parcelas $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$.

Analisando a contraflecha, na viga em CUAD tem-se um valor 48 % menor, por consequência da menor força de protensão aplicada e também pela maior rigidez do material. Para a flecha final, tem-se um valor negativo com a utilização do CUAD, indicando que quando carregada, a viga não supera a contraflecha causada pela protensão devido ao CUAD apresentar rigidez superior ao concreto convencional.

6.2 ANÁLISE COMPARATIVA DOS CASOS (B)

Neste item, é feito uma comparação entre as vigas protendidas dimensionadas por Migliore (2018) e as vigas protendidas em CUAD com seções reduzidas dimensionadas no item 5.6. A análise comparativa será realizada por meio de parâmetros geométricos, físicos e mecânicos sendo, altura da seção, área, volume de concreto, peso da viga, arranjo dos cabos, área de protensão adotada, perdas de protensão, momento último resistente, verificação de segurança ao cisalhamento, contraflechas e flechas.

6.2.1 Tabuleiro 14,10x20 m

A Quadro 6.3 apresenta as seções utilizadas para as vigas protendidas no trabalho de Migliore (2018) em concreto C45 e as seções adotadas no dimensionamento em CUAD C150 do Caso (B) para tabuleiro de 14,10x20 m com protensão completa (item 5.6.1). Os parâmetros analisados de comparação entre as seções estão listados na Tabela 6.3.

Quadro 6.3 - Comparativo de seções entre Concreto C45 e CUAD C150

	Seção em concreto C45	Seção em CUAD C150
Seção S_0		
Seção S_5		

Fonte: Autor

Tabela 6.3 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD

Parâmetros	Viga em Concreto C45	Viga em CUAD C150	C150/C45
L (m)	18,0	18,0	1,00
H (cm)	120,0	70,0	0,58
$A_c - S_5$ (m ²)	0,508	0,263	0,52
Volume (m ³)	9,14	4,73	0,52
Peso (kN)	228,60	118,13	0,52
P_∞ (kN)	3639,0	4860,0	1,34
Arranjo	3 cabos c/ 11 ϕ 12,7	4 cabos c/ 8 ϕ 15,2	-
A_p (cm ²)	33,33	45,76	1,37
ΔP_{total}	29,90%	28,10%	0,94
Flexão M_{ud} (kN·m)	6465,0	5855,3	0,91
Cisalhamento V_{Rd} (kN)	-	4805,1	-
Cisalhamento T_{Rd} (kN·m)	-	1393,5	-
Cisalhamento - Verificação*	0,24	0,21	0,88
Contraflecha (cm)	-1,40	-4,97	3,55
Flecha final (cm)	0,10	-4,86	-48,63

*critério de segurança $V_{Sd,max}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,max} \leq 1$

Fonte: Autor

Por meio dos resultados contidos na Tabela 6.1 foi possível fazer as análises descritas seguir.

Com a utilização do CUAD foi possível reduzir a altura da seção da viga em 42 % em relação viga dimensionada em concreto C45, ficando a viga em CUAD com altura de 70 cm. Além da altura da viga, foram reduzidas também espessura do flange superior e da alma, além de redução da espessura e da largura da flange inferior (Quadro 6.3). Com isso, teve-se um decréscimo na área da seção na razão de 48 % e conseqüentemente nessa mesma proporção, redução de volume e peso total da viga. A redução considerável da altura da seção conseqüentemente acarretou valor menor de excentricidade dos cabos de protensão, o que leva à necessidade de maior força de protensão para resistir aos mesmos carregamentos. Contudo, a força de Protensão foi acrescida para a seção em CUAD em 34 %, com arranjo de 4 cabos com 8 cordoalhas de $\Phi 15,2$ mm cada, enquanto em C45 o arranjo adotado foi de 3 cabos com 11 cordoalhas de $\Phi 12,7$ mm cada, o que resulta em uma área de armadura de protensão 37 % maior para a viga em CUAD.

Quanto à perda total de protensão para este exemplo, verificam-se valores muito próximos, apenas 5 % a menos para a viga em CUAD. Esse aumento de perda de protensão se comparado ao exemplo em CUAD desse mesmo vão no Caso (A), ocorreu devido ao aumento significativo de tensão normal no concreto pela menor área da seção transversal e maior força de protensão aplicada, o que acarretou aumento de perdas de protensão principalmente por deformação no concreto pela aplicação sucessiva de protensão e pela fluência.

Observando os valores de momento fletor resistente para as duas vigas, constata-se valor menor em 9 % para a viga em CUAD, porém, ainda satisfazendo à condição de segurança $M_{ud} \geq M_{sd}$, conforme apresentado no item 5.6.1.4. O menor valor observado, se dá pela condição de menor altura da seção, que apesar da maior área de armadura ativa, possui excentricidade relativamente menor. Para este exemplo, assim como nos anteriores, para tração foi considerado apenas a armadura de protensão, adicionando nenhuma armadura passiva de flexão e nem tendo colaboração da capacidade resistente à tração do CUAD, pelo fato da deformação $\varepsilon_{u,lim}$ estar situada ainda na altura da mesa colaborante, moldada no local em concreto convencional.

Para os valores de verificação de segurança ao cisalhamento, tem-se 0,21 para o CUAD e 0,24 para o concreto convencional, o que indica que a seção em CUAD com capacidade resistente ao cisalhamento fornecida apenas pelas parcelas do concreto e das fibras ($V_{Rd,c} + V_{Rd,f}$), sem armadura adicional e para os mesmos esforços solicitantes, possui capacidade resistente maior, mesmo tendo seção transversal reduzida.

Analisando a contraflecha, constata-se valor ligeiramente maior no CUAD ao apresentado no concreto C45, sendo 255 % maior. Isto se dá, principalmente, pela menor inercia atribuída à seção reduzida e pela maior força de protensão aplicada, que apesar da maior rigidez e menor excentricidade, a viga em CUAD acaba apresentando deslocamento relativamente maior. Para a flecha final, a viga em concreto C45 apresenta 0,1 cm enquanto a viga em CUAD apresenta -4,86 cm, ou seja, o deslocamento provindo do carregamento na viga não foi capaz de abater o deslocamento causado pela força de protensão, deixando a viga ainda com deslocamento negativo, que com o tempo por efeito da fluência, leva ao acréscimo de deslocamento no sentido contrário ao carregamento.

6.2.2 Tabuleiro 14,10x35 m

A Quadro 6.4 apresenta as seções utilizadas para as vigas protendidas no trabalho de Migliore (2018) em concreto C45 e as seções adotadas no dimensionamento em CUAD C150 do Caso (B) para tabuleiro de 14,10x35 m com protensão completa (item 5.6.2). Os parâmetros analisados de comparação entre as seções estão listados na Tabela 6.4.

Quadro 6.4 - Comparativo de seções entre Concreto C45 e CUAD C150

	Seção em concreto C45	Seção em CUAD C150
Seção S ₀		
Seção S ₅		

Fonte: Autor

Tabela 6.4 - Comparativo entre as vigas em concreto convencional e vigas em CUAD

Parâmetros	Viga em Concreto C45	Viga em CUAD C150	C150/C45
L (m)	33,0	33,0	1,00
H (cm)	200,0	115,0	0,58
A _c - S ₅ (m ²)	0,668	0,390	0,58
Volume (m ³)	22,04	12,86	0,58
Peso (kN)	551,10	321,50	0,58
P [∞] (kN)	5980,0	9200,0	1,54
Arranjo	4 cabos c/ 15φ12,7	7 cabos c/ 8φ15,2	-
A _p (cm ²)	60,6	80,08	1,32
ΔP _{total}	32,04%	21,95%	0,69
Flexão M _{ud} (kN·m)	19398,0	15552,3	0,80
Cisalhamento V _{Rd} (kN)	-	7319,79	-
Cisalhamento T _{Rd} (kN·m)	-	2447,48	-
Cisalhamento - Verificação*	0,22	0,21	0,97
Contraflecha (cm)	-3,60	-9,05	2,52
Flecha final (cm)	0,80	-6,40	-8,00

*critério de segurança $V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,máx} \leq 1$

Fonte: Autor

Por meio dos resultados contidos Tabela 6.4 foi possível fazer as análises descritas seguir.

Para a Seção da viga em CUAD, verificou-se redução de 42 % na altura em relação à seção viga em concreto C45, ficando a viga em CUAD com altura de 115 com 200 cm para a viga em concreto C45. Além da altura da viga, foram reduzidas também espessura da mesa superior e da alma, enquanto que para a mesa inferior foi necessário de aumento de 60 cm para 63 cm em função da alocação dos cabos de protensão (Quadro 6.4). Comparando as áreas das seções, observa-se que para o CUAD houve uma redução de 42 %, que levou proporcionalmente o mesmo valor de redução no volume e peso da seção. Com a redução da altura da seção, foi necessária uma maior força de protensão para resistir aos mesmos carregamentos, levando a um aumento de 54 %, o que resultou no arranjo de 7 cabos com 8 cordoalhas de Φ15,2 mm cada, enquanto no concreto C45 foi adotado o arranjo de 4 cabos com 15 cordoalhas de Φ12,7 mm cada, o que resulta em uma área de armadura de protensão 32 % maior para a viga em CUAD.

Na análise dos valores de perdas de protensão total, constata-se que na viga dimensionada em CUAD, houve 31 % de redução se comparado à perda de protensão no concreto C45. Observando os valores de momento fletor resistente para as duas vigas, constata-se valor menor em 20 % para a viga em CUAD, porém, ainda satisfazendo a condição de segurança $M_{ud} \geq M_{sd}$. O menor valor observado na viga em CUAD, se dá pela condição de menor altura da seção, que apesar da maior área de armadura ativa, possui excentricidade relativamente menor. Para este exemplo, assim como nos anteriores, para tração foi considerado apenas a armadura de protensão, adicionando nenhuma armadura passiva de flexão e nem tendo colaboração da capacidade resistente à tração do CUAD, pelo fato da deformação $\varepsilon_{u,lim}$ estar situada ainda na altura da mesa colaborante, moldada no local em concreto convencional.

Para os valores de verificação de segurança ao cisalhamento, tem-se 0,21 para o CUAD e 0,22 para o concreto convencional, o que indica que a seção em CUAD com capacidade resistente ao cisalhamento fornecida apenas pelas parcelas do concreto e das fibras ($V_{Rd,c} + V_{Rd,f}$), sem armadura adicional e para os mesmos esforços solicitantes, possui capacidade resistente maior, mesmo tendo seção transversal reduzida. Para contraflecha, observa-se um valor 152 % maior na viga em CUAD. Isto se dá, principalmente, pela menor inercia atribuída à seção reduzida e pela maior força de protensão aplicada, que apesar da maior rigidez e menor excentricidade, a viga em CUAD acaba apresentando deslocamento relativamente maior. Para a flecha final, a viga em concreto C45 apresenta 0,8 cm enquanto a viga em CUAD apresenta -6,40 cm, indicando que o deslocamento provindo do carregamento na viga não foi capaz de abater o deslocamento causado pela força de protensão, deixando a viga ainda com deslocamento negativo, que com o tempo por efeito da fluência, leva ao acréscimo de deslocamento sentido contrário ao carregamento.

6.3 ESTIMATIVA DE CUSTO DE INSUMOS PARA PRODUÇÃO DO CUAD NO BRASIL

Tabela 6.5 apresenta um orçamento dos materiais que compõem a mistura para produção do CUAD no Brasil. O traço utilizado foi desenvolvido por Santos Junior (em andamento)³ em sua pesquisa de doutorado. O orçamento foi realizado no mês de julho de 2021 junto a empresas do estado de São Paulo, sem a consideração de fretes.

Tabela 6.5 – Orçamento dos insumos do CUAD no estado de São Paulo

Materiais	Traço	Consumo (kg/m ³)	R\$/kg	R\$/m ³	%
Cimento	1,00	1185,75	R\$ 0,74	R\$ 877,46	11,60%
Areia	0,74	875,81	R\$ 0,23	R\$ 201,44	2,66%
Aditivo superplastificante	0,03*	35,57	R\$ 19,06	R\$ 677,96	8,97%
Água	0,20**	237,15	-	-	-
Sílica Ativa	0,09	108,86	R\$ 2,85	R\$ 310,25	4,10%
Fibras metálicas	0,13***	157,00	R\$ 35,00	R\$ 5.495,00	72,66%
			Total	R\$ 7.562,11	100,00%

* 3 % em relação à massa de cimento

** fator a/c

*** 2 % em relação ao volume

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 6.5, verifica-se o custo elevado para aquisição dos insumos para produção do CUAD, em torno de R\$ 7.562,11 por metro cúbico. Cabe destacar que a maior parcela desse valor se deve ao custo da fibra metálica, importada de outros países. Considerando a viga em CUAD para o tabuleiro de comprimento nominal de 35 m dimensionada no item 5.6.2, com volume 12,86 m³, estima-se o custo de aquisição dos insumos para produção do CUAD necessário na razão de R\$ 97.248,73.

³ SANTOS JUNIOR, G. B. **DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA ANÁLISE DE SEÇÕES EM FLEXÃO COMPOSTA DE ELEMENTOS COM CONCRETO DE ULTRA ALTO DESEMPENHO (CUAD)**. Tese (Doutorado em andamento em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. (Pesquisa em andamento).

A Tabela 6.6 apresenta os custos diretos dos materiais para produção de cada viga pré-moldada protendida, assim como os custos indiretos contemplados nos serviços de transporte e içamento. Os valores referentes ao concreto e fôrmas são compostos por materiais e mão de obra de produção, considerando serviços de adensamento, lançamento, cura e montagem. Os valores dos serviços de transporte e içamento foram obtidos por meio de composições de preço próprias de uma empresa de construções em elementos pré-moldados. Para o transporte considerou-se uma distância de 150km em rodovia pavimentada para todas as vigas.

Tabela 6.6 - Custos de produção de cada viga

Viga em concreto C45 para tabuleiro 20m					
Materiais	Unidade	Quantidade	Custo unit.	Custo Total	%
concreto C45	m ³	10,94	R\$ 854,20	R\$ 9.343,58	13,66%
Fôrma metálica	m ²	53,16	R\$ 128,84	R\$ 6.849,39	10,02%
Aço CA-50	kg	836,00	R\$ 19,26	R\$ 16.101,36	23,54%
Aço CP-210 RB	kg	489,61	R\$ 33,75	R\$ 16.524,34	24,16%
Ancoragem ativa	uni	6,00	R\$ 1.844,77	R\$ 11.068,62	16,19%
Transporte (150km)	vb	1	R\$ 5.000,00	R\$ 5.000,00	7,31%
Içamento	vb	1	R\$ 3.500,00	R\$ 3.500,00	5,12%
			Total	R\$ 68.387,29	100,00%
Viga em concreto C45 para tabuleiro 35m					
Materiais	Unidade	Quantidade	Custo unit.	Custo Total	%
concreto C45	m ³	27,30	R\$ 854,20	R\$ 23.318,29	11,59%
Fôrma metálica	m ²	125,84	R\$ 128,84	R\$ 16.213,48	8,06%
Aço CA-50	kg	1679,50	R\$ 19,26	R\$ 32.347,17	16,08%
Aço CP-210 RB	kg	1605,23	R\$ 33,75	R\$ 54.176,51	26,93%
Ancoragem ativa	uni	8,00	R\$ 2.515,60	R\$ 20.124,80	10,00%
Transporte (150km)	vb	1	R\$ 25.000,00	R\$ 25.000,00	12,43%
Içamento	vb	1	R\$ 30.000,00	R\$ 30.000,00	14,91%
			Total	R\$ 201.180,25	100,00%
V CUAD 20b					
Materiais	Unidade	Quantidade	Custo unit.	Custo Total	%
CUAD	m ³	5,65	R\$ 8.053,17	R\$ 45.460,14	47,50%
Fôrma metálica	m ²	39,78	R\$ 128,84	R\$ 5.124,61	5,35%
Aço CA-50	kg	0,00	R\$ 19,26	R\$ 0,00	0,00%
Aço CP-210 RB	kg	684,95	R\$ 33,75	R\$ 23.116,95	24,15%
Ancoragem ativa	uni	8,00	R\$ 2.282,07	R\$ 18.256,56	19,08%
Transporte (150km)	vb	1	R\$ 2.500,00	R\$ 2.500,00	2,61%
Içamento	vb	1	R\$ 1.250,00	R\$ 1.250,00	1,31%
			Total	R\$ 95.708,26	100,00%
V CUAD 35b					
Materiais	Unidade	Quantidade	Custo unit.	Custo Total	%
CUAD	m ³	16,13	R\$ 8.053,17	R\$ 129.900,85	49,32%
Fôrma metálica	m ²	94,34	R\$ 128,84	R\$ 12.155,20	4,61%
Aço CA-50	kg	0,00	R\$ 19,26	R\$ 0,00	0,00%
Aço CP-210 RB	kg	2144,60	R\$ 33,75	R\$ 72.380,38	27,48%
Ancoragem ativa	uni	14,00	R\$ 2.282,07	R\$ 31.948,98	12,13%
Transporte (150km)	vb	1	R\$ 12.000,00	R\$ 12.000,00	4,56%
Içamento	vb	1	R\$ 5.000,00	R\$ 5.000,00	1,90%
			Total	R\$ 263.385,41	100,00%

Fonte: Autor

Analisando a Tabela 6.6, observa-se que em comparação com as vigas em concreto C45, tem-se ainda uma diferença significativa no valor total para as duas vigas em CUAD, sendo de 40% para as vigas do tabuleiro de 20m e de 30,9% para as vigas do tabuleiro de 35m. Isso deve-se ao alto custo do material CUAD, que apesar de volume menor em 48,4% e 40,9% para as vigas CUAD-20m e CUAD35m, respectivamente, apresentam custo de concreto total 153,6% e 168,6% maior nas vigas CUAD-20m e CUAD-35m, respectivamente. Outro fator a se destacar que contribuiu para o elevado custo das vigas em CUAD, mesmo com eliminação da armadura passiva, é a utilização da maior área de armadura ativa, sendo 40,0% para a viga CUAD-20 e 33,6% para a viga CUAD-35m. Apesar do menor volume de concreto, o CUAD ocupa grande peso do custo total da viga, sendo de 47,5% para a viga CUAD-20m e de 49,3% para a viga CUAD-35m.

Verifica-se que para uma comparação mais correta dos custos, toda a cadeia de produção deve ser considerada. Além disso, devido a sua elevada durabilidade os valores de manutenção, considerando uma vida útil de projeto (VUP) de até 100 anos, serão bem menores, se comparadas com a viga C45. Em virtude da redução de seção, e conseqüentemente do peso da estrutura, deve-se considerar também a diminuição das seções das meso e infraestruturas, para o caso de pontes. Pontua-se a necessidade contínua de pesquisas sobre o Concreto de Ultra Alto Desempenho com o intuito de reduzir o valor do custo unitário do material.

6.4 ROTEIRO DE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PROTENDIDAS EM CUAD

Como parte dos resultados deste trabalho foi elaborado um roteiro de cálculo detalhando os passos de dimensionamento de vigas protendidas utilizando CUAD, com o intuito de propor um material capaz de orientar no dimensionamento de elementos estruturas aplicando-se o CUAD e que sirva de contribuição para uma futura normalização técnica. Memorial está apresentado no Capítulo 9.

CAPÍTULO 7 - CONSIDERAÇÕES

FINAIS

Este trabalho apresentou um histórico do desenvolvimento e evolução do CUAD, com exposição de vários exemplos de aplicação no Brasil e no mundo, com aplicações estruturais e arquitetônicas. Foi apresentado também vários exemplos de dosagens já desenvolvidas para o CUAD, bem como uma breve explicação de cada componente da mistura, além de explicar os principais métodos de preparo e cura do material. Foi explicado ainda, os critérios de dimensionamento por meio dos principais boletins técnicos e normas já publicadas por alguns países, trazendo recomendações de cálculos e valores de projeto para o CUAD. Com toda revisão da literatura concluída, foi realizado estudos de caso com dimensionamentos de vigas protendidas em CUAD e comparadas com vigas protendidas em concreto convencional C45, o que resultou em significativas reduções de área de seção utilizando o CUAD.

Com a análise comparativa das vigas protendidas, notou-se que foi possível reduzir o volume e peso em 48 % e 42 % para as vigas dimensionadas em CUAD para os tabuleiros de comprimentos nominais de 20 m e 35 m, respectivamente. O que acarreta vantagens significativas em alguns aspectos como por exemplo: quanto à produção da viga, tem-se uma economia no sistema de fôrmas, devido à redução da seção; quanto ao transporte rodoviário de vigas, tem-se um elemento com quase metade do peso se comparado à viga em concreto convencional, o que reduz custos de logística; quanto ao processo de içamento de vigas na fase construtiva, a redução de peso também gera redução de custos, com requerimento de equipamentos menores, de menor capacidade; redução no peso próprio da estrutura, o que ocasiona menores cargas solicitantes nos pilares e nos elementos de fundação. Considerando aspectos arquitetônicos, por meio da análise comparativa do item 6.2, constatou-se redução de 42 % na altura da seção transversal das vigas nos dois exemplos,

confirmando que com a utilização do CUAD em vigas protendidas torna-se possível produzir estruturas de pontes com alto índice de esbeltez.

Com base nos dimensionamentos realizados e análises comparativas, verificou-se que para todos os casos, houve redução de perdas de protensão com a utilização do CUAD. Sendo de até 40 % quando não há redução de seção e até 31 % quando esta é reduzida. Isso ocorre devido a maior rigidez obtida no CUAD, que ocasiona menor encurtamento no ato de protensão; devido ao menor fator de fluência do CUAD, que gera menor deformação progressiva por ação das tensões aplicadas pelos cabos de protensão. Tem-se essas reduções nas perdas de protensão apesar de ocorrer maior deformação por retração no CUAD, devido ao alto teor de cimento no material.

Nas comparações feitas entre as vigas em CUAD e concreto C45, observou-se redução na armadura ativa para os exemplos onde não houve redução de seção. O contrário foi observado nos exemplos em que essa foi reduzida. A diminuição de armadura deu-se em função da resistência à tração do CUAD, que acarreta a um limite maior de tensão de fissuração, ocasionando menor necessidade de força protensão. O aumento da armadura ativa nos exemplos com redução de seção, deu-se pela menor excentricidade dos cabos devido a diminuição da altura da seção, o que gera a necessidade de maior força de protensão para resistir às mesmas ações, o que requer maior área de armadura ativa, sendo um ponto negativo levando em consideração o custo. Devido à maior força de protensão, nas vigas com seções reduzidas, foram verificadas contraflechas superiores às apresentadas nas vigas em concreto C45, porém ainda dentro do limite estabelecido pela ABNT NBR 9062:2017.

Por meio dos exemplos das vigas protendidas dimensionadas, evidencia-se que há a possibilidade de eliminação total de armadura passiva de flexão e armaduras de cisalhamento utilizando o CUAD, o que é um fator importante a se considerar quanto ao custo. Outro fator de grande relevância é a durabilidade que o CUAD apresenta em virtude de sua estrutura menos porosa. Isto ocorre devido às pequenas dimensões das partículas e elevado grau de empacotamento dos componentes da mistura. Além disso, tem-se redução de manutenções ao longo da vida útil, que resulta em economia.

Embora ainda o custo do CUAD seja relativamente elevado se comparado aos concretos convencionais analisando a curto prazo, verifica-se muitas vantagens na sua utilização em relação às vigas protendidas em concreto de classe C45, principalmente se considerado a longo prazo, em que o alto custo inicial poderá se dissolver com as menores necessidades de manutenções e reparos ao longo da vida útil da estrutura e pela elevada durabilidade.

A seguir serão respondidas as seguintes perguntas de pesquisa, propostas no capítulo 1, item 1.6:

Quais as propriedades físicas e mecânicas usuais do CUAD que o difere dos concretos convencionais?

Na compressão, o CUAD possui resistência superior aos outros concretos. Na tração, também possui resistência elevada, o que permite sua consideração em dimensionamento, enquanto em concretos convencionais a resistência à tração é ignorada. Com módulo de elasticidade maior, possibilita-se produção de elementos mais rígidos. Considerando a fluência, o CUAD apresenta valor menor que os outros concretos, garantindo menos deformação do elemento quando submetido a tensões. No cisalhamento, além da elevada capacidade resistente da parcela da matriz do concreto, o CUAD conta também com a parcela de capacidade resistente das fibras, que somando garante na maioria dos casos eliminação das armaduras de cisalhamento.

Quais os principais paradigmas da aplicação estrutural do CUAD nas mais diversas obras?

O CUAD possui diversos fatores que dificultam sua aplicação em obras, estando entre eles: a falta de conhecimento e domínio sobre as características do material e técnicas de dimensionamento; necessidade de rigoroso controle de produção; equipamentos específicos para elaborar a mistura por conta do reduzido tamanho das partículas dos componentes e baixo teor de água na mistura; além do elevado custo dos materiais compõem mistura.

Quais as principais vantagens e desvantagens, facilidades e dificuldades do CUAD?

As principais vantagens e facilidades do CUAD são: elevada resistência mecânica na compressão e na tração, possibilidade de eliminação de armadura passiva de flexão e de cisalhamento, elevada durabilidade, necessidade de menos manutenção, produção de elementos esbeltos entre outros. As principais desvantagens e dificuldades são: elevado custo, rigorosidade no controle da produção, falta de profissionais qualificados tanto para projetar quanto para produzir, falta de normas técnicas, entre outros.

Com aplicação em vigas de concreto armado e protendido, quais as vantagens e desvantagens da utilização do CUAD se comparado a outros concretos?

Com a utilização do CUAD, é possível produzir vigas com seções transversais reduzidas se comparadas aos concretos convencionais e conseqüentemente mais leves, necessidade de menos manutenção e elevada durabilidade nas estruturas, redução de custos no transporte devido ao menor peso, assim como facilidade no içamento, entre outros. Como desvantagens na utilização do CUAD em vigas tem-se o alto custo do material, dificuldades na produção do concreto e concretagem, entre outros.

Cabe destacar que, como fruto deste trabalho foi elaborado um roteiro detalhado para o dimensionamento de vigas protendidas utilizando o CUAD (disponível ao final deste trabalho, sob a forma de apêndice); com intuito de orientar profissionais do meio técnico no desenvolvimento de projetos específicos e, ao mesmo passo, contribuir com a futura criação de uma normativa técnica brasileira que contemple as particularidades do CUAD.

CAPÍTULO 8 - REFERÊNCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

ACKER P.; BEHLOUL M., **Ductal® technology: A large spectrum of properties, a wide range of application**, Proc. of the Int. Symp. on UHPC, Kassel, Germany, 2004, p.11-23, 2004.

ADEEB, S. M. *et al.* Modelling, Testing, and Construction of the First Ductal® Canopy in the World. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Canada, V.32, n 6, December, 2005, p 1152-1165.

AFGC/SETRA - **Association Française de Génie Civil / Service d'études techniques des routes et autoroutes**. Béton fibrés à ultra-hautes performances, Recommandations, Revised edition, June 2013. France, 2013.

ALI, A. **Behaviour of Prestressed Ultra-High Performance Concrete I-Beams Subjected to Shear and Flexure**. 2013. 166p. Thesis (Master of Applied Sciences in Civil Engineering) - Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, 2013.

ALMANSOUR, H.; LOUNIS, Z.; ENG, P. Innovative design of precast/prestressed girder bridge superstructures using ultra high performance concrete. In: **Annual Conference of the transportation Association of Canada**. 2008.

ALMANSOUR, H.; LOUNIS, Z. Design of prestressed UHPFRC girder bridges according to Canadian Highway Bridge Design Code. **Designing and Building with UHPFRC**, p. 295-316, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI 239**: Minutes of committee meeting. Toronto, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Rio de Janeiro, 2021.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 8681:** Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 9062:** Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

BIZ, C.E. **Concreto de pós reativos.** Campinas: UEC, 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

BEHLOUL, M.; ARSENAULT, J. Ductal®: a durable material for durable structures. **Concrete under severe conditions. Environment and Loading**, p. 951-958, 2007.

BONNEAU, O. et al. **Reactive powder concretes: from theory to practice.** Concrete International. v. 18, n. 4, p. 47-49, Apr. 1996.

BRANDÃO, J. H. **Análise experimental e numérica de cascas de concreto de ultra alto desempenho reforçado com fibras.** 2005. Tese de Doutorado. Tese de doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BUTTIGNOL, T. E. T. et al. Aplicações do Concreto de Ultra Alto Desempenho (CUAD) em obras de reforço e recuperação de estruturas. **Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto.** Ibracon, 2018.

BUTTIGNOL, T. E. T.; SOUSA, J. L. A. O.; BITTENCOURT, T. N. Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, v. 10, n. 4, p. 957-971, 2017.

CARNIO, M. A. **Propagação de trinca por fadiga do concreto reforçado com baixos teores de fibra.** 2009. 145 p. Tese (Doutorado) – Campinas: Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

CHEYREZY, M. **Structural applications of RPC.** Concrete, London, 1999.

CONCRETES, Ultra High Performance Fibre-Reinforced. Documents scientifiques et techniques. **Association Française de Génie Civil (AFGC)**, 2002, Revised edition, June 2013.

COPPOLA, L.; TROLI, R.; BORSOI, A. **Influence of superplasticizer type on the compressive strength of reactive powder mortars.** In: Fifth CANMETIACI SP-173, 1997, Rome:Italy. Proceedings .Rome: Chemical Admixtures, 1997, SP-173-27, p.537-557.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **IP-DE-C00-001_A** – Instrução de projeto de estrutura de obra de arte especial, IP-DE-C00-001_A. São Paulo: DER, 2005. Disponível em <<http://www.der.sp.gov.br/WebSite/Documentos/Tecnicas.aspx>>, acesso em 20 de fevereiro de 2021.

_____. **PP-DE-C01/294** – Projeto padrão de seções transversais de Obras de Arte Especiais, PP-DE-C01/294. São Paulo: DER, 2006. Disponível em <<http://www.der.sp.gov.br/WebSite/Documentos/Tecnicas.aspx>>, acesso em 10 de outubro de 2020.

_____. **PP-MC-C01/008** – Memorial de cálculo de superestrutura de tabuleiro de 30,0m x 14,10m, PP-MC-C01/030. São Paulo: DER, 2005.

_____. **PP-MC-C01/012** – Memorial de cálculo de superestrutura de tabuleiro de 35,0m x 14,10m, PP-MC-C01/030. São Paulo: DER, 2005.

_____. **PP-MC-C01/029** – Memorial de cálculo de superestrutura de tabuleiro de 20,0m x 14,10m, PP-MC-C01/030. São Paulo: DER, 2005.

_____. **PP-MC-C01/030** – Memorial de cálculo de superestrutura de tabuleiro de 25,0m x 14,10m, PP-MC-C01/030. São Paulo: DER, 2005.

_____. **TPU – Tabela de preços unitários**, TPU. São Paulo: DER, 2018. Disponível em <<http://www.der.sp.gov.br/WebSite/Documentos/DocumentosDER.aspx#>>, acesso em 13 de agosto de 2021.

DUCTAL – **Mechanical Performances**. Disponível em <<https://www.ductal.com/en/architecture/mechanical-performances>>, acesso em 25 de junho de 2019a.

DUCTAL – **Project**. Disponível em <<https://www.ductal.com/en>>, acesso em 20 de junho de 2019b.

DUGAT, J.; ROUX, N.; BERNIER, G. **Mechanical properties of reactive powder concretes**. In: Materials and Structures/Materiaux et Constructions, vol. 29, may, 1996, p.233-240.

ENAMI, R. M. **Reforço de pilares curtos de concreto armado por encamisamento com concreto de ultra-alto desempenho**. 2017. 136 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

FHWA-HRT-13-060 – Federal Highway Administration – U. S. Department of Transportation. **Ultra-high performance concrete: a state-of-the-art report for the bridge community, FHWA-HRT-13-060**. MacLean: FHWA, 2013. Disponível em <<https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/hpc/13060/13060.pdf>>, acesso em 25 de junho de 2019.

FLIETSTRA, J. C. Creep and shrinkage behavior of ultra high-performance concrete under compressive loading with varying curing regimes. 2011. 161 p. Master's Theses g- Michigan Technological University, Michigan 2011.

French Standard Institute. **NF P 18-710**: National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UPHFR), França 2016.

GAIOFATTO, R. L.; DA SILVA, T. L. C. DESENVOLVIMENTO DE CONCRETO DE PÓS REATIVOS (RPC) COM FIBRAS SINTÉTICAS. **Revista de Engenharia da Universidade Católica de Petrópolis**, v. 7, n. 1, 2012.

GOLDMAN, A.; BENTUR, A. **Bond effects in high-strength silica-fume concretes**. *ACI Materials Journal*. v.86, n.5. September-October, 1989. p.962-972.

GOMES, P. C. C. **Optimization and characterization of high-strength selfcompacting concrete**. 2002. 139p. Thesis - Higher Technical School D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2002.

GRAYBEAL, B. A. et al. **Material property characterization of ultra-high performance concrete**. United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure Research and Development, 2006.

GRAYBEAL, B. A. Compressive behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. **ACI materials journal**, v. 104, n. 2, p. 146, 2007.

GRAYBEAL, B. A.; DAVIS, M. Cylinder or cube: strength testing of 80 to 200 MPa (11.6 to 29 ksi) ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v. 105, n. 6, p. 603, 2008.

GRAYBEAL, B. A.; STONE, B., **Compression Response of a Rapid-Strengthening Ultra-High Performance Concrete Formulation**, FHWA, U.S. Department of Transportation, Report No. FHWA-HRT-12-065, National Technical Information Service Accession No. PB2012-112545, 2012.

GRAYBEAL, B. A., **Splice length of prestressing strand in field-cast ultra-high performance concrete connections**, **TechBrief**. United States. Federal Highway Administration. Office of Research, Development, and Technology, 2014.

HAJAR, Z. et al. Design and construction of the world first ultra-high performance concrete road bridges. In: **Proceedings of the Int. Symp. on UHPC, Kassel, Germany**. 2004. p. 39-48.

LARRARD, F. **Ultrafine particles for the making of very high strength concretes**. *Cement and Concrete Research*. v. 19, p. 161-172, 1989.

LEONARDI - Projeto Sirius: Fase Final de Implantação. Disponível em <<http://leonardi.com.br/noticia/27/2019-06-02/projeto-sirius-fase-final-de-implantacao>>, acesso em 04 de julho de 2019.

LIVI, C. N. et al. **Influência da temperatura e pressão na hidratação e desempenho mecânico de pastas para concreto de ultra-alto desempenho**. Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Ma, J. et al., Comparative Investigations on Ultra-High Performance Concrete With and Without Coarse Aggregates, **Proceedings of the International Symposium on**

Ultra High Performance Concrete, Ed., Schmidt, M., Fehling, E., and Geisenhanslüke, C., Kassel University Press, Kassel, Germany, 2004, pp. 205–212.

MAHMUD, G. H.; YANG, Z.; HASSAN, A. M. T. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPRFC) beams. **Construction and Building Materials**, v. 48, p. 1027-1034, 2013.

MIGLIORE, G. M. **Viabilidade de uso de cordoalha de aço CP-210 RB em viga pré-moldada para pontes**. 2018. 175f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

MI Z. et al. **Application of Ultra-High Performance Concrete in bridge engineering**, **Construction and Building Materials**, Volume 186, 2018, Páginas 1256-1267, ISSN 0950-0618, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061818319767>

MULLER, R. M; KOELLE, P; ALMEIDA, C. N. A utilização de UHPC em obras no Brasil. **Concreto & Construções**, São Paulo, n. 87, p. 57-62, jul./set. 2017.

NAAMAN, A. E. Toughness, ductility, surface energy and deflection-hardening FRC composites. In: **Proc. JCI Int. Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC)**, 2002.

NGO, T. **Application of UHPC in Long Span Bridge Design**. 2016. 167f. Master Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 2016.

OHTAKE R. **Arquitetura e Design**. Mobiliários em Ductal®. São Paulo, 2018. Instagram: @rodrigohtake. Disponível em: <https://www.instagram.com/rodrigohtake>. Acesso em 25 de junho de 2019.

PARSEKIAN, G. A. et al. Static and fatigue tests on Ductal® UHPRFC footbridge sections. **Special Publication**, v. 253, p. 273-290, 2008.

PERRY, V. H.; PARSEKIAN, G. A.; SHRIVE, N. G. Inovação em estruturas com concreto de ultra-alto desempenho na América do Norte. **Revista IBRACON Concreto e Construções**, Ed. 87, p. 50-56, 2017, http://ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/pdfs/revista87.pdf#page=50

PROTENDE. Sistemas e métodos. Osasco: Protende, 2013. Disponível em: <http://protende.engenharia.ws/CAT%C3%81LOGO%20PROTENDE.pdf>, acesso em 25 de janeiro de 2021.

RAMBOLL. Bright ideas. Sustainable change. **Hammersmith Flyover sistema de fortalecimento**. 2016. Disponível em: <https://uk.ramboll.com/projects/ruk/hammersmith-flyover-phase-2>, acesso em 20 de junho de 2019.

REVISTA VEJA - **Sirius: Na velocidade da luz**. Disponível em <<https://veja.abril.com.br/tveja/em-pauta/sirius-na-velocidade-da-luz/>>, acesso em 10 de junho de 2019.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. H. **Reactive powder concretes with high ductility and 200–800 MPa compressive strength**, ACI SP, vol. 144, pp. 507-518, 1994.

RICHARD, P.; CHEYREZY, M. Composition of reactive powder concretes. **Cement and concrete research**, v. 25, n. 7, p. 1501-1511, 1995.

RICHARD, P. **Reactive powder concrete: A new ultra-high-strength cementitious material**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF HIGH STRENGTH/HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 4, 1996, Paris, France. *Anais*. Paris. p. 1343-1349.

SCHMIDT, M.; LEUTBECHER, T.; PIOTROWSKI, S. WIENS, U. The German Guideline for ultra-high performance concrete. In: **UHPRC 2017–Proceedings of the AFGC-ACI-fib-RILEM International Conference on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete**. RILEM Publications, 2017. p. 543-554.

SHIN, J. **Ultra-high performance concrete (UHCP) precast segmental bridges**. 2016. Doctoral thesis. University Library of Technical University Hamburg-Harburg, Seoul, Korea, 2016.

SOTO, N. T. A. **Avaliação das propriedades do concreto de pós-reativos: um estudo de durabilidade**. Monografia de especialização. Universidade Tecnológica do Paraná. Curitiba, Paraná, 2014.

SPIESZ, R.; Yu P.; BROUWERS H. J. H., **Effect of nano-silica on the hydration and microstructure development of ultra-high performance concrete (UHPC) with a low binder amount**, Constr. Build. Mater. 65 (2014) 140–150.

SRITHARAN, S. Design of UHPC Structural Members: Lessons Learned and ASTM Test Requirements. **Advances in Civil Engineering Materials**, v. 4, n. 2, p. 113-131, 2015.

STONE. Pré-Fabricados Arquitetônicos. **Setor comercial**. [Contato via e-mail]. Mensagens recebidas por <nathalia@stone.ind.br> em junho de 2019.

STONE. Pré-Fabricados Arquitetônicos. Ibiúna, SP. Disponível em: <<http://www.stone.ind.br/index.shtml>>, acesso em 18 de janeiro de 2020.

SWITEK, A.; DENARIÉ, E.; BRÜHWILER, E. Modeling of viscoelastic properties of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC) under low to high tensile stresses. **Proceedings of CONMOD 2010**, v. 1, n. CONF, p. 123-126, 2010.

TOUTLEMONDE, F.; RESPLENDINO, J. (Ed.). **Designing and Building with UHPRC: State of the Art and Development**. John Wiley and Sons, 2011.

TOUTLEMONDE, F. et al. Long-term material performance checked on world's oldest UHPFRC road bridges at Bourg-Lès-Valence. In: **RILEM-fib-AFGC International symposium on UHPFRC**. 2013.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C.; HELENE, P. **Concreto de Auto e Ultra Alto Desempenho**. Concreto: Ciência e Tecnologia. G. C. Isaia. 1. Ed. São Paulo, IBRACON, 2011. 2v.

UHPC for People: The RDC's Blog. **A cobertura da estação TGV Montpellier - Sul da França**. 2018. Disponível em <<https://rdconcrete.com/3rd-international-symposium-on-uhpc-designing-and-building/>> acesso em 02 de julho de 2019.

U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **FHWA-HIF-13-032** – Design Guide for Precast UHPC Waffle Deck Panel System, including Connections, Publication No. FHWA-HIF-13-032. United States. FHWA, 2013.

_____. **FHWA-HRT-18-036** – Properties and Behavior of UHPC-Class Materials, Publication No. FHWA-HRT-18-036. United States. FHWA, 2018.

_____. **FHWA-HRT-19-011** – Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections, Publication No: FHWA-HRT-19-011. United States. FHWA, 2019.

VANDERLEI, R. D. **Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedades mecânicas**. Tese de Doutorado. USP-Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2004.

YU, R. et al. A study of multiple effects of nano-silica and hybrid fibres on the properties of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) incorporating waste bottom ash (WBA). **Construction and Building Materials**, v. 60, p. 98-110, 2014.

WALRAVEN, J. **The evolution of concrete**. **Structural Concrete**. Lausanne: Fédération Internationale du Béton, v. P1, n. 1, p. 3-12, 1999.

WILLE, K.; NAAMAN, A. E.; PARRA-MONTESINOS, G. J. Ultra-High Performance Concrete with Compressive Strength Exceeding 150 MPa (22 ksi): A Simpler Way. **ACI materials journal**, v. 108, n. 1, 2011.

WILLE, K.; NAAMAN, A. E.; EL-TAWIL, S. Optimizing ultra-high performance fiber-reinforced concrete. **Concrete international**, v. 33, n. 9, p. 35-41, 2011.

APÊNDICE A

Roteiro de Dimensionamento

Baseado nas diretrizes fornecidas pela norma NF P 18-710 (2016), este capítulo traz um memorial que explicita e coloca de forma genérica a aplicação do dimensionamento de vigas protendidas à utilização do Concreto de Ultra Alto Desempenho (CUAD).

Serão contempladas verificações à compressão, tração, perdas de protensão, flexão, cisalhamento (força cortante e torção); além de parâmetros referentes à disposição dos cabos de protensão e espessura de cobrimento.

1 DEFINIÇÃO DO SISTEMA CONSTRUTIVO E NÍVEL DE PROTENSÃO

O primeiro passo para o dimensionamento de uma viga protendida de seção qualquer consiste em definir o sistema construtivo a ser considerado na protensão, sendo três os possíveis:

- i. **Protensão com pré-tração e aderência inicial:** cabos são esticados previamente na pista de protensão com ancoragem provisória, retirada somente após o endurecimento do concreto. Neste caso a transferência de forças do cabo ao concreto se dá pela aderência entre os dois materiais;
- ii. **Protensão com pós-tração e aderência posterior:** presença de bainhas metálicas ocas por onde passam os cabos; ancoragem permanente dos cabos na peça de concreto; protensão dos cabos e injeção de calda de cimento dentro da bainha após o endurecimento do concreto. Neste sistema a transferência de forças do cabo para o concreto se dá, sobretudo, pela placa de ancoragem na extremidade da peça, com contribuição do preenchimento da bainha.

- iii. **Protensão com pós-tração e sem aderência (cordoalha engraxada):** Cordoalhas engraxadas com bainhas poliméricas são montadas junto com a armadura passiva; ancoragem permanente de cabos na peça de concreto. Nesse caso, o lançamento e endurecimento do concreto ocorrem sem aderência à bainha ou ao cabo de protensão. Transferência de forças do cabo para o concreto pela compressão de placa de apoio.

Após a definição do sistema de protensão, a normalização pertinente deve ser consultada para o correto estabelecimento dos critérios de projeto e verificações necessárias ao dimensionamento de cada caso. Este memorial tratará, especificamente, do sistema de protensão com pós-tração e aderência posterior.

No que se refere ao nível de protensão, existem 3 (três) possíveis:

- i. **Protensão parcial (nível 1):** tensões elevadas de tração no concreto, fissurando a peça;
- ii. **Protensão limitada (nível 2):** tensões moderadas de tração no concreto;
- iii. **Protensão completa (nível 3):** não são admitidas fissuras no concreto tracionado;

Neste memorial será considerado o nível de proteção completa.

2 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Na ausência de resultados experimentais para o CUAD, permite-se em fase preliminar de dimensionamento a adoção dos intervalos e valores apresentados na Tabela A. 1 para as principais propriedades mecânicas do CUAD (NF P 18-710: 2016). No entanto, em fases avançadas de projeto, recomenda-se que essas propriedades sejam verificadas/confirmadas por meio da realização de ensaios.

Tabela A. 1 – Valores Recomendados para Propriedades Mecânicas de Projeto do CUAD aos 28 dias

Resistência à Compressão Característica	f_{ck}	150 – 200 MPa
Resistência à tração característica (limite elástico)	$f_{ctk,el}$	8 – 12 MPa
Resistência à tração característica pós-fissuração	f_{ctfk}	6 – 10 MPa
Módulo de Elasticidade	E_{cm}	45 – 65 GPa
Fator de orientação das fibras (efeitos globais)	K_{global}	1,25
Fator de orientação das fibras (efeitos locais)	K_{local}	1,75
Fator de ponderação da resistência do CUAD	γ_c	1,5
Retração do CUAD (sem tratamento térmico)	$\varepsilon_{cs,nht}$	700 $\mu\text{m/m}$
Fator de Fluência (sem tratamento térmico)	φ_{nht}	0,8
Comprimento das fibras	l_f	12 – 20 mm
Densidade do CUAD	ρ	2.500 kg/m ³

Fonte: NF P 18-710 (2016)

Caso a protensão não seja realizada aos 28 dias de idade do concreto, os valores das propriedades contidas na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** devem ser recalculados para a idade a ser considerada.

3 ESCOLHA DO AÇO DE PROTENSÃO

Assim como realizado para o concreto, o aço utilizado para protensão deve ser definido e suas propriedades obtidas. No Brasil, são três as classes comumente utilizadas, a CP175 RB, CP190 RB e a CP210 RB, sendo esta última comprovadamente mais viável sob o aspecto econômico (MIGLIORI, 2018). As principais propriedades mecânicas de cada classe são apresentadas na Tabela A. 2.

Tabela A. 2 – Propriedades dos aços de protensão

Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 h a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70%	80%
						da Carga de Ruptura	
CORDOALHAS	mm	mm ²	g/m	kN	kN	%	%
CP 175 RB	12,7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP 190 RB		98,7	775	187,3	168,6		
CP 210 RB	12,7	101,4	792	207,2	186,5	2,5	3,5
CP 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5

Fonte: Catálogo PROTENDE (2013)

4 DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DO COBRIMENTO

A espessura mínima do concreto de cobrimento a ser garantida deve ser obtida pela **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$c_{\min} = \text{maior} \left\{ \begin{array}{l} c_{\min,b} \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ c_{\min,p} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{Equação A. 1}$$

Onde:

$c_{\min,b}$ = cobertura mínima devido aos requisitos de ligação:

- i. Para condutos circulares utilizados para pós-tensão, $c_{\min,b}$ é igual ao diâmetro dos condutos (ou 80 mm para condutos com diâmetro superior a 80 mm);
- ii. Para cabos na pré-tração, $c_{\min,b}$ é igual a 2 x (duas vezes) o diâmetro do cabo ou fio ou máximo tamanho do agregado, o que for maior.

$c_{\min,dur}$ = cobertura mínima devido às condições ambientais:

XC1 - Partes de edifícios que são protegidas da chuva, quer sejam fechados ou não, exceto para peças expostas a alta condensação devido à sua frequência e duração, as quais são classificadas XC3.

XC2 - partes de edifícios em contato com água a longo prazo;

XC3 - partes de edifícios abrigadas da chuva, mas não fechadas, ou expostas a níveis elevados de condensação, ambas no que respeita à frequência e duração;

XC4 - Superestruturas de pontes e áreas exteriores de edifícios não protegidos contra a chuva, tais como fachadas, empenas e saliências, incluindo quaisquer retornos expostos ao fluxo e/ou salpicos de água.

XD1 - superfícies moderadamente úmidas expostas a cloretos transportados pelo ar;

XD2 - piscinas ou partes expostas a água industrial e contendo cloretos;

XD3 - partes de estruturas sujeitas a salpicos frequentes e muito frequentes e contendo cloretos sujeitos e cuja o concreto não é protegido por impermeabilização.

Na ausência de especificações especiais, devem ser feitas as seguintes classificações:

XS1 - elementos da estrutura que não estão em contato com a água do mar nem expostos à pulverização, mas que são diretamente expostos ao ar salino, localizados fora do XS3 e a pelo menos 1 km da costa e por vezes mais, até 5 km, dependendo da topografia específica;

XS2 - estruturas marinhas permanentemente imersas;

XS3 - elementos das estruturas marinhas em intervalos de maré e/ou expostos à pulverização quando estão localizados a pelo menos 100 m da costa, por vezes mais, até 500 m, dependendo da topografia específica.

A classe estrutural a ser considerada para edifícios e estruturas convencionais da construção civil é S4.

- i. Quando a idade é de 100 anos a classe estrutural é elevada em 2 níveis (S6);
- ii. Para idades de 25 anos ou menos a classe estrutural é reduzida em 1 nível (S3);
- iii. A classe estrutural mínima é S1.

Os valores de $c_{min,dur}$ a serem considerados para a armadura de reforço (armadura passiva) e para armadura de protensão (ativa) são indicados pela Tabela A. 3 e Tabela A. 4, respectivamente.

Tabela A. 3 - Valores de cobrimento mínimo $c_{min,dur}$ no que diz respeito à durabilidade para armadura de reforço

Requisitos ambientais para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	5	10	10	15	15
S2		5	10	10	15	15	20
S3		5	10	15	15	20	20
S4		10	15	15	20	20	20
S5		10	15	20	20	20	25
S6		15	20	20	20	25	25

Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016)

Tabela A. 4 - Valores de cobertura mínima $c_{min,dur}$ no que diz respeito à durabilidade para armadura de protensão

Requisitos ambientais para $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de exposição						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	-	5	10	15	15	20	20
S2		10	15	15	20	20	20
S3		10	15	20	20	20	25
S4		15	20	20	20	25	25
S5		15	20	20	25	25	30
S6		20	20	25	25	30	30

Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016)

$\Delta c_{dur,y}$ = cobrimento adicional levando em conta as tolerâncias de fabricação:

Segundo EN 1992-1-1: Eurocode 2, o valor de $\Delta c_{dur,y}$ deve ser obtido de acordo com o as diretrizes específicas de cada país. No Brasil, tal parâmetro é fornecido pela ABNT NBR 6118:2014 em seus Itens 7.4.7.2 a 7.4.7.4. Conforme a norma brasileira, a tolerância de execução para o concreto de cobrimento é de 10 mm, podendo ser reduzida a 5 mm quando comprovada a existência de um controle rígido de qualidade e de variabilidade de medidas durante a execução.

$\Delta c_{dur,st}$ redução da cobertura mínima para casos de utilização de aço inoxidável.

$\Delta c_{dur,add}$ redução da cobertura mínima para utilização de proteção adicional.

$c_{min,p}$ cobertura mínima no que respeita às condições de colocação do CUAD:

$$c_{min,p} = \max\{1,5 \cdot l_f; 1,5 \cdot D_{sup}; \emptyset\} \quad \text{Equação A. 2}$$

Sendo:

l_f o comprimento das fibras mais longas;

D_{sup} o diâmetro nominal do maior agregado;

\emptyset o diâmetro da armadura de reforço, barras ou condutos de protensão, conforme o caso.

5 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E ESFORÇOS SOLICITANTES

Para realizar o dimensionamento de uma viga com seção qualquer, será necessário calcular previamente as propriedades geométricas exibidas pela Tabela A. 5.

Tabela A. 5 - Propriedades geométricas necessárias

Sigla	Significado
A_c (cm ²)	Área da seção transversal bruta de concreto
W_{inf} (cm ³)	Módulo resistente da seção em relação à borda inferior
W_{sup} (cm ³)	Módulo resistente da seção em relação à borda superior
y_{inf} (cm)	Distância da fibra inferior em relação ao centro geométrico
y_{sup} (cm)	Distância da fibra superior em relação ao centro geométrico
y_{cg} (cm)	Altura do centro geométrico
I_c (cm ⁴)	Momento de inércia da seção
K_{inf} (cm)	Distância do núcleo central inferior
K_{sup} (cm)	Distância do núcleo central superior
H (cm)	Altura total da seção
r	Coeficiente de rendimento mecânico da seção transversal

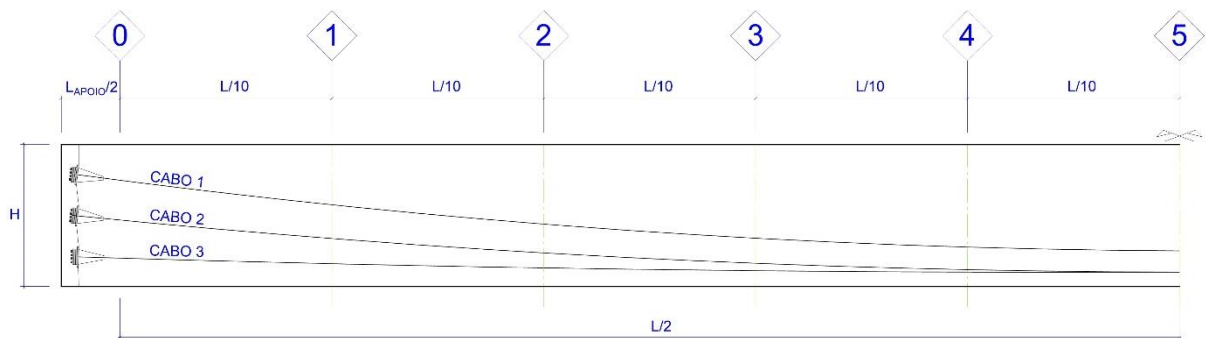
Fonte: Autor

Após a obtenção das propriedades geométricas, devem ser levantadas as ações permanentes e acidentais e calculados os momentos fletores característicos

correspondentes a cada parcela. Para isso, recomenda-se que a extensão da viga seja seccionada em pontos críticos e os esforços sejam obtidos para cada ponto.

A Figura A. 1 e a Tabela A. 6 exemplificam o seccionamento de metade do vão teórico de uma viga em cinco trechos iguais, partindo do eixo do apoio da extremidade esquerda (S_0) e terminando no meio do vão (S_5).

Figura A. 1 - Seccionamento da viga para obtenção dos esforços solicitantes



Fonte: Autor

Tabela A. 6 - Apresentação dos momentos solicitantes característicos ao longo da viga

Seção	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
x (m)	0	$L/10$	$2L/10$	$3L/10$	$4L/10$	$5L/10 = L/2$
M_{gk} (kN.cm)	0	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
M_{qk} (kN.cm)	0	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor

Fonte: Autor

Onde:

L = vão teórico da viga;

L_{apoi} = comprimento do apoio da viga;

Obtidos os momentos fletores advindos das ações permanentes e acidentais, devem ser calculadas as tensões causadas por estes momentos em cada uma das seções críticas nas porções superiores e inferiores da viga (Exemplo na Tabela A. 7.

Tabela A. 7 - Tensões nas porções superiores e inferiores das seções transversais

	Seção	S0	S1	S2	S3	S4	S5
$\sigma_{gk,sup}$	kN/cm ²	0,000	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
$\sigma_{gk,inf}$	kN/cm ²	0,000	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
$\sigma_{qk,sup}$	kN/cm ²	0,000	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
$\sigma_{qk,inf}$	kN/cm ²	0,000	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor

Fonte: Autor

Sendo: $\sigma_{gk,sup}$ a tensão na face superior da seção devido às cargas permanentes, $\sigma_{gk,inf}$ a tensão inferior da seção devido às cargas permanentes, $\sigma_{qk,sup}$ a tensão na face superior da seção devido às cargas variáveis, $\sigma_{qk,inf}$ a tensão inferior da devido às cargas variáveis.

6 DETERMINAÇÃO DA FORÇA MÍNIMA DE PROTENSÃO NO TEMPO INFINITO (P_{∞})

Obtidas as tensões nas seções críticas, o valor mínimo necessário para força de protensão no tempo infinito P_{∞} (após todas as perdas de protensão) deve ser determinado para cada seção de modo a atender às duas inequações/condições exibidas no Quadro A. 1. Em vigas biapoiadas, a pior situação, ou seja, a seção crítica tende a ser S5 (no meio do vão). Após calculados os valores de P_{∞} nas condições a) e b), o valor adotado corresponderá ao maior valor obtido entre as seções e entre as condições.

Quadro A. 1 - Condições para cada nível de protensão

Nível de Protensão	Condição (a)	Condição (b)
Protensão completa	Tensão Inferior ≤ 0 para CF- ELS - D (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ para CR- ELS - F (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctm}$
Protensão limitada	Tensão Inferior ≤ 0 para CQP- ELS - D (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \psi_2 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \psi_2 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \psi_2 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq 0$	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ para CF- ELS - F (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{W_{inf}} \right) + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctk}$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{W_{inf}} + \sigma_{gk,inf} + \psi_1 \cdot \sigma_{qk,inf} \leq \alpha F * 0,7 \cdot f_{ctm}$

Fonte: Autor

Para as inequações contidas do **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, a excentricidade (e) representa a distância vertical entre o centro geométrico da viga e o eixo do cabo de protensão equivalente em cada seção considerada (S0, S1, S2, S3, S4 e S5). As demais variáveis correspondem às propriedades geométricas (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) e tensões obtidas nas seções da viga (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

7 ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL (P_{INI}) E DA FORÇA PARA O ATO DE PROTENSÃO (P_{ATO})

Partindo da força de protensão no tempo infinito (P_{∞}), devem ser estimadas a força de protensão inicial - P_{ini} (correspondente à força aplicada diretamente pelo macaco de protensão) e a força para o ato de protensão - P_{ato} (igual à força de protensão inicial menos as perdas de protensão imediatas).

Para tal, faz-se uso das seguintes considerações:

- **Perdas imediatas ou instantâneas** (entre aplicação do macaco e o término da protensão)

Valor usual = 10%

- **Perdas lentas ou progressivas ou diferidas** (entre o término da protensão e o tempo infinito)

Valores usual = 20%

Assim, os valores de P_{ini} e P_{ato} devem ser calculados com base na Tabela A.

8.

Tabela A. 8 - Forças estimadas para os diferentes estágios da protensão

Nível de protensão	P_{ini} (kN)	P_{ato} (kN)	P_{∞} (kN)
Protensão Completa	$\frac{P_{ato}}{0,90}$	$\frac{P_{\infty}}{0,80}$	P_{∞} (obtido do Quadro 1)

Fonte: Autor

8 ESCOLHA DO ARRANJO PARA OS CABOS DE PROTENSÃO

De posse das forças de protensão obtidas e nas propriedades das cordoalhas (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**), devem ser definidos a quantidade e a composição de cada cabo (ex. 3 cabos com 8 cordoalhas CP-210 RB de 12,7 mm de diâmetro em cada cabo).

9 CONFIGURAÇÃO DOS CABOS (CABLAGEM)

Após especificados os tipos e quantidades de cordoalhas na composição dos cabos, equações pertinentes devem ser utilizadas para estabelecer o seu traçado ao longo da viga. Antes, porém, as inequações contidas no Quadro A. 2 devem ser utilizadas para determinação de um fuso limite, que corresponde a um intervalo entre excentricidades, onde o cabo equivalente deve ser alocado de modo a atender aos respectivos estados limites serviço.

Quadro A. 2 - verificações necessárias à determinação do fuso limite

Verificação	Protensão Completa	Protensão Limitada
I	Tensão Inferior no ATO de Protensão – ELS – CE : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, inf} \geq -0,7fckj$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{Winf} \right) + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7fckj$ $-\frac{1,1. Pato}{A} - \frac{1,1. Pato. e}{Winf} + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7fckj$	Tensão Inferior no ATO de Protensão – ELS – CE : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, inf} \geq -0,7fckj$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{Winf} \right) + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7fckj$ $-\frac{1,1. Pato}{A} - \frac{1,1. Pato. e}{Winf} + \sigma_{gk, inf} \geq -0,7fckj$
II	Tensão Superior no ATO de Protensão – ELS – CF : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. fctmj$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{Wsup} \right) + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. fctmj$ $-\frac{1,1. Pato}{A} + \frac{1,1. Pato. e}{Wsup} + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. fctmj$	Tensão Superior no ATO de Protensão – ELS – CF : $1,1. \sigma_p, ato + 1,0. \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. fctmj$ $1,1. Pato \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{Wsup} \right) + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. fctmj$ $-\frac{1,1. Pato}{A} + \frac{1,1. Pato. e}{Wsup} + \sigma_{gk, sup} \leq 1,2. fctmj$
III	Tensão Superior $\geq -0,7. fck$ para CR– ELS – CE (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. fck$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{Wsup} \right) + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. fck$ $-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{P_{\infty}. e}{Wsup} + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. fck$	Tensão Superior $\geq -0,7. fck$ para CR– ELS – CE (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. fck$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} + \frac{e}{Wsup} \right) + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. fck$ $-\frac{P_{\infty}}{A} + \frac{P_{\infty}. e}{Wsup} + \sigma_{gk, sup} + \sigma_{qk, sup} \geq -0,7. fck$
IV	Tensão Inferior ≤ 0 para CF– ELS – D (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{Winf} \right) + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{Winf} + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq 0$	Tensão Inferior ≤ 0 para CQP– ELS – D (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \psi 2. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{Winf} \right) + \sigma_{gk, inf} + \psi 2. \sigma_{qk, inf} \leq 0$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{Winf} + \sigma_{gk, inf} + \psi 2. \sigma_{qk, inf} \leq 0$
V	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7. fctk$ para CR– ELS – F (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. fctk$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{Winf} \right) + \sigma_{gk, inf} + \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. fctk$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{Winf} + \sigma_{gk, inf} + \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. fctm$	Tensão Inferior $\leq \alpha F * 0,7. fctk$ para CF– ELS – F (Com P_{∞}): $\sigma_p + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. fctk$ $P_{\infty} \left(-\frac{1}{A} - \frac{e}{Winf} \right) + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. fctk$ $-\frac{P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty}. e}{Winf} + \sigma_{gk, inf} + \psi 1. \sigma_{qk, inf} \leq \alpha F * 0,7. fctm$

Fonte: Autor

A posição (altura do cabo) deve ser então obtida para cada seção (S0, S1, S2, S3, S4 e S5), bem como seu ângulo de inclinação e as componentes vertical e horizontal da força de protensão. Ao final, os resultados podem ser organizados tal como apresentado pela Tabela A. 9, onde “y” corresponde à altura do cabo a partir da base da viga; “e” é a distância do eixo do cabo ao centro de gravidade da viga (excentricidade); $N_{p,ini}$ é a força normal de protensão inicial horizontal decomposta a partir da inclinação do cabo em cada seção; $V_{p,ini}$ é o esforço vertical favorável de cisalhamento decomposto a partir da protensão inicial aplicada com base na inclinação do cabo em cada seção.

Tabela A. 9 - Configuração adotada para os cabos na viga protendida em CUAD

Cabo	Seção x (m)	S ₀ 0	S ₁ L/10	S ₂ 2L/10	S ₃ 3L/10	S ₄ 4L/10	S ₅ 5L/10 = L/2
1	y (cm)	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
	e (cm)	-	-	-	-	-	-
	N _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
	V _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
2	y (cm)	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
	e (cm)	-	-	-	-	-	-
	N _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
	V _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
3	y (cm)	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
	e (cm)	-	-	-	-	-	-
	N _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
	V _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

Definida a configuração dos cabos da viga, calcula-se o traçado de um cabo equivalente para auxiliar nas verificações seguintes, tanto para força de protensão inicial quanto para as forças de protensão no ato (considerando as perdas imediatas) e no tempo infinito (considerando as perdas progressivas). Esse cabo possui posição e esforços que equivalem à soma de todos os cabos na viga em cada seção. Para esta etapa, os resultados podem ser organizados conforme Tabela A. 10.

Tabela A. 10 - Traçado do cabo equivalente

Seção x (m)	S ₀ 0	S ₁ L/10	S ₂ 2L/10	S ₃ 3L/10	S ₄ 4L/10	S ₅ 5L/10 = L/2
y (cm)	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
e (cm)	-	-	-	-	-	-
N _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
V _{p,ini} (kN)	-	-	-	-	-	-
N _{p,ato} (kN)	-	-	-	-	-	-
N _{p,∞} (kN)	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

Uma vez obtido o traçado do cabo equivalente e certificando-se de que toda sua extensão esteja dentro do fuso limite, garante-se que todas as verificações propostas no **Erro! Fonte de referência não encontrada.** foram satisfeitas.

10 DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE PROTENSÃO

Após definidas as trajetórias dos cabos, devem ser determinadas as perdas de protensão:

10.1 Perdas Imediatas

As perdas de protensão imediatas ocorrem durante ou imediatamente após o processo da aplicação dos esforços de protensão na viga (P_{ini}), sendo elas:

- d) Perda por atrito entre o cabo e a bainha durante a protensão;
- e) Perda por retração do cabo na acomodação da ancoragem;
- f) Perda por encurtamento elástico do concreto na pré-tração e na pós-tração sequencial.

A **perda por atrito** é determinada por meio das Equações a seguir:

$$\Delta P(x) = P_i \cdot (1 - e^{-(\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x')}) \quad \text{Equação A. 3}$$

$$\sum \alpha = \frac{x'}{x} \cdot \alpha \quad \text{Equação A. 4}$$

$$\alpha = \frac{8 \cdot y}{x} \quad (rad) \quad \text{Equação A. 5}$$

Em que:

P_i é a protensão inicial aplicada.

μ é o coeficiente de atrito, adotado como 0,20 considerando cordoalhas e bainha metálica (valores recomendados pela NBR 6118:2014 em seu Item 9.6.3.3.2.2).

$k = 1\%$ de μ (rad/m) na falta de ensaios. Para $\mu = 0,20$ tem-se $k = 0,002$ rad/m.

x' é a distância de cada seção.

x é a medida do vão de cálculo.

y é a distância vertical entre a altura do cabo na seção S_0 e a altura do cabo na seção S_5 .

As perdas imediatas por atrito devem ser obtidas para cada seção da viga protendida (S_0 , S_1 , S_2 , S_3 , S_4 e S_5) e podem ser organizadas tal como na A Tabela A. 11, onde ΔP_{atr} é a perda de protensão por atrito e P_{atr} é a protensão após a perda por atrito.

Tabela A. 11 - Perdas por atrito

Seção	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
x (m)	0	$L/10$	$2L/10$	$3L/10$	$4L/10$	$5L/10 = L/2$
P_{ini} (kN)	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor
$\sum \alpha$	-	-	-	-	-	-
ΔP_{atr} (kN)	-	-	-	-	-	-
P_{atr} (kN)	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor

A perda por retração do cabo na acomodação da ancoragem ocorre na fixação do sistema de transmissão de força do cabo protendido para a peça de concreto, ou seja, bloco de ancoragem e cunhas. Nesse momento, ocorre o escorregamento do cabo de protensão, provocando redução do estiramento inicial aplicado. A acomodação da ancoragem depende do sistema de ancoragem adotado. Para o sistema atual de cunhas individuais, o escorregamento na acomodação da ancoragem é estimado em 6 mm para fios ou cordoalhas e 3 mm para barras.

Quando ocorre o escorregamento do cabo na ancoragem, ocasionando seu recuo, surge um atrito contrário que faz com que a perda de tensão na armadura ocorra somente até uma distância X da ancoragem ativa, ponto onde a perda por ancoragem é igual a perda por atrito. A determinação dessa distância X pode ser calculada de forma iterativa, atribuindo valores a X até chegar ao ponto em que o valor da perda de protensão seja igual a perda por atrito. Para as situações contempladas

neste memorial (cabos com perfil parabólico), a distância X deve ser determinada por meio das seguintes equações:

$$\lambda = \frac{\mu \cdot A}{B^2} + K \quad \text{Equação A. 6}$$

$$X = \sqrt{\frac{E_p \cdot \delta}{\sigma_{Pi} \cdot \lambda}} \quad \text{Equação A. 7}$$

Sendo:

μ é o coeficiente de atrito adotado como 0,20 considerando cordoalhas e bainha metálica (valores recomendados pela NBR 6118:2014 em seu item 9.6.3.3.2.2).

"A" é a distância vertical entre a altura do cabo na seção S_0 e a altura do cabo na seção S_5 .

"B" é a distância entre a seção S_0 e S_5 .

$k = 1\%$ de μ (rad/m) na falta de ensaios. Para $\mu = 0,20$ tem-se $k = 0,002$ rad/m.

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

δ escorregamento do cabo na ancoragem, estimado em 6 mm para cordoalhas.

σ_{Pi} é a tensão de protensão inicial exercida nos cabos de protensão.

A perda de protensão devido à acomodação da ancoragem é determinada pela Equação A. 8.

$$\Delta P_{acom} = \left(\frac{2 \cdot E_p \cdot \delta \cdot A_p}{X_{acom}} \right) \cdot \frac{X_{acom} - x'}{X_{acom}} \quad \text{Equação A. 8}$$

Onde:

ΔP_{acom} é a perda devido à acomodação na ancoragem do cabo de protensão.

X_{acom} é a distância a partir da seção S_0 onde a perda por ancoragem é igual a perda por atrito.

x' é a distância pontual de cada seção onde se está calculando a perda.

Da mesma forma, as perdas de protensão por acomodação da ancoragem devem ser determinadas para cada seção da viga protendida em CUAD e podem ser organizadas assim como exibido na Tabela A. 12, sendo ΔP_{acom} a perda de protensão por acomodação da ancoragem e $P_{atr,acom}$ a força de protensão descontadas as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem.

Tabela A. 12 - Perdas por acomodação da ancoragem

Seção	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
x (m)	0	L/10	2L/10	3L/10	4L/10	5L/10 = L/2
λ	Valor					
x_{acom} (m)	Valor					
ΔP_{acom} (kN)	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força
	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}
$P_{atr,acom}$ (kN)	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas

Fonte: Autor

A perda de protensão por encurtamento elástico do concreto ocorre pela deformação elástica de encurtamento da viga devido à tensão de compressão exercida pela protensão de n cabos sucessivos, onde n é o número de cabos protendidos na viga. Deve ser determinada pelas equações a seguir:

$$\Delta P_{conc} = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \frac{(n-1)}{n} \cdot \alpha_p \cdot \sigma_{CG} \cdot A_p \quad \text{Equação A. 9}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} \quad \text{Equação A. 10}$$

$$\sigma_{CG} = -\frac{P_{atr,acom}}{A_c} - \frac{P_{atr,acom} \cdot e_p^2}{I_c} + \frac{M_{gk} \cdot e_p}{I_c} \quad \text{Equação A. 11}$$

Em que:

ΔP_{conc} é perda de protensão por encurtamento do concreto.

n é o número de cabos protendidos sucessivamente.

σ_{CG} é a tensão no centroide do cabo equivalente.

A_p é a área total dos cabos protendidos.

e_p é a excentricidade máxima no cabo de protensão equivalente.

I_c é a inercia da seção simples (apenas viga).

As perdas por encurtamento do concreto devem ser calculadas para cada seção da viga. Após a obtenção de todas as perdas imediatas, os resultados podem ser sintetizados conforme apresentado pela Tabela A. 13, onde ΔP_{conc} é a perda de protensão por encurtamento do concreto e $P_{atr,acom,conc}$ a força de protensão resultante das perdas por atrito, por acomodação da ancoragem e pelo encurtamento do concreto.

Tabela A. 13 – Total de perdas imediatas na protensão (atrito, acomodação de ancoragem e encurtamento do concreto)

Seção	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
x (m)	0	L/10	2L/10	3L/10	4L/10	5L/10 = L/2
ΔP_{atr} (kN)	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força
	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}
ΔP_{acom} (kN)	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força
	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}
ΔP_{conc} (kN)	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força	Perda de Força
	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}
$P_{atr,acom,conc}$ (kN)	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas	Força após perdas
ΔP_{Total}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}	% de P_{ini}

Fonte: Autor

10.2 Perdas Progressivas

As perdas progressivas de protensão ocorrem a partir do ato da protensão, e advém da natureza intrínseca dos materiais concreto e aço. Para o concreto refere-se a uma redução de volume por conta da retração e fluência; e quanto ao aço refere-se à sua relaxação.

Pelo fato de ocorrerem simultaneamente, as perdas de protensão por retração/fluência do concreto e as perdas por relaxação do aço atuam de modo combinado. Para isso, o Item 9.6.3.4.2 da NBR 6118 (2014) fornece um processo simplificado considerando o caso de fases únicas de operação (protensão em uma etapa somente), o qual segue apresentado pela Equação A. 12.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\overbrace{\varepsilon_{cs} E_P}^{\text{retração}} + \overbrace{\alpha_{eP} \sigma_{cP0g} \varphi}^{\text{fluência}} + \overbrace{\sigma_{p0} \chi}^{\text{relaxação}}}{\underbrace{\chi_P + \chi_C}_{\text{coeficiente de interação}} \alpha_{eP} \eta_e \rho_P} \quad \text{Equação A. 12}$$

Sendo:

$$\chi = -\ln[1 - 2,5\psi_{1000}]$$

$$\psi_{1000} = 3,5 \left(\frac{\sigma^*}{0,3} \right)^{1,118}$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_{p0}}{f_{ptk}} - 0,5 \geq 0$$

$$\chi_c = 1 + 0,5\varphi$$

$$\chi_p = 1 + \chi$$

$$\eta_e = 1 + \frac{A_c}{I_c} e_p^2$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ é a perda de protensão progressiva.

ε_{cs} é o coeficiente de retração do concreto.

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão.

α_{eP} é o coeficiente de equivalência entre aço e concreto E_p/E_c .

σ_{cp0g} é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

σ_{p0} é a tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for de tração;

φ é o coeficiente de fluência do concreto.

X é o coeficiente de fluência do aço;

Ψ é o coeficiente de relaxação do aço;

ρ_p é a taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

I_c é o momento central de inércia na seção do concreto.

Segundo a NF P 18-710 (2016), no caso do CUAD, a retração é principalmente endógena, desde que haja cura úmida adequada durante o assentamento. Quando a cura for realizada sem tratamento térmico: adota-se 550 $\mu\text{m/m}$ para a retração endógena e 150 $\mu\text{m/m}$ para o encolhimento por secagem em ambiente externo com uma umidade relativa média entre 50 e 70%.

Observação: Para os casos em que a cura do CUAD for com tratamento térmico, recomenda-se a consulta dos índices de retração na NF P 18-710 (2016).

Devido à baixíssima porosidade e baixíssima quantidade de água utilizada na composição, valores bem inferiores de fluência são encontrados no CUAD em comparação com concretos convencionais. De acordo com a NF P 18-710 (2016), a fluência do CUAD é semelhante à do concreto de alto desempenho quando não há cura com tratamento térmico, sendo consideravelmente reduzida com a realização do procedimento.

Na ausência de resultados experimentais durante a fase preliminar do projeto, a NF P 18-710 (2016) sugere a adoção de $\varphi = 0,8$ para cura sem tratamento térmico.

Observação: Para os casos em que a cura do CUAD com tratamento térmico for realizada, recomenda-se a consulta dos índices de fluência na NF P 18-710 (2016).

10.3 Perdas Totais de Protensão

Com as perdas imediatas e as perdas progressivas calculadas, as perdas totais devem ser obtidas como a somatória de todas as perdas calculadas e os resultados podem ser expressos tal como exibido pela Tabela A. 14, que apresenta o resumo das perdas imediatas e progressivas bem como os valores de protensão calculadas nas etapas.

Tabela A. 14 - Perdas totais de protensão calculadas

P_{ini} (kN)	Força de protensão
ΔP_{imed}	Força correspondente à perda imediata
P_{ATO} (kN)	Força correspondente à perda no ato da protensão
$\Delta P_{prog.}$	Força correspondente às perdas progressivas
P_{∞} (kN)	Força de protensão após todas as perdas

Fonte: Autor

11 VERIFICAÇÃO À FLEXÃO

Nesta etapa deve ser feita a verificação de segurança quanto à flexão para o ELU, em que a condição de segurança será satisfeita se $M_{ud} \geq M_{sd}$. O momento fletor solicitante é determinado com base nas ações permanentes e variáveis, e M_{ud} será determinado nos passos seguintes.

O comportamento à flexão da viga protendida em CUAD é semelhante ao comportamento de uma viga protendida em concreto convencional quanto à compressão, enquanto que na tração tem-se a consideração da resistência do CUAD.

A resistência à compressão de cálculo deverá ser determinada de acordo com a Equação A. 13, adotando $\gamma_{c,UHPC} = 1,5$ com base nas recomendações da norma francesa, considerando casos normais com cargas em períodos maiores que 24h.

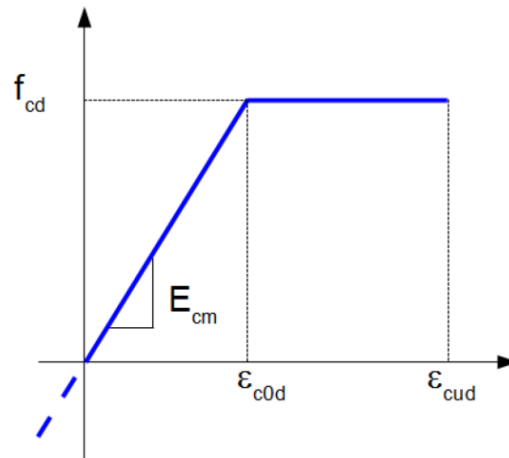
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,UHPC}} \quad \text{Equação A. 13}$$

$\gamma_{c,UHPC}$ é o fator parcial relacionado ao CUAD comprimido. Adotando $\gamma_{c,UHPC} = 1,5$, considerando casos normais com cargas em períodos maiores que 24h. Para situações diferentes novo valor deve ser consultado na NF P 18-710 (2016).

α_{cc} é o coeficiente que leva em consideração efeitos a longo prazo na resistência à compressão e efeitos adversos resultantes da maneira como a carga é aplicada. O valor a ser selecionado para CUAD é $\alpha_{cc} = 0,85$

A lei constitutiva do CUAD na compressão no ELU a ser usada no dimensionamento está apresentada na Figura A. 2.

Figura A. 2 - Representação da relação tensão-deformação de CUAD em compressão para projetos no ELU.



Fonte: NF P 18-710 (2016)

Onde:

$$\varepsilon_{c0d} = \frac{f_{cd}}{E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{cud} = \left(1 + 14 \cdot \frac{f_{ctm}}{K_{global} \cdot f_{cm}} \right) \cdot \varepsilon_{c0d}$$

Em que:

ε_{c0d} é a deformação correspondente ao limite do regime elástico.

ε_{cud} é a deformação última a ser levada em consideração no ELU;

f_{cm} é a resistência média à compressão;

f_{ctm} é a resistência média à tração;

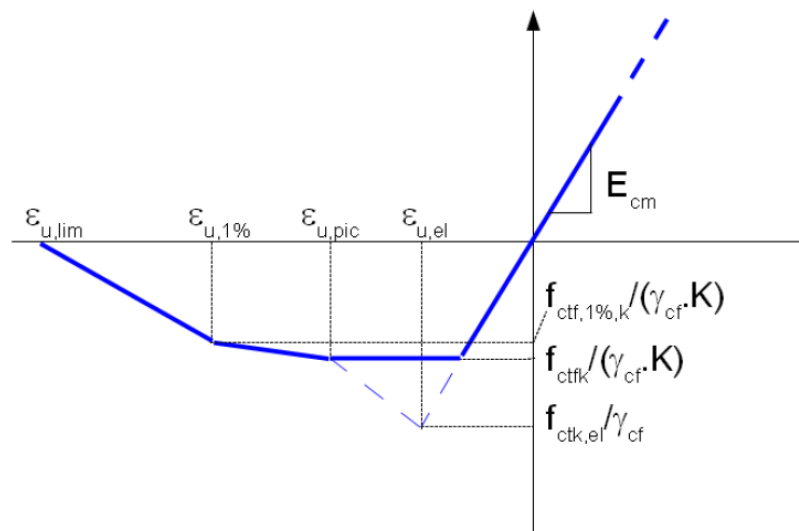
$K_{global} = 1,25$;

De acordo com a NF P18-470 (2016), a resistência média à compressão f_{cm} e a resistência média à tração f_{ctm} devem ser determinadas a partir de ensaios em laboratórios ou a partir da ficha técnica do material. Na falta de ensaios, os valores podem ser adotados de acordo com a **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

O modelo constitutivo para o comportamento à tração é ilustrado na Figura A.

3.

Figura A. 3 - Representação da relação tensão-deformação de CUAD em tração para projetos no ELS e ELU.



Fonte: NF P 18-710 (2016)

Onde:

$$\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{L_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} \cdot E_{cm}}$$

$$\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4 \cdot l_c}$$

Em que

$\gamma_{cf} = 1,3$ no caso de situações duráveis / transitórias

$\gamma_{cf} = 1,05$ no caso de situações acidentais.

$f_{ctk,el}$ é a resistência à tração elástica característica.

$K = 1,25$

w_{pic} é a largura da fissura correspondente ao pico local na curva dos ensaios realizados ou igual a 0,3 mm se não houver pico.

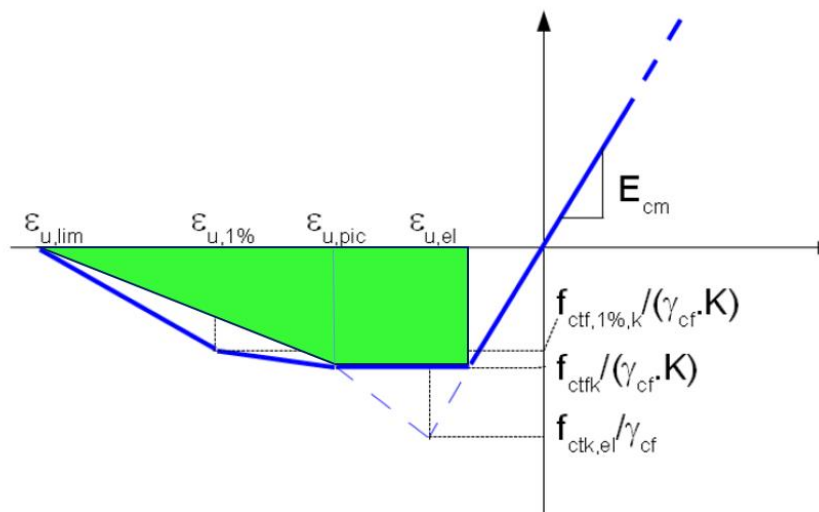
$w_{1\%} = 0,01H$, sendo H a altura do prisma testado sob flexão correspondente à espessura da estrutura.

$l_c = \frac{2 \cdot h}{3}$ é o comprimento característico (onde h é a altura da seção).

l_f é o comprimento das fibras mais longas contribuindo para garantir a não fragilidade.

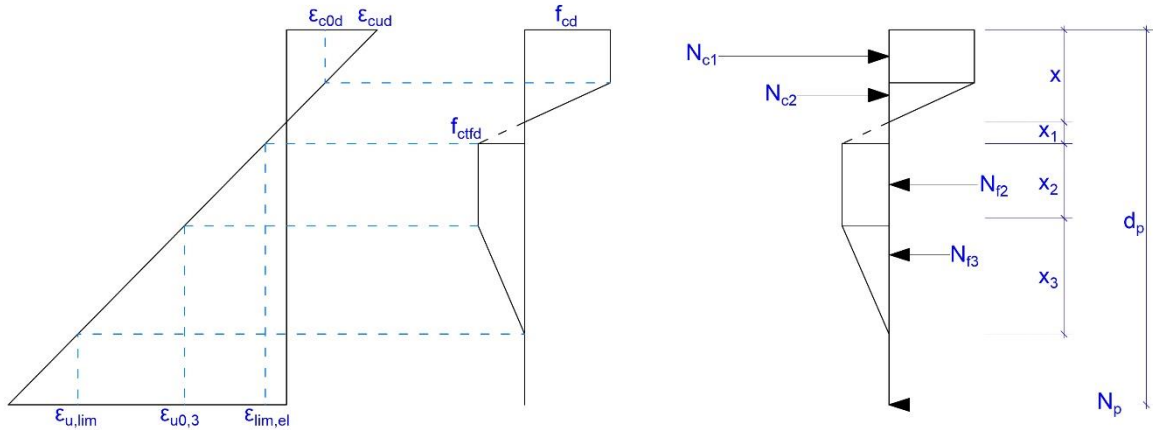
Para fins de simplificação de cálculos, em favor da segurança, pode-se adotar o diagrama de tensão deformação destacado em verde na Figura A. 4, que resulta no esquema ilustrado na Figura A. 5

Figura A. 4 - Esquema simplificado adotado para tração no ELU



Fonte: Adaptado da NF P 18-710 (2016)

Figura A. 5 - Representação de tensões e deformações na viga protendida em CUAD



Fonte: Autor

Em que:

$$N_{c1} = \left(1 - \frac{\epsilon_{c0d}}{\epsilon_{cud}}\right) \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b$$

$$N_{c2} = \frac{\epsilon_{c0d}}{\epsilon_{cud}} \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{2} \cdot b$$

$$N_{f2} = x_2 \cdot f_{ctd} \cdot b$$

$$N_{f3} = x_3 \cdot f_{ctd} \cdot \frac{1}{2} \cdot b$$

$$x_1 = \frac{\epsilon_{lim,el}}{\epsilon_{cud}} \cdot x$$

$$x_2 = \frac{\epsilon_{u,0,3} - \epsilon_{lim,el}}{\epsilon_{cud}} \cdot x$$

$$x_3 = \frac{\epsilon_{u,lim} - \epsilon_{u,0,3}}{\epsilon_{cud}} \cdot x$$

Para determinação do momento fletor último da seção, calcula-se primeiramente o pré-alongamento da armadura de protensão utilizando as seguintes equações:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \cdot e_p^2}{I_c} \quad \text{Equação A. 14}$$

$$P_{nd} = 0,9 \cdot (P_{\infty} + \alpha_p \cdot \sigma_{cp} \cdot A_p) \quad \text{Equação A. 15}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs}} \quad \text{Equação A. 16}$$

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{P_{nd}}{A_p \cdot E_p} \quad \text{Equação A. 17}$$

Onde P_{nd} é a força de neutralização e ε_{pnd} é a deformação inicial da armadura de protensão antes de ocorrer deformações por tração no concreto.

Utilizando as equações apresentadas, deve-se determinar a deformação de pré alongamento na armadura ativa e as deformações de tração e compressão na seção em CUAD. Como exemplo, as seguintes tabelas devem ser preenchidas:

A Tabela A. 15 apresenta os valores de pré-alongamento na armadura de pretensão, calculados a partir das equações acima.

Tabela A. 15 - valores do pré-alongamento na armadura de pretensão

σ_{cp} (kN/cm ²)	P_{nd} (kN)	ϵ_{pnd} (‰)
Valor	Valor	Valor

Fonte: Autor

As tensões últimas de cálculo e as deformações no ELU do CUAD para compressão e tração estão apresentados na Tabela A. 16 e na Tabela A. 17, respectivamente

Tabela A. 16 - Tensão e deformações na compressão

f_{cd} (kN/cm ²)	ϵ_{c0d} (‰)	ϵ_{cud} (‰)
Valor	Valor	Valor

Fonte: Autor

Tabela A. 17 - Tensão e deformações na tração

f_{ctd} (kN/cm ²)	L_c (cm)	$\epsilon_{lim,el}$ (‰)	$\epsilon_{u,0.3}$ (‰)	$\epsilon_{u,lim}$ (‰)
Valor	Valor	Valor	Valor	Valor

Fonte: Autor

Após a determinação da tensão e deformação de pré-alongamento na armadura de protensão e deformações do CUAD no ELU, inicia-se um processo iterativo por tentativa para se determinar o momento último da viga protendida. Para iniciar o processo de cálculo deverão ser feitas algumas considerações iniciais e seguidos os seguintes passos:

- a) Inicialmente é considerado que a ruptura ocorre no domínio 3 ou no domínio 4, considerando assim, que na compressão o concreto atingirá a deformação última proposta e na tração a deformação na armadura ativa será menor que 10 ‰.
- b) Inicia-se o processo iterativo na seguinte sequência:

b1) Adotar um primeiro valor para $\sigma_{pd}^{(1)} = f_{pyk} / 1,15$;

b2) Determinar a altura da Linha Neutra (x) por meio de equações de equilíbrio;

b3) Determinar a deformação ε_{p1d} por meio de equações de compatibilidade de deformações;

b4) Verificar se $\varepsilon_{p1d} \leq 10 \text{ ‰}$: caso positivo, a hipótese inicial de ruptura nos domínios 3 e 4 é correta. Limita-se ε_{p1d} a 10 ‰ não pelo limite da própria armadura e sim para evitar fissuração excessiva no concreto, pois o aço possui capacidade de deformação significativamente maior que esse limite para atingir a ruptura. Esse limite de deformação é recomendado pela NBR 6418 (2014) e poderá ser mantido para os dimensionamentos em CUAD.

b5) Determinar σ_{pd} na armadura com a deformação $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{p1d} + \varepsilon_{pnd}$;

b6) Verificar se $\sigma_{pd} \approx \sigma_{pd}^{(1)}$: em caso negativo deve-se adotar novo valor para $\sigma_{pd}^{(2)}$ e refazer os cálculos.

c) Se $\varepsilon_{p1d} > 10 \text{ ‰}$ a ruptura ocorre no domínio 2, em que a deformação na armadura de protensão ε_{p1d} é fixada em 10 ‰ e a deformação de compressão no concreto é menor que ε_{cud} . Nesta situação os cálculos devem ser refeitos seguindo a seguinte sequência;

c1) Determinar a tensão σ_{pd} na armadura com $\sigma_{pd} = \sigma_{p1d} + \sigma_{pnd}$ sendo σ_{p1d} o valor correspondente a deformação de 10‰.

c2) Determinar a altura da Linha Neutra (x) por meio de equações de equilíbrio;

c3) Determinar a deformação ε_{cd} por meio de equações de compatibilidade de deformações;

c4) Verificar a condição $\varepsilon_{cd} \leq \varepsilon_{cud}$: caso positivo a hipótese de ruptura no domínio 2 se confirma.

d) Calcula-se o momento fletor último M_{ud} ;

e) Verificar condição de segurança: $M_{ud} \geq M_{sd}$.

Com os passos listados à cima, devem ser feitos os cálculos para determinação do momento último de cálculo. A Tabela A. 18 apresenta um exemplo dos resultados dos cálculos que devem ser realizados, em que σ_{pd} é a tensão na

armadura de protensão, x é a altura da linha neutra, x_1 , x_2 e x_3 são as alturas das parcelas do diagrama de tração, N_c é a normal resultante no concreto, N_{f2} é a normal resultante da segunda parcela de tração e N_{f3} é a normal resultante da terceira parcela de tração e N_p é a força normal de protensão.

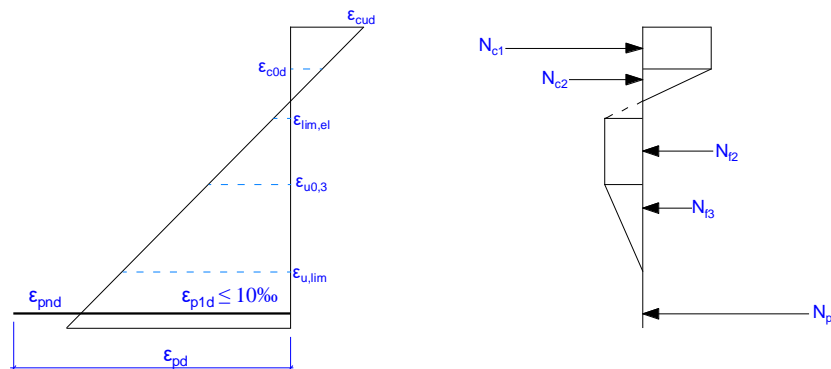
Tabela A. 18 - valores de cálculo para equilíbrio de esforços

σ_{pd} (kN/cm ²)	Valor
x (cm)	Valor
x_1 (cm)	Valor
x_2 (cm)	Valor
x_3 (cm)	Valor
N_{c1} (kN)	Valor
N_{c2} (kN)	Valor
N_{f2} (kN)	Valor
N_{f3} (kN)	Valor
N_p (kN)	Valor

Fonte: Autor

A Figura A. 6 apresenta o diagrama de tensões e deformações na seção e também os esforços normais.

Figura A. 6 - Representação dos esforços normais e deformações na seção



Fonte: Autor

Com todas as deformações calculadas tanto no concreto quanto na armadura ativa, deve-se por meio do sistema de equilíbrio de forças, determinar o momento fletor último (M_{ud}). A condição de segurança na flexão é satisfeita se $M_{ud} > M_{Sd}$

12 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO

12.1 Força cortante

Nesta seção deve-se verificar a condição de segurança quanto à força cortante. A condição de segurança será satisfeita se a tensão solicitante de cisalhamento de projeto V_{Sd} for menor que a tensão resistente de cisalhamento $V_{Rd,total}$. A tensão resistente de cisalhamento $V_{Rd,total}$ assume o menor valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$.

- $V_{Rd,máx}$ é a tensão limite da resistência à compressão das bielas de compressão do concreto no diagrama de treliças;

- V_{Rd} é a soma dos três termos de resistência $V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$;

- $V_{Rd,c}$ é o termo de contribuição CUAD;

- $V_{Rd,s}$ é o termo de contribuição para armadura de cisalhamento;

- $V_{Rd,f}$ é o termo de contribuição das fibras;

Para uma seção armada, a tensão resistente de cisalhamento de projeto fornecida pelo CUAD, $V_{Rd,c}$, é estabelecida pela Equação A. 18.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação A. 18}$$

Para uma seção protendida, $V_{Rd,c}$ é dada pela Equação A. 19.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot z \quad \text{Equação A. 19}$$

Para uma seção sem armadura, $V_{Rd,c}$ é estabelecida pela Equação A. 20.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{cf} \cdot \gamma_E} \cdot k \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot h \quad \text{Equação A. 20}$$

Onde:

$$k = 1 + 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}}$$

Com

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$$

N_{Ed} é a força axial na seção transversal devido às cargas externas ($N_{Ed} > 0$ para compressão). A influência das deformações impostas por N_{Ed} pode ser ignorada.

A_c é a área da seção transversal do elemento de CUAD.

O valor de σ_{cp} deve ser limitado da seguinte maneira:

$$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,4 \cdot f_{ck}$$

O termo γ_E é um fator de segurança considerado tal que $\gamma_{cf} \cdot \gamma_E$ é igual a 1,5.

Para todos os casos:

f_{ck} é expresso em MPa;

b_w é a menor largura da seção transversal na área de tração em metros. No caso de uma seção circular de diâmetro ϕ , b_w deve ser tomado como $0,55 \cdot \phi$.

z é o braço de alavanca das forças internas para um membro de altura constante correspondente ao momento fletor no membro considerado.

d é a distância entre a fibra mais comprimida e o reforço longitudinal.

NOTA: As fórmulas são consistentes se $z = 0,9d$ e $d = 7/8h$ no caso de seção não armada.

Os cálculos dos valores para determinação da parcela de contribuição do CUAD para cisalhamento ($V_{Rd,c}$) podem ser realizados e dispostos assim como exemplificado na Tabela A. 19.

Tabela A. 19 - Determinação da parcela de contribuição do CUAD para cisalhamento ($V_{Rd,c}$)

b_w (cm)	Valor
z (cm)	Valor
$\gamma_{cf} \cdot \gamma_E$	Valor
N_{ED} (kN)	Valor
A_c (cm ²)	Valor
f_{ck} (MPa)	Valor
σ_{cp} (MPa)	Valor
k	Valor
$V_{Rd,c}$ (kN)	Valor

Fonte: Autor

Para o caso da viga possuir armadura de cisalhamento, cálculo da parcela $V_{Rd,s}$ é realizado de maneira análoga ao concreto convencional. Já a parcela referente às fibras, o valor do projeto para a parcela da capacidade de cisalhamento $V_{Rd,f}$ é dada pela Equação A. 21.

$$V_{Rd,f} = A_{fv} \cdot \sigma_{Rd,f} \cdot \cot \theta \quad \text{Equação A. 21}$$

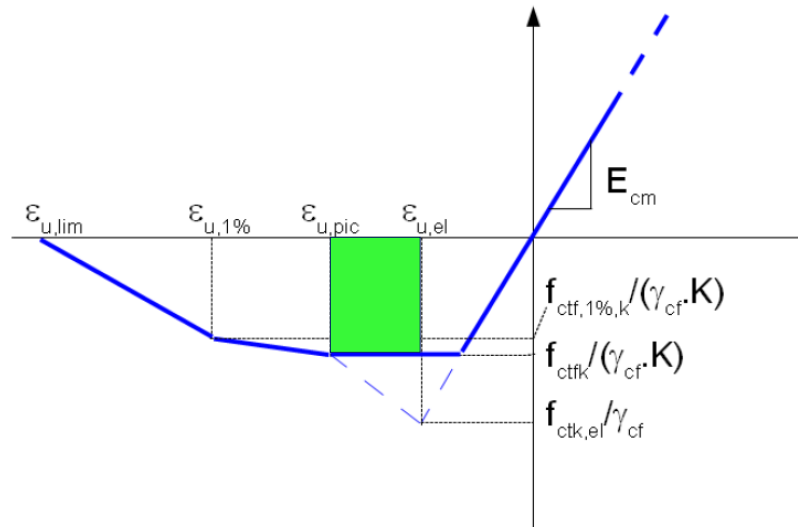
Para o caso de CUAD da classe T1* ou T2*:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K \cdot \gamma_{cf} \cdot w^*} \cdot \int_0^{w^*} \sigma_f(w) dw$$

$$w^* = \max(w_u; 0,3mm)$$

A resistência à tração residual da seção transversal reforçada com fibra $\sigma_{Rd,f}$ pode ser obtido usando o diagrama de tensão e deformação para a lei constitutiva a tração proposta. Com objetivo de simplificar os cálculos, estando a favor da segurança, apenas a região até a fissura de 0,3 mm pode ser levada em consideração, assumindo que não haverá fissuras maiores (Figura A. 7).

Figura A. 7 - Método Simplificado para cálculo de $\sigma_{Rd,f}$.



Fonte: Adaptado de NF P 18-710 (2016).

Considerando a simplificação apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, a função $\sigma_f(w) = f_{ctk,el}$ é uma constante para o intervalo de 0 a 0,3 mm.

Obs.: para o cálculo de $\sigma_{Rd,f}$ o fator K considerado é o referente à orientação das fibras que para este trabalho foi adotado como $K_{global}=1,25$.

NOTA: $\sigma_{Rd,f}$ é o valor médio da tensão pós-fissuração ao longo da fissura de cisalhamento de inclinação θ , e perpendicular a ela. O termo $V_{Rd,f}$ é a projeção da força resultante paralela à força de cisalhamento, sendo a área A_{fv} a projeção na seção transversal da área inclinada na qual as fibras atuam. Para uma seção retangular ou uma seção T, $A_{fv} = b_w \cdot z$.

Para cálculos de resistência à força de cisalhamento em uma seção armada sem força normal, é possível adotar o melhor valor estimado de $z = 0,9d$.

Para uma seção circular de diâmetro ϕ , $A_{fv} = 0,58 \cdot \phi^2$

γ_{cf} é o fator de segurança do CUAD na tração igual a 1,3.

w_u é a abertura final das fissuras alcançadas no ELU sob flexão com força axial na fibra final, no momento em que atua na seção.

$\theta = 30^\circ$ deve ser escolhido como o valor mínimo.

Os cálculos dos valores para determinação da parcela de contribuição das fibras para cisalhamento ($V_{Rd,f}$) podem ser realizados e dispostos assim como exemplificado na Tabela A. 20.

Tabela A. 20 - Determinação da parcela de contribuição das fibras para cisalhamento ($V_{Rd,f}$)

K_{global}	Valor
γ_{cf}	Valor
w^* (mm)	Valor
A_{fv} (cm ²)	Valor
$\sigma_{Rd,f}$ (kN/cm ²)	Valor
$V_{Rd,f}$ (kN)	Valor

Fonte: Autor

Para o cálculo de $V_{Rd,máx}$ para elementos em CUAD sem armadura de cisalhamento, o limite de resistência das bielas de compressão é dado pela Equação A. 22.

$$V_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta \quad \text{Equação A. 22}$$

Onde θ é a inclinação da tensão de compressão principal no eixo longitudinal igual a 30° .

A verificação da condição de segurança da força cortante pode ser realizada conforme exemplificado na Tabela A. 21, em que V_{Rd} é a somatória de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,f}$, $V_{Rd,total}$ é o maior valor entre V_{Rd} e $V_{Rd,máx}$ e V_{Sd} é a força cortante solicitante máxima.

Tabela A. 21 - Verificação da força cortante

$V_{Rd,c}$ (kN)	$V_{Rd,f}$ (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$V_{Rd,total}$ (kN)	V_{sd} (kN)	$V_{sd}/V_{Rd,total}$
Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor	Valor

Fonte: Autor

12.2 Torção

Nesta seção deve ser verificada a condição de segurança quanto à torção. Para que a seção seja considerada segura quanto à torção, deve-se atender à condição da Equação A. 23.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,máx}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}} \leq 1 \quad \text{Equação A. 23}$$

Onde:

T_{Ed} é o momento de torção solicitante de projeto;

V_{Ed} é o cisalhamento solicitante de projeto;

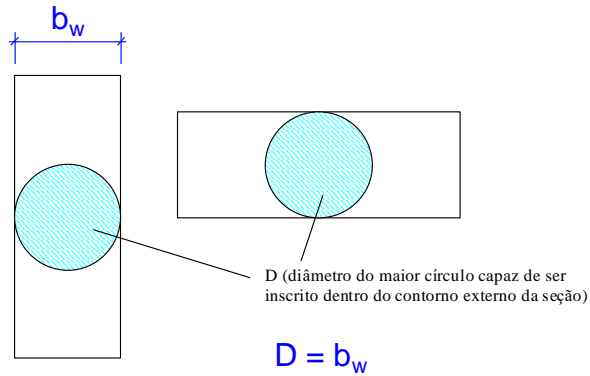
$V_{Rd,máx}$ é o valor máximo da resistência limite ao cisalhamento;

$T_{Rd,máx}$ é o momento de torção de resistência limite. No caso de CUAD sem armadura de torção, é dado por:

$$T_{Rd,máx} = 2,3 \cdot \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \tan \theta \quad \text{Equação A. 24}$$

t_{ef} é a espessura da parede da seção tubular fictícia, igual a um sexto do diâmetro do maior círculo capaz de ser inscrito dentro do contorno externo da seção, como é exemplificado na Figura A. 8.

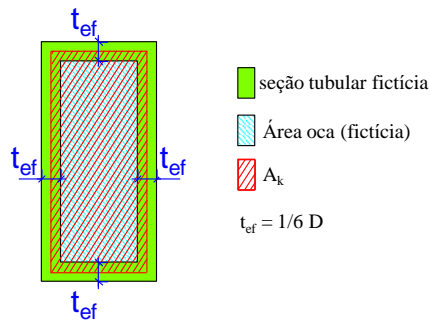
Figura A. 8 - Exemplificação de como obter o círculo fictício para determinação de t_{ef}



Fonte: Autor

A_k é a área limitada pelas linhas centrais da parede fictícia da seção tubular (incluindo seção oca), como exemplificado na Figura A. 9.

Figura A. 9 - Seção simplificada considerada para resistência à torção



Fonte: Autor

Os cálculos dos valores para determinação da torção máxima resistente $T_{Rd,máx}$ podem ser realizados e dispostos assim como exemplificado na Tabela A. 22.

Tabela A. 22 - Cálculo de torção máxima resistente

h (cm)	Valor
b_w (cm)	Valor
t_{ef} (cm)	Valor
A_k (cm ²)	Valor
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	Valor

Fonte: Autor

A Tabela A. 23 apresenta um exemplo de como pode ser apresentado o resumo da verificação ao cisalhamento devido à torção.

Tabela A. 23 – Resumo da verificação de cisalhamento e torção

$V_{Sd,máx}$ (kN)	Valor
T_{Sd} (kN·m)	Valor
$V_{Rd,total}$ (kN)	Valor
$T_{Rd,máx}$ (kN·m)	Valor
$V_{Sd,máx}/V_{Rd,total} + T_{Sd}/T_{Rd,total}$	≤ 1

Fonte: Autor

13 FLECHA

Os valores de flecha e contraflecha devem ser calculados em conformidade com a equação geral da linha elástica para seção homogênea (Equação A. 25)

$$a = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EI} \quad \text{Equação A. 25}$$

Deve-se calcular o valor da contraflecha devido à protensão no ATO, em que deve ser considerado peso próprio da viga. Para fazer o cálculo devido à protensão, deve-se realizar antes o cálculo do carregamento equivalente que corresponde ao momento gerado pela protensão.

Após calculado a contraflecha devido à protensão, deve-se verificar a não ocorrência de deformação excessiva. ABNT NBR 9062:2017 limita a contraflecha máxima por protensão em $l/300$.

A flecha no tempo infinito deve ser estimada para o ELS-DEF-CQP conforme a Equação A. 26.

$$(a_{\infty} = [(a_{0g} + a_p + a_{\Delta P}) \cdot (1 + \varphi)] + [\Psi_2 \cdot a_{0q}]) \quad \text{Equação A. 26}$$

Onde:

a_p é a flecha devido à protensão sem considerar o peso próprio;

$a_{\Delta P}$ é a flecha ocasionada pelas perdas de protensão progressivas ao longo do tempo;

a_{0g} é a flecha devido à somatória de cargas permanentes;

a_{0q} é a flecha devido à somatória de cargas variáveis;

a_0 é a flecha imediata referente à CQP sem considerar contraflecha

$$(a_0 = a_{0g} + \Psi_2 \cdot a_{0q})$$

a_i é a contraflecha inicial no ato da protensão levando em consideração o peso próprio da viga;

a_{∞} é a flecha final no tempo infinito que leva em consideração o efeito da fluência em conjunto com as outras parcelas de flechas.

Após determinar o cálculo da flecha total, deve-se verificar a ocorrência de flecha excessiva, comparando com a flecha limite de $l/300$ recomendado pelo IP-DE-C00-001_A do DER-SP (2005).